

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

MATHEUS CARDOSO DOS SANTOS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-
MECÂNICO DE MUROS EM SOLO RESIDUAL REFORÇADO COM
GEOGRELHAS**

SÃO CARLOS - SP

2025

MATHEUS CARDOSO DOS SANTOS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-
MECÂNICO DE MUROS EM SOLO RESIDUAL REFORÇADO COM
GEOGRELHAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientação: Prof. Dr. Fernando H. M. Portelinha

SÃO CARLOS - SP

2025

MATHEUS CARDOSO DOS SANTOS

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE
MUROS EM SOLO RESIDUAL REFORÇADO COM GEOGRELHAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil para obtenção
do título de Doutor em Geotecnia. São Carlos, 26
de novembro de 2025.

Orientador

Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha

Universidade Federal de São Carlos - UFSCar

Examinador

Dr. Mauricio Ehrlich

Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ

Examinador

Dr. Marcos Massao Futai

Universidade de São Paulo – POLI/USP

Examinador

Dr. Jorge Gabriel Zornberg

The University of Texas - UT

Examinador

Dr. Ennio Marques Palmeira

Universidade de Brasília - UnB

Examinador



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Tese de Doutorado do candidato Matheus Cardoso dos Santos, realizada em 26/11/2025.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha (UFSCar)

Prof. Dr. Mauricio Ehrlich (UFRJ)

Prof. Dr. Marcos Massao Futai (EPUSP)

Prof. Dr. Jorge Gabriel Zornberg (UT)

Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira (UnB)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

À minha família dedico este trabalho, com amor e gratidão.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos e Laboratório de Geotecnia (LABGEO) pelo suporte, instalações e conhecimento técnico.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando H. M. Portelinha, pela orientação e confiança necessárias para o desenvolvimento deste trabalho. Agradeço também pelas lições profissionais e pessoais transmitidas durante nosso convívio desde a Iniciação Científica.

Aos meus pais Analícia e José Antonio, irmã Julia Cardoso e esposa Fabiana Brianez, pelo amor incondicional e suporte durante toda caminhada.

À Sidnei Muzetti, José Roberto e Ricardo Canato, técnicos de laboratórios, que ensinaram na prática desde meu primeiro dia no laboratório.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil, em especial para as professoras Natália Correia e Teresinha Bonuccelli, por todo o conhecimento transmitido e lições profissionais desde a graduação.

Ao professor Marcelo Ferreira e a engenheira Bruna Catoia pelo suporte fornecido durante os ensaios realizados no Laboratório de Sistemas de Pré-Moldados de Concreto (NETPRE).

Ao *Geosynthetics Institute (GSI)* pela concessão do *Fellowship Award 2021*, cujo apoio foi fundamental para o desenvolvimento desta pesquisa.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo apoio financeiro dado ao projeto temático no qual esta pesquisa está inserida (P No. 21/06906-8).

Aos colegas de pós-graduação, Matheus Pena, Mauro Sousa, Paulo Figueredo, Dhionata Santos, Ramon Santos, Ana Laura Gianello, Laura Cassini, Andréa Vieira, Raynanne Karlla, Karol Maria, Débora Toledo, Gabriele Martins, Carolina Nogueira, José Thiago Maciel, Samuel Santana, Edson Santos, Vinay Kumar, Saurav Kar pela amizade, convivência e ajuda ao longo destes anos.

RESUMO

SANTOS, M. C. Análise experimental do comportamento hidráulico-mecânico de muros em solo residual reforçado com geogrelhas. 2025. 319f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2025.

O comportamento de muros em solo reforçado com geossintéticos sob condições de umedecimento decorrentes de eventos climáticos representa um desafio, especialmente quando solos finos são empregados como aterro. Este trabalho teve como objetivo investigar experimentalmente o comportamento hidráulico-mecânico de muros de solo reforçado com geogrelhas, construídos com solo residual de baixa permeabilidade e submetidos a diferentes regimes de chuva e inundações em ensaios de larga escala. De forma complementar, buscou-se avaliar elementos construtivos capazes de mitigar os efeitos do umedecimento. Além disso, foi proposta uma metodologia de dimensionamento para muros em condições não saturadas, considerando a influência de eventos de chuva. Foram construídos e testados quatro modelos físicos, variando-se as condições de drenagem interna, tipo de face, espaçamento vertical entre reforços e a rigidez das geogrelhas. Os resultados indicaram que, embora a sucção tenha reduzido após os eventos de chuva, observou-se a manutenção de uma sucção residual suficiente para limitar a mobilização de deformações e reduzir as tensões de tração nos reforços. A evaporação nos períodos de estiagem mostrou-se fundamental para a recuperação parcial dos níveis de sucção. Verificou-se que o emprego de colchões de areia como sistema de drenagem interna favoreceu a redistribuição dos esforços da conexão para a massa de solo, enquanto as faces em gabião, embora altamente drenantes, resultaram em maiores deslocamentos devido a menor rigidez. A redução do espaçamento vertical entre reforços revelou-se a estratégia mais eficaz para o controle de deslocamentos e deformações excessivas, mesmo quando geogrelhas de menor rigidez foram utilizadas. Comparações entre os modelos mostraram que o menor espaçamento entre reforços apresentou o melhor desempenho global frente às chuvas e inundações, enquanto os modelos com elementos drenantes apresentaram comportamento intermediário. Por fim, avaliou-se a aplicabilidade de diferentes métodos de estimativa de cargas de tração, onde o método K_{ru} , proposto nesta pesquisa, apresentou compatibilidade com os resultados experimentais, por incorporar as condições não saturadas e seus efeitos na mobilização dos reforços.

Palavras-chave: Muro em solo reforçado; Geogrelha; Solo não saturado; Umedecimento; Estimativa de carga.

ABSTRACT

SANTOS, M. C. Experimental analysis of the hydro-mechanical behavior of residual soil walls reinforced with geogrids. 2025. 319 p. Thesis (Ph.D. in Civil Engineering) – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2025.

The behavior of geosynthetic-reinforced soil walls under wetting conditions induced by climatic events represents a significant challenge, especially when fine-grained soils are used as backfill. This study aimed to experimentally investigate the hydro-mechanical behavior of geogrid-reinforced soil walls constructed with low-permeability residual soil and subjected to different rainfall and inundation regimes in large-scale tests. In addition, the study sought to evaluate construction elements capable of mitigating the effects of wetting. A design methodology for walls under unsaturated conditions was also proposed, accounting for the influence of rainfall events. Four physical models were constructed and tested, varying the internal drainage conditions, facing type, vertical spacing between reinforcements, and geogrid stiffness. The results indicated that, although matric suction decreased after rainfall events, a residual suction was maintained at levels sufficient to limit deformation mobilization and reduce tensile forces in the reinforcements. Evaporation during dry periods played a fundamental role in the partial recovery of suction levels. It was found that the use of sand cushions as internal drainage systems favored the redistribution of loads from the connection to the soil mass, while gabion facings although highly permeable resulted in larger displacements due to their lower stiffness. Reducing the vertical spacing between reinforcements proved to be the most effective strategy for controlling excessive displacements and deformations, even when lower-stiffness geogrids were used. Comparisons among the models showed that the smallest reinforcement spacing provided the best overall performance under rainfall and inundation, whereas models incorporating drainage elements exhibited intermediate behavior. Finally, the applicability of different tensile load prediction methods was evaluated, and the K_{ru} method, proposed in this research, demonstrated the best agreement with the experimental results, as it incorporates unsaturated conditions and their effects on reinforcement mobilization.

Keywords: Reinforced soil wall; Geogrid; Unsaturated soil; Wetting; Load prediction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Ilustração dos principais efeitos do processo de infiltração em ESRG com solos finos.	28
Figura 2.2: Medições de campo a 3 metros acima da base: a) Altura aterro; b) Recalques; c) Poropressão (modificado de Seigo et al., 1990).	30
Figura 2.3: Envoltórias de Mohr-Coulomb na interface solo-reforço para diferentes teores de umidade para o geotêxteis: a) HP370; b) HP570 (adaptado de Hatami et al. 2016).	32
Figura 2.4: Carga-recalque para aterros reforçados com geotêxteis construídos com diferentes teores de umidade (adaptado de Hatami et al. 2016).	33
Figura 2.5: Desempenho talude reforçado: a) Precipitação; b) Deslocamentos face anos de 1984, 1986 e 2010 (Portelinha et al., 2013).	35
Figura 2.6: Precipitação nos anos de 2010 e 2011 (Portelinha et al., 2014).	36
Figura 2.7: Sucção no solo de aterro nas elevações: a) 7.6 metros; b) 5.0 metros; c) 1.6 metros; d) 0.8 metros (Portelinha et al., 2014).	37
Figura 2.8: Desenvolvimento de fissura e recalques no talude antes do colapso: a) Início do recalque; b) Deslocamento excessivo superior a 1 metro (Yang et al., 2019).	40
Figura 2.9: Desempenho modelos reforçados com geogrelha sujeitos a infiltração. Geogrelha G1: a) Deslocamento vertical; b) Deslocamento horizontal; c) Deformações. Geogrelha G2: d) Deslocamento vertical; e) Deslocamento horizontal; f) Deformações (Bhattacharjee e Viswanadham, 2019).	41
Figura 2.10: Efeitos da intensidade e duração das chuvas na sucção efetiva para as condições iniciais de: a) 60 kPa; b) 240 kPa (Vahedifard et al., 2017).	42
Figura 2.11: Efeitos da intensidade e duração das chuvas nos deslocamentos horizontais para as condições iniciais de: a) 60 kPa; b) 240 kPa (Vahedifard et al., 2017).	43
Figura 2.12: Resistência à tração requerida para taludes reforçados com fator de segurança global igual a 1.3 (Yang et al; 2018).	44
Figura 2.13: ESRG em larga escala: a) Seção transversal e programa de instrumentação; b) Sistema de irrigação; c) Vista frontal (adaptado de Portelinha e Zornberg, 2017).	45
Figura 2.14: a) Efeito do avanço da frente de umedecimento nas deformações máximas; b) Efeito da sucção média no fator de segurança e deformações máximas geotêxtil não tecido (adaptado de Portelinha e Zornberg; 2017).	46
Figura 2.15: a) Progressão incrementos de carga, deformações e sucção durante infiltração; b) Relação entre a média da sucção e a carga de tração mobilizada (PORTELINHA et al., 2021).	47
Figura 2.16: Padrões reais e idealizados de precipitações em Singapura: a) Atrasado; b) Normal; c) Avançado (RAHIMI et al., 2011).	48
Figura 2.17: Limites de precipitação para os taludes reforçados considerando diferentes solos, condições iniciais e IDF regional (YANG et al., 2019).	51
Figura 2.18: Curvas IDF futuras de Seattle: a) Base; b) Limite superior; c) Média; d) Limite superior (Vahedifard et al., 2017).	52

Figura 2.19: Umidade volumétrica para: a) Camada acima do reforço; b) Estrutura completa (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).	54
Figura 2.20: Geotêxtil não tecido e solo fino não saturado: a) Curvas de retenção; b) Funções de condutividade hidráulica (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).	56
Figura 2.21: Variação da estabilidade de acordo com as chuvas acumuladas para as ESRG com geotêxtil tecido e colchão de areia: a) Fator de segurança global; b) Fator de segurança local (THUO et al., 2015).	57
Figura 2.22: a) Colchão de areia - drenagem interna (adaptado de Yang et al., 2018); b) Dreno chaminé.	58
Figura 2.23: a) Volume acumulado de água na ESRG; b) Vista frontal da estrutura após o processo de infiltração (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).	59
Figura 2.24: Comparação poropressões normalizadas localizadas: a) Meio; b) Base. (adaptado de Mamaghanian et al., 2019).	60
Figura 2.25: Perfis de poropressão na distância de 2,40 metros da base da ESRG com colchões de areia para os reforços: a) Geotêxtil não tecido; b) Geogrelha (YANG et al., 2018).	61
Figura 2.26: a) Fatores de segurança para as medidas de remediação; b) Comparações entre as superfícies freáticas (adaptado de YANG et al., 2019a).	66
Figura 2.27: Contornos de poropressão e modos de ruptura para ESRG com solos contendo: a) 19% de finos; b) 30% de finos (YANG et al., 2019).	67
Figura 2.28: Ruptura de uma ESRG em Chung-Nam, Coreia do Sul: a) Geometria estrutura; b) Após colapso (YOO e JUNG, 2006).	70
Figura 2.29: Variação do fator de segurança ao longo do tempo durante o período de chuvas intensas (YOO e JUNG, 2006).	71
Figura 2.30: a) Projeto, ruptura e reabilitação da ESRG em Nantou; b) Ruptura durante a construção após chuvas intensas em 1994 (LIU et al., 2012).	72
Figura 2.31: Ruptura devido à chuva intensa induzida por tufão em 2004: a) Vista geral; b) Vista detalhada; (c) Camada de argila observada ao longo do plano de deslizamento da ruptura (LIU et al., 2012).	73
Figura 2.32: a) Geometria e detalhes construtivos da ESRG localizada em Taichung, Taiwan; b) Juntas entre os drenos verticais e horizontais; c) Tubos horizontais revestidos de geotêxtil não tecido (YANG et al., 2019).	75
Figura 2.33: Ruptura ESRG desencadeada por chuvas em Taichung, Taiwan: a) Vista geral; b) Base da ruptura com escoamento de água do interior da massa de solo; c) Vista lateral (adaptado YANG et al., 2019a).	76
Figura 3.1: Configurações usuais de muros em solo reforçado com geogrelhas.	81
Figura 3.2: Seções transversais modelos físicos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B; c) M3_SD_G e d) M4_0.3m_SD_B.	83
Figura 3.3: a) Caixa metálica de grande porte com as dimensões internas; b) Lateral esquerda reforçada.	84
Figura 3.4: Vigas de reação na parte superior da caixa de ensaios.	85
Figura 3.5: Processo de lubrificação base: a) Limpeza interna; b) Aplicação vaselina; c) Revestimento com membrana plástica; d) Posicionamento blocos da face (1 fiada).	85

Figura 3.6: Processo de lubrificação laterais: a) Aplicação vaselina (lateral esquerda); b) Revestimento com membrana plástica (lateral esquerda); c) Aplicação vaselina (lateral direita); d) Revestimento com membrana plástica (lateral direita).....	86
Figura 3.7: a) Chegada do solo parte externa laboratório; b) Estocagem e movimentação parte interna do laboratório.....	87
Figura 3.8: Pesagem solo seco e homogeneização do material para a correção do teor de umidade.	88
Figura 3.9: a) Camada experimental; b) Compactação bordas.....	90
Figura 3.10: Camada experimental finalizada (M4_0.3m_SD_B) e solo espalhado para a compactação da camada experimental (M1_0.6m_SD_B).	91
Figura 3.11: a) Retirada amostra indeformada e coleta do solo para a determinação teor de umidade; b) Pesagem amostra indeformada no anel de talhagem; c) Pesagem cápsula com solo úmido.	91
Figura 3.12: a) Transporte e posicionamento; b) Descarregamento; c) Compactação.....	92
Figura 3.13: Bloco segmental de concreto: a) Preenchido com brita; b) Face finalizada.	93
Figura 3.14: Face modelo físico M3_0.6m_CA_G: a) Posicionamento tela metálica; b) Revestimento com geotêxtil não tecido; c) Vista frontal; d) Vista superior após a compactação.	94
Figura 3.15: Cunhas de travamento e escoras horizontais.....	95
Figura 3.16: Nivelamento camada de solo com a face vertical: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B; c) M3_0.6m_CA_G; d) M4_0.3m_SD_B.....	95
Figura 3.17: a) Posicionamento blocos de concreto fiada superior; b) Segunda fiada blocos de concreto da face modelos e primeira tela metálica.....	96
Figura 3.18: Processo de compactação nas alturas de: a) 40 cm; b) 120 cm; c) 200 cm.	97
Figura 3.19: Posicionamento reforço: a) Acima camada compactada; b) Entre os blocos de concreto da face.	98
Figura 3.20: Comparação entre os reforço presentes na altura de 60 cm nos modelos M1 e M4.	98
Figura 3.21: Execução colchão de areia: a) Descarregamento interior do modelo; b) Espalhamento; c) Nivelamento com bloco após compactação.....	99
Figura 3.22: Colchão de areia: a) Camada inferior; b) Posicionamento geogrelha (M2_R1)..	99
Figura 3.23: Posicionamento reforço modelo físico 3: a) Camada compactada inferior; b) Posicionamento geogrelha (M3_R1); c) Posicionamento tela metálica revestida.	100
Figura 3.24: Posicionamento geogrelhas nos modelos físicos nas alturas de: a) 30 cm; b) 60 cm; c) 120 cm; d) 180 cm.....	101
Figura 3.25: Superfície modelos físico: a) Bordos compactados; b) Preenchimento com areia; c) Modelos físicos com bordos compactados; b) Modelos físicos preenchimento com areia.	102
Figura 3.26: Sistema de distribuição d'água: a) Posicionamento tubulações ; b) Tubulações inseridas na camada de areia; c) Geocomposto drenante no topo do sistema de distribuição.	103

Figura 3.27: Posicionamento bolsas de ar no topo dos modelos físicos.	104
Figura 3.28: Sistema de reação: a) Vista lateral da bolsa de ar posicionada no topo do modelo físico; b) Saída do bico da bolsa de ar.	104
Figura 3.29: Sistema de controle de pressão: a) Painel; b) Válvula de controle pressão bolsa de ar.	105
Figura 3.30: Instrumentação: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B; c) M3_0.6m_CA_G; d) M4_0.3m_SD_B.	107
Figura 3.31: Sensores de umidade: a) Teros 12; b) EC-5; c) Aquisitor de dados LZ6 Basic.	108
Figura 3.32: Calibração sensores de umidade volumétrica: a) EC-5; b) Teros 12.	109
Figura 3.33: Instalação sensor de umidade EC-5: a) Abertura solo; b) Cravação sensor; c) Cobertura solo; d) Aspecto final da camada instrumentada.	110
Figura 3.34: Instalação sensor de umidade Teros 12: a) Posicionamento sensor; b) Abertura solo; c) Cravação sensor; d) Posicionamento; e) Cobertura solo.	110
Figura 3.35: a) Tensiômetro <i>Watermark 200SS</i> ; b) Aquisitor de dados <i>Watermark Monitor 900M</i> ; c) Saturação tensiômetros.	111
Figura 3.36: Instalação tensiômetro: a) Abertura solo e preparo lama; b) Cobertura tensiômetro; c) Posicionamento e cobrimento.	112
Figura 3.37: Célula de tensão total: a) Presente modelo M1; b) Presente modelo M4; c) Aquisitor de dados <i>Micro-Measurements D4</i>	113
Figura 3.38: Calibração células de tensão total presentes nos modelos: a) M1; b) M4.	113
Figura 3.39: Células de tensão total posicionadas nos modelos: a) M4; b) M1.	114
Figura 3.40: Processo de instalação célula de tensão total: a) Posicionamento altura de 70 cm; b) Proteção com folha plástica ; c) Compactação solo no entorno; d) Aspecto final.	114
Figura 3.41: a) Placas de acrílico; b) Paquímetro.	115
Figura 3.42: Sistema de medidas deslocamentos horizontais face: a) Modelos físicos M1, M2 e M4 ; b) Modelo físico M3; c) Detalhe referências fixa e móvel.	116
Figura 3.43: Medição deslocamento horizontal da face.	116
Figura 3.44: Extensômetros na interface entre os elementos de face: a) M1; b) M3; c) M4.	117
Figura 3.45: Sistema de medida deslocamento horizontal: a) M1; b) M3.	118
Figura 3.46: Sistema de medição deslocamento horizontal geogrelha: a) Pesos; b) Medição; c) Parte externa parede fundo caixa de ensaios.	118
Figura 3.47: Estágios dos eventos de chuvas.	120
Figura 3.48: Estágios dos eventos de inundação.	121
Figura 3.49: Curvas granulométricas.	123
Figura 3.50: Classificação MCT.	124
Figura 3.51: Curva de retenção pelo método do papel filtro: a) Talhagem corpo de prova; b) Processo de secagem; c) Posicionamento papel filtro; d) Proteção; e) Embalagem.	125
Figura 3.52: Curvas de retenção de água.	126

Figura 3.53: Aferição curva de retenção solo fino: a) SUV; b) Tensiômetro; c) Sensores instalados no corpo de prova; d) Processo de equilíbrio da umidade.....	127
Figura 3.54: Resistência ao cisalhamento solo fino (aterro compactado): a) Tensão desvio; b) Variação volumétrica; Envoltória Mohr-Coulomb Solo 3: c) Umidade constante; d) Condição saturada.....	129
Figura 3.55: Resistência ao cisalhamento solo granular (colchão de areia): a) Tensão desvio; b) Variação volumétrica; c) Envoltória Mohr-Coulomb.	130
Figura 3.56: Curvas módulo de elasticidade secante: a) Solo fino; b) Solo granular.....	130
Figura 3.57: Resistência ao cisalhamento solo fino na condição $u_a - u_w = 50$ kPa: a) Tensão desvio; b) Envoltórias de resistência.	131
Figura 3.58: Resistência ao cisalhamento solo fino na condição $u_a - u_w = 100$ kPa: a) Tensão desvio; b) Envoltórias de resistência.	132
Figura 3.59: Resistência ao cisalhamento solo fino na condição $u_a - u_w = 200$ kPa: a) Tensão desvio; b) Envoltórias de resistência.	132
Figura 3.60: a) Envoltórias de resistência com imposição de sucção; b) Relação entre tensão cisalhante e sucção matricial.	133
Figura 3.61: Envoltória de resistência não saturada solo fino.....	133
Figura 3.62: Geogrelhas utilizados: a) GG1; b) GG2.....	134
Figura 3.63: Ensaio de tração faixa larga: GG1: a) Longitudinal; b) Transversal; GG2: c) Longitudinal; d) Transversal.	135
Figura 3.64: Ensaio de fluência: a) GG1; b) GG2.....	136
Figura 4.1: Condições iniciais solo compactado M1_0.6m_SD_B: a) Teor de umidade gravimétrico; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.....	138
Figura 4.2: Aplicação do evento de Chuva 1.....	139
Figura 4.3: Teor de umidade volumétrico modelo M1_0.6m_SD_B.....	139
Figura 4.4: Sucção matricial M1_0.6m_SD_B: a) Todos os estágios; b) Carregamento e Chuva 1; c) Estiagem 1 e Chuva 2; d) Estiagem 2 e Chuva 3.	142
Figura 4.5: Séries temporais de temperatura e umidade relativa modelo M1.	146
Figura 4.6: Perfis de tensão de sucção M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3.	148
Figura 4.7: Deslocamentos da face para o estágio de carregamento M1_0.6m_SD_B: a) Normalizado com a altura equivalente; b) Posição horizontal.	150
Figura 4.8: Deslocamentos da face para os eventos de chuvas M1_0.6m_SD_B: a) Normalizado com a altura equivalente; b) Posição horizontal.	151
Figura 4.9: Deslocamentos horizontais geogrelha M1_0.6m_SD_B: a) Reforço 3 (R3); b) Reforço 2 (R2); c) Reforço 1 (R1).	152
Figura 4.10: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros presentes no modelo M1_0.6m_SD_B: a) Carregamento; b) Eventos de chuvas.....	153
Figura 4.11: Distribuição deformações nas geogrelhas para o estágio de carregamento MF1: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1.....	154

Figura 4.12: Distribuição deformações nas geogrelhas para os eventos de chuva MF1: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1.....	155
Figura 4.13: Comparação deformações máximas M1_0.6m_SD_B e modelos de campo/escala real de muros em solo reforçado com geogrelhas.	156
Figura 4.14: Tração máxima no reforço M1_0.60m_SD_B: a) Carregamento; b) Eventos de chuva.....	157
Figura 4.15: Cargas máximas de tração no reforço e perfis de coesão total M1_0.6m_SD_B: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	158
Figura 4.16: Tração máxima na conexão M1_0.6m)SD_B: a) Carregamento; b) Eventos de chuva.....	159
Figura 4.17: Tensão lateral medida pela célula de tensão total e cargas de conexão das geogrelhas para o modelo M1_0.6m_SD_B.....	160
Figura 5.1: Condições iniciais solo compactado M2_0.6m_CA_B: a) Teor de umidade gravimétrico; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.....	164
Figura 5.2: Teor de umidade volumétrico modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B.	165
Figura 5.3: Sucção matricial modelo: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B.....	167
Figura 5.4: Teor de umidade volumétrico normalizado modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B.	170
Figura 5.5: Razão entre os valores de teor de umidade normalizado para os modelos M2_0.6m_CA_B (θ_{CA_n}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{SD_n}).	171
Figura 5.6: Razão entre os teores de umidade máximos normalizados dos modelos M2_0.6m_CA_B (θ_{CA_n}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{SD_n}) de acordo com a intensidade de chuva. .	173
Figura 5.7: Curva de retenção de água para o solo fino (aterro compactado) e solo granular (colchão de areia); b) Curvas de condutividade hidráulica não saturada.	174
Figura 5.8: Perfis de sucção modelo M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3. Modelo M2_0.6m_CA_B: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.	176
Figura 5.9: Perfis de tensão de sucção modelo M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3. Modelo M2_0.6m_CA_B: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.....	178
Figura 5.10: Deslocamento da face para os modelos M1 e M2 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	180
Figura 5.11: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros M1 e M2: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	182
Figura 5.12: Distribuição deformações nas geogrelhas. M1_0.6m_SD_B: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1. M2_0.6m_CA_B: d) Reforço 3; e) Reforço 2; f) Reforço 1.	183
Figura 5.13: Tração máxima nos reforços nos modelos M1 e M2 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	186
Figura 5.14: Tração máxima nas conexões nos modelos M1 e M2 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	187
Figura 6.1: Condições iniciais solo compactado M3_0.6m_SD_G: a) Teor de umidade gravimétrico; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.....	192

Figura 6.2: Teor de umidade volumétrico modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M3_0.6m_SD_G.	193
Figura 6.3: Modelo físico M3_0.6m_SD_G: a) Seção transversal; b) Camada de solo, reforço e face em gabião.	194
Figura 6.4: Sucção matricial modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M3_0.6m_SD_G.	196
Figura 6.5: Razão entre os valores de teor de umidade normalizado para os modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FGn}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FBn}).	198
Figura 6.6: Perfis de tensão de sucção modelo M1_0.6m_SD_G: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3; Modelo M3_0.6m_SD_G: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.	200
Figura 6.7: Deslocamento da face nos modelos M1 e M3 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	201
Figura 6.8: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros M1, M2 e M3: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	203
Figura 6.9: Razão entre os valores de deslocamentos máximos da face para os modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FG-max}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FB-max}).	205
Figura 6.10: Distribuição deformações nas geogrelhas. M1_0.6m_SD_B: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1. M3_0.6m_SD_G: d) Reforço 3; e) Reforço 2; f) Reforço 1.	206
Figura 6.11: Tração máxima nos reforços nos modelos M1 e M3 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	209
Figura 6.12: Tração máxima nas conexões nos modelos M1 e M3 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	211
Figura 7.1: Condições iniciais solo compactado modelo M4_0.3m_SD_B: a) Teor de umidade gravimétrico; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.	215
Figura 7.2: Teor de umidade volumétrico modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M4_0.3m_SD_B.	216
Figura 7.3: Sucção matricial modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M4_0.3m_SD_B.	219
Figura 7.4: Razão entre os valores de teor de umidade normalizado para os modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FGn}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FBn}).	221
Figura 7.5: Perfis de tensão de sucção modelo M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3; modelo M4_0.3m_SD_B: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.	223
Figura 7.6: Deslocamento da face nos modelos M1 e M4 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	225
Figura 7.7: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros para os modelos M1 e M4: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	227
Figura 7.8: Razão entre os valores de deslocamentos máximos da face para os modelos M4_0.3m_SD_B ($\theta_{0.3m-face-max}$) e M1_0.6m_SD_B ($\theta_{0.6m-face-max}$).	229
Figura 7.9: Distribuição das deformações nas geogrelhas. Modelo M1: a) R3; b) R2; c) R1. Modelo M4: d) R3; e) R2; f) R1.	231
Figura 7.10: Razão entre as deformações máximas dos reforços inseridos na massa de solo para os modelos M4_0.3m_SD_B ($\epsilon_{0.3m-max-max}$) e M1_0.6m_SD_B ($\epsilon_{0.6m-max-max}$).	234

Figura 7.11: Razão entre as deformações máximas na conexão para os modelos M4_0.3m_SD_B ($\epsilon_{0.3m-con-max}$) e M1_0.6m_SD_B ($\epsilon_{0.6m-con-max}$).....	236
Figura 7.12: Tração máxima nos reforços nos modelos M1 e M4 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	237
Figura 7.13: Tração máxima nas conexões nos modelos M1 e M4 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.	239
Figura 7.14: Tensão lateral medida pela célula de tensão total e cargas de conexão das geogrelhas para o modelo M4_0.3m_SD_B.....	240
Figura 8.1: Eventos de inundação: a) Configuração exterior; b) Interior da caixa de ensaios.	245
Figura 8.2: Teor de umidade volumétrico nos modelos físicos durante os eventos de inundações nas profundidades: a) 0.35m; b) 0.60m; c) 1.00m; d) 1.30m; e) 1.80m.....	246
Figura 8.3: Sucção matricial nos modelos físicos durante os eventos de inundações nas profundidades: a) 0.35m; b) 0.60m; c) 1.00m; d) 1.30m; e) 1.80m.	249
Figura 8.4: Deslocamentos da face dos modelos físicos nos eventos de inundações obtidos pelos extensômetros: a) M1; b) M2; c) M3; d) M4.....	251
Figura 8.5: Distribuição das deformações nas geogrelhas nos eventos de inundações. Modelo M1_0.6m_SD_B: a) R3; b) R2; c) R1. Modelo M2_0.6m_CA_B: d) R3; e) R2; f) R1.	253
Figura 8.6: Distribuição das deformações nas geogrelhas nos eventos de inundações. Modelo M3_0.6m_SD_G: a) R3; b) R2; c) R1. Modelo M4_0.3m_SD_B: d) R3; e) R2; f) R1.	255
Figura 8.7: Deformações máximas geogrelha inserida na massa de solo nos eventos de inundações.	257
Figura 8.8: Deformações máximas registradas nos modelos físicos e modelos de campo/escala real de muros em solo reforçado com geogrelhas.	258
Figura 8.9: Cargas máximas de tração na geogrelha inserida na massa de solo nos eventos de inundações: a) M1; b) M2; c) M3; d) M4.....	259
Figura 8.10: Cargas máximas de tração na conexão da geogrelha com a face nos eventos de Inundações: a) M1; b) M2; c) M3; d) M4.	262
Figura 9.1: Componentes do empuxo ativo <i>versus</i> profundidade devido as tensões de sobrecarga, coesão e de sucção sob fluxo não saturado (adaptado de Shahrokhbadi et al., 2019).	274
Figura 9.2: Modelo hiperbólico ensaios triaxiais saturados: a) Solo fino – aterro; b) Solo granular – Colchão de areia.	277
Figura 9.3: Estimativa cargas máximas no modelo físico M1: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.....	278
Figura 9.4: Estimativa cargas máximas no modelo físico M2: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.....	281
Figura 9.5: Estimativa cargas máximas no modelo físico M3: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.....	283
Figura 9.6: Estimativa cargas máximas no modelo físico M4: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.....	285
Figura 9.7: Distribuição das tensões laterais na face da ESRG.....	288

Figura 9.8: Estimativa das cargas na conexão: a) Modelo físico 1; b) Modelo físico 2; c) Modelo físico 3; d) Modelo físico 4.289

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: ESRG com solos finos que apresentaram desempenho satisfatório.	38
Tabela 2.2: Casos de rupturas de ESRG desencadeadas por chuvas.	78
Tabela 3.1: Características modelos físicos em larga escala.	83
Tabela 3.2: Programa de eventos de chuvas.	120
Tabela 3.3: Programa de eventos de inundação.	121
Tabela 3.4: Caracterização solos.	122
Tabela 3.5: Parâmetros de ajuste curvas de retenção de água nos solos.	126
Tabela 3.6: Resumo parâmetros de resistência ao cisalhamento.	131
Tabela 3.7: Características geogrelhas.	134
Tabela 3.8: Propriedades de resistência à tração das geogrelhas.	135
Tabela 9.1: Parâmetros modelo hiperbólico.	276
Tabela 9.2: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 1.	280
Tabela 9.3: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 2.	282
Tabela 9.4: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 3.	284
Tabela 9.5: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 4.	286
Tabela 9.6: Parâmetros utilizados no método <i>Simplified K-Stiffness</i>	287

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
1.1 Objetivos	23
1.2 Organização da tese	24
2 REVISÃO DA LITERATURA - ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS EM CONDIÇÕES CLIMÁTICAS INTENSAS.....	26
2.1 Introdução	26
2.2 Comportamento de ESRG com solos finos.....	29
2.3 Efeitos da infiltração de chuvas	39
2.4 Efeitos dos padrões de chuvas.....	47
2.5 Efeitos de barreiras capilares	53
2.6 Relevância de drenos internos e externos	58
2.7 Projetos de ESRG em condições de chuvas	63
2.8 Lições aprendidas com rupturas de ESRG desencadeadas por chuvas.....	69
2.9 Considerações finais	79
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	81
3.1 Modelos físicos em larga escala.....	81
3.1.1 Concepção e projeto	81
3.1.2 Caixa de ensaios	84
3.1.3 Preparação preliminar	85
3.1.4 Preparação do solo	87
3.1.5 Compactação solo	89
3.1.6 Método construtivo	92
3.1.7 Posicionamento geogrelhas	98
3.1.8 Sistema de irrigação.....	102
3.1.9 Sistema de sobrecarga vertical.....	103

3.1.10 Instrumentação.....	105
3.1.11 Umidade volumétrica.....	108
3.1.12 Sucção matricial.....	110
3.1.13 Tensão horizontal.....	112
3.1.14 Deslocamentos horizontais de face.....	114
3.1.15 Deslocamentos horizontais internos	117
3.1.16 Programa de ensaios	119
3.2 Solos.....	122
3.2.1 Caracterização.....	122
3.2.2 Curva de retenção de água.....	125
3.2.3 Resistência ao cisalhamento	128
3.3 Geogrelhas.....	134
3.3.1 Caracterização.....	134
3.3.2 Resistência à tração.....	135
3.3.3 Fluência	135
4 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DE UM MURO EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE CHUVAS.....	137
4.1 Condições iniciais	137
4.2 Comportamento não saturado - teor de umidade volumétrico e sucção matricial	138
4.3 Temperatura e umidade relativa.....	145
4.4 Perfis de tensão de sucção.....	146
4.5 Deslocamentos face.....	149
4.6 Deslocamentos internos	151
4.7 Deformações geogrelhas	153
4.8 Cargas de tração no reforço.....	157
4.9 Cargas de tração na conexão	158

4.10 Conclusões.....	161
5 INFLUÊNCIA DE COLCHÕES DE AREIA NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB EVENTOS DE CHUVAS	163
5.1 Condições iniciais	163
5.2 Comportamento não saturado	164
5.3 Drenagem interna	169
5.4 Barreira capilar.....	173
5.5 Deslocamentos	179
5.6 Deformações geogrelhas	182
5.7 Cargas de tração	185
5.8 Conclusões	188
6 INFLUÊNCIA DO TIPO DE FACE NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB EVENTOS DE CHUVAS.....	191
6.1 Condições iniciais	191
6.2 Comportamento não saturado	192
6.3 Drenagem	197
6.4 Deslocamentos	200
6.5 Deformações geogrelhas	205
6.6 Cargas de tração	209
6.7 Conclusões	212
7 INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO VERTICAL ENTRE REFORÇOS NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE CHUVAS.....	214
7.1 Condições iniciais	214
7.2 Comportamento não saturado	215
7.3 Perfis de tensão de sucção.....	222

7.4	Deslocamentos	224
7.5	Deformações geogrelhas	230
7.6	Cargas de tração	237
7.7	Tensão lateral	240
7.8	Conclusões	242
8	COMPARAÇÕES DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE INUNDAÇÕES	244
8.1	Comportamento não saturado	245
8.2	Deslocamentos face.....	251
8.3	Deformações geogrelhas	252
8.4	Cargas de tração	258
8.5	Conclusões	264
9	ESTIMATIVA DE CARGAS DE TRAÇÃO EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADOS COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE CHUVAS	266
9.1	Coefficiente de empuxo de solo reforçado não saturado K_{ru}	268
9.2	Método simplificado e <i>Simplified Stiffness Method</i>	275
9.3	Estimativas de carga de tração no reforço.....	276
9.4	Estimativas de cargas de conexão	288
9.5	Conclusões	291
10	CONCLUSÕES FINAIS.....	293
	REFERÊNCIAS	296
	LISTA DE ABREVIATURAS.....	314
	LISTA DE SIMBOLOS	316

1 INTRODUÇÃO

O comportamento de Estruturas em Solo Reforçado com Geossintéticos (ESRG), como aterros, muros de contenção e taludes é substancialmente influenciado por eventos climáticos, especialmente por aqueles que alteram o teor de umidade do solo, como chuvas e inundações. Quando solos de granulometria fina, denominados neste trabalho como solos finos, são utilizados como material de aterro, a permeabilidade, resistência ao cisalhamento do solo e as interações com o reforço geossintético sofrem impacto significativo devido ao processo de infiltração de água. Assim, a compreensão da dinâmica de infiltração da chuva em um solo de aterro não saturado é necessária para uma avaliação rigorosa do desempenho de uma ESRG durante sua vida útil. O processo de infiltração é influenciado por diversos fatores como tipo de material de aterro, intensidade e duração da precipitação, interação mecânica solo-reforço, bem como a existência e eficácia dos sistemas de drenagem.

Para a verificação da estabilidade interna de ESRG, é comum a utilização das teorias de empuxo horizontais ou análises de estado limite nas quais o coeficiente de empuxo ativo é o parâmetro chave para as análises de projeto. A maioria das análises de estabilidade considera a condição crítica saturada do solo de aterro, assumindo o solo como saturado e que a resistência ao cisalhamento está totalmente mobilizada. Neste contexto, os empuxos ativos são frequentemente utilizados para o cálculo das cargas de tração no reforço. Entretanto, é importante notar que tais coeficientes de empuxo ativo tendem a superestimar as cargas de tração por não levar em consideração as reais tensões de trabalho e as condições não saturadas do aterro, especialmente quando solo finos coesivos são utilizados.

Em especial, muros de contenção com solos finos são comumente compactados no teor de umidade ótimo, o que leva a um significativo valor de sucção matricial. A sucção matricial aumenta a resistência do solo, a qual pode (ou não) estar presente durante toda a vida útil da estrutura e deve ser incluída nas análises de projeto. Porém, eventos de chuva e inundações impactam o comportamento da ESRG devido a diminuição da sucção do solo de aterro. Como consequência podem ocorrer o desenvolvimento de poropressões positivas, deformações excessivas e a redução da estabilidade interna, para citar apenas alguns dos efeitos adversos causados pelo aumento de umidade no solo de aterro.

Por outro lado, o Brasil possui uma vasta experiência, consolidada ao longo de mais de três décadas, na construção de ESRG utilizando solos finos locais. Diversas obras executadas com esse tipo de material apresentaram desempenho satisfatório ao longo dos anos, mesmo em regiões caracterizadas por elevados índices pluviométricos. A utilização de solo finos como material de aterro é contemplada em diferentes normas internacionais, como a Federal Highway Administration (FHWA, 2009) e a Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2020), as quais estabelecem limites restritivos para o teor de finos (material passante na peneira #200), fixando-o em até 15% para aterros de muros em solo reforçado com geossintéticos. Em comparação, a National Concrete Masonry Association (NCMA, 2010) permite até 35% de finos, podendo esse limite alcançar 50% quando há participação de um engenheiro geotécnico no projeto. Embora essa preocupação seja evidente em diretrizes internacionais, no contexto brasileiro as restrições quanto ao teor de finos em aterros de ESRG têm sido menos rigorosas, fato que reforça a importância de se compreender o desempenho dessas estruturas em condições locais, especialmente sob influência de regimes climáticos intensos.

Aqui, existe uma clara lacuna nos métodos de projeto e premissas de muros em solo reforçado com geossintéticos em avaliar as respostas hidromecânicas quando solos finos são utilizados sob diferentes eventos climáticos, especialmente os intensos. O processo de infiltração da chuva deve ser avaliado considerando o solo não saturado, assim como a interação solo-reforço nas análises de projeto. Este trabalho busca compreender os fatores que explicam tal comportamento, de modo a contribuir para o aprimoramento e maior assertividade dos projetos.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo principal investigar o comportamento hidráulico-mecânico de estruturas de contenção construídas com solos finos reforçados com geogrelhas, quando submetidas a processos de umedecimento decorrentes de eventos climáticos intensos, como chuvas, estiagens e inundações. Busca-se, de forma específica, compreender a influência de diferentes elementos construtivos, tais como sistemas de drenagem, configuração da face e distribuição dos reforços sobre o desempenho global dessas estruturas frente aos efeitos do umedecimento. Assim, os objetivos específicos são:

- 1) Analisar o efeito de chuvas nos deslocamentos de face e deformações nos reforços;
- 2) Verificar a evolução das cargas de tração máxima e de conexão;
- 3) Verificar o efeito da evaporação na sucção matricial;
- 4) Investigar a eficácia de sistemas de drenagem interna durante o processo de infiltração;
- 5) Examinar a influência do tipo de face no desempenho de muros de solo reforçado com geogrelhas e solos finos sob eventos de chuva;
- 6) Estudar o efeito da redução do espaçamento vertical entre reforços no comportamento frente a eventos de umedecimento do solo de aterro;
- 7) Caracterizar a influência das diferentes configurações construtivas nas respostas hidráulicas e mecânicas de muros de solo reforçado durante eventos de inundação;
- 8) Desenvolver e validar, com base nos resultados experimentais, uma solução analítica para estimar a tração mobilizada na geogrelha, incorporando o comportamento não saturado do solo de aterro e os efeitos da infiltração de água durante eventos de chuva.

1.2 Organização da tese

O presente trabalho foi estruturado de forma a descrever e analisar o comportamento de estruturas em solo reforçado com geogrelhas e solos finos não saturados, quando submetidas a eventos climáticos intensos. Para isso, a tese foi organizada conforme os capítulos a seguir.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura sobre estruturas de solo reforçado com geossintéticos em condições de chuva, abordando o comportamento de ESRG com solos finos, os efeitos da infiltração de chuvas, padrões de precipitação, barreiras capilares, a relevância de drenos internos e externos, aspectos de projeto de ESRG para condições de chuva e, por fim, lições aprendidas a partir de rupturas desencadeadas por eventos pluviais. No Capítulo 3 são descritos os materiais e métodos empregados na construção dos modelos físicos em larga escala, incluindo o programa de instrumentação e a caracterização dos eventos climáticos simulados no programa experimental.

O Capítulo 4 analisa o comportamento hidráulico e mecânico de um muro em solo reforçado com geogrelhas sob eventos de chuva, utilizado como referência para comparação com os demais modelos físicos. Em seguida, o Capítulo 5 investiga a influência de colchões de

areia no comportamento hidráulico-mecânico desses muros. O Capítulo 6 examina o efeito do tipo de face no desempenho de muros de solo reforçado com geogrelhas e solos finos em condições de chuva, enquanto o Capítulo 7 avalia a influência do espaçamento vertical entre reforços nesse mesmo contexto. Já o Capítulo 8 realiza comparações do comportamento hidráulico-mecânico de muros em solo reforçado com geogrelhas quando submetidos a eventos de inundação. No Capítulo 9, desenvolve-se a formulação analítica para estimar cargas de tração em estruturas de solo reforçado com geogrelhas sob eventos de chuva. Por fim, apresentam-se as conclusões do trabalho.

2 REVISÃO DA LITERATURA - ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS EM CONDIÇÕES CLIMÁTICAS INTENSAS

A construção de ESRG utilizando solos finos disponíveis no próprio local da contenção apresenta diversas vantagens ambientais e econômicas. Embora esses materiais possuam baixa permeabilidade, tal característica pode se tornar uma vantagem quando o sistema é bem drenado, contribuindo para maior estabilidade hidráulica da estrutura. No entanto, em condições inadequadas de drenagem, as estruturas podem ser significativamente afetadas por eventos climáticos, especialmente em razão do processo de infiltração, que altera as poropressões e a resistência ao cisalhamento do solo e, conseqüentemente, o desempenho global do muro. Portanto, é essencial investigar o comportamento hidráulico e mecânico das estruturas de solo reforçadas com geossintéticos sujeitas a eventos climáticos, especialmente chuvas intensas. Esse tópico tem recebido crescente atenção na comunidade técnica, sobretudo devido às mudanças climáticas, que vêm modificando os regimes de precipitação.

O presente capítulo expõe uma revisão atualizada da literatura científica relacionada a estruturas de solo reforçadas com geossintéticos construídas com solos finos e suas interações com eventos climáticos intensos, principalmente aqueles associados a infiltração de águas pluviais. Questões relacionadas ao uso de solos finos e chuvas, bem como os efeitos de diferentes padrões e intensidades serão apresentados e discutidos. O capítulo também visa avaliar o impacto da infiltração no desenvolvimento de barreiras capilares quando geotêxteis não tecidos são empregados. A importância dos sistemas de drenagem externos e internos são discutidos na sequência. Ainda, o capítulo oferece orientações para projetos de ESRG com solos finos, apresentando as considerações necessárias para adequar as estruturas de contenção perante as alterações do processo de infiltração. Por fim, são apresentados os aprendizados provenientes dos casos de rupturas desencadeadas por eventos climáticos intensos.

2.1 Introdução

O uso de solos finos disponíveis no próprio local como material de aterro em ESRG tem se tornado cada vez mais comum, principalmente devido às significativas economias associadas à redução de custos com prospecção, aquisição e transporte de materiais. No entanto, por se tratarem de solos com características mais sensíveis à presença de água, o desempenho

hidráulico e mecânico é fortemente influenciado por eventos de precipitação (TATSUOKA e YAMAUCHI, 1986; IRYO e ROWE, 2004; VIBHA e DIVYA, 2021; YANG et al., 2019, 2023). Em particular, quando solos finos são empregados como aterro, é comum que, ao final do processo de compactação, o material se encontre na condição não saturada. Nessa situação, os valores de poropressão, resistência ao cisalhamento e a interação com os reforços geossintéticos tornam-se significativamente afetados pelo processo de infiltração proveniente de chuvas. A partir dessa condição inicial, dois cenários distintos podem ser considerados para ESRG sujeitas a eventos climáticos. No primeiro, de natureza desfavorável, chuvas intensas e prolongadas podem provocar a saturação do solo, acarretando deformações excessivas ou até mesmo a ruptura da estrutura. No segundo cenário, de caráter mais positivo, a condição não saturada pode se manter ao longo de toda a vida útil da estrutura não apenas em regiões de clima seco, como áreas áridas e semiáridas, mas também em outras condições climáticas, desde que o sistema de drenagem seja bem projetado e eficiente. Nesse contexto, a manutenção da não saturação contribui significativamente para a estabilidade e o desempenho satisfatório da contenção.

Para ambos os cenários, torna-se necessário elaborar análises de projeto baseadas no comportamento do fluxo de água e da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. O processo de infiltração em ESRG com solos não saturados é influenciado por diversos fatores como tipo de solo, intensidade e duração da precipitação, interação solo-reforço e existência de sistemas de drenagem (HATAMI et al., 2016; VAHEDIFARD et al., 2017; YANG et al., 2019). A Figura 2.1 fornece uma ilustração dos principais pontos associados ao processo de infiltração de chuvas em ESRG com solos finos não saturados com base nos efeitos descritos pelos autores. A infiltração da água pode levar a aumentos significativos nos valores das poropressões negativas (diminuição sucção matricial) resultantes das condições não saturadas, assim como reduções de resistência no solo à medida que a frente de umedecimento avança através das camadas de reforço. Além disso, o nível freático tende a subir em eventos climáticos intensos e a potencial superfície de ruptura pode ser deslocada devido às alterações na interface solo-reforço. Outros efeitos possíveis incluem a formação de barreiras capilares quando são utilizados geotêxteis não tecido ou camadas de dreno com areia e a deflexão acentuada da face.

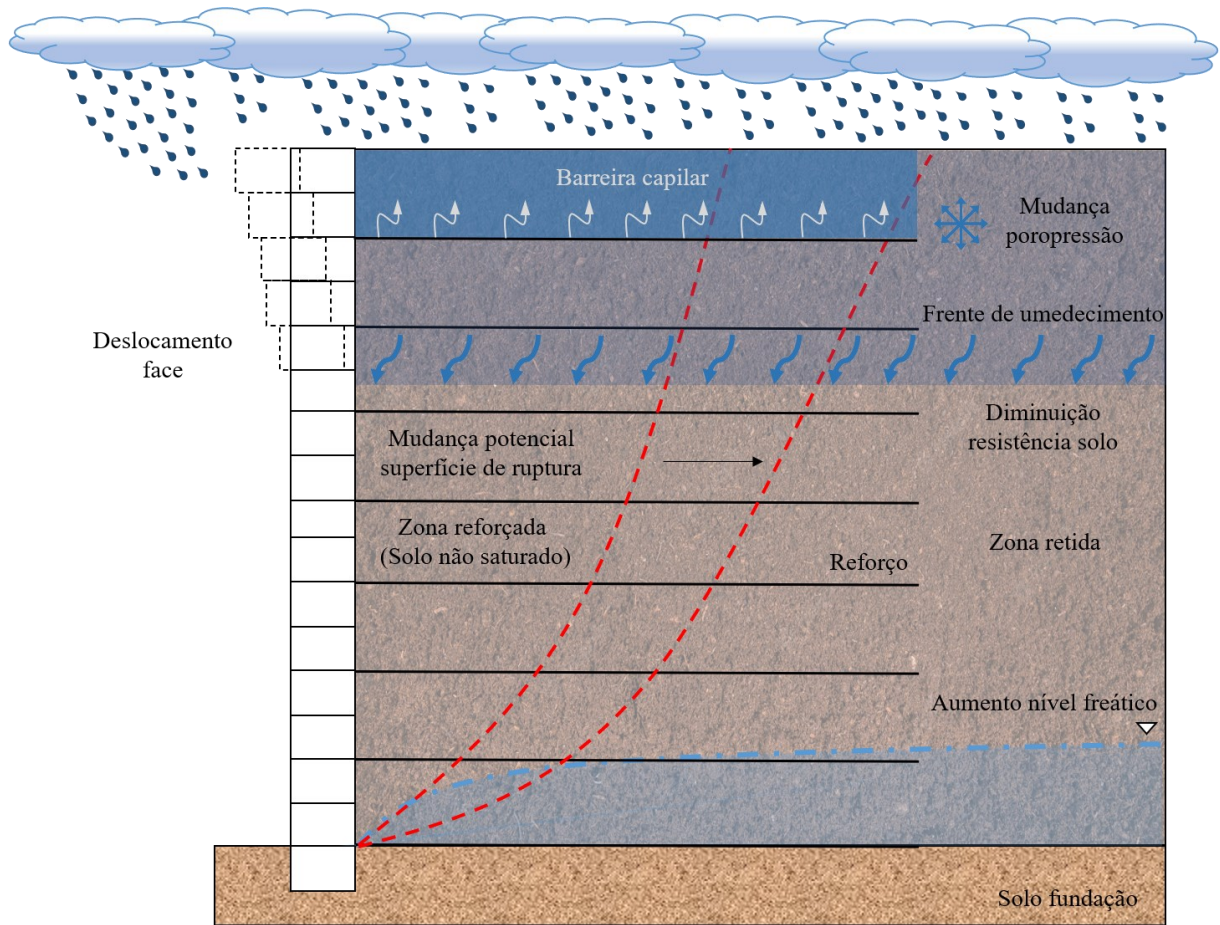


Figura 2.1: Ilustração dos principais efeitos do processo de infiltração em ESRG com solos finos.

Na literatura, existem diversas questões dispersas relacionadas às ESRG em condições de chuva, cuja avaliação é de grande interesse para a comunidade técnica. Dessa forma, o objetivo deste capítulo é apresentar uma revisão abrangente e uma discussão detalhada sobre os efeitos da infiltração de águas pluviais em ESRG, com ênfase em no material de aterro sob condições não saturadas. Nas seções seguintes, serão abordados os impactos da infiltração na estabilidade das ESRG, os efeitos dos diferentes padrões de precipitação no desempenho estrutural, a formação de barreiras capilares, o papel do processo de umedecimento na interação solo-geossintético, a relevância dos sistemas de drenagem e as principais considerações de projeto para assegurar a estabilidade durante eventos chuvosos. Por fim, o capítulo discute importantes lições extraídas de casos reais de rupturas provocadas por eventos de chuva, contribuindo para o aprimoramento do conhecimento e das práticas de engenharia nesse campo.

2.2 Comportamento de ESRG com solos finos

A exigência de materiais granulares para a composição de aterros em muros de contenção tem sido uma das principais limitações para a construção de ESRG. Embora muitas normas e códigos técnicos restrinjam o uso de solos finos devido ao receio do desenvolvimento de poropressões positivas na zona reforçada, essa condição não é típica de solos finos tropicais, nos quais, de maneira geral, prevalecem estados de sucção em vez de poropressões positivas. Nessas situações, a drenagem eficiente e a compactação adequada tornam-se fatores fundamentais para o comportamento satisfatório das estruturas, como destacado por Koerner e Koerner (2013; 2018). Além disso, ainda persistem preocupações relacionadas ao controle da compactação, às variações sazonais do teor de umidade, ao potencial de fluência e à interação solo-reforço (ZORNBERG e MITCHELL, 1994; MITCHELL e ZORNBERG, 1995; HATAMI et al., 2016; PLÁCIDO et al., 2018). Assim, apesar das características inerentes aos solos finos, quando adequadamente drenadas e compactadas, as ESRG construídas com esse tipo de material podem apresentar desempenho seguro, minimizando a suscetibilidade a grandes deformações e a riscos de rupturas locais ou globais.

A grande maioria dos efeitos da infiltração decorrentes de eventos de chuva está associada à perda progressiva de sucção matricial no solo de aterro não saturado. Embora estruturas de contenção com solos finos sejam frequentemente consideradas mais suscetíveis a condições não drenadas quando comparadas a aterros granulares, é importante destacar que materiais finos compactados tendem a apresentar comportamento dilatante, o que pode contribuir de forma favorável para a estabilidade sob condições não drenadas. Ainda assim, o processo de infiltração pode reduzir significativamente a sucção e, em situações específicas, levar ao desenvolvimento de poropressões positivas, afetando o desempenho ao longo da vida útil da estrutura, como discutido por Zornberg e Mitchell (1994) e Raisinghani e Viswanadham (2010).

O desenvolvimento de poropressões em um aterro teste com 12 metros de altura reforçado com geogrelhas foi relatado por Scott et al. (1987) e Sege et al. (1990), no qual uma argila siltosa foi utilizada como material de aterro. As medições realizadas 3 metros acima da base indicaram a geração de poropressões positivas durante os incrementos de carga ao longo da construção, conforme ilustrado na Figura 2.2. A poropressão (Figura 2.2c) aumentou de 0 para 34 kPa após os primeiros 3 metros do aterro, seguida de recalques significativos à medida que as pressões se dissiparam para cerca de 10 kPa. A continuidade da elevação do aterro levou

a novos aumentos, atingindo aproximadamente 50 kPa após a conclusão da construção. Esse estudo demonstrou a possibilidade de desenvolvimento de poropressões positivas sob carregamento vertical em condição não drenada, especialmente quando o solo é compactado com teor de umidade acima do ótimo, resultando em comportamento próximo à saturação e contribuindo para maiores deformações nos reforços e recalques observados. No entanto, esse cenário não reflete a prática usual dos aterros compactados no Brasil, onde o controle adequado do teor de umidade e da compactação minimiza significativamente a ocorrência de poropressões positivas, ocorrendo na prática valores significativos de sucção (PORTELINHA et al., 2014).

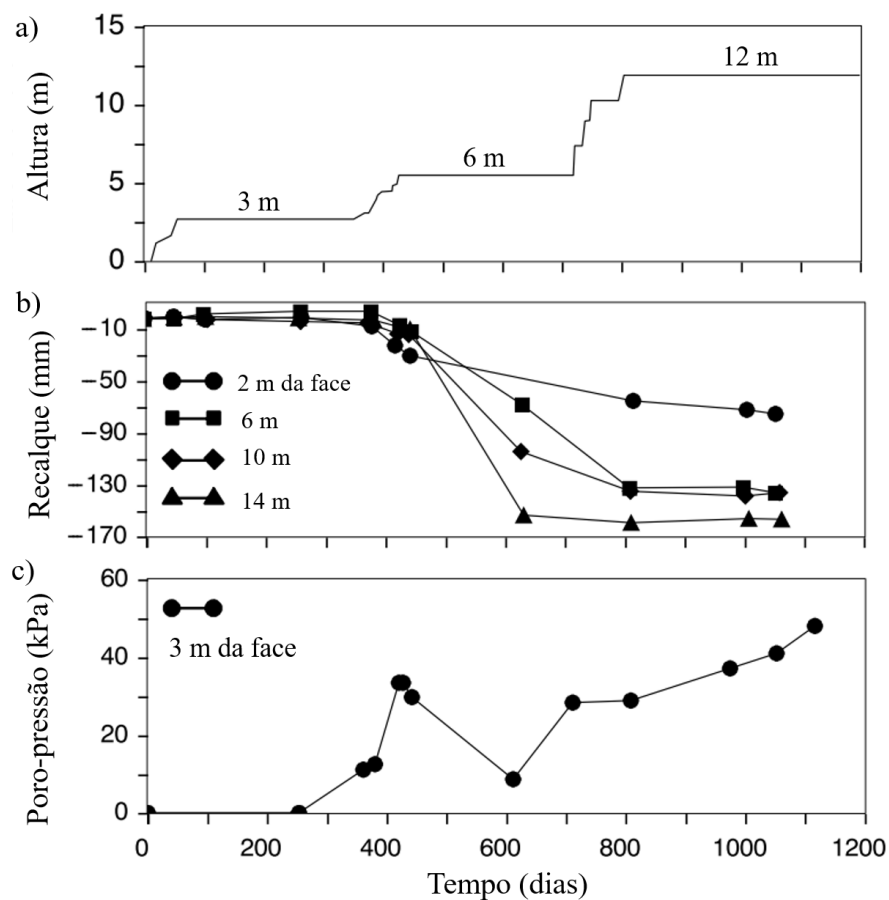


Figura 2.2: Medições de campo a 3 metros acima da base: a) Altura aterro; b) Recalques; c) Poropressão (modificado de Sege et al., 1990).

Períodos de precipitação e o desenvolvimento das poropressões existentes nas zonas reforçadas e não reforçadas foram registrados por Tatsuoka e Yamauchi (1986) e Tatsuoka et al. (1990) para um aterro reforçado com geotêxtil não tecido com 5.5 metros de altura, construído com uma argila de cinza vulcânica com elevado grau de saturação, entre 83 a 90%. Apesar de a ESRG ser submetida a intensos períodos de chuvas e terremotos, os autores

relataram que a estrutura apresentou um desempenho satisfatório. Após a conclusão do aterro, foram registrados elevados níveis de sucção ao longo de toda a estrutura reforçada. Durante os períodos de chuvas, as zonas reforçadas em ambos os lados exibiram valores de poropressões negativas, enquanto pressões positivas foram geradas na zona não reforçada. Encerrado os eventos de chuva, o excesso de poropressão se dissipou e os autores atribuíram a diminuição da pressão à presença das camadas geotêxteis drenantes, as quais foram funcionaram como um sistema de drenagem interna na estrutura.

Solos finos usualmente exibem uma resistência de interface com reforços geossintéticos que variam de acordo com o teor de umidade do solo. Este fato está relacionado com a sucção matricial, uma vez que o aumento do teor de umidade devido a eventos de chuva pode levar a uma à redução da resistência ao cisalhamento e o aumento dos níveis de deformações. Diferentes estudos demonstraram que a falta de interação devido ao umedecimento pode desencadear falhas relevantes em ESRG (BOUAZZA et al., 2013; ESMAILI et al., 2014; MITCHELL e ZORNBERG, 1995; PLÁCIDO et al., 2018). A resistência de interface entre solo finos e reforços geossintéticos foi avaliada por Esmaili et al., (2014). Os autores relataram uma redução na resistência ao cisalhamento na interface não saturada devido alterações do teor de umidade do solo, a qual foi diretamente dependente do tipo de geossintético, além de apresentar um potencial deslizamento devido à redução do coeficiente de atrito. O estudo quantificou a magnitude da redução na força de arrancamento no reforço devido à redução da sucção matricial em solos finos não saturados. Ensaio de arrancamento e cisalhamento de interface em diferentes escalas foram conduzidos para um geotêxtil tecido de polipropileno embutido em uma camada de argila. Ainda, os autores propuseram um fator de redução de umidade para a equação de resistência ao arrancamento para considerações de projeto para diferentes tensões verticais. O estudo concluiu que a resistência ao cisalhamento e a resistência ao arrancamento da interface não saturada diminuíram cerca de 42% entre os casos de -2% seco e +2% úmido em relação ao teor de umidade ótimo. No entanto, os autores não reproduziram no trabalho a diminuição da resistência ao cisalhamento da interface não saturada durante o processo de infiltração, uma vez que apenas o teor de umidade durante compactação foi alterado.

A influência das mudanças no teor de umidade na resistência da interface solo-reforço para taludes reforçados com geossintéticos também foi avaliada por Hatami et al. (2016). Os autores desenvolveram uma série de modelos de aterro reforçado com geotêxteis em solo argiloso compactado, variando três teores de umidade (ponto ótimo, -2% e +2%) nos quais o

comportamento não saturado foi investigado. Ensaio de resistência na interface solo-reforço foram realizados com o uso do equipamento de cisalhamento direto onde o corpo de prova do geotêxtil foi fixado na metade inferior e a metade superior foi compactada com solo nos mesmos valores de teor de umidade presentes nos modelos. Os resultados para os geotêxteis utilizados estão presentes na Figura 2.3, onde a resistência ao cisalhamento da interface é significativamente maior para a condição onde o teor de umidade do solo encontra-se abaixo do ponto ótimo. Os autores atribuíram tais resultados aos maiores níveis de sucção matricial encontrados na interface solo-reforço. Ainda, Hatami et al. (2016) descreveram que o geotêxtil mais extensível (HP370) resultou em uma maior resistência de interface e tal fato foi atribuído à espessura do material (0,75 mm para HP370 e 1,5 mm para HP570), pois ambos os geotêxteis possuem o mesmo tipo de fio, tamanho de abertura aparente e método de fabricação. Para o geotêxtil mais espesso, o processo de cisalhamento ocasionou uma reorganização das partículas de solo e do geossintético mais compressível, o que resultou em uma redução da resistência na interface. Os autores concluíram que o umedecimento da interface durante a construção ou a vida útil pode reduzir significativamente a estabilidade da estrutura reforçada e deve ser levado em consideração nas análises de projeto.

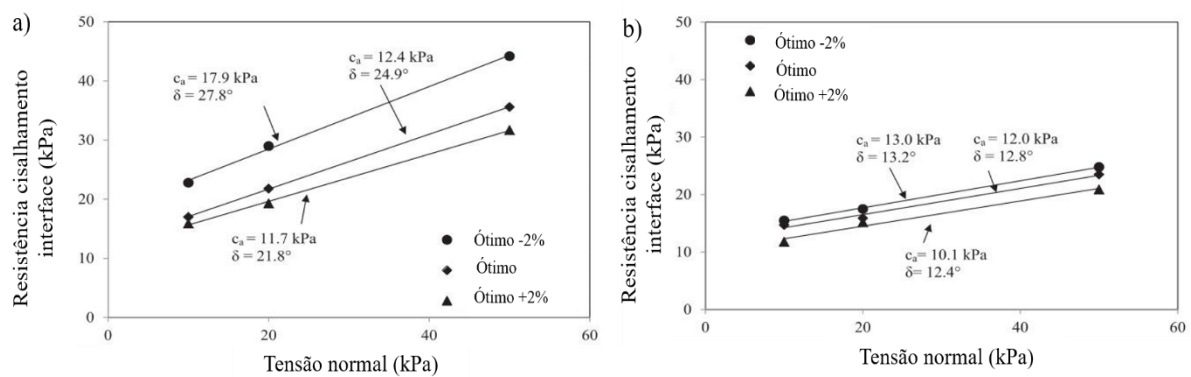


Figura 2.3: Envolvórias de Mohr-Coulomb na interface solo-reforço para diferentes teores de umidade para o geotêxteis: a) HP370; b) HP570 (adaptado de Hatami et al. 2016).

No mesmo trabalho, Hatami et al. (2016) monitorou o comportamento carga-recalque de todos os modelos reforçados, cujos resultados são mostrados na Figura 2.4. O aterro reforçado compactado com teor de umidade -2% exibiu o melhor desempenho quando comparado com os aterros com os demais. Os autores atribuíram os resultados aos maiores valores de sucção matricial no aterro mais seco e à resistência ao cisalhamento não saturado ao longo da interface solo-geotêxtil (Figura 2.3). Por fim, os resultados indicaram que a resistência

à tração do geotêxtil teve uma influência insignificante na magnitude das cargas de ruptura nos ensaios.

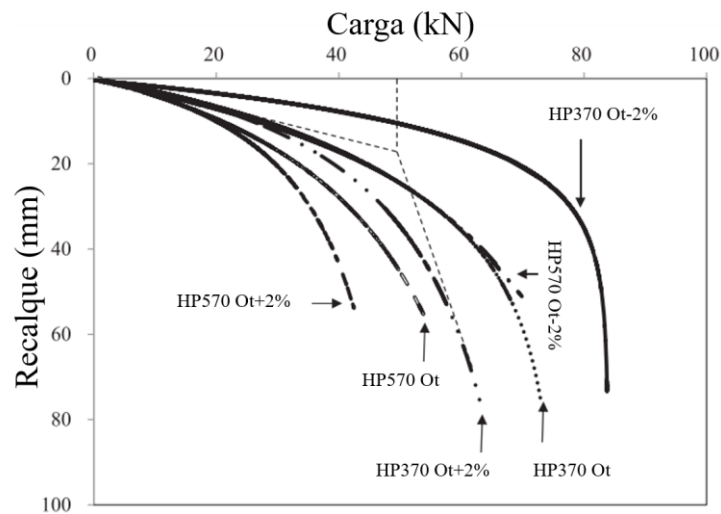


Figura 2.4: Carga-recalque para aterros reforçados com geotêxteis construídos com diferentes teores de umidade (adaptado de Hatami et al. 2016).

Um ponto importante que envolve o uso solos finos em ESRG são as deformações ocasionadas por fluência. As deformações por fluência são definidas como o comportamento de rearranjo das partículas do solo e dos geossintéticos dependente do tempo quando submetidos a um carregamento constante (ZORNBERG e MITCHELL, 1994). O comportamento de fluência de um geotêxtil incluso em uma areia siltosa foi avaliado por meio de investigações de laboratório e de campo por Plácido et al. (2018). Os autores monitoraram as deformações de uma estrutura de contenção reforçada ao longo de quatro anos. Os resultados indicaram que o confinamento do solo restringiu significativamente a deformabilidade dos reforços. Além, os autores compararam o comportamento de fluência em testes com o geossintético isolado e confinado em solo. Os resultados indicaram que o comportamento da fluência foi subestimado a partir dos resultados dos ensaios confinados, uma vez que as taxas de fluência foram inferiores às observadas nas estruturas. Os testes de fluência isolados exibiram taxas de deformação consistentes em relação às medições de campo. Plácido et al. (2018) atribuíram esta discrepância à potencial degradação química, danos à instalação e ciclos de umedecimento/secagem, os quais influenciam a resistência do solo e podem afetar significativamente o comportamento de fluência nas camadas de reforço em solos finos não saturados.

Ainda que solos finos empregados como material de aterro possam exibir deformações por fluência, ESRG podem apresentar um comportamento satisfatório a longo prazo. Os aterros com solos finos reforçados com geotêxteis não tecido descritos por Tatsuoka e Yamauchi (1986) exibiram taxas de deformações por fluência aceitáveis. Apesar deste tipo de reforço geossintético apresentar um maior potencial de fluência, e mesmo após períodos de chuva e variações do teor de umidade no corpo do aterro, as taxas de deformação descritas pelos autores decaíram consideravelmente após 200 dias de construção.

Em contraste com os pontos discutidos anteriormente, existem ESRG relatadas na literatura as quais apresentam desempenho adequado mesmo quando submetidas a períodos de chuvas e alterações no teor de umidade do solo (CARVALHO et al., 1986; MITCHELL e ZORNBERG, 1995; WAYNE et al., 1996; BUENO et al., 2005; PORTELINHA et al., 2013; RICCIO et al., 2014; PORTELINHA et al., 2014; THUO et al., 2015; VIBHA e DIVYA, 2021; YANG et al., 2023). No geral, as preocupações relacionadas com o uso de solos finos são geralmente resolvidas com sistemas de drenagem internos/externos, proteção de cristas e reforços permeáveis (FARRAG et al., 2004; RICCIO ET AL., 2014; BUI VAN et al., 2017; VISWANADHAM et al., 2017; RAZEGHI et al., 2019).

A utilização de solos finos como material de aterro pode trazer vantagens significativas ao comportamento de ESRG, uma vez que a condição não saturada aumenta a resistência ao cisalhamento do solo e, conseqüentemente, reduz os níveis de carga transferidos para as camadas de reforço. Normalmente, solos finos são aplicados em estruturas geotécnicas compactadas no teor de umidade ótimo, o que resulta em altos valores iniciais de sucção matricial. Tal condição apresenta um impacto significativo no comportamento da estrutura durante o processo de infiltração de águas pluviais (VAHEDIFARD et al., 2016, 2017; YANG et al., 2018, 2019; ALBINO et al., 2019, 2020; PORTELINHA et al., 2021).

O primeiro talude reforçado no Brasil foi construído em 1984, no estado de São Paulo. A estrutura, ainda em operação, foi projetada para reconstruir uma ruptura de talude e construída com solo local. Carvalho et al. (1986), Ehrlich et al. (1997) e Vidal et al. (1990) relataram o programa de instrumentação, propriedades do solo e dos geossintéticos. A estrutura possui 10 metros de altura, reforçada com dois geossintéticos diferentes: um geotêxtil não tecido de poliéster e um geotêxtil tecido de polipropileno. O solo utilizado se apresenta como uma areia siltosa argilosa (solo residual granítico). Os autores descreveram movimentos horizontais significativos durante a fase de construção, fato que foi associado período chuvoso de 1984,

como pode ser observado na Figura 2.5a. Conforme relatado por Portelinha et al. (2013), o qual realizaram inspeções em campo após 26 anos, os deslocamentos horizontais máximos normalizados foram na ordem de 1,2% e 0,6%, respectivamente, indicando assim um excelente desempenho mecânico durante a vida útil da estrutura. Os autores ainda mencionaram que as deformações por fluência foram insignificantes e as magnitudes dos movimentos horizontais relativamente pequenas. A Figura 2.5b apresenta os deslocamentos de face registrados entre 1984 e 1986 relatados por Ehrlich et al. (1997) e em 2010 por Portelinha et al. (2013).

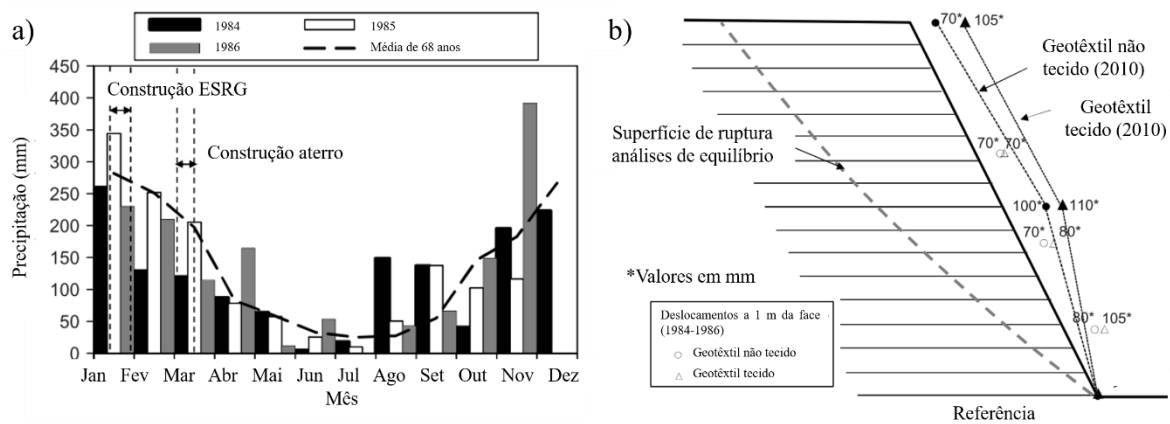


Figura 2.5: Desempenho talude reforçado: a) Precipitação; b) Deslocamentos face anos de 1984, 1986 e 2010 (Portelinha et al., 2013).

Portelinha et al., (2014) avaliaram o desempenho de uma ESRG com solo fino submetida a condições climáticas. A estrutura de contenção possui 5.60 metros de altura com duas seções reforçadas distintas, semelhante ao realizado por Carvalho et al. (1986). Os reforços foram um geotêxtil não tecido e um geotêxtil tecido, compactados com areia siltosa dibásica laterítica não plástica disponível localmente. O programa de instrumentação consistiu em deslocamentos horizontais do reforço e sucção matricial do solo durante e após a construção da contenção, além de levantamentos topográficos utilizados para monitorar os deslocamentos da face. Os eventos de precipitação ocorreram durante e após a construção, e estão presentes na Figura 2.6 para os anos de 2010 a 2011. Durante o período de construção, a ESRG foi submetida a diversas taxas de precipitação, o que permitiu avaliar o efeito do umedecimento do solo no desempenho da estrutura. No tempo de construção (três meses), a estrutura reforçada foi submetida uma precipitação acumulada de 200 mm. Contudo, o aterro existente acima da ESRG foi construído sob eventos de chuvas intensas, atingindo uma precipitação acumulada de 490 mm.

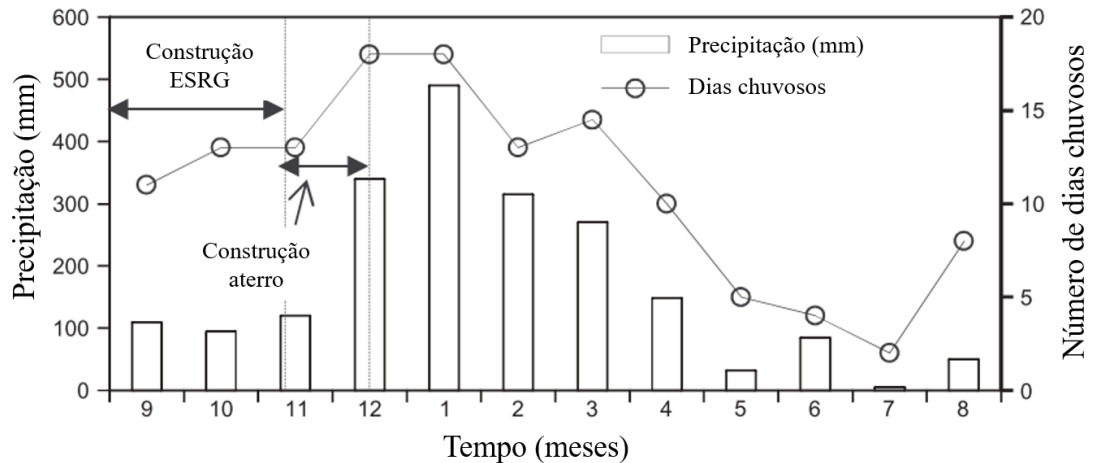


Figura 2.6: Precipitação nos anos de 2010 e 2011 (Portelinha et al., 2014).

O processo de infiltração foi analisado por tensiômetros em diferentes alturas no interior do solo os quais monitoraram os valores de sucção matricial. As medidas coletadas durante um ano estão presentes na Figura 2.7. De modo geral, poropressões positivas não foram evidenciada nas camadas reforçadas e o valor mínimo de sucção ocorreu na camada de reforço inferior (Figura 2.7d), próxima de zero. Tal valor foi medido após o fim da construção (120 dias), que corresponde ao período de maior precipitação do ano, conforme observado na Figura 2.6. A camada reforçada inferior apresentou uma redução significativa na sucção, fato ao qual os autores atribuíram aos eventos de chuva anteriores. Em geral, o processo de umedecimento ocorreu do topo da estrutura até a base, passando sobre o revestimento que envolveu o geotêxtil não tecido exposto. Para as camadas intermediárias (Figura 2.7b e c), água infiltrou por gravidade. Após ocorrer uma precipitação acumulada de 1700 mm em 107 dias chuvosos, a frente de infiltração atingiu a base da ESRG. Ainda, as medidas de sucção após os eventos de chuva diminuíram em todas as camadas, atingindo o valor de próximos a 5 kPa. Este valor correspondeu às condições pós-construção e indicou o valor residual após o processo de umedecimento ter ocorrido durante um ano de vida útil.

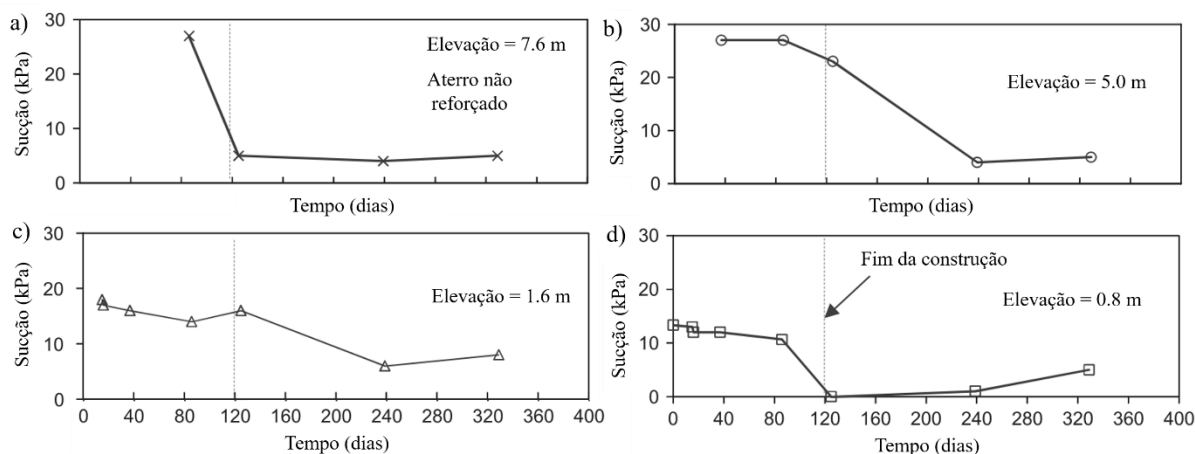


Figura 2.7: Sucção no solo de aterro nas elevações: a) 7.6 metros; b) 5.0 metros; c) 1.6 metros; d) 0.8 metros (Portelinha et al., 2014).

Ainda, Portelinha et al., (2014) conduziram análises de estado limite último e de serviço. Os resultados indicaram que as deformações na estrutura ocorreram principalmente durante a construção para ambas as seções. Os autores apontaram que mesmo após os eventos de chuva e reduções na sucção, ambas as seções apresentaram desempenho equivalente e foram registradas deformações praticamente desprezíveis. Portelinha et al., (2014) atribuem o desempenho satisfatório da estrutura de contenção ao confinamento do solo, que tem efeito benéfico na rigidez do reforço, e à possível impregnação de partículas para o geotêxtil não tecido. Os autores também atribuem ao solo não saturado uma importante contribuição na interface solo-geotêxtil não tecido devido à parcela significativa correspondente a adesão.

As investigações de campo mencionadas anteriormente indicaram um desempenho satisfatório de ESRG com solos finos mesmo quando submetidas a eventos de chuvas prolongadas, e estão resumidas na Tabela 2.1. Os resultados aqui apresentados demonstraram que a sucção tem um papel essencial no desempenho das estruturas de contenção. Porém, alterações no teor de umidade devido a eventos climáticos podem alterar significativamente a resistência ao cisalhamento, o que exige estudos mais abrangentes acerca destes efeitos no comportamento mecânico e hidráulico das ESRG. Ainda, embora existam evidências robustas de estruturas de contenção com solos finos que apresentam desempenho satisfatório durante a vida útil, também existem diversos casos de rupturas associadas a chuvas descritos na literatura.

Tabela 2.1: ESRG com solos finos que apresentaram desempenho satisfatório.

Referência	Estrutura		Solo	Aterro			Vida útil (anos)	
	Tipo	Reforço		Alt. (m)	Finos (%)	Coesão (kPa)		Ângulo de atrito (°)
Carvalho et al. (1986) / Portelinha et al. (2014)	Talude	Geotêxtil tecido / não tecido	10.0	Areia silto argilosa	26	22a	35 ^a	26
Riccio et al. (2007)	Muro	Geogrelha	4.2	Areia argilosa amarela / Areia argilosa vermelha	49/47	42/52b	25/26 ^b	15
Benjamin et al. (2007)	Muro	Geotêxtil tecido / não tecido	4.0	Areia mal graduada	0	16b	33 ^b	15
Portelinha et al. (2014)	Muro	Geotêxtil tecido / não tecido	5.6	Areia siltoosa	33	19b	29 ^b	8
Vibha e Divya (2021)	Muro	Geogrelha / Geocomposto	9.0	Areia silto argilosa	55	7	24 ^a	2

^a Cisalhamento Direto^b Triaxial

2.3 Efeitos da infiltração de chuvas

O uso de solos finos em ESRG é restrito pela maioria dos códigos e normas devido à possibilidade de desenvolvimento de poropressões positivas e diminuição da resistência ao cisalhamento como consequência da infiltração decorrentes de eventos climáticos. A redução na sucção dentro da zona reforçada pode causar recalques significativos, grandes deformações horizontais, maiores mobilizações nos reforços e até mesmo a ruptura da estrutura (HOSSAIN et al., 2012; BHATTACHERJEE e VISWANADHAM, 2019; YANG et al., 2019). No entanto, são relatadas vantagens econômicas e técnicas na aplicação de solos finos disponíveis no local da estrutura, onde também foram observados desempenhos satisfatórios, particularmente para aqueles com a presença de sistemas de drenagem como descreveram Tatsuoka e Yamauchi (1986), Riccio et al. (2014), Portelinha et al. (2014, 2017) e Yang et al. (2023).

Normalmente, solos finos são utilizados em ESRG compactados no teor de umidade ótimo ou abaixo deste ponto. Essa condição leva a valores elevados de sucção e, como consequência, apresentam uma maior resistência ao cisalhamento e menor permeabilidade quando comparados ao solo saturado. Assim, as condições iniciais de sucção do material de aterro têm um impacto significativo no comportamento da estrutura sob a infiltração (BOUAZZA et al., 2013; VAHEDIFARD et al., 2016; YANG et al., 2018; ALBINO et al., 2020). Além disso, como apontam Vahedifard et al. (2017) e Robinson et al. (2017), as mudanças climáticas são uma preocupação global em termos de projetos geotécnicos, uma vez que têm refletido eventos de chuvas mais prolongados e intensos ao longo dos anos, bem como ciclos de umedecimento e secagem mais amplos.

O efeito das chuvas em contenções reforçadas com geossintéticos é uma preocupação relatada em diferentes estudos. Cinco modelos com solos finos e geotêxteis como reforço foram avaliados por Tatsuoka e Yamauchi (1986). Os modelos foram compostos por uma argila de cinzas vulcânicas altamente sensível e permeável, e reforços permeáveis foram utilizados para permitir a dissipação da poropressão. Os autores relataram em específico que após dois anos de construção e diversos eventos de chuvas intensas, o Modelo II permaneceu estável e nenhum deslocamento significativo foi observado. Após esse período, Tatsuoka e Yamauchi (1986) aplicaram 70 m³ de água diretamente no topo do aterro reforçado. Os resultados indicaram grandes fissuras na zona superior não reforçada do modelo, atribuídas ao processo de infiltração.

Com base nos cinco modelos, foram observados e descritos três modos distintos de deformação. Primeiro, rotação em torno da base do talude, segundo compressão localizada próxima a base e, por último, deslizamento ao longo de uma zona de cisalhamento. A rotação em torno da base da ESRG gerou deslocamentos significativos. Os autores concluíram que os geotêxteis não tecidos reforçaram efetivamente a estrutura, uma vez que não foram observadas superfícies de escorregamento ou fissuras na zona reforçada, fenômeno este também relatado por Yang et al. (2019) antes do colapso da estrutura. A Figura 2.8a seguir ilustra o caso da ruptura descrita pelos autores. Antes do colapso, quantidades significativas de precipitações foram registradas, como monções (187 mm), tufões Talim e Saola (350 e 563 mm) e chuvas torrenciais (243 mm). Como pode ser visto na figura, fissuras de tração e recalques significativos foram observados após as chuvas.

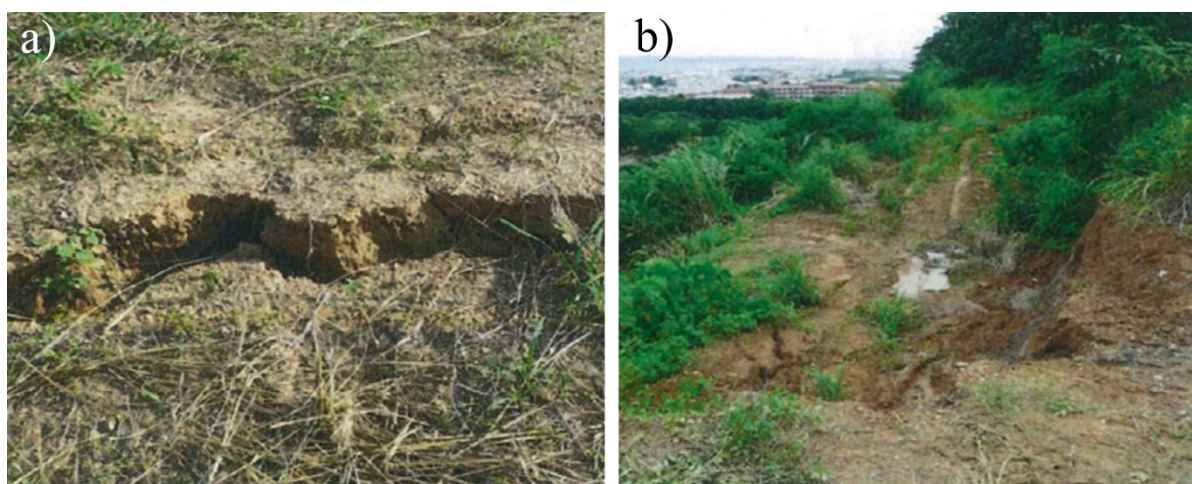


Figura 2.8: Desenvolvimento de fissura e recalques no talude antes do colapso: a) Início do recalque; b) Deslocamento excessivo superior a 1 metro (Yang et al., 2019).

Deslocamentos em ESRG sob diferentes condições de infiltração foram avaliados através de ensaios de centrífuga por diferentes autores como Raisinghani e Viswanadham (2011), Razeghi et al. (2019) e Mamaghanian et al. (2019). Os ensaios conduzidos por Bhattacharjee e Viswanadham (2019) avaliaram taludes reforçados com geogrelhas submetidos a eventos simultâneos de chuva intensa (20 mm/h) e elevação do lençol freático. O desempenho dos modelos para os deslocamentos da estrutura e deformações da geogrelha está presente na Figura 2.9.

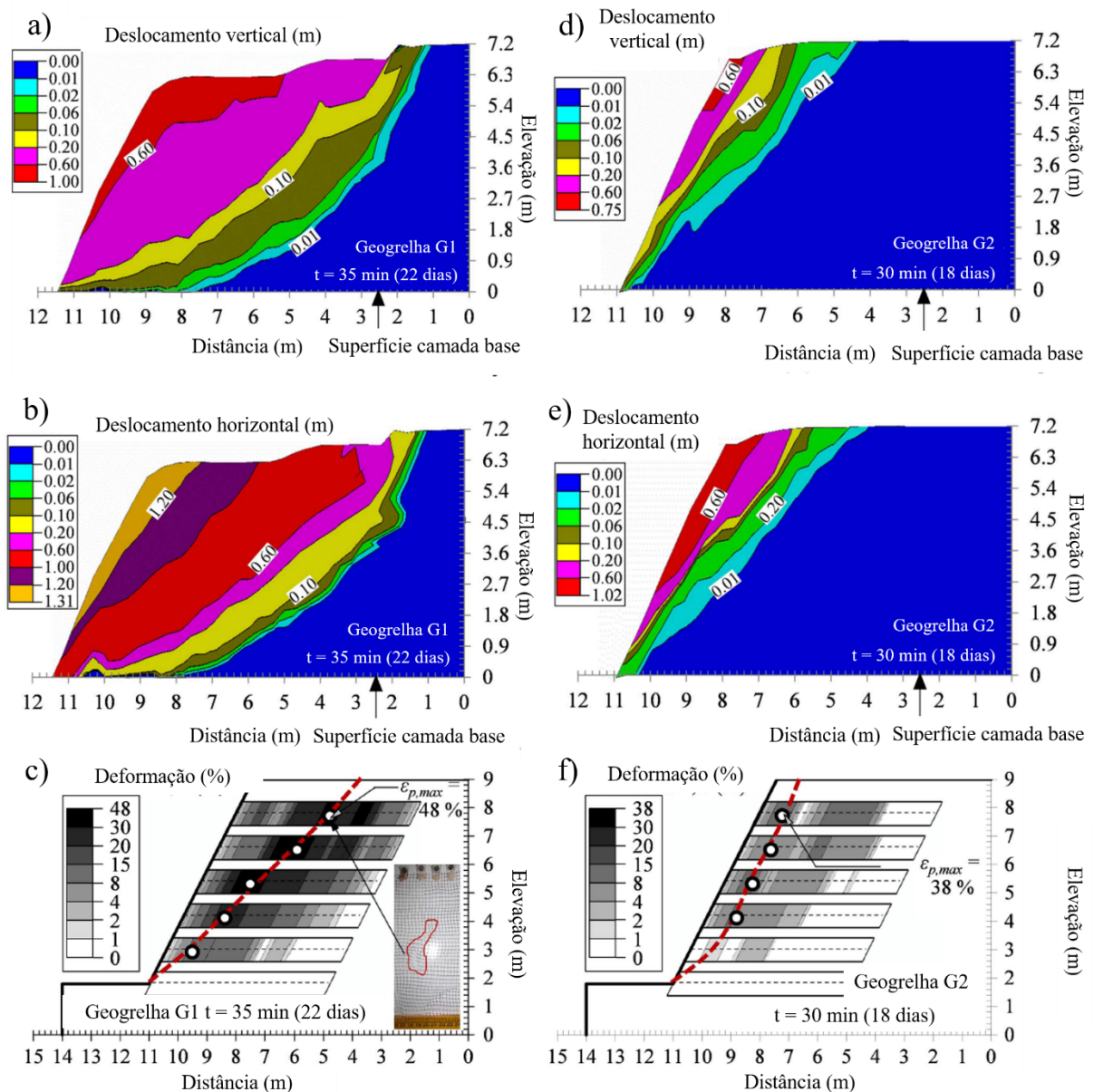


Figura 2.9: Desempenho modelos reforçados com geogrelha sujeitos a infiltração. Geogrelha G1: a) Deslocamento vertical; b) Deslocamento horizontal; c) Deformações. Geogrelha G2: d) Deslocamento vertical; e) Deslocamento horizontal; f) Deformações (Bhattacharjee e Viswanadham, 2019).

As análises de imagem realizadas por Bhattacharjee e Viswanadham (2019) resultaram no contornos de deslocamento verticais e horizontais presentes na Figura 2.9a, b, c, d, além das deformações ocorridas nas geogrelhas (Figura 3.e, f). Ao final do ensaio do modelo G1, movimentos significativos foram observados no modelo reforçado, resultando em deslocamentos verticais na ordem de 1,0 m. Em comparação, o modelo G2 exibiu valores menores de deslocamentos (0,75 m). A infiltração ocasionou os deslocamentos existentes em

ambos os modelos analisados e a inclusão de uma geogrelha mais rígida rearranjou e diminuiu tais valores. Além disso, a mudança de rigidez do reforço proporcionou uma mudança na potencial superfície de ruptura para um local mais próximo da face do modelo, onde exibiu menores valores. Os autores relataram que ambos os modelos registraram porpressões positivas na base devido à elevação do nível freático.

Eventos de chuvas extremas em ESRG foram avaliados por Vahedifard et al. (2017) por meio de modelos numéricos. Os autores relataram o desempenho hidráulico e mecânico de um muro reforçado com geogrelha sujeito a diferentes eventos de chuva representados curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF). Os modelos numéricos foram elaborados para dois valores iniciais de sucção matricial do solo e a Figura 2.10 mostra o perfil de sucção as chuvas com durações 1 dia e 7 dias para duas intensidades, atual e projetada. O intuito dos autores foi avaliar possíveis alterações nas curvas IDF em decorrência de futuras mudanças climáticas. Os resultados indicaram que as chuvas prolongadas e com baixa intensidade tiveram o maior efeito na sucção para ambas as condições iniciais. A diminuição na sucção levou a maiores deslocamentos horizontais, como pode ser visto na Figura 2.11. Embora com diferenças significativas para as sucções iniciais, ambas condições foram afetados pela infiltração. Por fim, os autores observaram que modelo como um todo apresentou deslocamentos horizontais, mesmo as camadas reforçadas inferiores permanecendo com as condições iniciais de sucção.

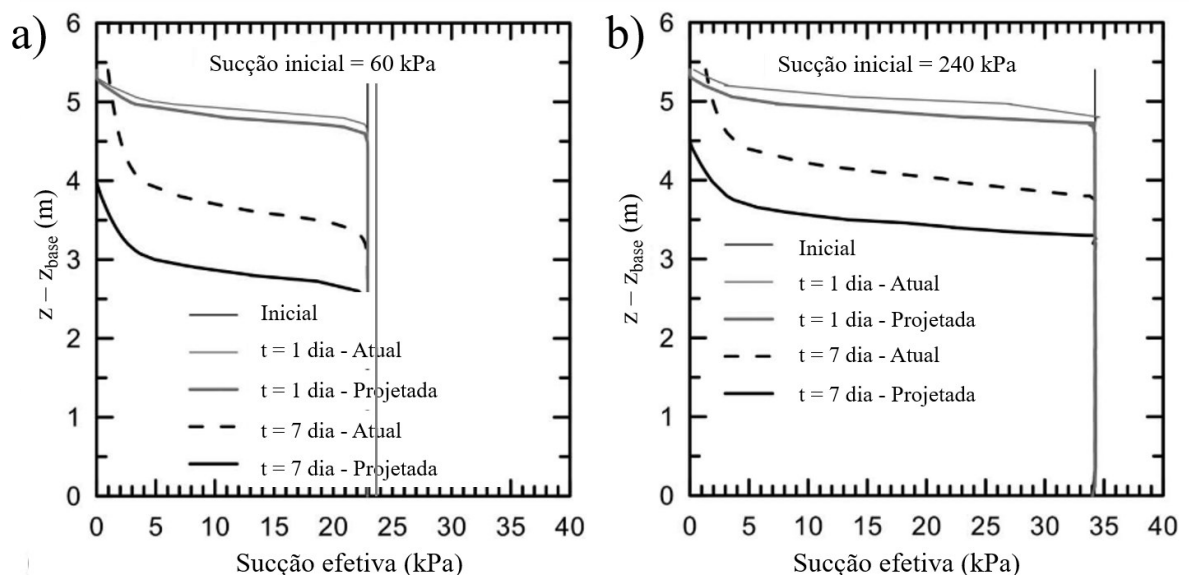


Figura 2.10: Efeitos da intensidade e duração das chuvas na sucção efetiva para as condições iniciais de: a) 60 kPa; b) 240 kPa (Vahedifard et al., 2017).

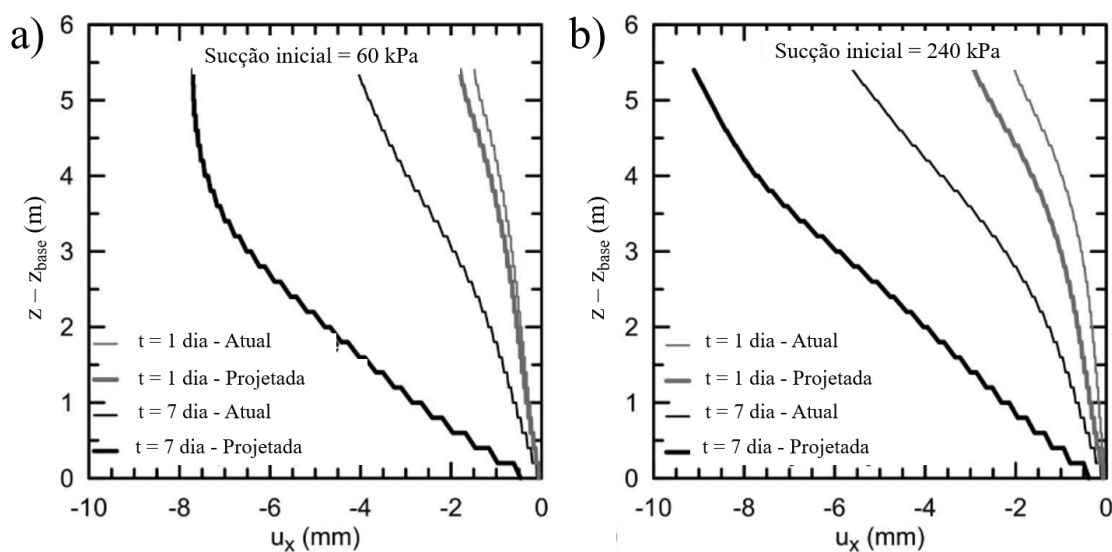


Figura 2.11: Efeitos da intensidade e duração das chuvas nos deslocamentos horizontais para as condições iniciais de: a) 60 kPa; b) 240 kPa (Vahedifard et al., 2017).

Os modelos numéricos ainda indicaram que a parte superior da ESRG foi altamente influenciada pela intensidade da precipitação, onde as cargas de tração aumentaram 60% após chuvas extremas, efeito mais pronunciado na condição de sucção inicial mais elevada. Vahedifard et al. (2017) avaliaram o processo de infiltração do topo para a base da estrutura e a elevação da superfície freática não estava presente nas análises. Assim como o relatado por Bhattacharjee e Viswanadham (2019), a elevação da superfície freática devido aos eventos de chuvas influencia o desempenho mecânico de ESRG, sendo os principais as deformações no reforço e o fator de segurança. Portanto, a elevação da superfície freática no modelo numérico conduzido por Vahedifard et al. (2017) poderia levar a um aumento adicional nas cargas de tração do reforço.

As cargas de tração nos reforços necessárias para garantir a estabilidade de estruturas reforçadas submetidas a chuvas foram avaliadas por Yang et al. (2018), por meio de um estudo numérico que buscou alcançar um fator de segurança de 1,3 sob condições de precipitações intensas. A tração requerida para os reforços nessa situação é apresentada na Figura 2.12. Os autores relataram que, para solos classificados como silte e argila de natureza não tropical, as tensões de tração mobilizadas foram aproximadamente 3 a 4 vezes maiores que aquelas observadas em areia, independentemente do tipo de geossintético (geogrelha ou geotêxtil) e da intensidade da chuva. Tal comportamento foi atribuído à baixa permeabilidade e aos menores parâmetros de resistência desses solos em comparação aos materiais granulares. Conclusões

semelhantes às de Yang et al. (2018) foram reportadas por Vahedifard et al. (2017), embora também baseadas em solos de clima temperado. No entanto, esse cenário não se aplica de forma generalizada aos solos finos tropicais, que, em muitos casos, apresentam parâmetros de resistência significativamente elevados, como os relatados por Portelinha et al. (2014) e Riccio et al. (2014).

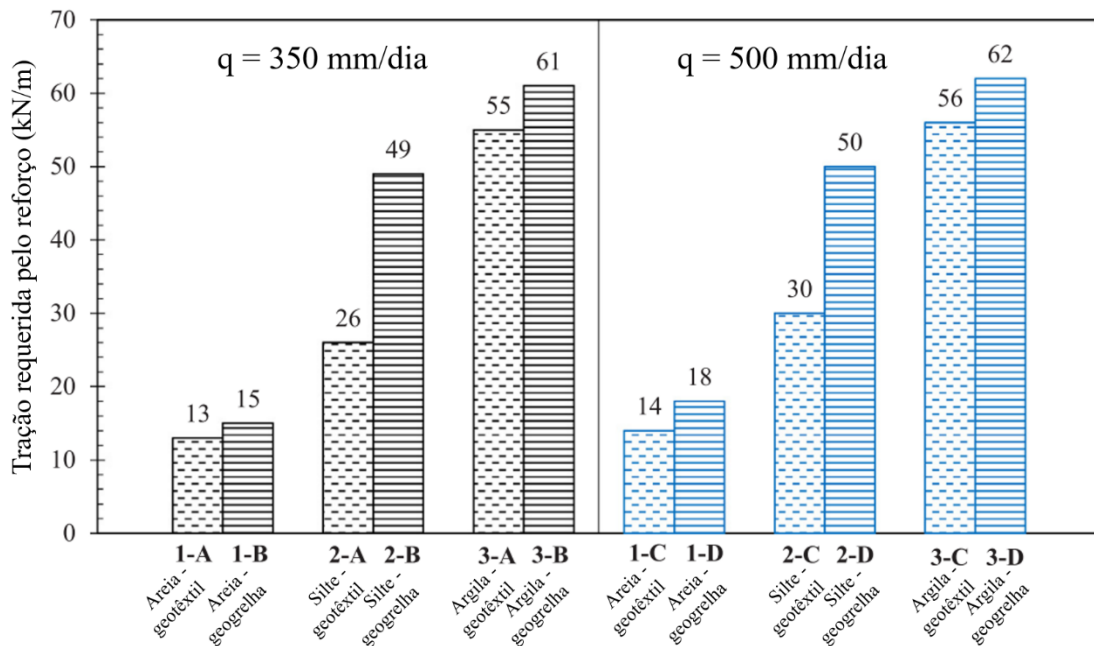


Figura 2.12: Resistência à tração requerida para taludes reforçados com fator de segurança global igual a 1.3 (Yang et al; 2018).

Os efeitos da infiltração no comportamento de estruturas reforçadas com geotêxteis não tecidos foram descritos por Portelinha e Zornberg (2017). O trabalho investigou os efeitos do umedecimento em uma ESRG em larga escala composta por um solo fino compactado e cinco camadas de geossintéticos, um geotêxtil não tecido de poliéster agulhado empregado como reforço e sistema de drenagem interna. Os autores realizaram um amplo programa de monitoramento a qual incluiu os deslocamentos da face, deslocamentos horizontais internos, teores de umidade e sucção matricial do solo. Por se tratar de uma estrutura construída em laboratório, Portelinha e Zornberg (2017) controlaram a taxa de chuva aplicada na estrutura e monitoraram seus efeitos. A ESRG em larga escala pode ser encontrada na Figura 2.13.

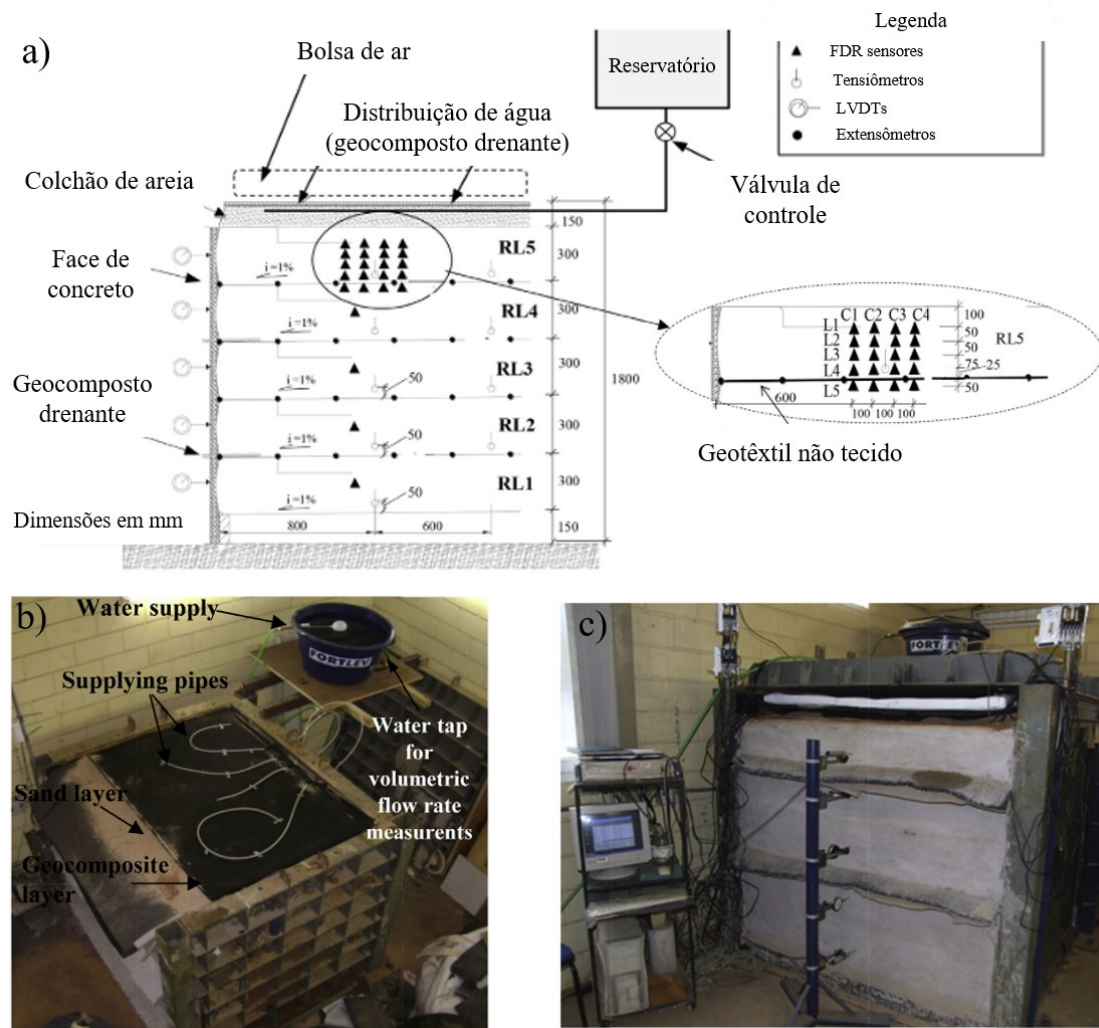


Figura 2.13: ESRG em larga escala: a) Seção transversal e programa de instrumentação; b) Sistema de irrigação; c) Vista frontal (adaptado de Portelinha e Zornberg, 2017).

Uma taxa constante de chuva de baixa intensidade foi aplicada no topo da ESRG, a qual permaneceu até se atingir a base da estrutura, estabelecendo um fluxo estacionário. A Figura 2.14 apresenta os efeitos do avanço da frente de umedecimento nas deformações e o fator de segurança em função da sucção média reportados por Portelinha e Zornberg (2017). Os resultados indicam uma relação entre as deformações máximas ocorridas no reforço e o avanço da frente de umedecimento. Isso indica que à medida que a infiltração avança e a sucção matricial reduziu progressivamente seus valores, o reforço é mais solicitado. Ainda, o estudo relatou um aumento dos deslocamentos horizontais nas camadas de reforço abaixo da frente de umedecimento, fato este que foi atribuído à redução global da rigidez da massa do solo (redução da sucção). Resultado semelhantes foram relatados por Vahedifard et al. (2017), conforme descrito na Figura 2.11, e Razeghi et al., (2019).

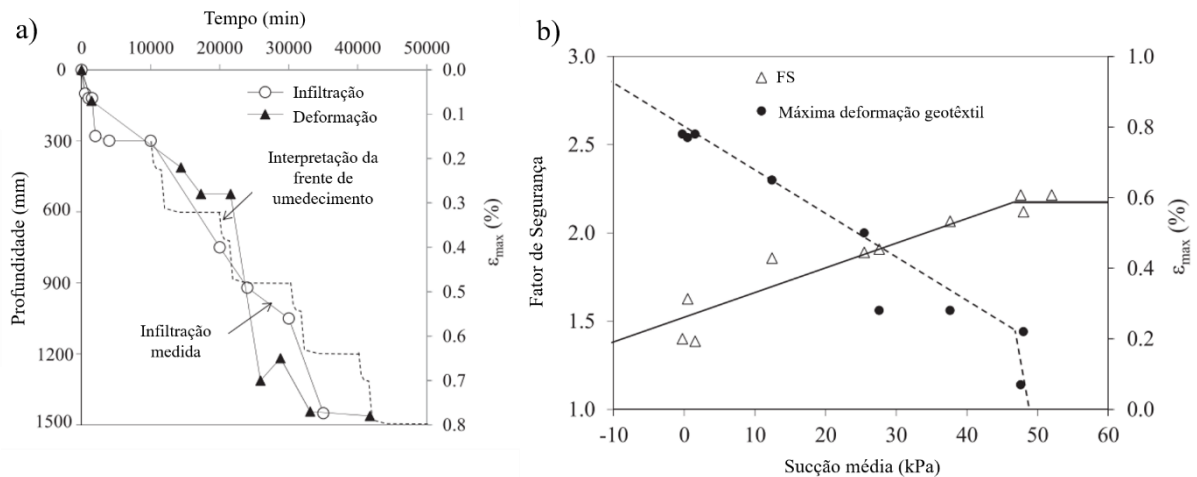


Figura 2.14: a) Efeito do avanço da frente de umedecimento nas deformações máximas; b) Efeito da sucção média no fator de segurança e deformações máximas geotêxtil não tecido (adaptado de Portelinha e Zornberg; 2017).

As máximas deformações registradas no reforço acompanharam ambas reduções da sucção matricial do solo e do fator de segurança (Figura 2.14b). Portelinha e Zornberg (2017) descrevem que as tendências apresentadas pelos resultados foram bilineares, onde o fator de segurança diminuiu com a redução da sucção até um valor estabelecido. Ainda, a sucção média medida ao longo da altura da estrutura mostrou ser um parâmetro adequado para avaliar os efeitos da infiltração na estabilidade de ESRG com solos finos não saturados sujeitos a condições de chuva. Os resultados observados por Portelinha e Zornberg (2017) estabeleceram uma relação bem definida entre o desempenho e o processo de infiltração. No entanto, o desempenho foi avaliado em termos de profundidade de infiltração, sucção média e deformação do reforço. As tensões horizontais e a carga de tração mobilizada pelo geotêxtil não tecido não foram descritas, medidas estas essenciais para as análises de ESRG.

Os efeitos da infiltração na tração mobilizada por reforços em ESRG foram avaliados por Portelinha et al. (2021). Os autores utilizaram um dispositivo de laboratório para simular os mecanismos de uma camada de solo não saturado reforçado por geossintéticos sujeita a uma sobrecarga constante e em condições de infiltração. O equipamento consiste em uma caixa de metal rígida que permitia condições de deformação plana presentes em estruturas de contenção e foi projetado para medir diretamente o comportamento das cargas de tração e das deformações ocorridas pelas mudanças de umidade. A metodologia detalhada do equipamento e a comparações com resultados de campo foram relatados por Portelinha et al. (2021). O estudo experimental avaliou diferentes tipos de geossintéticos (geogrelha, geotêxtil tecido e geotêxtil

não tecido) confinados em um solo argiloso plástico sujeito a uma taxa de infiltração constante. A tração e as deformações desenvolvidas durante o processo de infiltração de acordo com variação da sucção matricial estão presentes na Figura 2.15 a seguir.

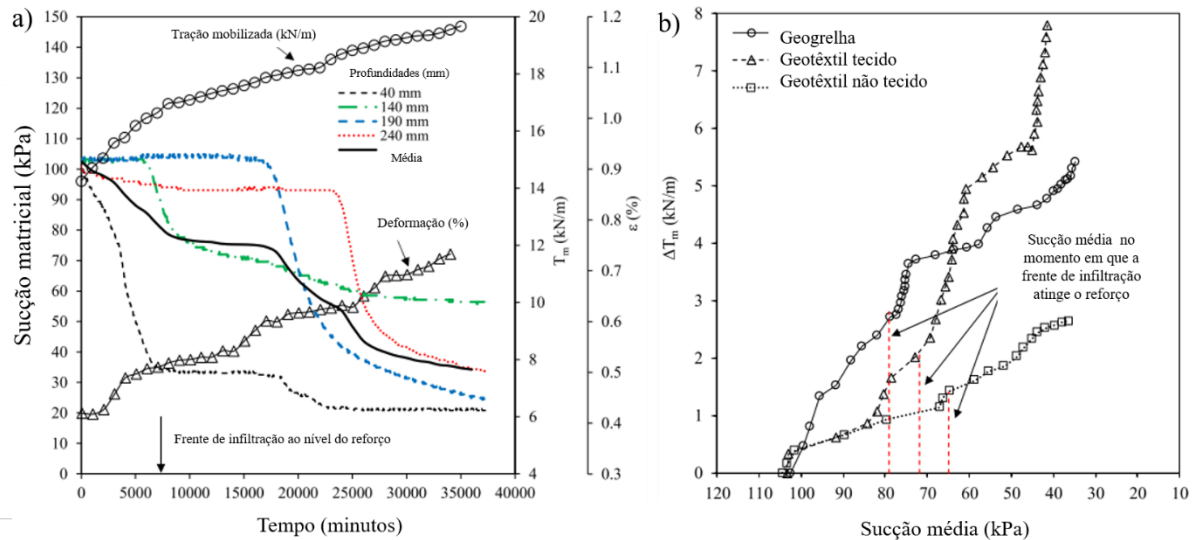


Figura 2.15: a) Progressão incrementos de carga, deformações e sucção durante infiltração; b) Relação entre a média da sucção e a carga de tração mobilizada (PORTELINHA et al., 2021).

Os resultados indicaram que as cargas de tração e as deformações dos reforços aumentaram com a redução progressiva da sucção ao longo da profundidade desde o início do processo de infiltração. Ainda, os incrementos de carga de tração atingiram o valor máximo de 6 kN/m, quase 15% da resistência última do reforço da geogrelha com um incremento de deformação de 0,3%. O geotêxtil e o geotêxtil não tecido aumentaram 7,9 kN/m e 2,8 kN/m na carga de tração, respectivamente. Tais níveis, considerados baixos, foram atribuídos a à elevada sucção inicial do solo. Portelinha et al. (2021) observaram uma correlação direta entre a média da sucção e as cargas de tração, existente até que a frente de infiltração atinja a camada de reforço. Após esta profundidade, os resultados mostram que os incrementos de carga foram dependentes da rigidez do reforço.

2.4 Efeitos dos padrões de chuvas

Diversos estudos foram conduzidos para avaliar o processo de infiltração em ESRG com solos finos não saturados com os relatados por Iryo e Rowe (2004), Chen et al. (2007), Bhattacharjee e Viswanadham (2015) e Yang et al. (2023). Especialmente, o efeito dos padrões

de chuvas nas estruturas do solo com solos finos foi investigado por alguns autores (RAHIMI et al., 2011; VAHEDIFARD et al., 2017; YANG et al., 2019). Os estudos experimentais acerca dos efeitos da infiltração em estruturas de contenção com geossintéticos citados anteriormente assumiram uma intensidade de chuva constante na análise da estrutura e os resultados indicaram o impacto adverso no comportamento. No entanto, as condições climáticas nas quais as ESRG se encontram apresentam diferentes taxas de precipitação, intensidade e duração, as quais devem ser avaliados em análises de projetos.

O efeito do padrão de chuva antecedentes em rupturas de encostas reforçadas com geossintéticos foi investigado por Rahimi et al. (2011). Os autores conduziram um estudo paramétrico com padrões regionais de precipitação de Singapura e analisaram a estabilidade de um talude de solo não reforçado para dois solos distintos. Três eventos típicos de chuva foram selecionados para representar a precipitação antecedente e foram divididos em intervalos de tempo iguais para distribuição da chuva. A Figura 2.16 apresenta o padrão real de chuvas de Cingapura juntamente com os padrões de chuva antecedentes aplicados, classificados em atrasado, normal e avançado. O primeiro padrão, consiste em baixas intensidades de chuvas seguidos de um aumento gradual ao final. Em seguida, o padrão normal exibe uma baixa intensidade inicial de chuva, seguida por um aumento na duração média seguida por uma diminuição ao final. Por fim, o padrão avançado possui uma característica de uma intensidade inicial elevada e com uma queda gradual ao final do período.

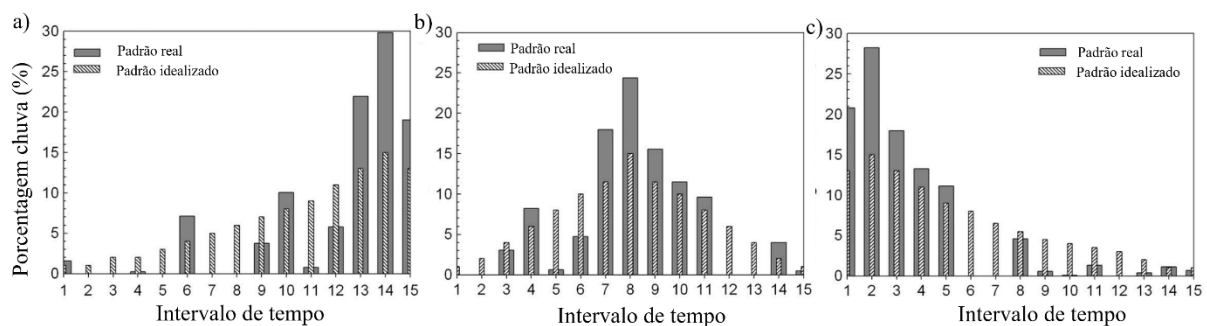


Figura 2.16: Padrões reais e idealizados de precipitações em Singapura: a) Atrasado; b) Normal; c) Avançado (RAHIMI et al., 2011).

A partir dos padrões de chuvas antecedentes descritos anteriormente, análises numéricas de infiltração com fluxo transiente associadas a estabilidade dos taludes foram realizadas. Rahimi et al. (2011) observaram que o maior impacto ocorreu para o solo mais finos foi, onde o padrão atrasado (Figura 2.16a) resultou no menor fator de segurança. Em geral, a quantidade

de água infiltrada e acumulada na região não saturada apresentou um efeito significativo na estabilidade das estruturas reforçadas avaliadas. Após a simulação das chuvas antecedentes, os autores aplicaram uma chuva de alta intensidade e curta duração. Como esperado, os padrões de precipitação anteriores afetaram significativamente a estabilidade do talude composto pelo solo fino, o qual apresentou uma redução de 45% no fator de segurança. Em comparação, a estruturas com solo granular apresentou uma redução de apenas 13%.

O aumento da intensidade e duração das chuvas é reconhecido como uma das principais causas de rupturas em estruturas do solo, levando a fatalidades e perdas económicas massivas (CROZIER, 2010). Como exemplo, o Programa de Pesquisa sobre Mudanças Globais dos EUA (MELILLO et al., 2014) relatou que 1% dos eventos de chuva fortes aumentou aproximadamente 20% nos últimos 50 anos nos Estados Unidos. Desta forma, o dimensionamento de ESRG contra eventos climáticos atuais e futuros é um importante, principalmente quando se utilizam solos finos como material de aterro. Especificamente, conforme apontado por Yang et al. (2019), há uma urgência em incorporar os efeitos potenciais dos eventos de chuva no projeto das estruturas reforçadas com geossintéticos, juntamente com os parâmetros hidrológicos e geotécnicos regionais de cada estrutura.

A abordagem mais comum para fornecer a avaliação do risco de deslizamento para sistemas de alerta de deslizamentos induzidos por chuvas foi a determinação de eventos críticos de chuva que desencadeiam rupturas de taludes, denominados limites de precipitação (CAINE, 1980; TERLIEN, 1998; ALEOTTI, 2004; TEJA et al., 2019). O limite de precipitação representa a relação entre a intensidade e a duração do evento de chuva. Aleotti (2004) mencionou que o limite de precipitação foi determinado a partir de dados de precipitação coletados e analisados no local de deslizamentos e por modelos numéricos que consideram as relações entre precipitação de chuva, poropressões e estabilidade da estrutura do solo. Conforme destacado em muitos estudos, as condições iniciais do solo e os eventos de precipitação anteriores têm influências significativas no desempenho das estruturas em processos de infiltração posteriores, especialmente para aterros como solos finos coesivos (RAHIMI et al., 2011; KIM e BORDEN, 2013; HONG et al., 2018; YANG et al., 2019). No entanto, Yang et al. (2019) observaram que pouca atenção tem sido dada ao estabelecimento de limites de precipitação para ESRG.

Normalmente, os sistemas de drenagem das estruturas de contenção são projetados com base na intensidade de chuvas esperada em um determinado período de retorno. Os dados

históricos de frequência de precipitação são analisados com uma função de distribuição adequada, assumindo parâmetros invariantes no tempo, suposição esta denominada estacionária temporal (KATZ, 2010; CHENG e AGHAKOUCHAK, 2014; VAHEDIFARD et al., 2017). Assim, as curvas IDF são baseadas em séries temporais de dados históricos e projetadas para capturar a relação entre intensidade e frequência de chuvas para diferentes durações (CHENG e AGHAKOUCHAK, 2014).

A partir de curvas IDF, Yang et al. (2019) avaliaram o desempenho de taludes reforçados considerando as condições hidrológicas de Taiwan. O estudo integrou engenharia geotécnica e hidrológica com particular interesse em solos finos não saturados. O modelo numérico foi validado utilizando o caso histórico de ruptura de um talude reforçado relatado por Yoo e Jung (2006). Foram modeladas diferentes séries de combinações para as condições iniciais do solo e eventos de chuva.

O comportamento hidráulico e mecânico do talude reforçado foi avaliado quando submetido a cenários realistas de chuva com dois grandes eventos de chuva antecedentes. As intensidades de chuva foram obtidas a partir da curva IDF com período de retorno de 100 anos para atingir a vida útil projetada de 75-100 anos (FWHA, 2009). Em seguida, os eventos de precipitação foram determinados como chuvas extremamente intensas e torrenciais. Os eventos antecedentes de chuva foram avaliados considerando os padrões tardio, avançado, normal e uniforme. Os resultados indicaram que de todos os cenários de precipitação avaliados, os padrões de chuva uniformes, prolongados e avançados levaram a um desempenho crítico. Tais resultados são comparáveis aos discutidos por Koerner and Koerner (2013; 2018) quando descreveram casos históricos de rupturas em ESRG, por Rahimi et al. (2011) para taludes não reforçados, Tsai and Wang (2011) para deslizamentos rasos e Yang et al. (2019) para talude reforçado.

Uma segunda análise realizada por Yang et al. (2019) relatou a capacidade dos modelos analisados em suportar as demandas de chuva prolongadas até a ruptura. Assim, eventos de chuva foram aplicados para diferentes relações entre intensidade e condutividade hidráulica saturada (0.25 a 1.5). O principal resultado foi a capacidade da ESRG em suportar eventos de chuva, comparando a resistência do sistema (limites de precipitação) e as forças externas (IDF regional). A Figura 2.17 mostra os limites de precipitação para os taludes reforçados com geossintéticos considerando diferentes solo e condições iniciais. Os resultados demonstram que se a resistência do sistema for maior que as forças externas, o limite de precipitação calculado

encontra-se localizado acima da curva IDF e a estrutura mantém a estabilidade sob o evento de chuva. No entanto, se as forças externas forem superiores à força de resistência, o limiar de precipitação localiza-se abaixo da curva IDF e a estrutura pode ser levada a ruptura.

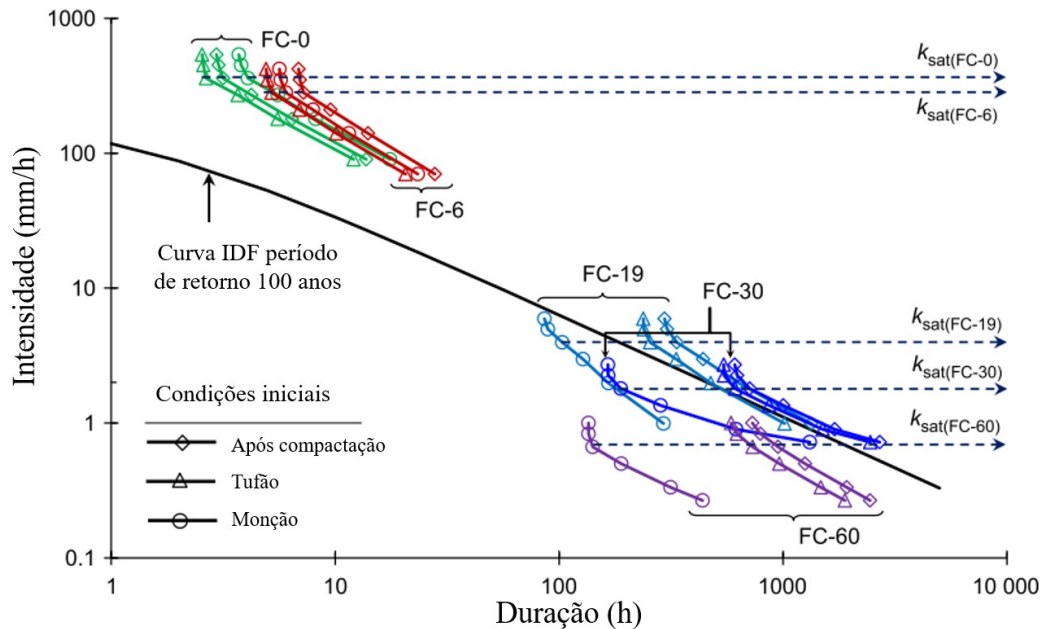


Figura 2.17: Limites de precipitação para os taludes reforçados considerando diferentes solos, condições iniciais e IDF regional (YANG et al., 2019).

Os taludes granulares apresentaram uma diferença substancial em relação aos solos finos. Os solos com teores de finos entre 0 e 6% apresentaram característica de alta intensidade e curta duração para atingir a ruptura. Em contrapartida, os taludes reforçados com solos finos entre 19, 30 e 60% exibiram padrão de baixa intensidade e longa duração. De acordo com Yang et al. (2019), este comportamento está relacionado com a intensidade das chuvas e a condutividade hidráulica do solo saturado. Por exemplo, se a intensidade da chuva aumenta além da capacidade de infiltração do solo ($q > k_{sat}$) o excesso de água escoar. Além disso, os autores apontaram que a intensidade obteve um limite com o valor da condutividade hidráulica saturada, dentro de uma faixa de $q/k_{sat} = 0.2$ a 0.4 para os aterros com alto teor de finos. Para valores de q/k_{sat} inferiores a 0.2 a ruptura não ocorreu, pois, a precipitação de baixa intensidade foi insuficiente para desenvolver poropressões positivas, independentemente da duração. Fica evidente que a estabilidade de ESRG está correlacionada com o tipo de solo empregado como material de aterro, a permeabilidade e a curvas IDF regionais para o local de construção da estrutura de solo.

O projeto de estruturas geotécnicas baseia-se em curvas IDF históricas com a suposição estacionária para análise de frequência. No entanto, espera-se que alterações na intensidade e duração das chuvas ocorram a partir de mudanças climáticas no futuro, especialmente para eventos extremos devido a ações antrópicas (KATZ, 2009; HAO et al., 2013; KUNKEL et al., 2013; MELILLO et al., 2014; IPCC, 2021). Desta maneira, as estatísticas de precipitação podem mudar ao longo do tempo, configurando uma suposição não estacionária (JAKOB, 2013; COOLEY, 2013; CHENG e AGHAKOUCHAK, 2014). O impacto de futuros eventos de chuvas extremas em ESRG considerando as condições hidrológicas locais de Seattle (EUA) foram avaliados por Vahedifard et al. (2017). A linha de base histórica, intensidade e duração diárias foram empregadas como dados para derivar curvas IDF futuras aplicadas em estrutura do solo. As futuras curvas IDF foram desenhadas a partir da abordagem não estacionária utilizada para análise de frequência de chuvas. As curvas IDF para linha de base, limite inferior, mediana e limite superior projetados estão presentes na Figura 2.18. Os resultados indicaram que as curvas IDF da linha de base subestimaram os eventos extremos de chuva esperados, uma vez que as curvas IDF projetadas foram superiores às curvas da linha de base correspondentes para cada período de retorno.

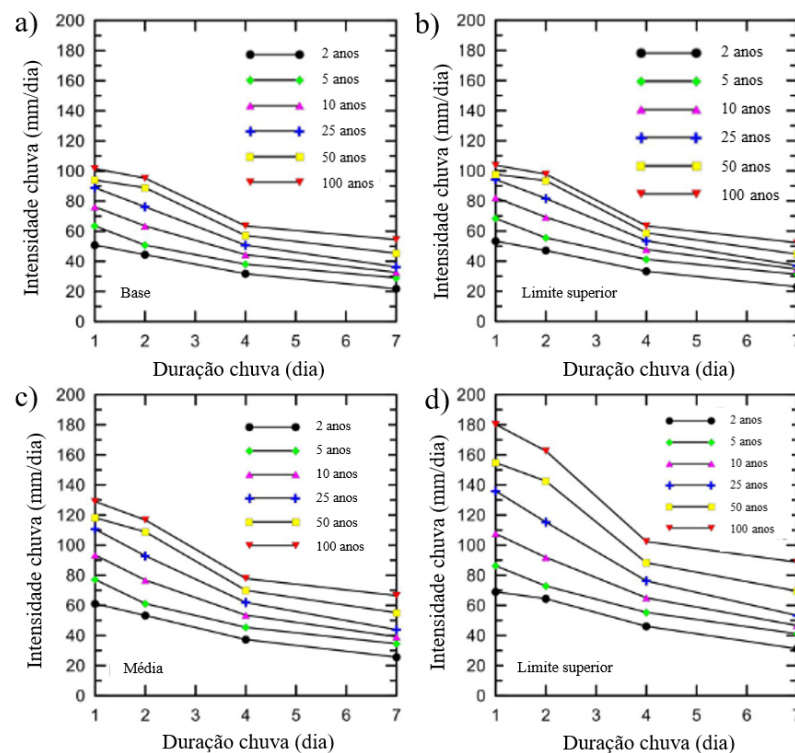


Figura 2.18: Curvas IDF futuras de Seattle: a) Base; b) Limite superior; c) Média; d) Limite superior (Vahedifard et al., 2017).

Com base nas curvas descritas anteriormente, Vahedifard et al. (2017) conduziram uma análise numérica para simular o comportamento de uma estrutura composta por um solo fino reforçado com geogrelha sujeita a diferentes cenários de chuva. Diferentes condições iniciais referentes a sucção matricial foram impostas (60 e 240 kPa) e os modelos foram submetidos por três fases sequenciais: construção, geração sucção inicial percolação transitória, para um período de retorno de 50 anos. Os resultados indicaram que para a área específica selecionada por Vahedifard et al. (2017), o desempenho do muro reforçado não apresentou impactos notáveis considerando a média dos extremos de precipitação futura em relação à precipitação histórica de base. No entanto, o estudo indicou que o impacto pode ser significativo quando se considera o limite superior de precipitação previsto partir dos modelos climáticos. Os autores não sugerem se o impacto é significativo ou não no comportamento de ESRG, mas sugerem análises de desempenho semelhantes baseadas em condições hidrológicas locais e futuras mudanças climáticas.

2.5 Efeitos de barreiras capilares

Quando uma camada de solo fino não saturado encontra-se em contato com um material mais poroso, como um solo granular ou geotêxtil não tecido, desenvolve-se uma barreira capilar. Isto ocorre devido a condutividade hidráulica não saturada do solo fino torna-se maior que a do material mais poroso para níveis de sucção elevados. Este efeito resulta no acúmulo da água sobre a interface dos materiais até que a sucção atinja um valor inferior ao ponto de rompimento da barreira capilar, como descrevem McCartney e Zornberg (2010). Os autores definiram o ponto de rompimento como o valor de sucção onde tanto o solo quanto o material mais poroso têm a mesma condutividade hidráulica. Como o fenômeno consiste em uma ruptura capilar a qual ocorre em condições não saturadas, são necessários a curva de retenção de água e as funções de condutividade hidráulica para compreender as respostas hidromecânicas de ESRG com a presença de sistemas de drenagem em particular.

A drenagem interna eficiente é um dos pontos de projeto mais importantes a serem consideradas nas análises de ESRG, especialmente estruturas com solos finos devido à baixa permeabilidade (ZORNBERG e MITCHELL, 1994; MITCHELL e ZORNBERG, 1995). Assim, devido ao possível desenvolvimento de poropressões positivas como consequência do efeito barreira capilar, alguns estudos sugerem que geossintéticos exerçam uma dupla função: atuem como reforços e sistemas de drenagem interna (TAN et al., 2001; RAISINGHANI e

VISWANADHAM, 2011; BALAKRISHNAN e VISWANADHAM, 2019). Porém, conforme apontado por Zornberg et al. (2010), os drenos só conduzirão água quando o solo estiver próximo a saturação.

O potencial impacto da barreira capilar em ESRG foi observado pela primeira vez por Richardson (1997), que descreveu uma ruptura em uma estrutura reforçada com geotêxtil não tecido como um efeito da barreira capilar. Como resultado da barreira capilar, o peso unitário do solo aumentou devido ao acúmulo de água que não foi considerado no projeto original. O autor relatou que o geotêxtil não tecido drenou a água da camada sobrejacente somente após o solo estar praticamente saturado.

Análises numéricas referentes a taludes reforçados com geotêxteis não tecido foram realizadas por Iryo e Rowe (2004) para avaliar o comportamento hidromecânico em condições de infiltração de chuvas. Especificamente, o estudo avaliou a capacidade de drenagem para diferentes condições de infiltração em um solo não saturado. Os resultados indicaram que os reforços permeáveis retardaram a frente de infiltração quando as poropressões eram negativas e permitiram a drenagem em situações onde as poropressões se tornaram positivas. Esta observação também foi relatada por Garcia et al. (2007) e Thuo et al. (2015). O desenvolvimento de barreiras capilares em interfaces solo-geotêxteis para ESRG foi avaliado por experimentalmente Portelinha e Zornberg (2017). Uma taxa de infiltração constante 2.5 vezes menor que a condutividade hidráulica saturada do solo ($q/k_{sat} = 0.4$) foi aplicada uniformemente sobre a estrutura e o fluxo transitório foi então avaliado. Os dados temporais dos sensores de umidade volumétrica estão presentes para a camada superior e para toda a estrutura na Figura 2.19.

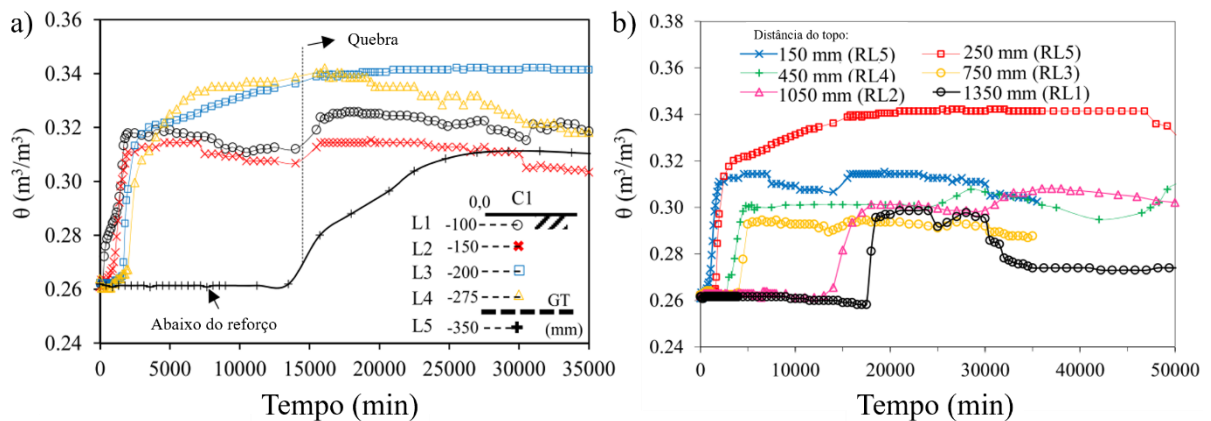


Figura 2.19: Umidade volumétrica para: a) Camada acima do reforço; b) Estrutura completa (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).

Como pode ser visto na Figura 2.19, diversos sensores de umidade foram instalados dentro da camada superior de solo reforçado para capturar o desenvolvimento de barreira capilar. Com base nos resultados dos sensores de umidade, Portelinha e Zornberg (2017) observaram três fases distintas. Inicialmente, todo o perfil de aterro apresentava um teor de umidade pós compactação uniforme, correspondente ao teor volumétrico inicial (θ_i). À medida que a frente de infiltração avançou, o teor volumétrico aumentou até o valor de equilíbrio (θ_{eq}). Contudo, a água não fluiu imediatamente através do geotêxtil não tecido. Alternativamente, desenvolveu-se uma barreira capilar e acumulou-se água acima da interface solo-reforço. O armazenamento de água continuou até que a sucção diminuísse para o valor de rompimento da barreira. Assim, devido ao desenvolvimento da barreira capilar, o teor de umidade volumétrico aumentou até o valor correspondente à saturação do solo (θ_{sat}). O geotêxtil não tecido tornou-se então mais permeável do que o solo e a água fluiu para baixo. Resultados experimentais semelhantes foram relatados por outros autores como McCartney et al. (2005), Garcia et al. (2007), McCartney e Zornberg (2010) e Thuo et al. (2015).

Conforme relatado por Zornberg et al. (2010), o ponto de rompimento da barreira capilar correspondeu ao valor em que tanto o solo quanto o geotêxtil não tecido apresentam a mesma condutividade hidráulica não saturada. Assim, Portelinha e Zornberg (2017) compararam o teor de água monitorado com a previsão teórica e concluíram que ambos demonstraram valores semelhantes. Após o avanço, observou-se que o teor de umidade volumétrico nas camadas superiores reduziu e retornou ao teor de equilíbrio. As barreiras capilares retardaram a frente de infiltração e acumularam água acima da camada geotêxtil não tecida. Posteriormente, a sucção atingiu o ponto de rompimento e a infiltração ocorreu para a camada inferior, migrando ao longo da direção do plano e proporcionando uma drenagem interna horizontal. Embora o comprovado o desenvolvimento da barreira capilar, poropressão positivas não foram registrada durante o experimento.

A ESRG realizada por Portelinha e Zornberg (2017) foi modelada numericamente por Albino et al. (2019) para investigar o comportamento hidráulico na interface solo-geotêxtil não tecido. Os resultados demonstraram que o ponto de rompimento ocorreu próximo à face da estrutura e o desenvolvimento das poropressões foi controlado localmente pelo reforço drenante. Iryo e Rowe (2005) observaram resultados semelhantes para um aterro de areia reforçada com geotêxtil não tecido sujeito à infiltração de chuvas. Albino et al. (2019) também observaram que a heterogeneidade do solo compactado afetou significativamente os efeitos capilares. Como o reforço superior retardou o fluxo para a camada subsequente do solo, a água

não atravessou uniformemente o comprimento do geotêxtil não tecido, mas infiltrou-se gradualmente através do plano do geotêxtil não tecido. Os estudos conduzidos por Thuo et al. (2015) e Balakrishnan e Viswanadham (2019) mostraram que para evitar o acúmulo de umidade acima do geotêxtil não tecido, uma camada de areia foi uma abordagem eficaz para reduzir o efeito capilar e dissipar a poropressão excedente. Os testes experimentais realizados com centrífuga por Bhattacharjee e Viswanadham (2019) com reforços híbridos (geogrelha + geotêxtil não tecido) relatam as mesmas observações. No entanto, ainda é necessário a avaliação da formação da barreira capilar na interface do solo de aterro com a camada de areia.

Uma revisão da literatura foi realizada por Thuo et al. (2015) para determinar os fatores que influenciam as barreiras capilares. Entre os apontamentos realizados pelos autores estão que o valor de sucção de entrada de água obtido a partir da curva de retenção de água de geotêxteis não tecidos pode ser usado para determinação do valor de sucção do ponto de rompimento da barreira capilar (STORMONT e MORRIS, 2000; IRYO e ROWE, 2005; MCCARTNEY e ZORNBERG, 2010). Para tal valor de sucção, os caminhos de água disponíveis são descontínuos, o que atrasa o fluxo de água para o geotêxtil, resultando na barreira capilar. No entanto, se a sucção for inferior ao valor de sucção de entrada de água, os caminhos de água serão conectados e a água fluirá. Assim, o efeito de barreira capilar ocorre até que a sucção na interface solo-geotêxtil não tecido diminua para o valor mínimo entre a entrada de água do geotêxtil não tecido e o valor de rompimento da barreira (THUO et al., 2015). O estudo experimental realizado por Portelinha e Zornberg (2017) corroborou com a esta afirmação, conforme mostrado na Figura 2.20.

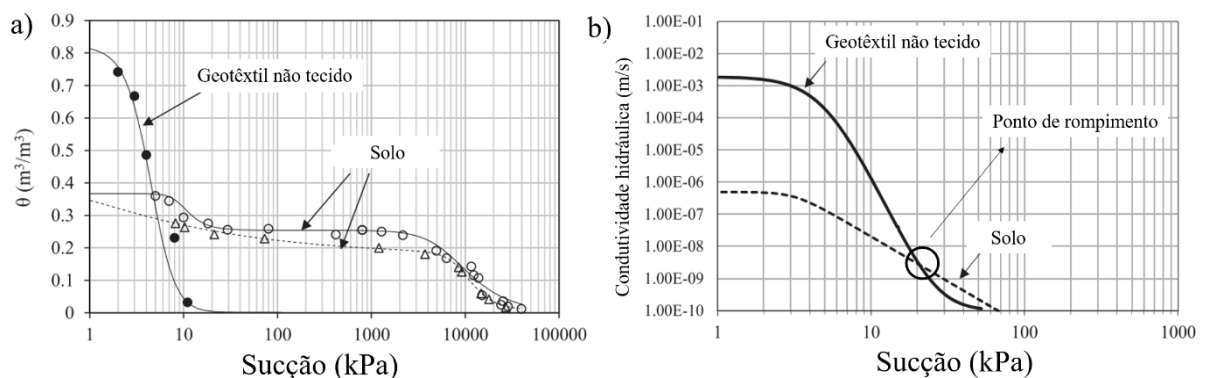


Figura 2.20: Geotêxtil não tecido e solo fino não saturado: a) Curvas de retenção; b) Funções de condutividade hidráulica (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).

As análises numéricas realizadas por Thuo et al. (2015) com taludes reforçados com camadas de geotêxtil não tecido e colchões de areia e demonstraram uma redução na formação de barreiras capilares e alta capacidade de drenagem interna. Os fatores globais e locais de segurança tanto para ambas as configurações estão presentes na Figura 2.21. Embora o fator de segurança global esteja acima de um, indicando estabilidade, o talude reforçado com geotêxtil não tecido atingiu um valor mínimo de 0.90, indicando uma falha localizada. Após a frente de infiltração atingir a interface, a barreira capilar se desenvolveu e poropressões positivas foram registradas. Os autores relataram que após o ponto de rompimento, as poropressões na camada superior do geotêxtil não tecido se dissiparam e o fator local de segurança aumentou rapidamente, indicando uma drenagem interna.

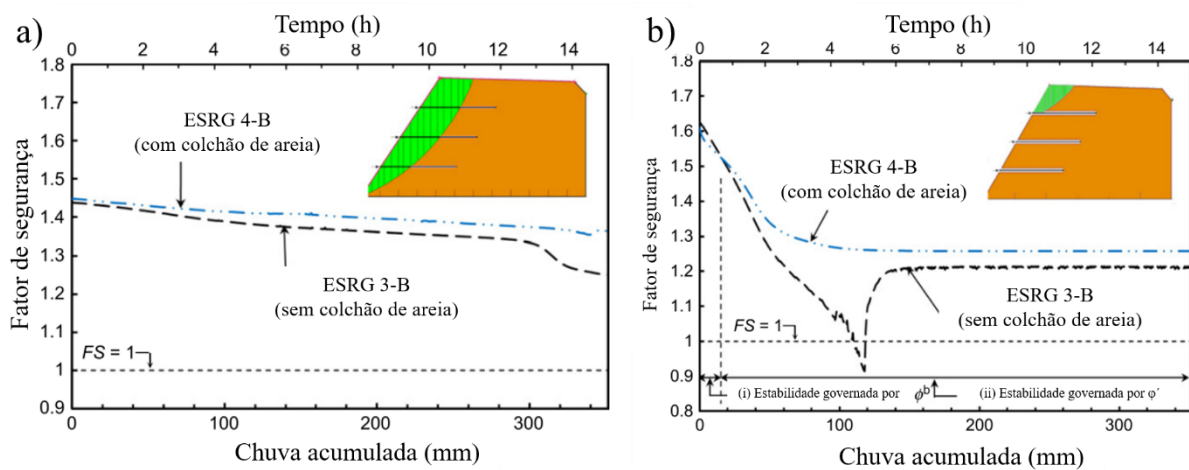


Figura 2.21: Variação da estabilidade de acordo com as chuvas acumuladas para as ESRG com geotêxtil tecido e colchão de areia: a) Fator de segurança global; b) Fator de segurança local (THUO et al., 2015).

A partir dos estudos mencionados, fica claro que o desenvolvimento de barreiras capilares é uma importante questão de projeto para ESRG com solos finos não saturados. Especialmente, a barreira capilar pode resultar em um acúmulo adicional de água, o que leva a um aumento na solicitação do reforço, maiores deformações e queda na estabilidade. A avaliação do desempenho pode ser realizada através da curva de retenção e da função de condutividade hidráulica de ambos os componentes para estimar o valor do ponto de rompimento e a quantidade de água acumulada, ponto importante nos projetos. As aplicações geotécnicas nas quais a barreira capilar é uma questão relevante incluem estruturas como taludes não saturados com drenos subterrâneos, pavimentos, sistemas de detecção de

vazamentos em aterros sanitários e sistemas agrícolas. Assim, uma atenção significativa deve ser dada a tal efeito e ao projeto de sistemas de drenagem.

2.6 Relevância de drenos internos e externos

Eventos de precipitação podem gerar elevação do nível freático das águas subterrâneas, fluxo nas zonas não reforçadas, infiltração e escoamento superficial. Desta forma, se faz necessário sistemas de drenagem adequados para garantir um desempenho satisfatório das ESRG. Em particular, o controle inadequado da drenagem foi responsável por 63% das rupturas em estruturas de solo reforçado, conforme relatado por Koerner e Koerner (2018).

Inclusões de reforço permeáveis, como geotêxteis não tecido com capacidade de drenagem, foram executadas em ESRG com solos finos para mitigar o desenvolvimento de poropressões positivas (TATSUOKA e YAMAUCHI, 1986; MITCHELL e ZORNBERG, 1995; PORTELINHA et al., 2014, 2017; BHATTACHERJEE e VISWANADHAM, 2015; 2019). Thuo et al. (2015) e Yang et al. (2018) descreveram que reforços encapsulados em camadas de areia também podem funcionar como sistemas de drenagem interna. Ainda, drenos chaminé com areia foram descritos como uma alternativa para dissipar as poropressões de elevações das águas subterrâneas (VISWANADHAM et al. 2017; MAMAGHANIAN et al., 2019). No entanto, estes sistemas de drenagem ainda precisam ser validados experimentalmente com diferentes cenários de precipitação, intensidade e duração. A Figura 2.22 ilustra exemplos de sistemas híbridos (drenagem interna) e drenagem de areia de chaminé (drenagem externa).

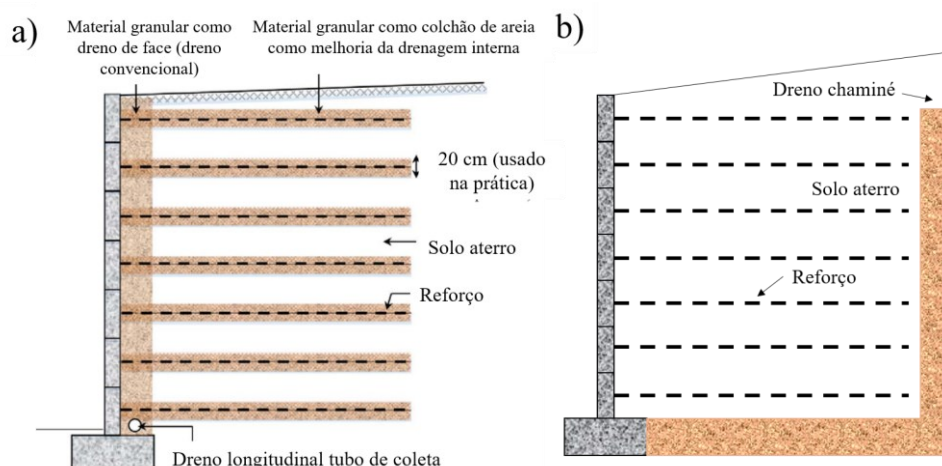


Figura 2.22: a) Colchão de areia - drenagem interna (adaptado de Yang et al., 2018); b) Dreno chaminé.

A eficácia da drenagem no plano proporcionada por reforços geotêxteis não tecidos foi avaliada experimentalmente por Portelinha e Zornberg (2017). Os autores compararam o volume total de água imposto na estrutura com o volume medido pelos sensores de umidade durante o processo de infiltração (Figura 2.23). Os resultados demonstraram que não houve mudanças significativas no volume de água infiltrado durante o processo inicial, o que foi atribuído à formação da barreira capilar desenvolvida na interface solo-reforço. Após o rompimento da barreira, o processo de infiltração foi retomado. A Figura 2.23 mostra a vista frontal da estrutura após o processo de infiltração, onde é possível ver umidade presente na face, o que demonstrou a capacidade de drenagem interna do reforço. Portelinha e Zornberg (2017) também observaram que após o ponto de rompimento, a água escoou através da camada superior de geotêxtil não tecido. Resultados semelhantes foram relatados por Yang et al. (2018) a partir dos modelos numéricos para taludes de silte e argila reforçados com geotêxteis não tecidos. Os autores atribuíram à função de drenagem do reforço permeável o maior fator de segurança dos taludes geotêxteis não tecidos quando comparados com os taludes reforçados com geogrelha.

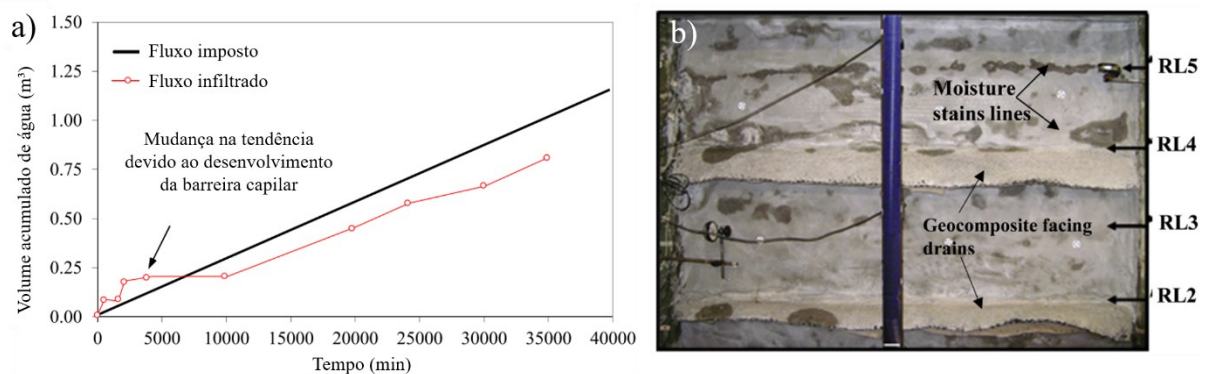


Figura 2.23: a) Volume acumulado de água na ESRG; b) Vista frontal da estrutura após o processo de infiltração (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).

O comportamento de ESRG com combinações entre geogrelha (reforço) e geotêxtil não tecido (drenagem) foi relatada por Mamaghanian et al. (2019). Os autores avaliaram o desempenho da drenagem interna e estabilidade de quatro ESRG para diferentes configurações. Foram testados modelos compostos por geogrelha, híbridos e dreno chaminé de areia. Os modelos foram submetidos à condição de infiltração, a fim de simular uma condição de elevação das águas devido a fortes chuvas. Os autores compararam as poropressões no meio e na base dos modelos (Figura 2.24). Os resultados indicaram que as camadas híbridas dissiparam

50% da poropressão no meio da parede e 71% na base em comparação com o modelo de geogrelha (sem sistema de drenagem). Além disso, o modelo com quatro camadas híbridas exibiu uma capacidade de drenagem eficiente devido à dissipação uniforme na metade da altura. Resultados semelhantes acerca da capacidade de drenagem por reforços híbridos também foram relatados por Raisinghani e Viswanadham (2011) e Bhattacharjee e Viswanadham (2015). Desta maneira, o estudo apresentou evidências experimentais acerca da eficiência de sistema de drenagem interna, mostrando a possibilidade de utilização de reforço híbridos em estruturas reforçadas com geossintéticos. Apesar dos resultados relevantes discutidos por Mamaghanian et al., (2019), o progresso da infiltração no talude não saturado induzido pelo evento de chuva não foi medido no estudo e nenhuma informação relacionada as variações mecânicas foi avaliada. Além disso, apenas um evento de chuva intensa foi realizado no estudo. Ainda existe a necessidade de verificar diferentes intensidades e durações de chuvas e seus efeitos nos desempenhos hidráulico e mecânico.

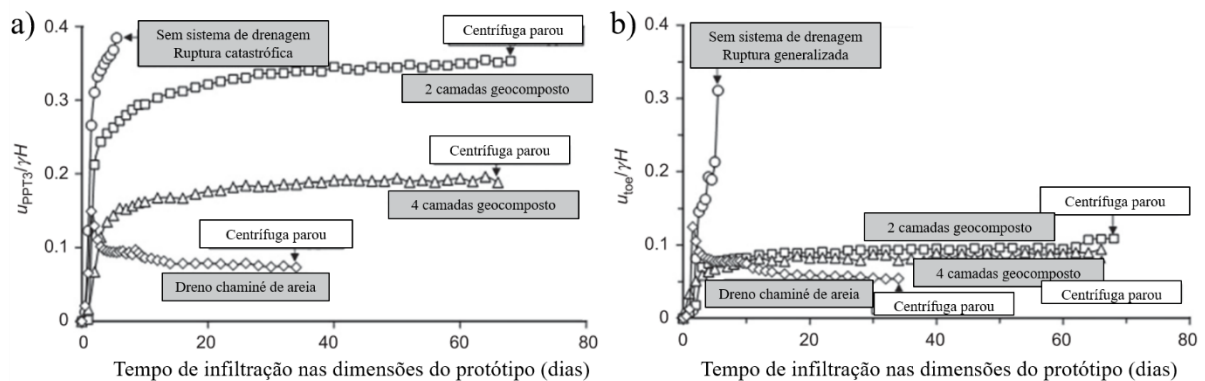


Figura 2.24: Comparação poropressões normalizadas localizadas: a) Meio; b) Base. (adaptado de Mamaghanian et al., 2019).

O encapsulamento de reforços em camadas de areia é considerado uma potencial solução para sistemas de drenagem interna em ESRG, como apontam Thuo et al. (2015), Yang et al., (2018), Balakrishnan e Viswanadham (2019) e Yang et al. (2023). O conceito é conhecido como colchão de areia e tem sido aplicado principalmente para dissipar a pressão positiva da água nos poros do solo, especialmente devido possibilidade do desenvolvimento de barreiras capilares em interfaces solo-geotêxtil não tecido. Além disso, a técnica reduz o entupimento a longo prazo em geotêxteis não tecidos (THUO et al., 2015), bem como melhora a resistência ao cisalhamento da interface solo-geossintético (UNNIKRISHNAN et al., 2002; ABDI et al., 2009; YANG et al., 2016) e ao arrancamento (ABDI e ZANDIEH, 2014).

A estabilidade de ESRG com colchões de areia sujeitas a eventos de chuva foi analisada por Yang et al. (2018). O modelo numérico foi inicialmente validado com os ensaios experimentais conduzidos pelo *Public Works Research Institute* (Japão) e relatados por Iryo e Rowe (2005). Diferentes intensidades foram aplicadas separadamente ao modelo durante 24 horas, representando chuvas torrenciais e torrenciais extremas. Os autores relataram que quando a razão entre a intensidade da chuva e a condutividade hidráulica do solo saturado foi inferior a um ($q/k_{sat} < 1$) houve um aumento nas poropressões dentro da zona reforçada não saturada. No entanto, o solo permaneceu sob condições não saturadas mesmo após a frente de infiltração atingir a base da estrutura. Ainda, para uma razão $q/k_{sat} > 1$, o fluxo de entrada foi maior que o fluxo de saída, o que ocasionou poropressões positivas. Os perfis de poropressão para a ESRG com colchões de areia após chuvas torrenciais estão presentes na Figura 2.25.

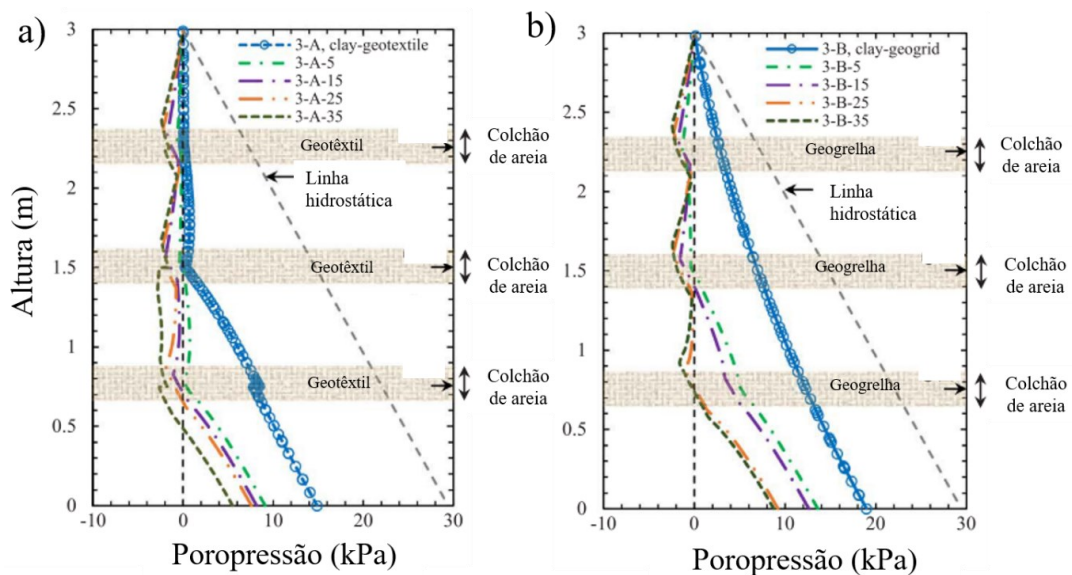


Figura 2.25: Perfis de poropressão na distância de 2,40 metros da base da ESRG com colchões de areia para os reforços: a) Geotêxtil não tecido; b) Geogrelha (YANG et al., 2018).

Os resultados relatados por Yang et al. (2018) demonstraram que os colchões de areia atuaram como camadas de drenagem horizontal e dissiparam efetivamente as poropressões no interior da ESRG. As estruturas sem as inclusões de colchões de areia desenvolveram poropressões positivas tanto para o reforço de geotêxtil não tecido quanto para geogrelhas. Além disso, uma espessura ótima para colchão de areia de 15 cm (20% do material de enchimento) foi determinada. O aumento de estabilidade da ESRG resultou do sistema de drenagem combinado com a resistência do colchão de areia com o reforço empregado. Por fim,

as inclusões reduziram o desenvolvimento de barreiras capilares na interface solo-geotêxtil não tecido em condições não saturadas.

Embora o estudo conduzido por Yang et al. (2018) tenha aplicado diferentes eventos de chuva na capacidade de drenagem interna, apenas períodos intensos com curta duração foram analisados. A influência de eventos de chuva prolongados, nos quais a relação entre a intensidade da chuva e a condutividade hidráulica do solo saturado é inferior a um, ainda é uma questão a ser entendida. Como demonstrado por diversos autores, a duração prolongada da chuva afeta substancialmente o desempenho da ESRG com solos finos não saturados (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017; YANG et al., 2019; YANG et al., 2023). Além disso, Yang et al. (2019) adotaram valores de coesão efetiva nulos para o solo de aterro, o que pode afetar significativamente a estabilidade em condições não saturadas. Jayanandan and Viswanadham (2020) relataram que, apesar de a técnica do colchão de areia aliviar o desenvolvimento das poropressões dentro da zona reforçada, o método não é conveniente na prática devido às dificuldades na colocação de areia acima do solo fino e à possibilidade de mistura dos materiais.

Drenos chaminé consistem em um sistema de drenagem externa compostos por um material grosso disposto uniformemente nas direções horizontais e verticais, conforme mostrado na Figura 2.20. Para ESRG com teor fino de até 35%, a NCMA (2010) sugere que um dreno chaminé deve ser aplicado. Tal dreno é recomendado quando se espera que o lençol freático eleva-se acima da base da estrutura ou quando exista água atrás da zona reforçada. Mamaghanian et al. (2019) avaliaram um dreno chaminé com areia na capacidade de drenagem de estruturas reforçadas por meio de modelos reduzidos em centrifuga, e os resultados estão presentes na Figura 2.23. O estudo simulou o aumento do lençol freático devido à chuva e os resultados indicaram que as poropressões no meio e na base do muro foram encontradas 78% e 73% menores quando comparadas com o modelo reforçado com geogrelha e sem sistema de drenagem externo. Os autores relataram que o dreno em chaminé diminuiu a superfície freática devido à alta capacidade de drenagem, especialmente no dreno vertical. No entanto, o modelo com o dreno chaminé apresentou uma ruptura por *piping* em sua base. A ruptura local foi atribuída à dissipação concentrada da poropressão próxima ao nível da base. Viswanadham et al. (2017) conduziram um estudo similar e relataram uma ruptura com as mesmas características.

Apesar dos estudos mencionados anteriormente, a eficiência do dreno chaminé ainda precisa ser validada experimentalmente. Testes iniciais foram conduzidos por alguns autores, mas o tipo de reforço, processo de infiltração por águas de chuva, possível desenvolvimento de barreiras capilar, espessura adequada do dreno e resistência na interface solo de aterro-dreno ainda precisam ser avaliados. Além disso, a NCMA (2010) indica que o material grosso presente no dreno deve ser encapsulado por um filtro de geotêxtil apropriado para se evitar obstruções causadas pela parcela de finos presente no material de aterro. Portanto, a estabilidade local e global das ESRG com drenos chaminé sob eventos de chuva devem ser avaliadas para incluir o potencial de deslizamento ao longo da interface dreno-geotêxtil.

2.7 Projetos de ESRG em condições de chuvas

O projeto de estruturas reforçadas com geossintéticos, como muros e taludes, geralmente é desenvolvido com base em análises de estado limite. Assim, a carga de tração mobilizada pelo reforço, resistência e comprimento são calculados para alcançar tanto a estabilidade interna quanto a externa (NCMA, 2010; AASHTO, 2020). No entanto, medições de campo em condições de trabalho reais revelam cargas de tração inferiores do que as previstas pelo estado limite, resultando em métodos de projeto excessivamente conservadores, como apontou Vahedifard et al. (2016). Essa diferença também vem sendo atribuída à resistência ao cisalhamento do solo não saturado, a qual é geralmente é ignorada. Outros fatores, como resistência da base, ancoragem da face e dilatação volumétrica do solo, são contribuições importantes para um desempenho adequado (LESHCHINSKY et al., 2014; VAHEDIFARD et al., 2015) e normalmente desprezadas nas análises de ESRG.

Em muitas áreas onde solos granulares não estão disponíveis, a utilização de solos locais que contenham algum percentual de finos é uma alternativa viável para minimizar custos de aquisição, coleta e transporte. De acordo com a Federal Highway Administration (FHWA, 2009) e a Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2020), diretrizes de projeto utilizadas pelo setor público dos EUA, o teor máximo de finos permitido (passante peneira #200) para contenções de solo reforçado com geossintéticos é limitado a 15%. Em comparação, a National Concrete Masonry Association (NCMA, 2010) permite até 35% de teor de finos, e caso um engenheiro geotécnico estiver envolvido no projeto, o limite pode aumentar para até 50%. A preocupação com o uso de solos finos como material de aterro se deve principalmente ao possível desenvolvimento de poropressões positivas e à redução na

resistência ao cisalhamento como resultado da infiltração de água da chuva. Assim, surge a necessidade de desenvolver métodos de projeto para solos finos como material de aterros em ESRG e prever os efeitos da chuva no comportamento das estruturas.

O trabalho pioneiro de Christopher et al. (1998) resultou em um guia preliminar para ESRG construídas com solos finos, considerando os efeitos adversos da infiltração de água da chuva, sobretudo na resistência do solo. Os autores destacaram que o desenvolvimento de poropressões positivas no material de aterro pode ocorrer em diversas situações, como durante a compactação, em decorrência de sobrecargas externas ou pelo avanço da frente de umedecimento associado a chuvas, elevação do lençol freático ou inundações. Entretanto, esse cenário não é necessariamente representativo de solos finos tropicais, nos quais geralmente se observa uma condição mais favorável, marcada pelo desenvolvimento de poropressões negativas (sucção), que contribuem para o aumento da resistência e da estabilidade. Assim, para garantir um desempenho adequado, as análises de projeto devem considerar tanto a possível geração de poropressões quanto a contribuição dos sistemas de drenagem e dos reforços no controle das condições hidráulicas.

No caso em que a poropressão possa se desenvolver durante a fase de construção da estrutura, Christopher et al. (1998) apontam que uma análise de tensões totais pode ser conduzida sem considerar a drenagem lateral do reforço, devido a condição não drenada decorrente pela velocidade de construção. Para isso, os autores recomendaram a resistência ao cisalhamento não drenada obtida a partir de testes triaxiais não consolidados e não drenados. A análise não drenada determina os requisitos mínimos de resistência e estabilidade interna para as ESRG com solos finos durante a fase de execução do aterro. No entanto, para o caso em que a drenagem lateral é presente, análises de tensões efetivas devem ser conduzidas. Os autores relataram que, para estabilidade em longo prazo, a dissipação da poropressão deve ser conduzida com base em testes triaxiais consolidados e drenados. Além disso, a transmissividade do reforço deve ser selecionada para evitar o desenvolvimento de poropressões na interface solo-reforço.

O avanço da frente de umedecimento ocorre devido a eventos de chuva e reduz a resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Para esse caso, alguns autores (ZORNBERG e MITCHELL, 1994; CHRISTOPHER et al., 1998) recomendaram uma análise de tensões totais, ou seja, sem a presença de drenagem. Os autores apontaram também que essa análise é conservadora porque assume-se que o solo estará completamente saturado, o que pode não

ocorrer na prática devido às condições do aterro e às possíveis inclusões de sistemas de drenagem interno/externo. Por último, para o caso em que a drenagem lateral é considerada, os autores recomendaram uma análise de tensões totais com a resistência ao cisalhamento do solo obtida a partir de espécimes não saturados, com um teor de umidade que simule o efeito da infiltração.

Valiosas lições podem ser aprendidas a partir de rupturas em ESRG. Yang et al. (2019) realizaram uma extensa avaliação de uma ruptura em uma ESRG a qual ocorreu devido à infiltração de chuva após dois eventos de tufão sequenciais em Taiwan no ano de 2013. Os resultados do modelo numérico indicaram que a estrutura colapsou em um modo de falha composto devido ao desenvolvimento de poropressões positivas tanto no solo do aterro quanto no talude contido. Os autores destacaram a imprecisão na previsão do valor do fator de segurança com o efeito da chuva no projeto convencional de taludes usando o método de equilíbrio limite. Para projetos de ESRG sujeitas a eventos de chuva, os autores sugeriram o uso de análise de percolação transitória adotando dados hidrológicos regionais (curvas IDF). A mesma consideração foi apontada por Yang et al. (2018), onde a intensidade da precipitação deve ser selecionada com base na probabilidade anual e período de retorno especificados nos códigos hidrológicos regionais. As análises de equilíbrio limite devem ser baseadas nos conceitos da mecânica dos solos não saturados, a qual pode estimar a distribuição das poropressões no solo de aterro considerando o processo de infiltração da água da chuva. Além disso, a partir das análises de estabilidade considerando tanto as condições de solo não saturado quanto os efeitos da infiltração da água da chuva, Yang et al. (2018) relataram que se o fator de segurança mínimo for menor do que o valor requerido sob a curva IDF especificada, medidas de melhoria podem ser avaliadas, como sistemas de drenagem, aumento na resistência à tração, comprimento de ancoragem ou número de reforços.

A mobilização e distribuição das cargas de tração ao longo do reforço em diferentes camadas e tempos, considerando os efeitos da infiltração de chuva foi avaliada por Yang et al. (2019) para a estrutura colapsada. Os resultados indicaram que conforme a chuva avançou, as cargas mobilizadas aumentaram, especialmente próximos a base. O aumento das cargas está associado à diminuição das tensões efetivas do solo devido à redução na sucção matricial do material. Foi observado também o desenvolvimento de poropressões positivas, o contribuiu para que os valores de tração atingissem valores próximos à ruptura. No momento do colapso da ESRG, as cargas nos reforços aumentaram aproximadamente quatro vezes em relação à condição inicial. Assim, devido ao grande desenvolvimento de poropressão positivas nas

análises, Yang et al. (2019) avaliaram a eficácia na utilização de um material granular com aterro e no uso de sistemas de no desempenho da estrutura. A Figura 2.26 mostra o fator de segurança previsto para casos de medidas de remediação e as comparações das superfícies freáticas.

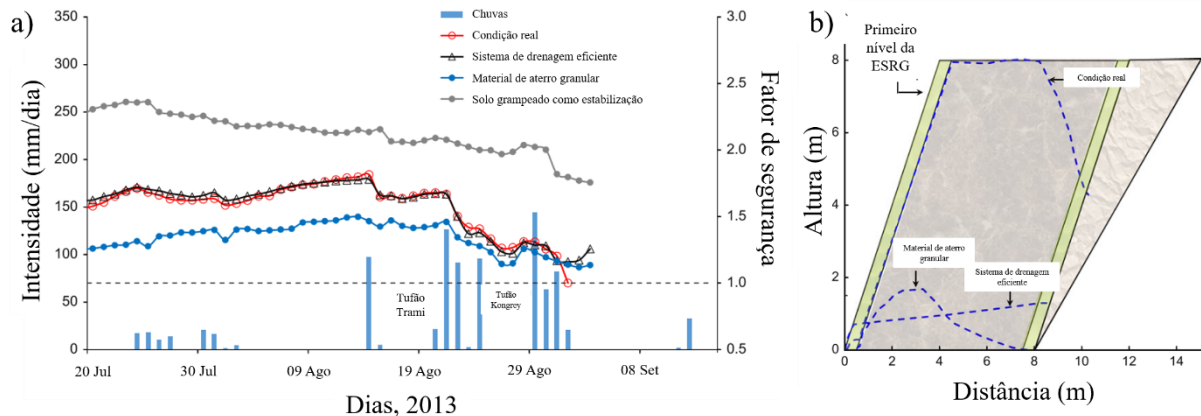


Figura 2.26: a) Fatores de segurança para as medidas de remediação; b) Comparações entre as superfícies freáticas (adaptado de YANG et al., 2019a).

O sistema de drenagem consistiu em tubos de drenagem na base de cada nível, atuando como drenagem interna horizontal. Yang et al. (2019a) indicaram que a água foi drenada através do sistema e nenhuma poropressão positiva foi registrada. Ainda, um material granular foi usado como aterro para substituir o solo fino. Similarmente ao sistema de drenagem, o material granular dissipou a poropressão e a ESRG permaneceu estável mesmo durante os períodos de chuva intensa. No entanto, o fator de segurança para o aterro granular foi menor do que o registrado nas condições iniciais com o solo fino, o que foi atribuído às condições não saturadas presentes no aterro original. Ambos os casos descritos exibiram um fator de segurança maior que um, indicando um aumento efetivo na estabilidade durante eventos de chuva prolongados. Além disso, devido à alta capacidade de drenagem dos sistemas analisados, o nível freático não aumentou até o topo do primeiro nível.

Em um estudo similar, Yang et al. (2019b) analisaram o método de projeto de taludes utilizado em Taiwan, no qual o impacto da infiltração é avaliado por meio da elevação do nível da superfície freática, com base em registros de estações meteorológicas e medições de lençol freático. No entanto, em projetos de ESRG normalmente não há dados disponíveis sobre a posição do lençol freático antes da construção, tornando esse procedimento pouco aplicável. Na ausência desses dados, a posição da superfície freática dentro da ESRG durante eventos de

chuva precisa ser assumida, o que pode resultar em análises excessivamente conservadoras ou, em alguns casos, inseguras. Os autores destacaram que o método não considera adequadamente a influência das propriedades hidráulicas do solo, como sucção matricial e permeabilidade, nem as condições locais de precipitação ou a presença de sistemas de drenagem. Nesse contexto, a introdução de um colchão drenante de areia na base da estrutura poderia auxiliar na manutenção de poropressões negativas (sucção), contribuindo para um comportamento hidráulico mais favorável. Para avaliar os efeitos da infiltração, os autores apresentaram as poropressões e os modos de ruptura para ESRG com 19% e 30% de finos (Figura 2.27).

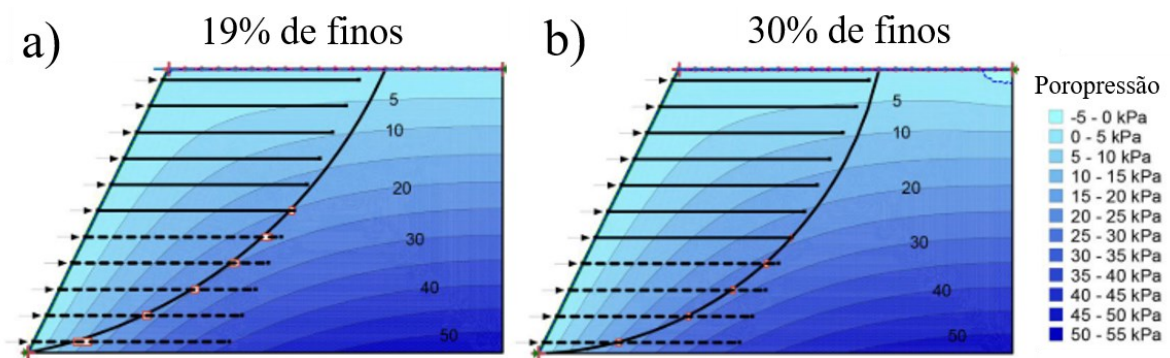


Figura 2.27: Contornos de poropressão e modos de ruptura para ESRG com solos contendo: a) 19% de finos; b) 30% de finos (YANG et al., 2019).

Eventos de precipitações antecedentes foram aplicados para alcançar as condições iniciais. Estes eventos foram escolhidos por Yang et al. (2019b) para simular o padrão de precipitação prolongada, que exibiu o maior impacto no desempenho do talude reforçado. Como pode ser observado na Figura 2.26, ambas as estruturas desenvolveram poropressões positivas. Os resultados também indicaram um modo de ruptura composto, no qual a superfície de ruptura ultrapassou a zona reforçada e entrou no solo contido. Os autores indicaram três pontos específicos de melhoria nos métodos de projeto contra os efeitos da precipitação. Em primeiro lugar, os taludes foram recalculados com um aumento na resistência à tração do reforço. Para o talude com 19% de finos, o aumento da resistência à tração do reforço pareceu ser ineficaz para alcançar o fator de segurança pré-determinado de 1.1. Os autores descreveram que a superfície de ruptura se estendeu até a zona retida, resultando em uma pequena resistência à tração mobilizada. Assim, o aumento da resistência à tração do reforço resultou em uma contribuição limitada para a estabilidade contra os efeitos da precipitação. De maneira similar, o estudo conduzido por Koerner e Soong (2001) mostrou que na maioria dos casos de problemas e ruptura de estruturas de solo, os períodos de chuva alteraram as características do material de

aterro e impactaram o desempenho da estrutura. O uso de reforços mais rígidos não necessariamente resolve o problema, uma vez que pode haver o desenvolvimento de poropressões positivas na zona reforçada, influenciando na resistência da interface solo-reforço.

O segundo ponto avaliado foi o efeito do espaçamento vertical dos reforços. Os resultados indicaram que o fator de segurança aumentou ligeiramente quando o espaçamento vertical atingiu o valor mínimo de 0.20 metros. Portanto, diminuir o espaçamento vertical é um método ineficiente para melhorar o modo de falha composto presente nas ESRG sob condições de chuvas. Por fim, os autores aumentaram o comprimento do reforço para melhorar as análises de projeto. Conforme o processo de infiltração avançou, a resistência ao cisalhamento do solo não saturado diminuiu substancialmente. Assim, superfície de ruptura ultrapassou as camadas de reforço, resultando em um modo de falha composto. Esse comportamento depende de ambas resistências à tração do reforço e resistência ao cisalhamento do solo. Como apontado por Yang et al. (2019), no modo de falha composto, a superfície de ruptura crítica evita a interseção com as camadas de reforço, minimiza o fator de segurança e pode causar rupturas internas devido ao rompimento do reforço. Certamente, o comprimento do reforço é uma variável importante para análises de projeto de ESRG, a qual inclui os efeitos de chuvas.

Uma consideração importante no projeto de ESRG contra eventos de chuva foi apontada por Yoo e Jung (2006). Os autores observaram que a análise de estabilidade global de estruturas geotécnicas, as quais incluem ESRG, muitas vezes é omitida nos cálculos de projeto. Como as estruturas de solo reforçadas com geossintéticos são frequentemente usadas como parte integrante das estruturas geotécnicas, é essencial avaliar a estabilidade global de todo o sistema. Além disso, Yoo e Jung (2006) apontaram que a estabilidade global ou composta da estrutura de solo deve ser realizada durante as etapas de projeto e construção, especialmente quando solos finos são utilizados. Os casos de rupturas descritos por Yoo e Jung (2006) e Yang et al. (2019) apresentaram evidências de que a estabilidade global não foi avaliada considerando os efeitos da infiltração da água da chuva.

Por último, as considerações de projeto convencionais de ESRG contra eventos de chuva são conservadoras em vários pontos. A resistência ao cisalhamento não saturado e as variações da sucção matricial (poropressão negativa) devido à infiltração de água não são avaliadas nas análises de estabilidade. Frequentemente, o efeito da chuva é simulado assumindo a localização da superfície freática, o que leva a uma previsão incorreta do fator de segurança. Outro ponto relevante está relacionado aos sistemas de drenagem, relatado por Yang et al. (2019), onde o

impacto da intensidade da chuva e o efeito no comportamento do solo não saturado são avaliados de forma ineficaz pelos métodos de projeto convencionais e os sistemas são frequentemente projetados empiricamente. A mesma observação pode ser relacionada ao efeito da barreira capilar quando geotêxteis não tecidos ou colchões de areia são utilizados com funções de reforço e drenagem.

2.8 Lições aprendidas com rupturas de ESRG desencadeadas por chuvas

Diversos estudos descreveram casos de rupturas desencadeada por chuva envolvendo estruturas de contenção com solos finos como material de aterro (SHIBUYA et al., 2007; LIU et al., 2012; KIM e BORDEN, 2013; KOERNER e KOERNER 2013; 2018). Especificamente, uma análise estatística realizada por Koerner e Koerner (2013; 2018) usando dados de 320 estruturas reforçadas com geossintéticos demonstrou que 73% dos casos de rupturas estão relacionados ao uso de solos finos, 63% falharam devido à infiltração de água interna (infiltração de água da chuva) e externa (água em fissuras de tração e aumento do nível freático), e 99% foram devido a um projeto e compactação inadequados. Os resultados indicaram que a consideração da infiltração de chuva é notavelmente relevante na análise de projeto de ESRG e foi negligenciada em alguns casos. Assim, a investigação das rupturas é pertinente para identificar os mecanismos que levaram ao colapso.

A ruptura ocorrida no ano de 2003 na Província de Chung-Nam (Coreia do Sul) durante a estação das monções foi investigada por Yoo e Jung (2006). A estrutura colapsou três meses após a conclusão da construção e foi desencadeada por eventos de chuva intensas. A ESRG, com altura variando de 1 a 7.40 metros, foi construída para reter um aterro usado como acesso a uma estrada. Foram utilizados blocos modulares na face, geogrelhas de polietileno de alta densidade com 5 metros de comprimento em um espaçamento uniforme de 0.60 metros. A Figura 2.28 apresenta a geometria da estrutura e o colapso da mesma.

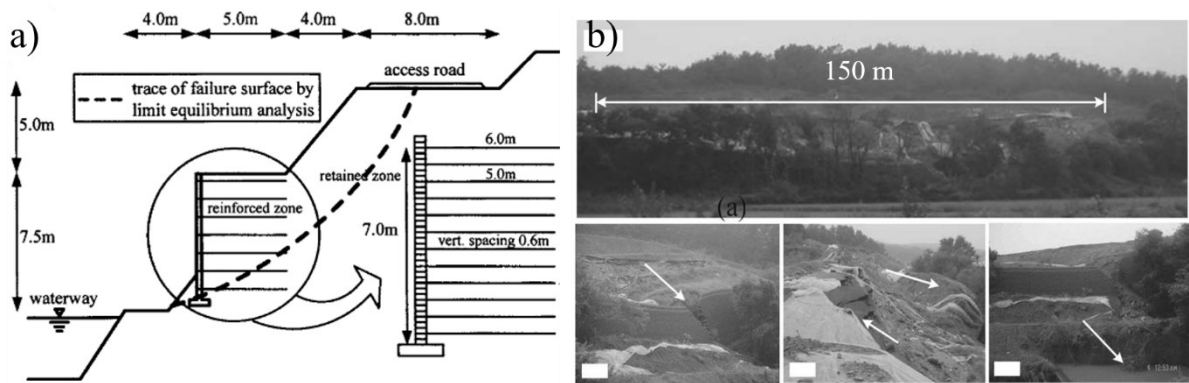


Figura 2.28: Ruptura de uma ESRG em Chung-Nam, Coreia do Sul: a) Geometria estrutural; b) Após colapso (YOO e JUNG, 2006).

Tanto o solo do aterro quanto o retido eram solos de granito decomposto disponível localmente com 30% de finos (areia argilosa) com um índice de plasticidade de 10. Os parâmetros efetivos de resistência, provenientes de testes triaxiais consolidados não drenados, resultaram em um ângulo de atrito interno de 22° e um intercepto de coesão de 13 kPa, enquanto os testes de cisalhamento direto realizados em amostras na umidade de compactação resultaram em um ângulo de atrito de 25° com um intercepto de coesão de 20 kPa. Os autores atribuiu os parâmetros de resistência ao cisalhamento mais altos dos testes de cisalhamento direto à sucção matricial inicial estimada em 60 kPa.

A ESRG colapsou após fortes períodos de chuvas devido à estação das monções. A precipitação total no período após à conclusão foi de aproximadamente 780 mm, a qual foi superior à taxa normal (400 a 500 mm). Uma ruptura global do tipo circular foi o modo dominante com um volume total de solo deslizado superior a 1.200 m^3 . A investigação pós-ruptura apontou que o controle inadequado da compactação em campo pode ter contribuído para a ruptura. Ainda, grandes rochas foram encontradas na porção de massa reforçada. Yoo e Jung (2006) conduziram análise de elementos finitos acoplados a poropressões para calcular os fatores de segurança ao longo do tempo. Os autores utilizaram os parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios também um ângulo de atrito de 30° , valor típico assumido em projetos na Coreia do Sul. A Figura 2.29 mostra o fator de mudança de segurança ao longo do tempo.

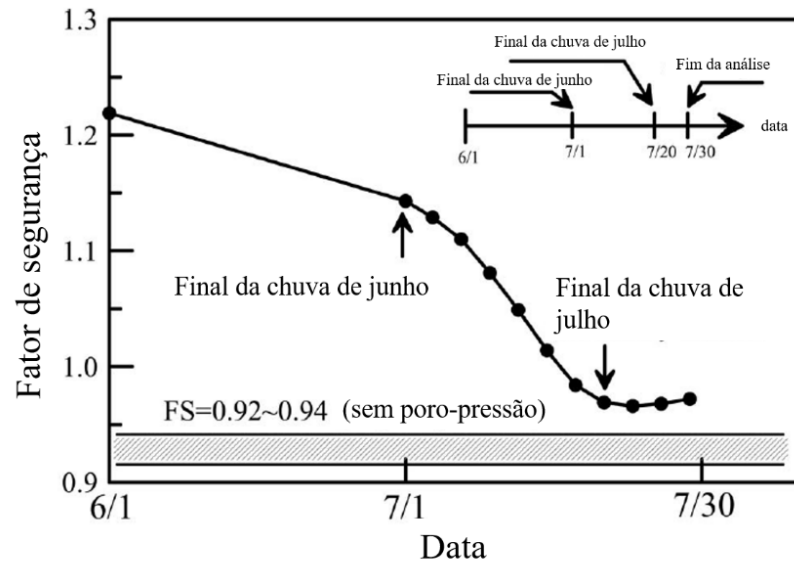


Figura 2.29: Variação do fator de segurança ao longo do tempo durante o período de chuvas intensas (YOO e JUNG, 2006).

A precipitação teve um efeito significativo no comportamento da ESRG. O fator de segurança antes dos eventos de chuva era de 1.22 considerando a sucção matricial inicial e apresentou uma queda ao longo do período chuvoso até atingir o valor mínimo de 0.97. A superfície de ruptura prevista por Yoo e Jung (2006) nas análises apresentou concordância com as observações de campo. Os autores atribuíram os baixos fatores de segurança a duas razões combinadas: o negligenciamento da superfície de ruptura que se estendeu para a zona não reforçada e o solo de aterro com baixa permeabilidade. Ainda, um aspecto relevante relatado pelo estudo na investigação pós-falha foi que o topo da estrutura não estava impermeabilizado para evitar a infiltração de chuva na zona reforçada.

Três rupturas de ESRG foram relatadas por Liu et al. (2012) em Nantou (Taiwan) nos anos de 1994, 1999 e 2004 para a mesma estrutura. As rupturas foram relacionadas a chuvas prolongadas, o terremoto Chi-Chi e chuvas torrenciais induzidos por tufão, respectivamente. A estrutura era um talude de contenção reforçado com geogrelha de PET com alturas variando entre 10 e 40 metros. O material de aterro foi o próprio solo local, com aproximadamente 42% de finos. Os autores relataram que porções de cascalho com 15 cm de diâmetro também foram observadas no aterro. Ensaios de cisalhamento direto em grande escala resultaram em um ângulo de atrito de 28° com intercepto coesivo de 54 kPa para o solo de aterro e um ângulo de 49° com 13 kPa de coesão para o solo retido. A condutividade hidráulica dos solos foi estimada em 10^{-7} e 10^{-3} cm/s, respectivamente. Liu et al. (2012) descrevem que canais de drenagem

externa foram construídos ao longo das camadas para coletar água superficial. No entanto, os autores mencionaram que nenhum sistema drenagem interna foi instalado.

A primeira ruptura ocorreu em 1994 durante o período de construção e após temporada de chuvas intensas. Liu et al. (2012) relataram que a escavação da inclinação para as camadas superiores resultou em uma cunha que deslizou ao longo de uma superfície plana, como pode ser encontrado na Figura 2.30. O plano resultante da ruptura estava localizado ao longo de todo o a interface solo aterro-solo e não foi avaliado nas análises iniciais de estabilidade. Ainda, por a condutividade hidráulica do solo contido ser maior do que a do solo de aterro proporcionou que a água da chuva infiltrasse na encosta até a interface. Assim, a ruptura foi ocasionada pelo incremento de umidade na interface do solo, resultando em redução na resistência, a qual foi confirmada pelos ensaios de cisalhamento direto nas condições secas e úmidas. Liu et al. (2012) observaram que a ausência de proteção externa e drenagens internas, juntamente com períodos prolongados de chuva, desencadeou a ruptura na fase construção.

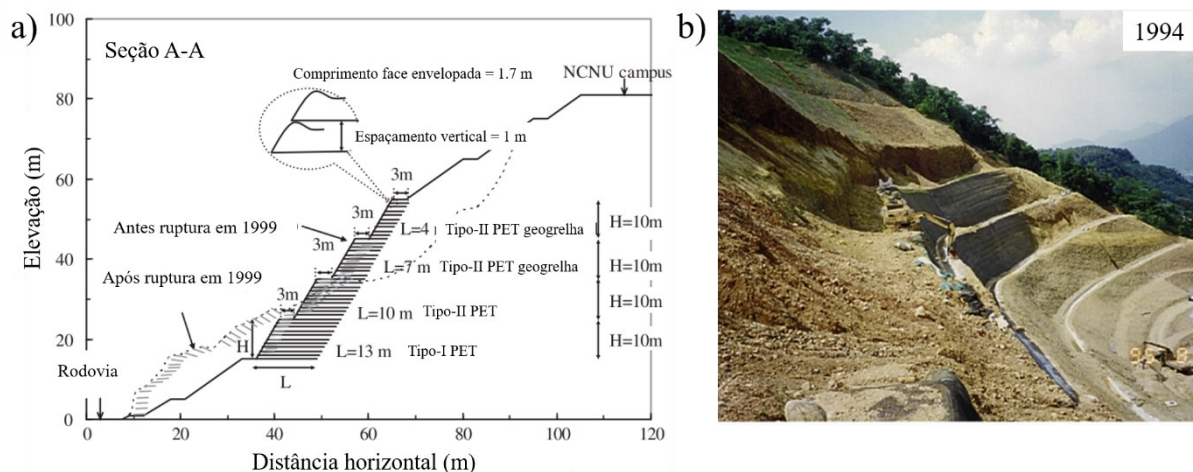


Figura 2.30: a) Projeto, ruptura e reabilitação da ESRG em Nantou; b) Ruptura durante a construção após chuvas intensas em 1994 (LIU et al., 2012).

O terremoto Chi-Chi aconteceu em setembro de 1999, com o epicentro a apenas 20 km da ESRG, o qual resultou em uma ruptura massiva da estrutura. Em julho de 2004, o tufão Ming-Du-Li passou sobre Taiwan com uma intensidade máxima de chuva por hora registrada de 166 mm com uma chuva acumulada de 503 mm em um único dia. A ruptura da ESRG, com 15 metros de altura e 30 metros de comprimento, ocorreu conforme mostrado na Figura 2.31. Semelhante ao colapso ocorrido em 1994, a camada inferior do talude reforçado, localizada abaixo do plano de deslizamento, permaneceu intacta, sem evidências de cisalhamento do solo.

A falha expôs novamente a camada de argila marrom-amarelada e (LIU et al., 2012) concluíram que a ruptura ocorreu devido ao período de chuvas intensas associadas a redução de resistência na interface entre os diferentes solos.

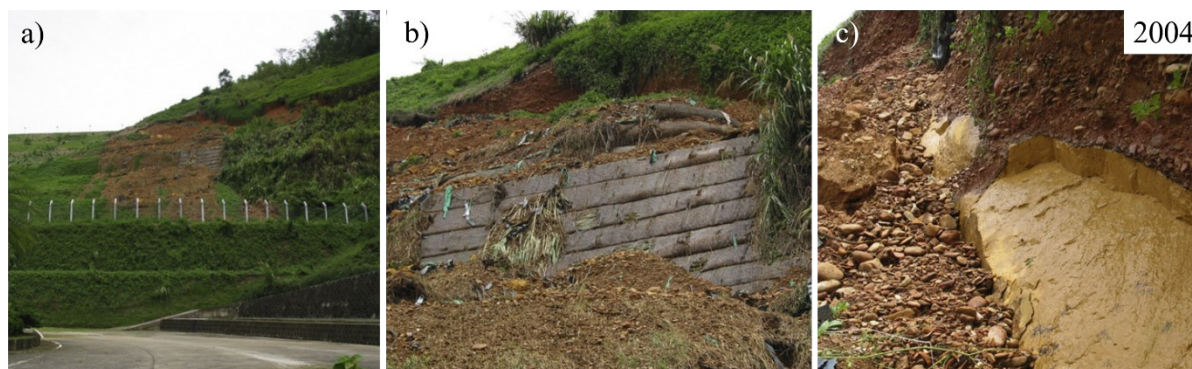


Figura 2.31: Ruptura devido à chuva intensa induzida por tufão em 2004: a) Vista geral; b) Vista detalhada; (c) Camada de argila observada ao longo do plano de deslizamento da ruptura (LIU et al., 2012).

Análises numéricas e de equilíbrio limite foram realizadas por Liu et al. (2012) para a determinação da superfície de ruptura e do fator de segurança. As análises incluíram as tensões, deformações e poropressões, enquanto o equilíbrio limite analisou a estabilidade através do método Simplificado de Bishop. Os resultados mostraram que a água da chuva infiltrou no solo retido e se acumulou ao longo da camada de argila atrás do talude reforçado. Assim, foi registrada uma poropressão de 40 kPa ao longo do topo da camada. Os autores utilizaram os parâmetros de resistência das interfaces seca e úmida para calcular as deformações por cisalhamento. Os resultados indicaram que a interface seca não exibiu incrementos significativos de deformação, enquanto na interface úmida a resistência se desenvolveu na interface.

As análises de equilíbrio limite foram estimadas com diferentes níveis do lençol freático acima da interface entre solo em dois cenários, como consequência do evento de precipitação. O primeiro cenário ocorreu com a redução da adesão na interface e o segundo com a redução de coesão em ambos os solos. Como esperado, os resultados mostraram que a estabilidade diminuiu com o aumento do nível do lençol freático e com a redução da coesão do solo, até se atingir a ruptura. No entanto, nenhuma ruptura ocorreu no cenário de redução de adesão da interface, o que contradiz a investigação de campo. Os autores apontaram que efeitos combinados da redução de resistência para ambos os solos, redução da coesão da interface devido à infiltração da água da chuva com elevação do lençol freático subterrâneo resultou na ruptura.

Os locais das rupturas registrados durante a investigação de campo, as análises numéricas e equilíbrio de limites estão presentes na Figura 2.31d. As superfícies determinadas pela investigação de campo e equilíbrio de limite concordaram satisfatoriamente, enquanto a análise numérica resultou em uma superfície distinta. Liu et al. (2012) atribuíram essa divergência à difícil modelagem da distribuição da poropressão. Os autores não conduziram os testes de curva de retenção de água do solo para o solo (aterro de aterro e inclinação retida) nem utilizaram essa relação de força do teor de umidade do solo na análise de diferenças finitas. No geral, as falhas foram originadas principalmente pela má investigação do local que não identificaram a camada de argila de baixa permeabilidade atrás da zona de inclinação da zona reforçada, falta de sistema de drenagem externo e interno e uma análise de desrespeito da estabilidade global da inclinação.

Uma ruptura ocasionada por chuvas foi relatada por Kim e Borden (2013) na Carolina do Norte, EUA. A estrutura possui uma altura de 5.4 metros de altura, com 11 camadas geogrelha de poliéster de 4.75 metros de comprimento e espaço vertical entre 0.2 a 0.6 metros. Importante ressaltar que nenhum sistema de drenagem externo estava presente estrutura. O solo de aterro utilizado foi um solo argiloso de baixa plasticidade, com 25% de finos. Após alguns meses da construção, em 2001, a ESRG experimentou deformações excessivas e uma ruptura localizada durante a estação chuvosa. Os autores conduziram uma investigação pós-ruptura e relataram que nenhum controle de compactação foi realizado a 2 metros de distância face. Amostras de solos foram extraídas da zona anterior a ruptura e revelaram densidades secas no local inferiores a 90% da densidade seca máxima, apresentando um alto teor de umidade. Kim e Borden (2013) concluíram que a baixa densidade pós compactação e a posterior infiltração de água reduziu a resistência ao cisalhamento do solo, o que ocasionou a ruptura local.

Uma ruptura em ESRG induzida por eventos de chuvas prolongadas foi investigada por Yang et al. (2019) em Taichung, Taiwan. Durante períodos de chuvas intensas e tufões, de 2010 a 2012, a estrutura exibiu deformações excessivas e colapsou em 2013, após dois eventos de tufão sequenciais. A ESRG foi construída em uma área montanhosa para estabilizar um talude natural, composta por quatro níveis, variando a altura entre 20 a 27 metros. Sacos de areia foram utilizados como elementos de face com uma inclinação de 63°. O reforço consistiu em geogrelhas de polietileno com 8 metros, espaçamento vertical de 0.5 metros. A Figura 2.32 ilustra a seção do perfil da estrutura e as condições geológicas do local onde ocorreu a ruptura. Como material de aterro foi utilizado um solo argilo-siltoso com baixa plasticidade disponível localmente, proveniente de xisto e arenito intemperizados, contendo mais de 60% de finos.

Ensaaios triaxiais consolidados não drenados resultaram em um ângulo de atrito efetivo de 37° e coesão efetiva de 23 kPa para a resistência máxima de 37° e 6 kPa e para a resistência residual, respectivamente.

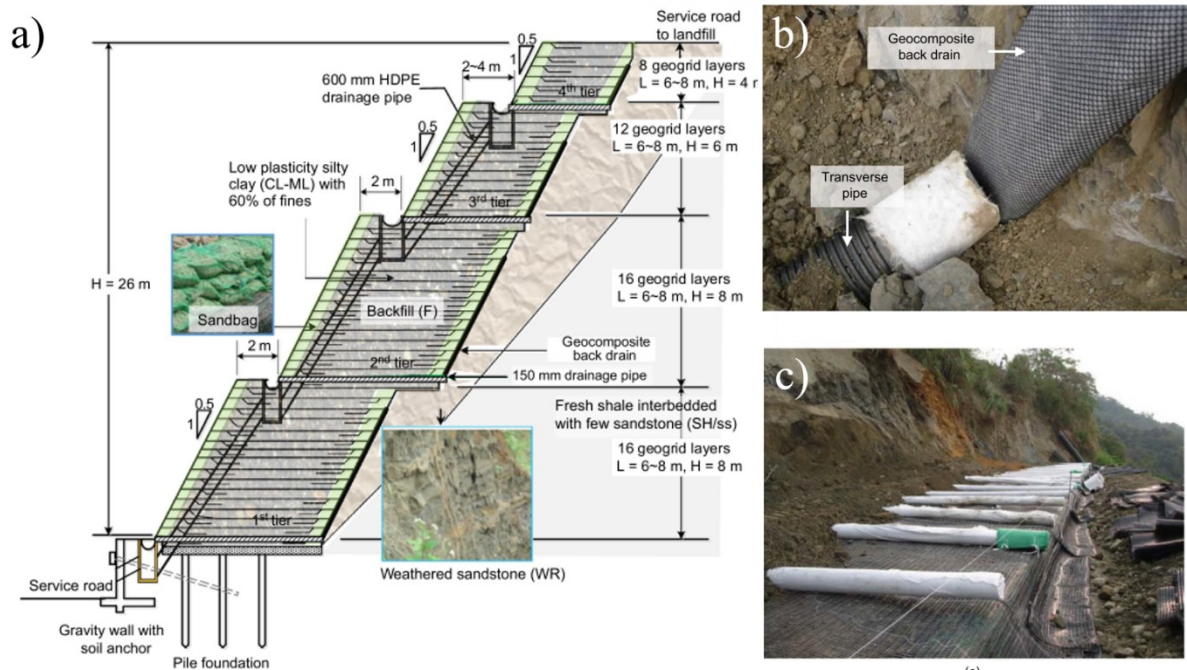


Figura 2.32: a) Geometria e detalhes construtivos da ESRG localizada em Taichung, Taiwan; b) Juntas entre os drenos verticais e horizontais; c) Tubos horizontais revestidos de geotêxtil não tecido (YANG et al., 2019).

O sistema de drenagem interno era composto por drenos verticais e tubos de drenagem horizontais. Na interface entre o aterro e o talude natural, o dreno vertical estava conectado ao tubo de drenagem horizontal a cada 2 metros, presente na parte inferior de cada nível. O sistema de drenagem externo consistia em tubos de drenagem verticais instalados perto da face da ESRG, projetado para coletar a água de escoamento superficial da chuva e conduzi-la para os valos de drenagem abertos na base.

A estação chuvosa presente nas regiões asiáticas é descrita como uma frente estacionária persistente que dura da primavera ao início do verão, enquanto tufões são eventos pontuais em tempestades tropicais com uma incidência média de três a quatro vezes por ano (YANG et al., 2019). Para esta área em particular, os autores relataram que a precipitação média anual de chuva é de 1640 mm por ano, concentrada nas estações de chuvas e dos tufões. Especificamente, durante a estação chuvosa de 2012, a ESRG em específico foi submetida a uma precipitação

significativa de nas estações de chuvas (187 mm), chuvas torrenciais (243 mm) e dois tufões (350 e 563 mm).

Três anos após a construção, a estrutura colapsou em 2013. A ruptura foi desencadeada por dois eventos consecutivos de tufão. Apenas dois meses após a conclusão da ESRG, foram notadas fissuras de tração e recalques, provavelmente causados pela série de eventos de chuvas intensas. Desta maneira, o talude reforçado foi reparado com solo adicional no topo do talude para compensar os recalques. Além disso, para prevenir a infiltração da chuva, uma camada impermeável de geomembrana foi instalada no topo. No entanto, a ruptura ocorreu em 1º de setembro de 2013, após o tufão Kongrey. Embora a precipitação total do tufão tenha sido menor do que a do tufão Saola em 2012, os dois eventos de tufão sequenciais prolongados ocorreram com uma precipitação total de 648 mm dentro de 10 dias. Dessa forma, Yang et al. (2019) apontaram que as chuvas antecedentes, eventos anteriores à precipitação da chuva principal a qual levou ao colapso da estrutura, tiveram um papel importante na redução da estabilidade. A estrutura colapsou parcialmente através da zona reforçada a um terço da altura do primeiro nível e parcialmente ao longo da interface do solo de aterro com o solo contido. Os autores realizaram uma inspeção após o colapso e relataram que a água continuava a percolar da estrutura, como pode ser evidenciado na Figura 2.33.



Figura 2.33: Ruptura ESRG desencadeada por chuvas em Taichung, Taiwan: a) Vista geral; b) Base da ruptura com escoamento de água do interior da massa de solo; c) Vista lateral (adaptado YANG et al., 2019a).

Em resumo, os autores concluíram que o uso de solos finos permitiu o desenvolvimento de poropressões positivas quando submetidos à infiltração de chuva, especialmente diante de possíveis falhas no sistema de drenagem interna. As fissuras de tração também favoreceram o acúmulo de água no topo e sua infiltração na zona reforçada. Além disso, tanto a investigação local quanto as análises de estabilidade negligenciaram a presença de uma interface de rocha

intemperizada e fraturada atrás do talude reforçado, cuja resistência ao cisalhamento era inferior à da rocha íntegra e fortemente influenciada pelos eventos de chuva. Os autores sugeriram que o sistema de drenagem pode ter deixado de funcionar adequadamente devido aos movimentos da estrutura. As juntas de drenagem foram conectadas de forma ineficiente e possivelmente se desconectaram devido aos recalques. A utilização do geotêxtil não tecido como camada filtrante nos drenos horizontais não foi previamente verificada quanto aos critérios de filtração e nem quanto ao efeito de barreira capilar. Assim, o sistema de drenagem interna pode ter sido comprometido, possivelmente por apresentar elevada permeabilidade, permitindo que a água subterrânea atingisse o aterro reforçado e dificultasse a dissipação das poropressões.

Os exemplos de rupturas de ESRG desencadeadas por eventos de chuva aqui apresentados foram importantes para a determinação dos fatores relevantes e mecanismos de colapso. Vale ressaltar que as causas das rupturas em ESRG geralmente estavam relacionadas a eventos prolongados de chuva, aplicação inadequada do material de aterro (controle de compactação), sistemas de drenagem insuficientes (externos e internos), negligência dos efeitos da infiltração de chuva na estabilidade global e análises de projeto inadequadas. Os casos de ruptura mencionados estão em acordo com os resultados mencionados por Koerner e Koerner (2018). Além disso, os eventos de ruptura aumentaram recentemente devido à intensidade das precipitações extremas e estão diretamente relacionados às tendências de mudanças climáticas (CROZIER, 2010; YOO, 2013; VAHEDIFARD et al., 2017). A Tabela 2.2 resume os casos de rupturas de ESRG desencadeadas por chuva.

Tabela 2.2: Casos de rupturas de ESRG desencadeadas por chuvas.

Referência	ESRG			Tipo	Solo			Evento de chuva	
	Tipo	Alt. (m)	Tipo ruptura		Finos (%)	Coesão (kPa)	ϕ (°)	Acumulado (mm)	Duração (h)
Leon et al. (1994)	Muro	6.4	Profunda	Argila siltosa/Silte argiloso	N/D	0.15	25.7	119	240
Yoo and Jung (2006)	Muro	12.5	Composta	Areia argilosa (SC)	30	13	22	780	1464
Shibuya et al. (2007)	Muro	23	Profunda	Argila siltosa cimentada	40	0	37.4	237	23
Liu et al. (2012)	Talude	40	Composta	Pedregulho laterítico com	42	54	28	503	24
Kim and Borden (2013)	Muro	5.4	Ruptura localizada	Argila de baixa plasticidade (CL)	58	0-3	26-30	N/D	Alguns meses
Miyata and Shinoda (2016)	Muro	10.7	Interno	Solo coesivo	N/D	14.7	34.7	N/D	N/D
Yang et al. (2019)	Talude	26	Composta	Argila siltosa	60	6.3	37	750	264

N/D: Não disponível

2.9 Considerações finais

Este capítulo apresentou e discutiu o processo e os efeitos da infiltração devido a eventos de chuva em estruturas de solo reforçado com geossintéticos utilizados solos finos não saturados. As principais conclusões obtidas são resumidas abaixo:

- As questões envolvendo a utilização de solo finos em estruturas de solo reforçado com geossintético sujeitas a eventos de chuva incluem o possível desenvolvimento de poropressões positivas devido à baixa permeabilidade, aumento do teor de umidade, potencial de deformações pós construção por fluência, redução na resistência ao cisalhamento da interface solo-geossintético e barreiras capilares. No entanto, diversas ESRG com solos finos não saturados apresentaram desempenho satisfatório, comportamento este atribuído à sucção matricial presente em condições não saturadas;
- A estabilidade global das ESRG deve ser avaliada considerando os efeitos da chuva no solo não saturado. A maioria dos casos de ruptura ocorreu devido a longos períodos de precipitação intensa e à ausência ou ineficiência dos sistemas de drenagem. As investigações pós-colapso relataram poropressões positivas em ambos os solos de aterro e contido retido, além de apresentar em muitos casos um modo de ruptura composto estendido até a zona não reforçada;
- Os padrões de precipitação afetaram o comportamento das estruturas de contenção. Entre os padrões, o uniforme e avançado exibem os resultados mais críticos para o desempenho das estruturas;
- Os principais efeitos da infiltração de água da chuva nas estruturas reforçadas incluem: redução resistência ao cisalhamento não saturada do solo de aterro, aumento das cargas de tração mobilizadas no reforço, diminuição da resistência na interface solo-reforço, deformações excessivas e possíveis desenvolvimentos de poropressões positivas;
- As barreiras capilares podem se desenvolver na interface entre o solo de aterro e materiais mais porosos durante o processo de infiltração. O fenômeno leva a um aumento no teor de água acima das camadas de reforço, retardando o avanço da frente de umedecimento e impactando tanto a estabilidade global quanto a local;

- Os sistemas de drenagem aumentam efetivamente a estabilidade das ESRG. Drenagens internas, como geocompostos ou colhões de areia, podem dissipar as poropressões e a drenagem externa previne o aumento do nível do lençol freático como consequência dos eventos de chuva. No entanto, são necessários estudos adicionais para avaliar o desempenho global de estabilidade;
- O projeto de estruturas de solo reforçado com geossintéticos considerando eventos de chuvas deve incorporar o aumento do comprimento do reforço para prevenir o modo de ruptura composto, o aumento da resistência do reforço devido à diminuição da resistência ao cisalhamento do solo e sistemas de drenagem eficientes para dissipar as poropressões.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho visa avaliar o comportamento de muros de contenção em solos finos reforçados com geogrelhas por meio de modelos físicos em larga escala. Nesta seção são descritos os modelos físicos, métodos construtivos, instrumentações, medidas realizadas, procedimentos, programas de ensaios, materiais empregados e ensaios realizados.

3.1 Modelos físicos em larga escala

3.1.1 Concepção e projeto

A concepção dos modelos físicos construídos no presente trabalho foi baseada nas configurações usuais de muros de contenção com geogrelhas realizadas em campo, como pode ser encontrado na Figura 3.1. Ao todo, foram construídos e ensaiados simultaneamente quatro modelos físicos com diferentes configurações construtivas em relação presença de sistemas de drenagem, tipo de face e espaçamento vertical.

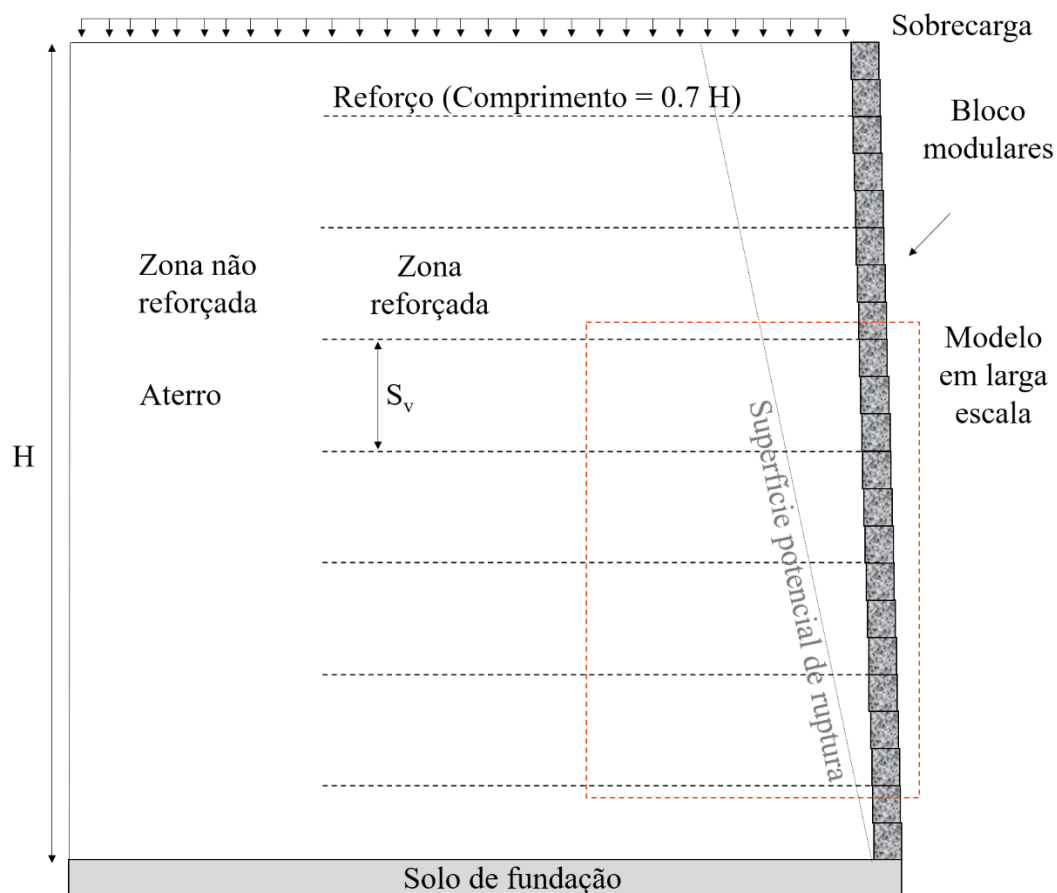


Figura 3.1: Configurações usuais de muros em solo reforçado com geogrelhas.

Os modelos físicos foram nomeados de acordo com o número do modelo, características de espaçamento vertical, presença de drenagem e tipo de face empregados. O modelo físico 1 (M1_0.6m_SD_B) apresenta espaçamento vertical de 0.60 m (três reforços), sem drenagem, face com blocos de concreto preenchidos com brita e inclinação de 1°. Este modelo foi adotado como referência por representar as características típicas de muros de solo reforçado com geogrelhas. Os demais modelos incorporam variações nos elementos construtivos, permitindo avaliar o efeito de diferentes configurações sobre o comportamento hidráulico e mecânico frente a eventos climáticos. O modelo físico 2 (M2_0.6m_CA_B) possui espaçamento vertical de 0.60 m (três reforços), presença de sistema de drenagem interno denominado colchão de areia, face em blocos de concreto preenchidos com brita e inclinação de 1°. O sistema de drenagem interna consiste em uma camada de areia com 0.15 m de espessura presente no nível de todos reforços e tem como objetivo avaliar se a presença do solo granular no interior da estrutura permite a manutenção da sucção matricial do aterro por meio de drenagem preferencial.

O modelo físico 3 (M3_0.6m_SD_G) consiste em uma estrutura semelhante ao modelo físico 1, no entanto a face é composta em telas metálicas envelopadas internamente com um geotêxtil não tecido e preenchidas com brita, semelhante ao sistema de gabião. A utilização da face em gabião tem como objetivo avaliar o efeito de faces drenantes sobre o comportamento hidráulico do aterro e sobre o desempenho mecânico da estrutura, considerando a influência de uma rigidez menor em comparação às faces em blocos modulares. Por fim, o modelo físico 4 (M4_0.3m_SD_B) consiste em um muro com espaçamento vertical de 0.3 m (seis reforços), sem a presença de sistemas de drenagem, face com blocos de concreto preenchidos com brita e inclinação de 1°. Os reforços deste modelo possuem metade da rigidez dos reforços empregados nos demais. O objetivo aqui é comparar o comportamento de muros de contenção que apresentam diferentes números de reforços e espaçamento vertical, porém com a mesma rigidez global ($S_{global} = 660 \text{ kN/m}$). Todos os modelos físicos apresentam 2.0 m de altura com reforços de 1.4 m de comprimento (0.7 da altura). A Tabela 3.1 apresenta as características físicas e a Figura 3.2 ilustra as seções transversais de cada modelo físico.

Tabela 3.1: Características modelos físicos em larga escala.

Modelo físico	Abreviação	Espaçamento vertical	Número reforços	Drenagem	Face
M1_0.6m_SD_B	M1	0.6 m	3	Não	Bloco de concreto
M2_0.6m_CA_B	M2	0.6 m	3	Interna	Bloco de concreto
M3_0.6m_SD_G	M3	0.6 m	3	Externa (face em gabião)	Tela metálica com brita - gabião
M4_0.3m_SD_B	M4	0.3 m	6	Não	Bloco de concreto

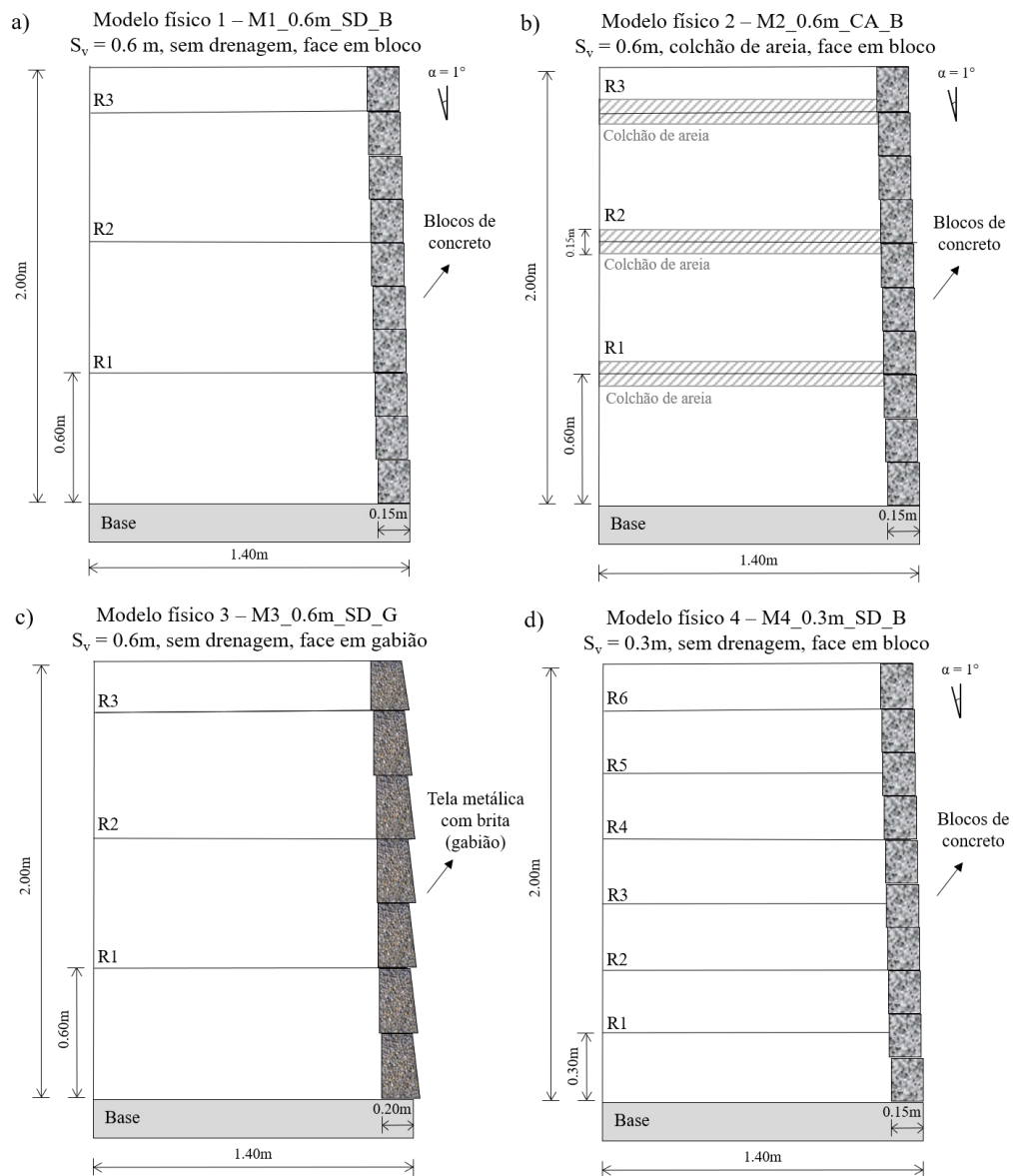


Figura 3.2: Seções transversais modelos físicos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B; c) M3_SD_G e d) M4_0.3m_SD_B.

3.1.2 Caixa de ensaios

Os modelos físicos foram abrigados em uma caixa metálica de aço reforçada com dimensões internas (altura x largura x comprimento) de 2.10 m x 1.70 m x 3.60 m. Para garantir que as deformações laterais fossem zero, as laterais e o fundo da caixa de ensaios foram enrijecidas para suportar as tensões que foram aplicadas durante os ensaios. Ainda, placas espessas de madeira foram utilizadas para separar as laterais dos modelos físicos internamente na caixa de ensaios. Assim, foi garantido o estado plano de deformações, uma vez que as deformações decorrentes da aplicação de sobrecargas verticais ocorreram somente na direção horizontal correspondente a face dos modelos físicos. A fundação existente abaixo da caixa consiste em uma laje de reação rígida em concreto armado com microfibras metálicas projetada para suportar o peso próprio da caixa com o solo compactado. A seguir, na Figura 3.3, estão presentes a caixa metálica de grande porte que abrigou os modelos físicos com suas respectivas dimensões e em detalhe a lateral externa esquerda da mesma.

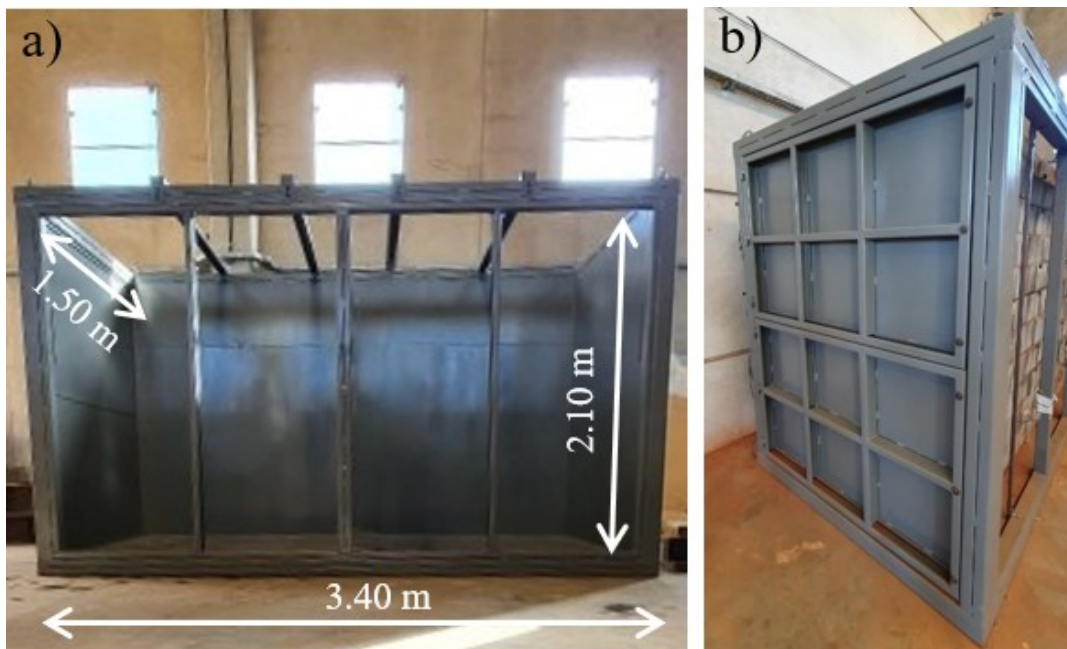


Figura 3.3: a) Caixa metálica de grande porte com as dimensões internas; b) Lateral esquerda reforçada.

Para garantir a rigidez total de caixa de ensaios, um sistema de reação superior localizado no topo de cada modelo físico foi implementado. Tal sistema se caracteriza por 12 vigas perfil I metálicas, com uma mesa de 60 mm, alma de 100 mm e espessura de 20 mm, as quais foram travadas nos bordos superiores da parte da frontal e traseira da caixa. As vigas

de aço completam o sistema de transferência de cargas, onde as cargas aplicadas pela bolsa de ar são transmitidas do sistema de reação para o modelo físico, e deste para a base. O sistema de aplicação de cargas verticais será discutido em detalhes mais adiante. A Figura 3.4 mostra as vigas de reação na parte superior da caixa de ensaios.



Figura 3.4: Vigas de reação na parte superior da caixa de ensaios.

3.1.3 Preparação preliminar

Anteriormente ao início da construção dos modelos físicos, ocorreu a etapa de limpeza de toda superfície interna e preparação da caixa de ensaios. A etapa de preparação consiste em revestir 30 cm da base e as paredes laterais com membranas plásticas lubrificadas com gel a base de petróleo (vaselina) para a redução do atrito entre as superfícies. A etapa de limpeza é muito importante, pois garantiu uma superfície lisa para que ocorram a redução do atrito existente na base com a face e o estado plano de deformações nas laterais dos modelos. A seguir, estão presentes a etapas de lubrificação da base e do revestimento das laterais com a membrana plástica (Figura 4.4 e 4.5)



Figura 3.5: Processo de lubrificação base: a) Limpeza interna; b) Aplicação vaselina; c) Revestimento com membrana plástica; d) Posicionamento blocos da face (1 fiada).

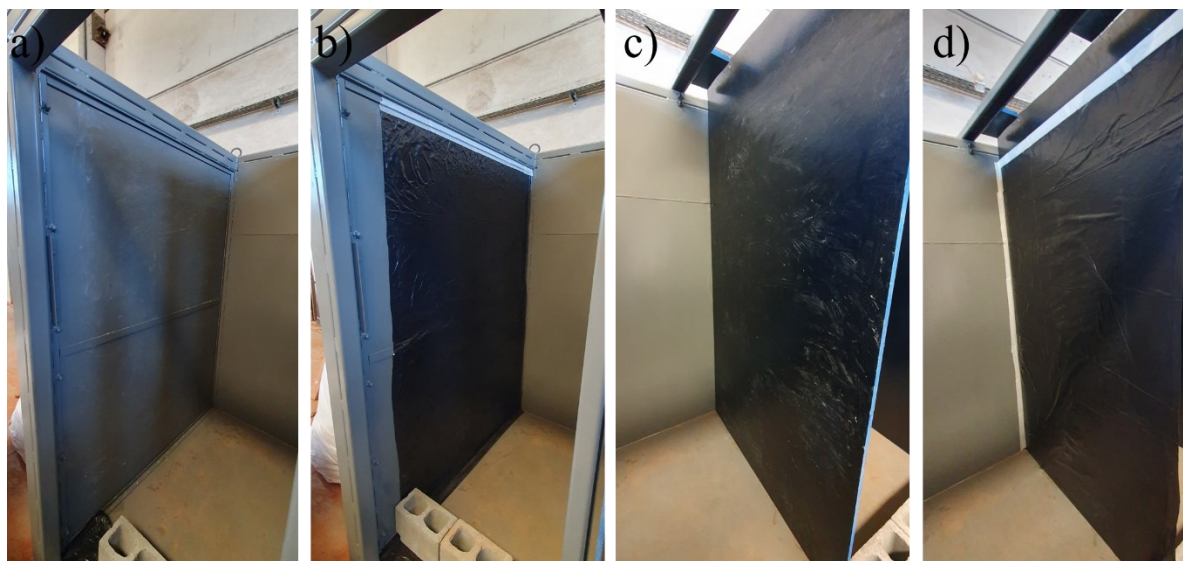


Figura 3.6: Processo de lubrificação laterais: a) Aplicação vaselina (lateral esquerda); b) Revestimento com membrana plástica (lateral esquerda); c) Aplicação vaselina (lateral direita); d) Revestimento com membrana plástica (lateral direita).

O trabalho relatado por Ehrlich et al. (2012) também apresentou uma camada lubrificada na base das estruturas avaliadas. Os autores descrevem que uma zona de 1.0 m de largura na parte inferior da base das estruturas reforçadas com geossintéticos foi lubrificada com graxa de silicone e folhas de borracha para deslocar a potencial superfície de ruptura da face. Tal medida foi tomada para que ocorresse um incremento no comprimento do reforço mobilizado pela cunha ativa do solo, o que facilitou as medidas necessárias realizadas pelo estudo. Desta forma, o presente estudo seguiu tal procedimento, lubrificando cerca de 30 cm da base dos modelos físicos.

O atrito lateral entre as paredes lubrificadas com vaselina e membranas plásticas foi avaliado por Benjamim et al. (2007). Os autores avaliaram a resistência de interface entre membranas plásticas lubrificadas e diferentes tipos de solo, do arenoso até o argiloso. Os resultados demonstraram um ângulo de atrito de interface com um valor de 5.2° para solos argilosos até 7.6° para solos arenosos. Ainda, Arthur e Roscoe (1965) avaliaram o atrito de interface entre o vidro e areia seca, determinando-se um valor de 14° como ângulo de atrito. Desta maneira, partindo do princípio de que os modelos físicos avaliados no presente trabalho foram devidamente lubrificadas na base e lateralmente, estas possivelmente apresentaram valores menores do que aos verificados pelos trabalhos citados anteriormente. Os estudos realizados por Benjamim et al. (2007), Ehrlich et al. (2012), Santos et al. (2013) e Portelinha e

Zornberg (2017) seguiram os mesmos procedimentos de lubrificação e revestimento lateral com membranas plásticas nas estruturas reforçadas com geossintéticos avaliadas.

3.1.4 Preparação do solo

O solo fino proveniente da cidade de Santa Gertrudes, interior do estado de São Paulo, foi recebido na Universidade Federal de São Carlos (localizada na cidade de São Carlos, também interior do estado de São Paulo), mais precisamente no Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NETPRE), laboratório este que abrigou os modelos físicos aqui relatados. A Figura 3.7a mostra a chegada do solo na parte externa do laboratório. O material de aterro foi seco ao ar, destorroado, passado na peneira de malha 4.20 mm e estocado em compartimentos protegidos (sacos de grande capacidade de armazenamento, até 500 kg). A utilização das bolsas de grande capacidade foi indispensável para a movimentação do solo na parte interna do laboratório, pois este conta com uma ponte rolante (capacidade de 5 toneladas). Ainda, uma balança de carga (capacidade 500 kg) fixada juntamente com a ponte rolante, auxiliou na pesagem do solo a ser utilizado nos modelos físicos. A Figura 3.7b mostra a movimentação do solo dentro das bolsas de grande capacidade no interior do laboratório. Foram movimentadas 14 toneladas de solo ao todo, cerca de 3.5 toneladas por muro construído.



Figura 3.7: a) Chegada do solo parte externa laboratório; b) Estocagem e movimentação parte interna do laboratório.

Para a posterior compactação do solo, foi necessário o ajuste do teor de umidade. Assim, nesta etapa construtiva, o teor de umidade foi controlado e determinado por aquecimento em forno micro-ondas, conforme as diretrizes da ASTM-D4643 (2017). O tempo de permanência do solo no forno micro-ondas foi determinado através de ciclos de aquecimento no qual a massa final de solo seco permanecesse constante após três ciclos de aquecimento. Assim, foi determinado que após três ciclos de aquecimento de 3 minutos, com intervalos de 2 minutos entre ciclos, era suficiente para a completa secagem do solo e a posterior determinação do teor de umidade. Inicialmente, existiu uma tentativa de determinação do teor de umidade via método da frigideira, no entanto, tal método se mostrou pouco eficiente em relação ao tempo e facilidade de execução. Assim, foi optado pelo uso do micro-ondas para a determinação em tempo real de teor de umidade do solo.

Após a determinação do teor de umidade do solo seco, 200 kg do material eram armazenados dentro dos sacos de grande capacidade e levados ao interior de uma betoneira de grande capacidade (400 litros). Assim, como o solo já dentro da betoneira, a quantidade de água necessária para se atingir o teor de umidade ótimo era adicionada, enquanto o material era homogeneizado. O processo de pesagem do material seco e a correção do teor de umidade dentro da betoneira estão presentes na Figura 3.8.



Figura 3.8: Pesagem solo seco e homogeneização do material para a correção do teor de umidade.

O processo completo de correção da umidade para o teor de compactação estipulado foi realizado seguindo as etapas: 1) Pesagem massa solo seco; 2) Transporte para o interior da betoneira; 3) Determinação teor de umidade inicial solo seco (micro-ondas); 4) Adição da quantidade necessária de água para se atingir o teor de umidade ótimo; 5) Aferição teor de umidade pós correção (micro-ondas), e caso alcançasse o valor almejado, o solo estava pronto para a compactação; 6) Pesagem para a compactação dos muros; 7) Transporte e despejo no modelo físico a ser compactado.

3.1.5 Compactação solo

Previamente ao processo de compactação dos muros, uma camada experimental em cada modelo físico foi realizada para se definir o número de passadas e a altura de queda do compactador. O controle da compactação foi realizado medindo-se o grau de compactação em amostra indeformadas retiradas após a finalização do processo. Inicialmente, foi calculada a massa de solo necessária para compactar uma camada de 5 cm nas condições de teor ótimo de umidade e massa específica aparente seca máxima da curva de Proctor normal (29.8% e 1.46 g/cm³). A partir da definição da altura de cada camada, foi calculada a massa para os modelos físicos para se atingir um grau de compactação de 98%. Ainda, através da camada experimental, foi estipulado três passadas do compactador de massa de 13 kg, com golpes do compactador parcialmente sobrepostos com uma altura de queda de 50 cm. A Figura 4.8a mostra a execução de uma camada experimental. Régua verticais foram instaladas nas paredes laterais e do fundo para auxiliar no controle da altura final das camadas. Além disso, uma cobertura de um geotêxtil não tecido foi colocada acima do solo a ser compactado, pois desta maneira o solo úmido não aderiria ao compactador, além de fornecer uma proteção adicional a membrana plástica presente nas laterais. Escoras horizontais foram utilizadas para o travamento das paredes laterais que separam os modelos físicos e evitar movimentos horizontais durante a compactação.

Durante o processo de compactação, notou-se que as bordas da camada em contato com as paredes laterais e do fundo não apresentavam uma uniformidade de compactação devido ao formato do compactador mecânico. Assim, após a finalização da compactação com o compactador mecânico grande (13 kg), um segundo compactador (base 10 cm x 10 cm e 2 kg de massa) foi aplicado somente nas bordas, garantido a compactação completa da camada. Tal cuidado foi tomada com o intuito de se garantir uma camada completamente homogênea, sem eventuais diferenças na densidade do solo, os quais poderiam levar a um fluxo preferencial na

etapa de infiltração dos modelos físicos. A Figura 3.9b demonstra as bordas após a compactação.



Figura 3.9: a) Camada experimental; b) Compactação bordas.

O processo completo de compactação compreendeu as seguintes etapas: 1) Descarregamento do solo na umidade ótima no interior da caixa de ensaios; 2) Espalhamento material por toda a superfície do modelo físico; 3) Compactação manual em toda a superfície; 4) Compactação manual bordas; 5) Retirada amostra indeformada e coleta do solo para a determinação do teor de umidade em cada camada; 6) Controle de compactação. Embora o processo de correção de umidade tenha sido realizado com o uso do forno micro-ondas, no controle de compactação os teores de umidades foram determinados com cápsulas de solo úmido aquecidas em estufa a 105 °C, uma vez que este método é mais confiável devido ao tempo de aquecimento ser maior e também para a confirmação do teor de umidade. As Figura 3.10 e Figura 3.11 ilustram as camadas experimentais, assim como o processo de retirada de amostras indeformadas. Já a Figura 3.12 mostra as etapas de transporte do solo, descarregamento do material no interior da caixa e compactação da camada.



Figura 3.10: Camada experimental finalizada (M4_0.3m_SD_B) e solo espalhado para a compactação da camada experimental (M1_0.6m_SD_B).



Figura 3.11: a) Retirada amostra indeformada e coleta do solo para a determinação teor de umidade; b) Pesagem amostra indeformada no anel de talhagem; c) Pesagem cápsula com solo úmido.

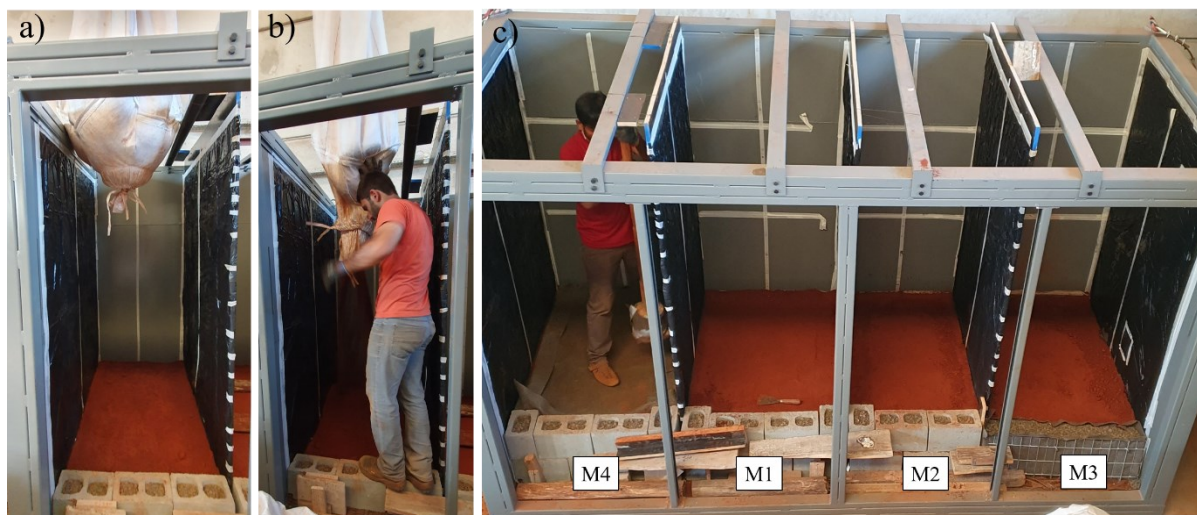


Figura 3.12: a) Transporte e posicionamento; b) Descarregamento; c) Compactação.

O controle de compactação foi realizado a cada 15 cm, ou seja, a cada três camadas compactadas, e sempre na porção central de cada camada. Ainda, foram retiradas amostras de solo para a verificação do teor de umidade em todas as camadas de solo compactado nos modelos físicos. Os parâmetros de compactação adotados no presente trabalho foram variações nos teores de umidade de $\pm 2\%$ e grau de compactação de $\pm 5\%$.

Devido ao fato do modelo físico 2 apresentar um sistema de drenagem interna (colchão de areia) se faz necessário a compactação da areia de modo a garantir a densidade adequada em uma espessura de 15 cm. Desta maneira, foi estipulado uma compactidade relativa de 0.95, o que corresponde a um índice de vazios de 0.51. Com bases nestes valores e nas dimensões totais da camada de areia, foi calculada uma massa total para cada camada de drenagem. Para garantir a compactidade da areia, foram compactadas manualmente camadas de 5 cm. O processo de compactação seguiu os mesmos procedimentos descritos anteriormente para o solo de aterro, juntamente com o controle da altura final de cada camada de areia.

3.1.6 Método construtivo

A execução construtiva dos modelos físicos ensaiados ocorreu com a utilização de blocos segmentais de concreto (comprimento x altura x largura) de 0.30 m x 0.20 m x 0.15 m para a composição da face dos modelos M1, M2 e M4, e telas metálicas revestidas com geotêxtil não tecido preenchidas com brita (comprimento x altura x largura) com 0.90 m x 0.30

m x 0.20 m para o modelo M3. Os modelos M1 e M4 possuem três blocos de concreto disposto em sequência como primeira fiada da face, totalizando uma largura de 0.90 m por modelo. O modelo M3 apresentou uma largura com 0.90 m composta por uma única tela metálica revestida. Assim, o modelo físico M2 apresentou uma redução na largura em comparação aos demais modelos, pois a comprimento disponível para a execução deste foi de 0.75 cm. Para tal modelo, foi utilizado dois blocos de concreto inteiros mais a incorporação de meio bloco. A Figura 3.13 ilustra o bloco segmental de concreto utilizado e a face finalizada.

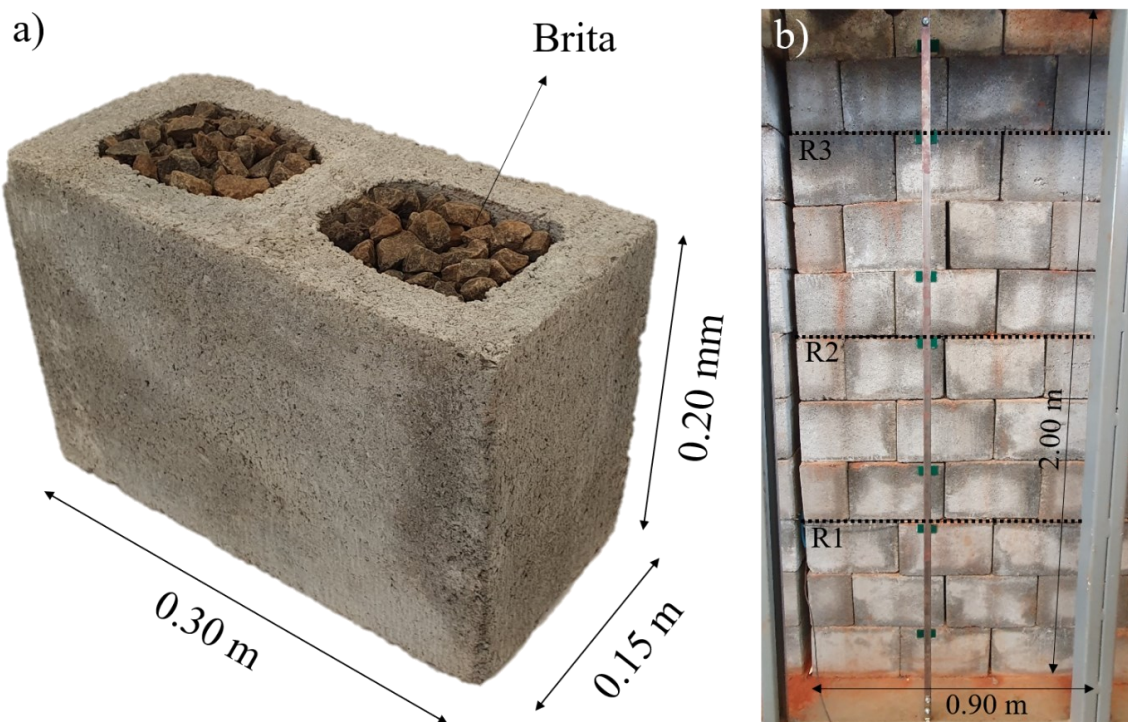


Figura 3.13: Bloco segmental de concreto: a) Preenchido com brita; b) Face finalizada.

Inicialmente, foi realizada a limpeza interna e o revestimento da base e paredes laterais com vaselina e membrana plástica. Em seguida, os blocos de concreto foram posicionados e preenchidos com brita. A sequência construtiva seguiu as etapas: 1) Posicionamento bloco/tela metálica; 2) Revestimento de todas as laterais e fundo da tela com geotêxtil não tecido para a tela metálica; 3) Preenchimento da face com brita. O processo de composição da face do modelo físico M3 está presente na Figura 3.14.

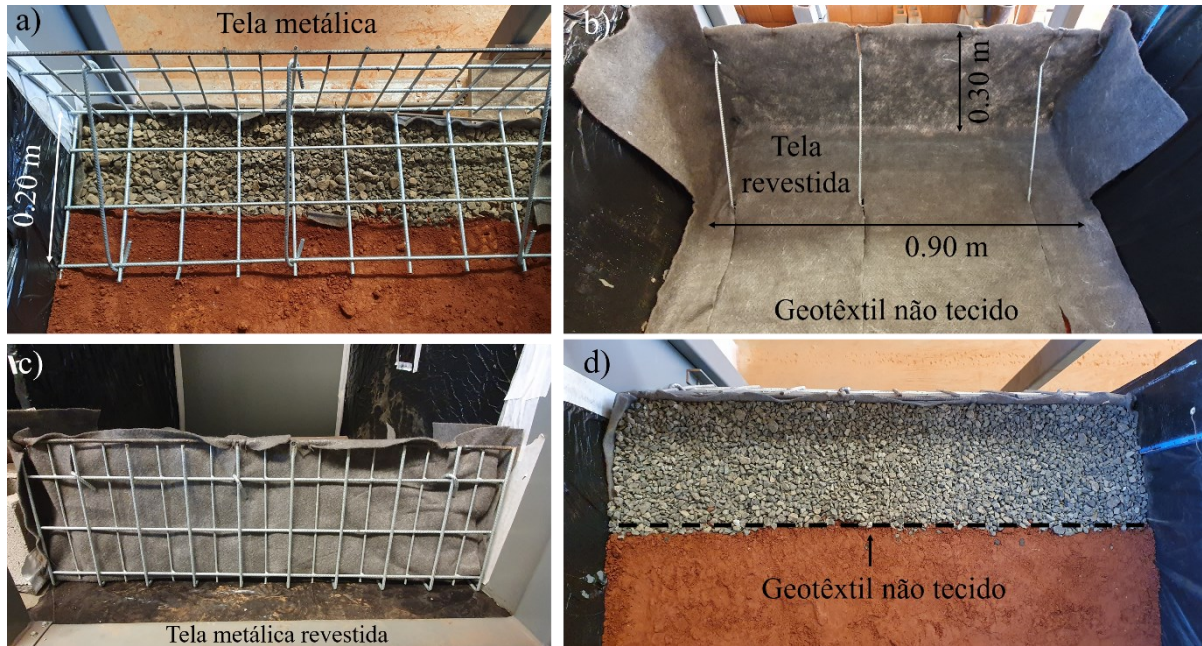


Figura 3.14: Face modelo físico M3_0.6m_CA_G: a) Posicionamento tela metálica; b) Revestimento com geotêxtil não tecido; c) Vista frontal; d) Vista superior após a compactação.

O solo úmido foi então despejado no interior do modelo físico, espalhado por toda a superfície e compactado. Para que não ocorresse o deslocamento horizontal da face durante a etapa de compactação, cunhas de travamento foram utilizadas nas faces, assim como escoras horizontais nos modelos físicos adjacentes, as quais podem ser encontradas na Figura 3.15. As cunhas de travamento consistiram em chapas de madeira cortadas na diagonal, escoradas externamente nos pilares frontais metálicos que compõe a estrutura da caixa de ensaios. Já as escoras horizontais eram formadas por cilindros de madeira com 100 mm de diâmetro, os quais restringiram os movimentos laterais que eventualmente ocorreriam nos modelos adjacentes durante a compactação. Ao se atingir a altura final dos blocos de concreto e da tela metálica, a camada de solo compactada era então nivelada (Figura 3.16) para o posicionamento da próxima camada.

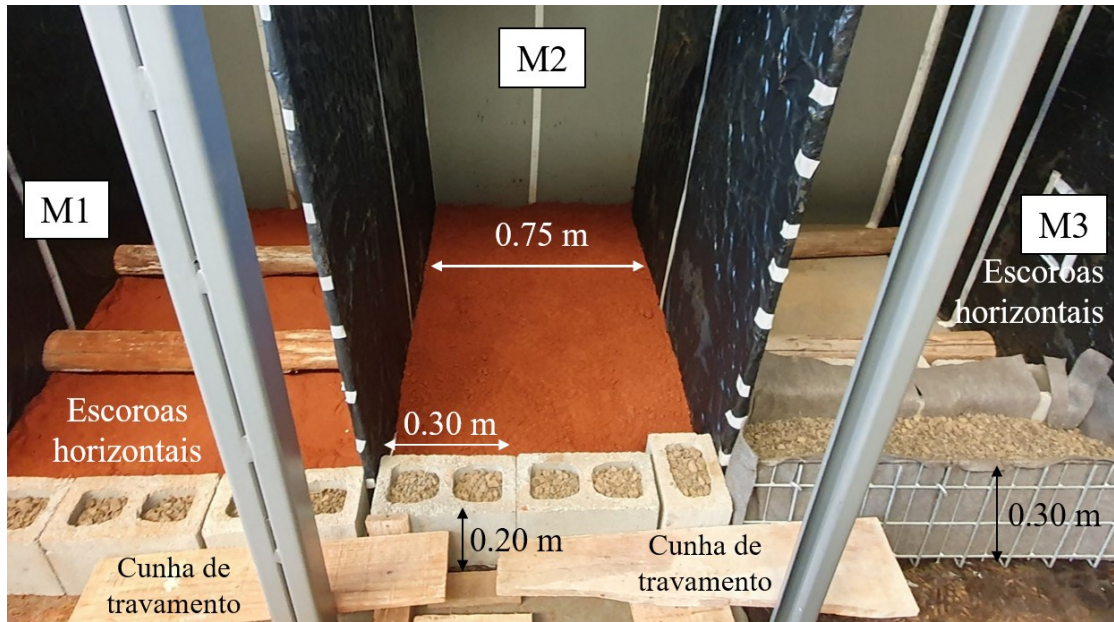


Figura 3.15: Cunhas de travamento e escoras horizontais.

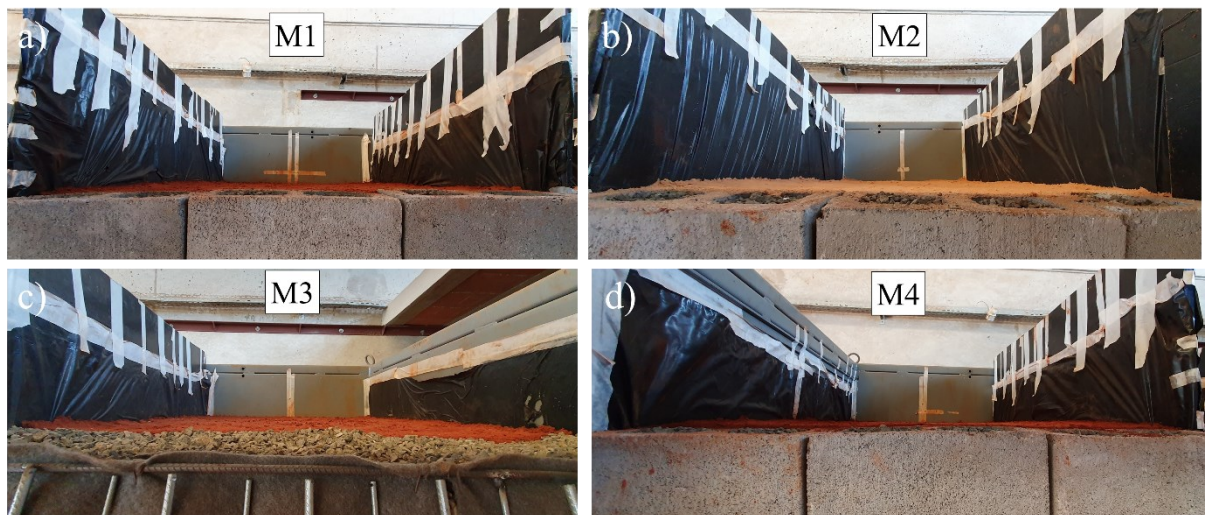


Figura 3.16: Nivelamento camada de solo com a face vertical: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B; c) M3_0.6m_CA_G; d) M4_0.3m_SD_B.

Os blocos de concreto foram deslocados 3.30 cm em direção ao interior dos modelos físicos, resultando em uma inclinação de 1° . Esse procedimento foi adotado para evitar um deslocamento horizontal além do alinhamento vertical da face. Além disso, para garantir a adequada amarração horizontal dos blocos, a fiada superior foi posicionada de forma que as juntas laterais dos blocos inferiores coincidisse com o centro dos blocos superiores. Nos modelos M1 e M4, utilizou-se meio bloco de concreto nas laterais, conforme ilustrado na Figura 3.17.

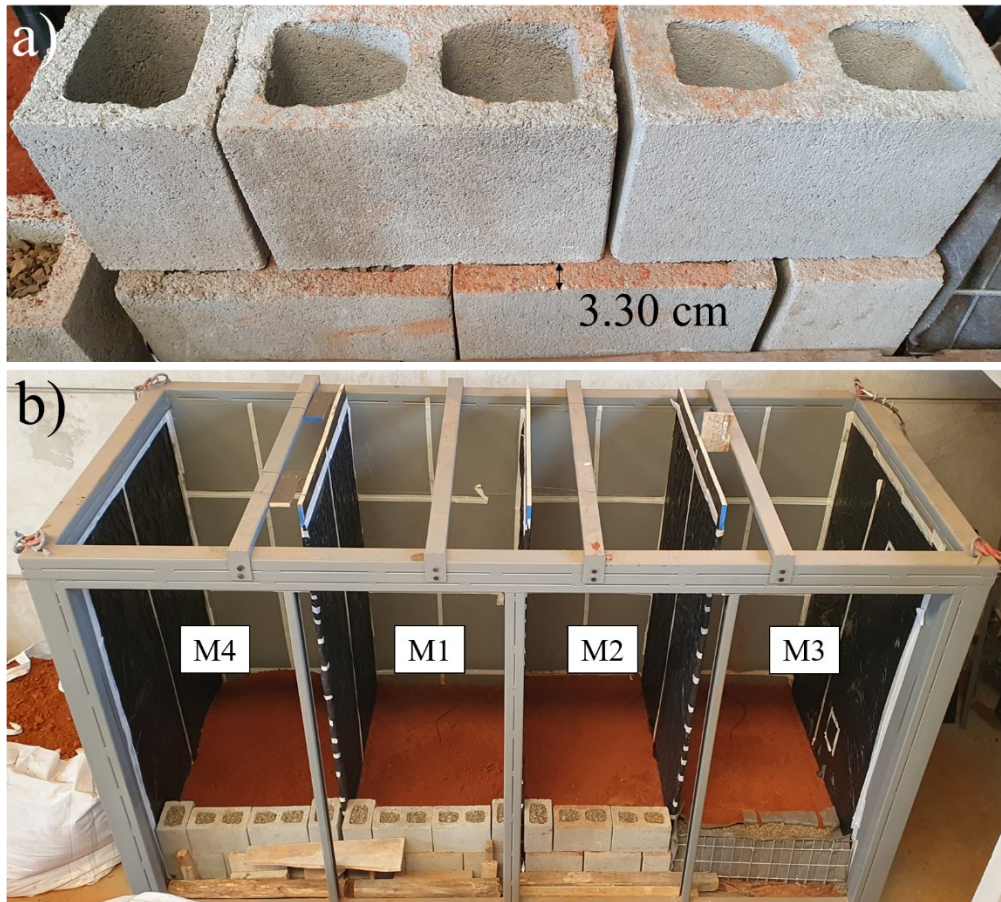


Figura 3.17: a) Posicionamento blocos de concreto fiada superior; b) Segunda fiada blocos de concreto da face modelos e primeira tela metálica.

O processo descrito anteriormente para a compactação da camada de solo e posicionamento das faces ocorreu até a finalização de todos os modelos físicos. A Figura 3.18 ilustra a compactação dos modelos por completo. Importante relatar que os modelos físicos foram compactados sempre na mesma sequência (M4, M1, M2 e M3), para garantir que as tensões horizontais geradas durante o alteamento e compactação dos muros não tivesse efeitos laterais nas estruturas adjacentes.

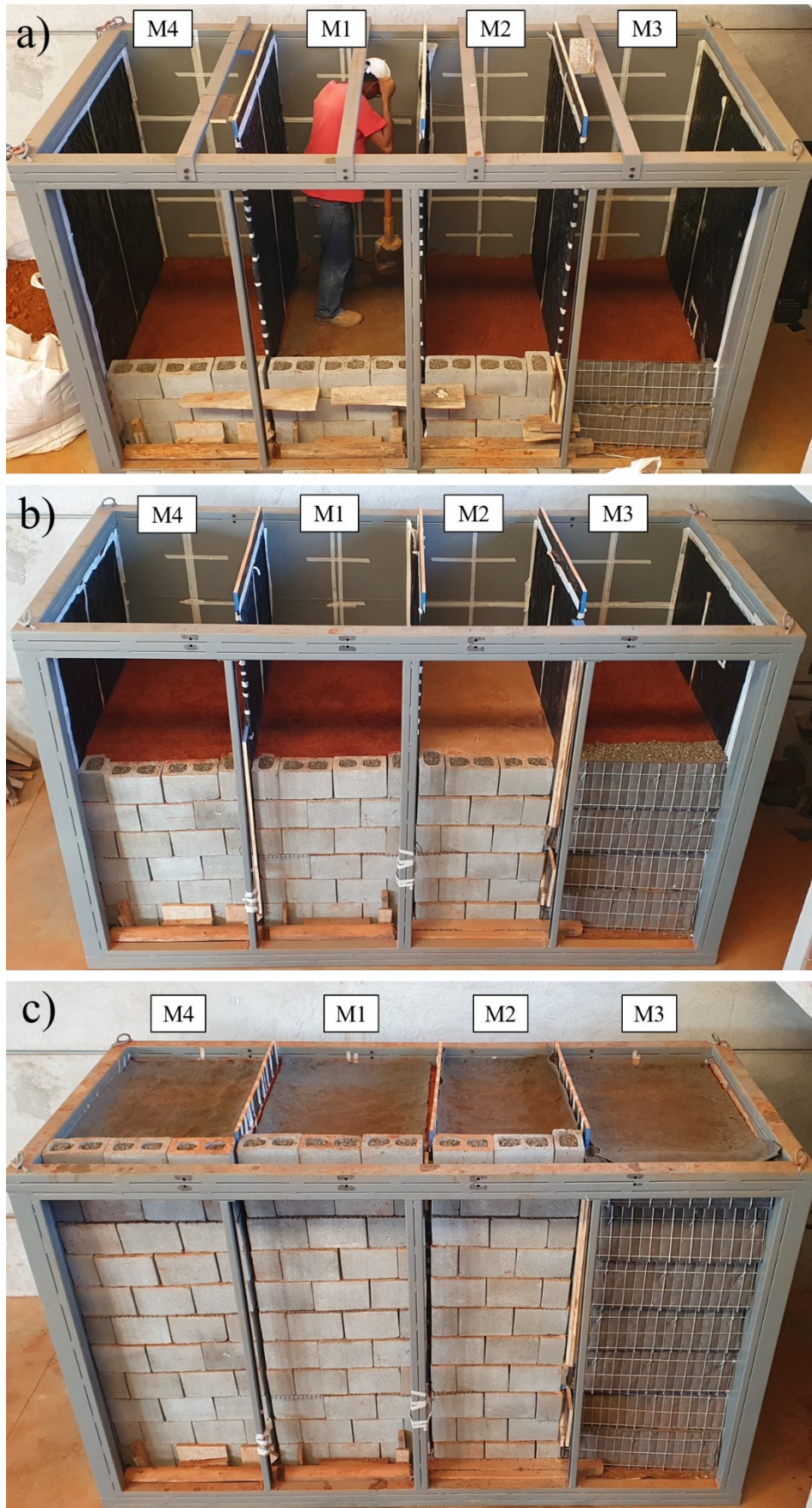


Figura 3.18: Processo de compactação nas alturas de: a) 40 cm; b) 120 cm; c) 200 cm.

3.1.7 Posicionamento geogrelhas

Os modelos físicos M1, M2 e M3 apresentam três reforços (GG1), com comprimento horizontal de 1.40 m e espaçamento vertical de 0.60 m. Já o modelo físico M4 apresenta seis reforços (GG2), comprimento horizontal de 1.40 m e espaçamento vertical de 0.30 m. Neste modelo, foi empregado uma geogrelha que apresenta a metade da rigidez dos reforços empregados nos demais modelos. O objetivo aqui é avaliar o comportamento de dois modelos físicos que apresentam diferentes números de reforços e espaçamentos verticais, porém a mesma rigidez global. A Figura 3.19 apresenta o posicionamento do terceiro reforço no modelo físico M1 e a Figura 3.20 ilustra a diferença entre os reforços utilizados nos modelos M1 e M4.

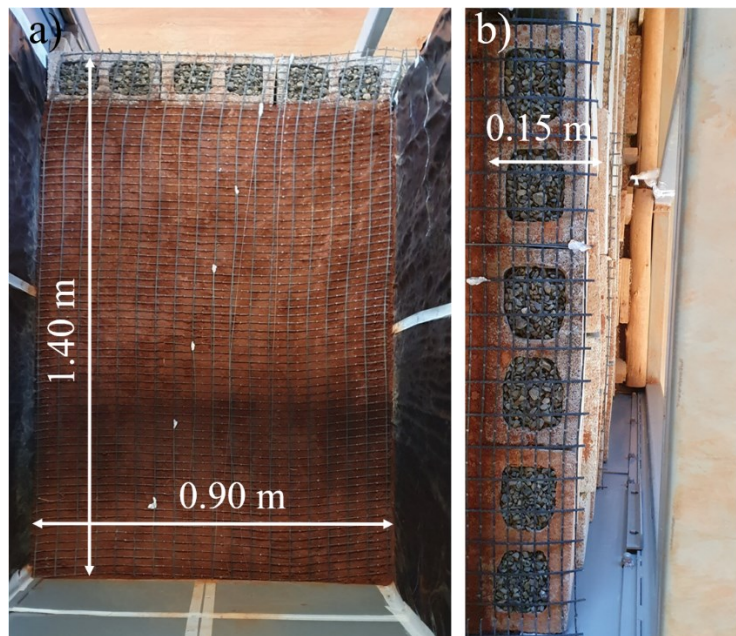


Figura 3.19: Posicionamento reforço: a) Acima camada compactada; b) Entre os blocos de concreto da face.

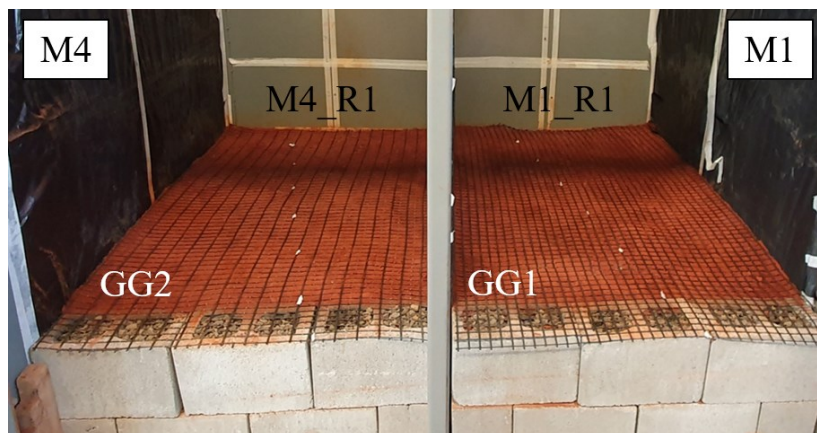


Figura 3.20: Comparação entre os reforço presentes na altura de 60 cm nos modelos M1 e M4.

O modelo físico M2 apresenta um total de três reforços (GG1), com comprimento horizontal de 1.40 m e espaçamento vertical de 0.60 m. Tal modelo apresenta as mesmas características físicas do M1, no entanto, as geogrelhas estão presentes no meio de uma cada de areia com 15 cm de espessura (colchão de areia). Esta camada de areia no interior do modelo físico tem como função proporcionar um sistema de drenagem interna. A sequência construtiva desta camada de drenagem seguiu as mesmas etapas descritas anteriormente no tópico relativo à compactação. A Figura 3.21 apresenta o processo construtivo do colchão de areia. A vista superior da camada inferior do colchão de areia, assim como o posicionamento da geogrelha (M2_R1) na parte superior dos blocos de concreto estão presentes na Figura 3.22.

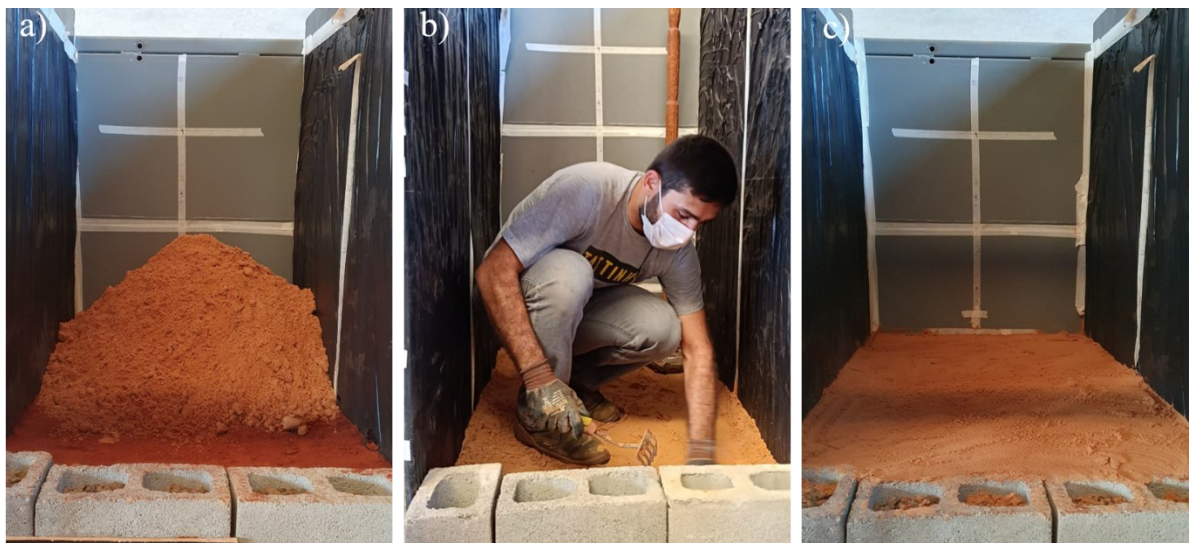


Figura 3.21: Execução colchão de areia: a) Descarregamento interior do modelo; b) Espalhamento; c) Nivelamento com bloco após compactação.

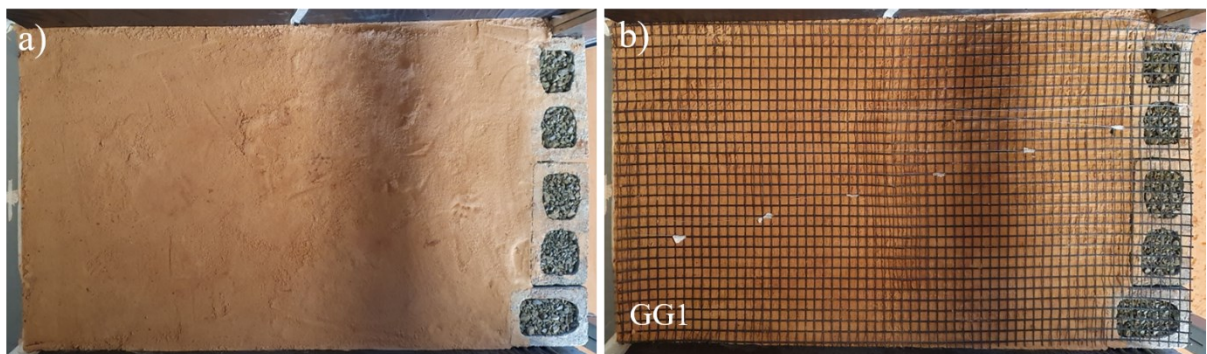


Figura 3.22: Colchão de areia: a) Camada inferior; b) Posicionamento geogrelha (M2_R1).

Após o posicionamento da geogrelha no meio da camada do colchão de areia, os blocos de concreto foram posicionados na face e a camada superior de areia foi então compactada. Ao atingir a altura final do colchão de areia, o material de aterro foi lançado acima do sistema de

drenagem horizontal, e então iniciava-se o processo de compactação do solo de aterro. A ancoragem das geogrelhas ocorreu de forma atritiva pelo travamento vertical nos elementos da face para todos os modelos físicos. Para os modelos M1, M2 e M4 as geogrelhas foram posicionadas a cada três fiadas de blocos.

O modelo físico 3 apresenta a mesma configuração física do M1 e M2, no entanto, a face consiste em uma tela metálica revestida com geotêxtil não tecido e preenchida com brita. O posicionamento do reforço (M3_R1) e da tela metálica revestida podem ser encontrados na Figura 4.23. A ancoragem das geogrelhas ocorreu de maneira similar aos demais modelos, de forma atritiva por travamento vertical pelas telas metálicas revestidas preenchidas com brita.

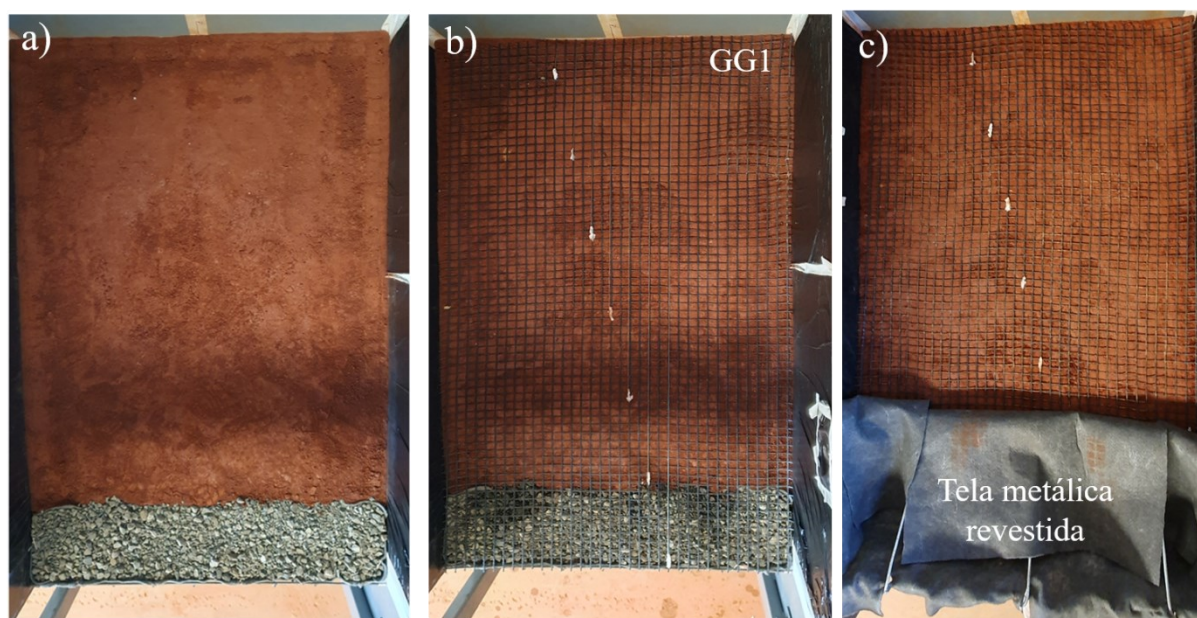


Figura 3.23: Posicionamento reforço modelo físico 3: a) Camada compactada inferior; b) Posicionamento geogrelha (M3_R1); c) Posicionamento tela metálica revestida.

A sequência construtiva do posicionamento dos reforços em todos dos modelos físicos se encontram na Figura 3.24 a seguir.

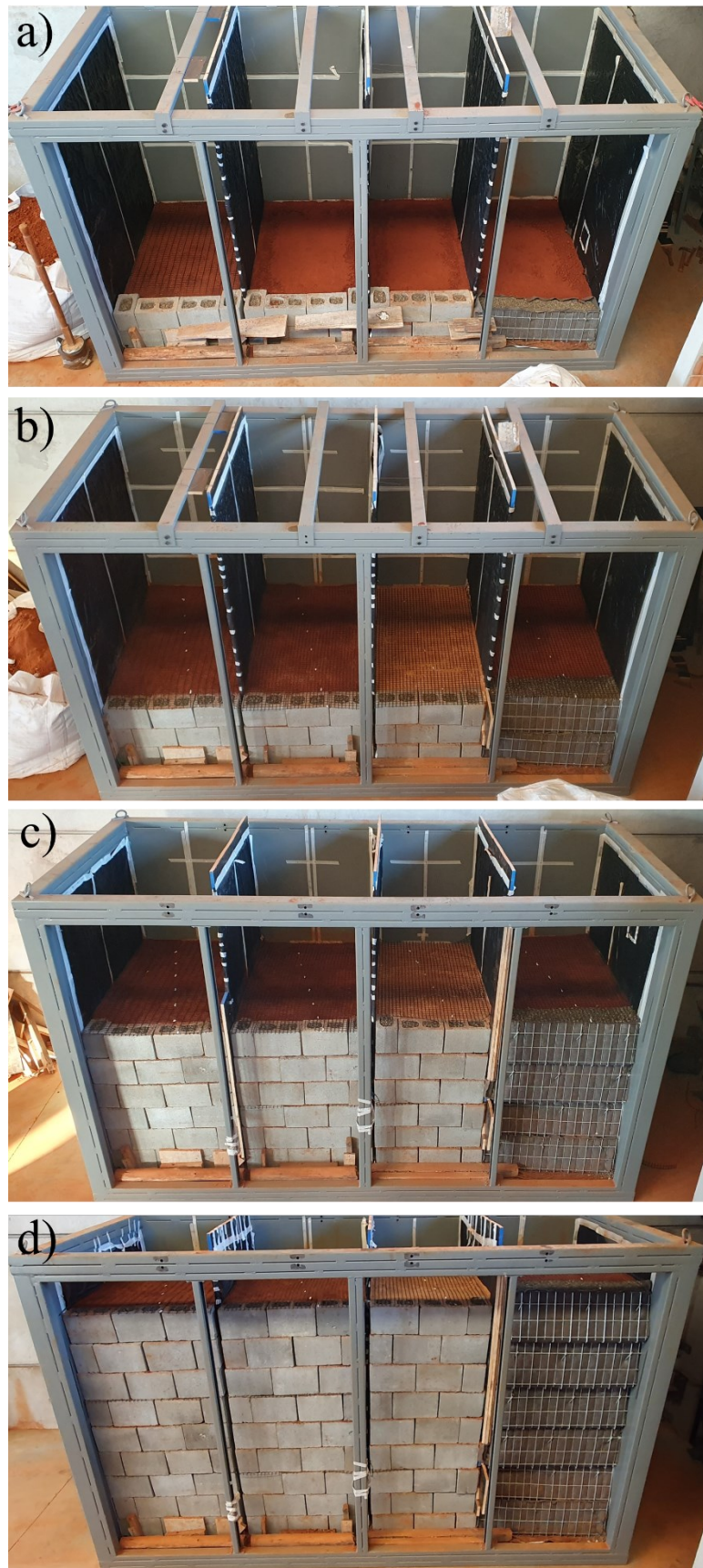


Figura 3.24: Posicionamento geogrelhas nos modelos físicos nas alturas de: a) 30 cm; b) 60 cm; c) 120 cm; d) 180 cm.

3.1.8 Sistema de irrigação

Após a finalização dos modelos físicos, um sistema de irrigação para a aplicação de eventos de chuva foi instalado na superfície superior dos muros. No topo de cada modelo físico, foi compactado um bordo superior com 5 cm de altura e 7 cm de largura, o qual foi preenchido com areia. A ideia aqui foi criar um recipiente que permitiu o acúmulo de água na superfície dos modelos físicos a fim de propiciar um volume de água constante para o avanço da frente de umedecimento, o qual simula os eventos de chuvas. A Figura 3.25 mostra a superfície dos modelos físicos utilizada na distribuição da água.

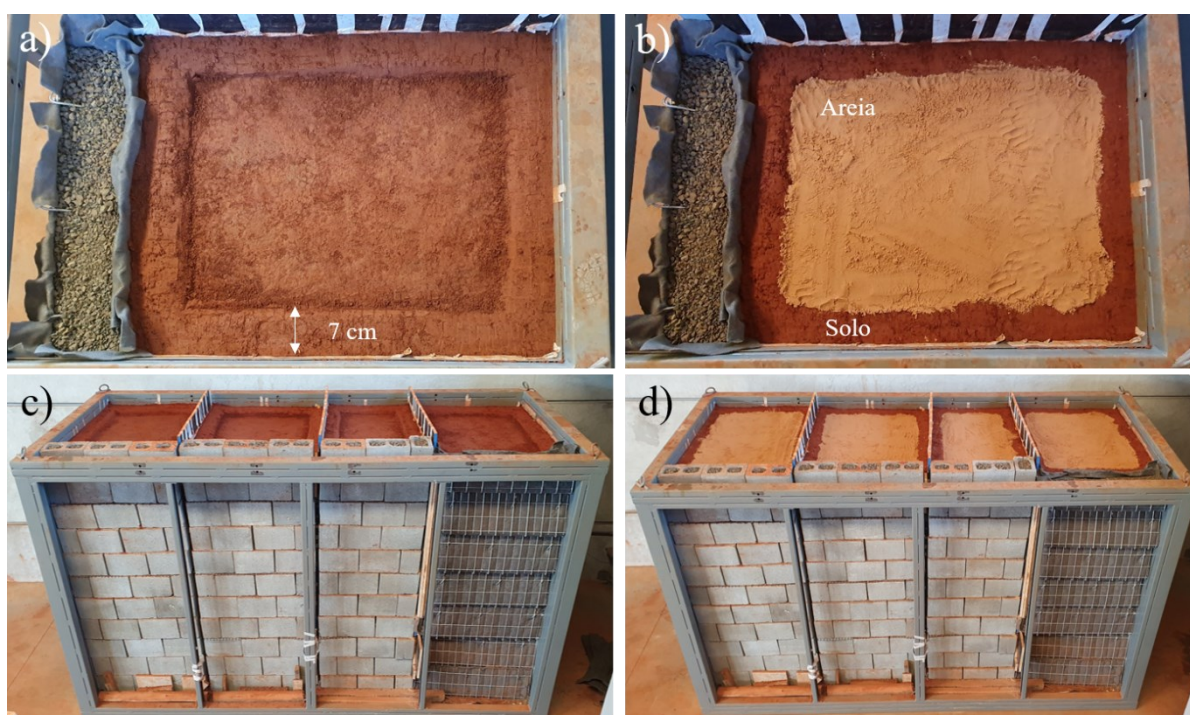


Figura 3.25: Superfície modelos físico: a) Bordos compactados; b) Preenchimento com areia; c) Modelos físicos com bordos compactados; b) Modelos físicos preenchimento com areia.

O sistema de alimentação de água consistiu em um reservatório superior instalado a uma altura de 1.0 m em relação ao topo dos modelos físicos. O nível de água no reservatório superior foi mantido constante por meio de uma torneira boia que cessava a alimentação de água assim que o nível estipulado era alcançado. Desta maneira, as vazões de saída eram mantida uniformes, uma vez que a carga hidráulica permaneceu constante durante os eventos de chuva. Do reservatório superior, a água era conduzida por um sistema de distribuição no qual quatro válvulas de controle de vazão foram acopladas para o controle da saída d'água.

Após o ajuste da vazão pelas válvulas de controle, a água era conduzida para um sistema de distribuição localizado no reservatório superficial de cada modelo. Tal sistema de distribuição é formado por uma tubulação com um diâmetro interno de 12 mm e duas tubulações com diâmetro interno de 5 mm. O objetivo foi propiciar uma distribuição uniforme de água por toda a superfície do modelo físico. Assim, foi adotado diferentes tubulações independentes espalhadas por toda a superfície para se garantir a alimentação de água. Na tubulação de maior diâmetro, foram feitos furos e estes protegidos por uma camisa de geotêxtil não tecido. Desta maneira, a água foi distribuída por todo o comprimento da tubulação e estava protegida de um eventual entupimento causado pela areia presente no reservatório superficial, pois as tubulações foram aterradas nesta camada. Acima do sistema de distribuição de água, foi posicionado um geocomposto drenante para garantir que a aplicação da sobrecarga vertical não achatasse as tubulações. O sistema de distribuição no topo dos modelos físicos está presente na Figura 3.26. O sistema de irrigação compreende os seguintes componentes: 1) Reservatório superior; 2) Sistema de alimentação e controle de saída; 3) Sistema de distribuição.

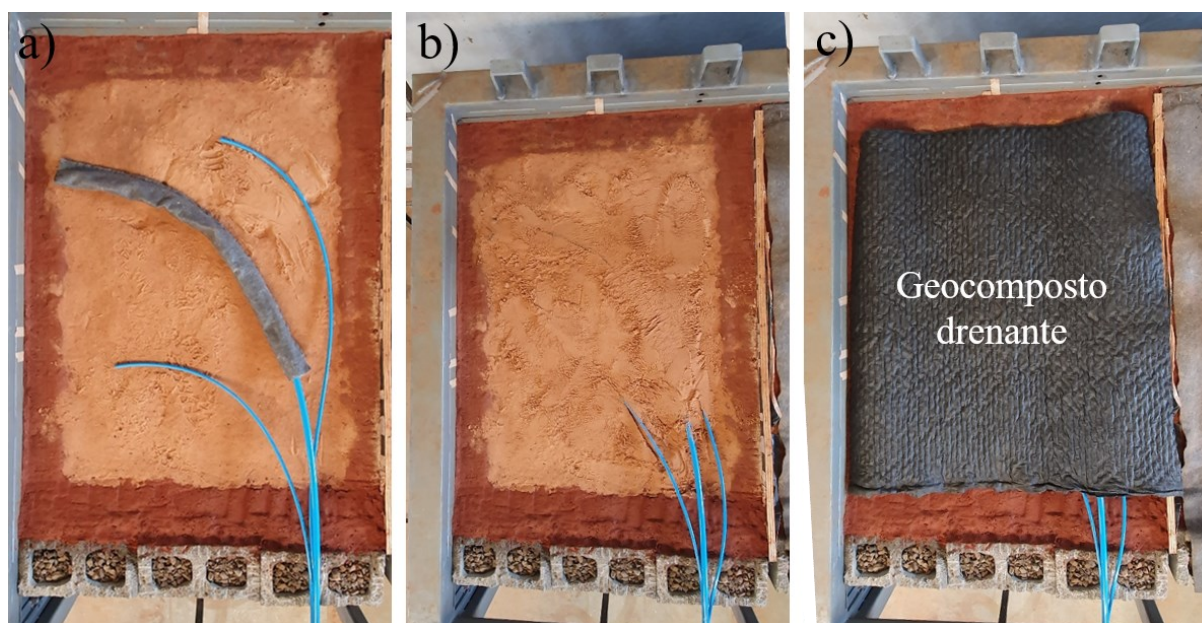


Figura 3.26: Sistema de distribuição d'água: a) Posicionamento tubulações ; b) Tubulações inseridas na camada de areia; c) Geocomposto drenante no topo do sistema de distribuição.

3.1.9 Sistema de sobrecarga vertical

Sobrecargas verticais foram aplicadas no topo dos modelos físicos através de bolsas de ar. As bolsas de ar possuem dimensões de (comprimento x largura x altura) de 100 cm x 80 cm x 10 cm para os modelos M1, M3 e M4, e 100 cm x 60 cm x 10 cm para o modelo M2. O

material utilizada para a fabricação das bolsas de ar foi policloreto de vinila (PVC), reforçada com malha de polietileno de alta densidade (PEAD), fabricada especialmente para este trabalho pela *Sansuy Ltda.* As bolsas de ar posicionadas no topo dos modelos físicos está presente na Figura 3.27.



Figura 3.27: Posicionamento bolsas de ar no topo dos modelos físicos.

As bolsas infláveis foram posicionadas no topo da camada de distribuição d'água, entre a tampa, vigas de reação e o topo dos modelos físicos. O sistema completo de reação pode ser visto na Figura 3.28 e consiste em uma chapa de reação que distribui as tensões geradas pela bolsa de ar para as vigas de reação. Estas por sua vez, estão encaixadas em pequenos pórticos fixos presentes na caixa de ensaio, os quais transferem as tensões para a parede travesseira reforçada e para a frente da caixa. Segundo o fabricante das bolsas de ar, estas suportam até 200 kPa de pressão.

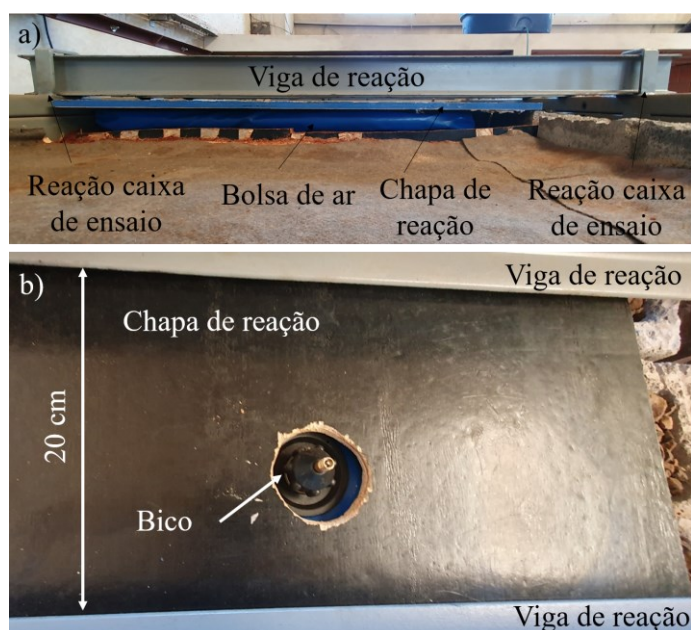


Figura 3.28: Sistema de reação: a) Vista lateral da bolsa de ar posicionada no topo do modelo físico; b) Saída do bico da bolsa de ar.

O preenchimento das bolsas de ar foi realizado com ar comprimido através de um compressor de ar industrial da marca *Chiaperini Ltda.*, com capacidade de 1200 kPa. A pressão de ar aplicada no interior das bolsas foi controlada individualmente através de válvulas de controle acopladas com manômetro de capacidade de 250 kPa (precisão 10 kPa). O sistema de controle da aplicação das pressões está presente na Figura 3.29.

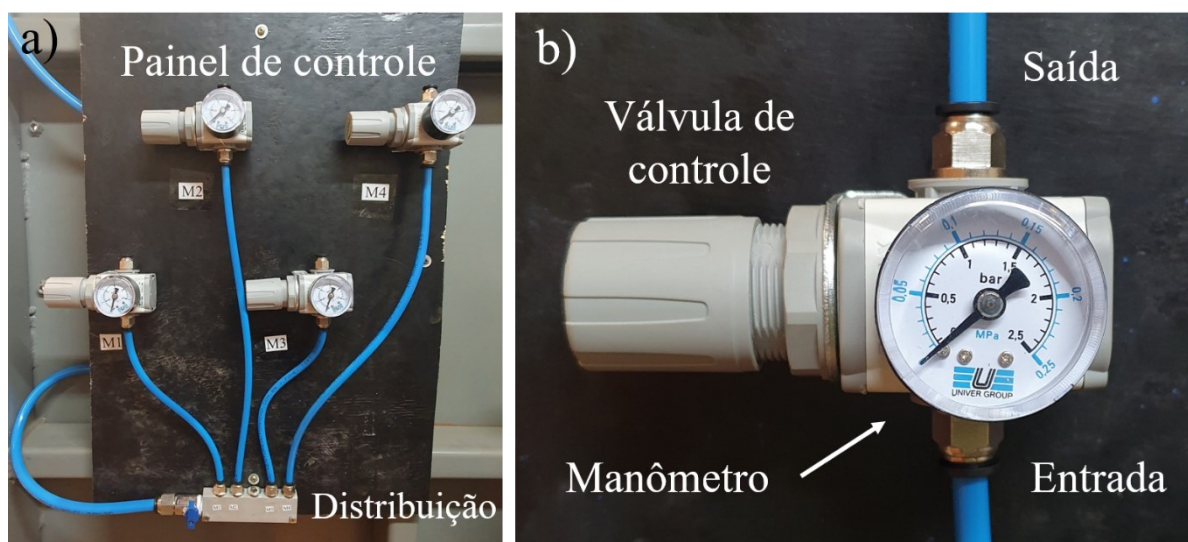
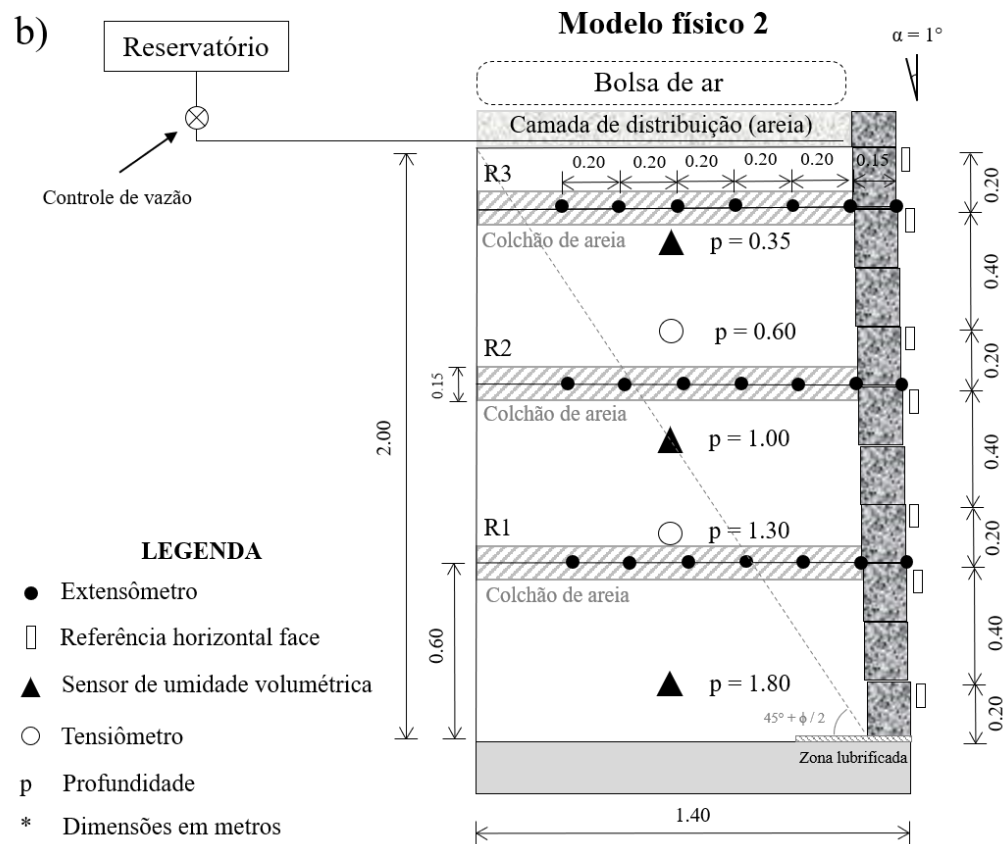
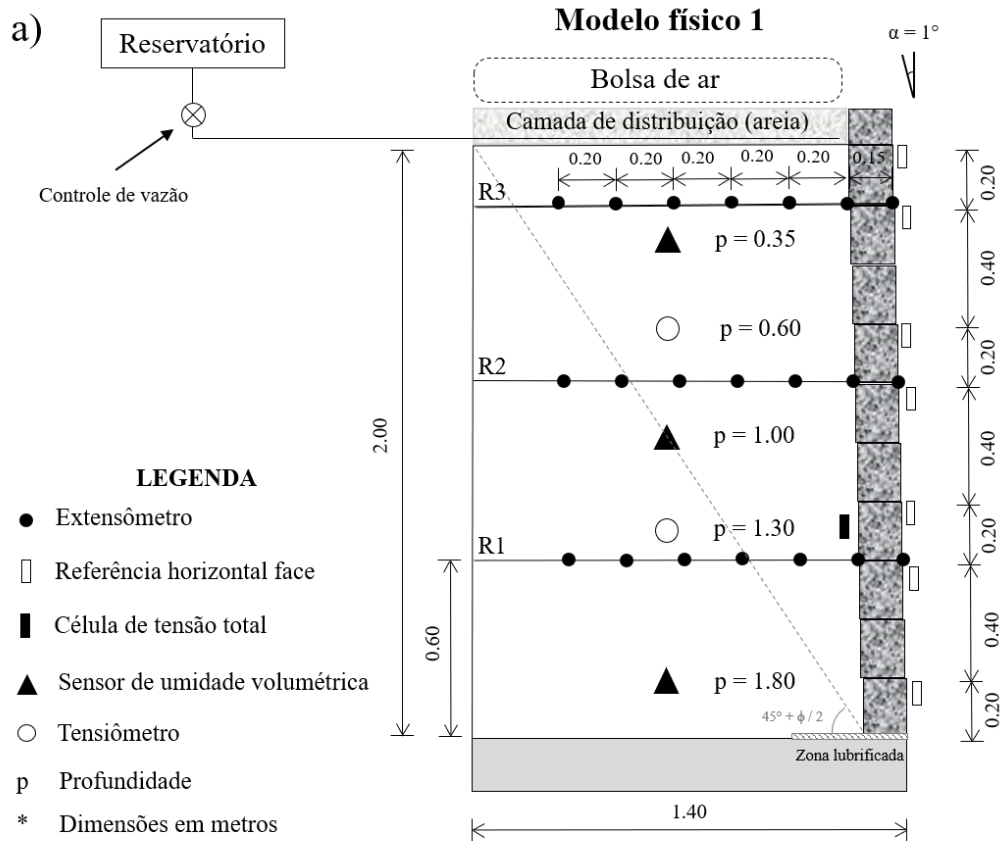


Figura 3.29: Sistema de controle de pressão: a) Painel; b) Válvula de controle pressão bolsa de ar.

3.1.10 Instrumentação

O programa de instrumentação implementado nos modelos físicos foi idealizado para a obtenção de dados referentes ao comportamento mecânico (deslocamentos e tensões) e hidráulico (umidade e sucção). Para a avaliação do comportamento mecânico foram monitorados os deslocamentos horizontais de face, deslocamentos horizontais internos (extensômetros mecânicos) e células de tensões totais para a obtenção das tensões horizontais. Ainda, o comportamento hidráulico foi monitorado por sensores de umidade volumétrica e tensiômetros posicionados em diferentes alturas para a obtenção dos perfis de infiltração. As seções com o posicionamento das instrumentações nos modelos físicos estão presentes na Figura 3.30.



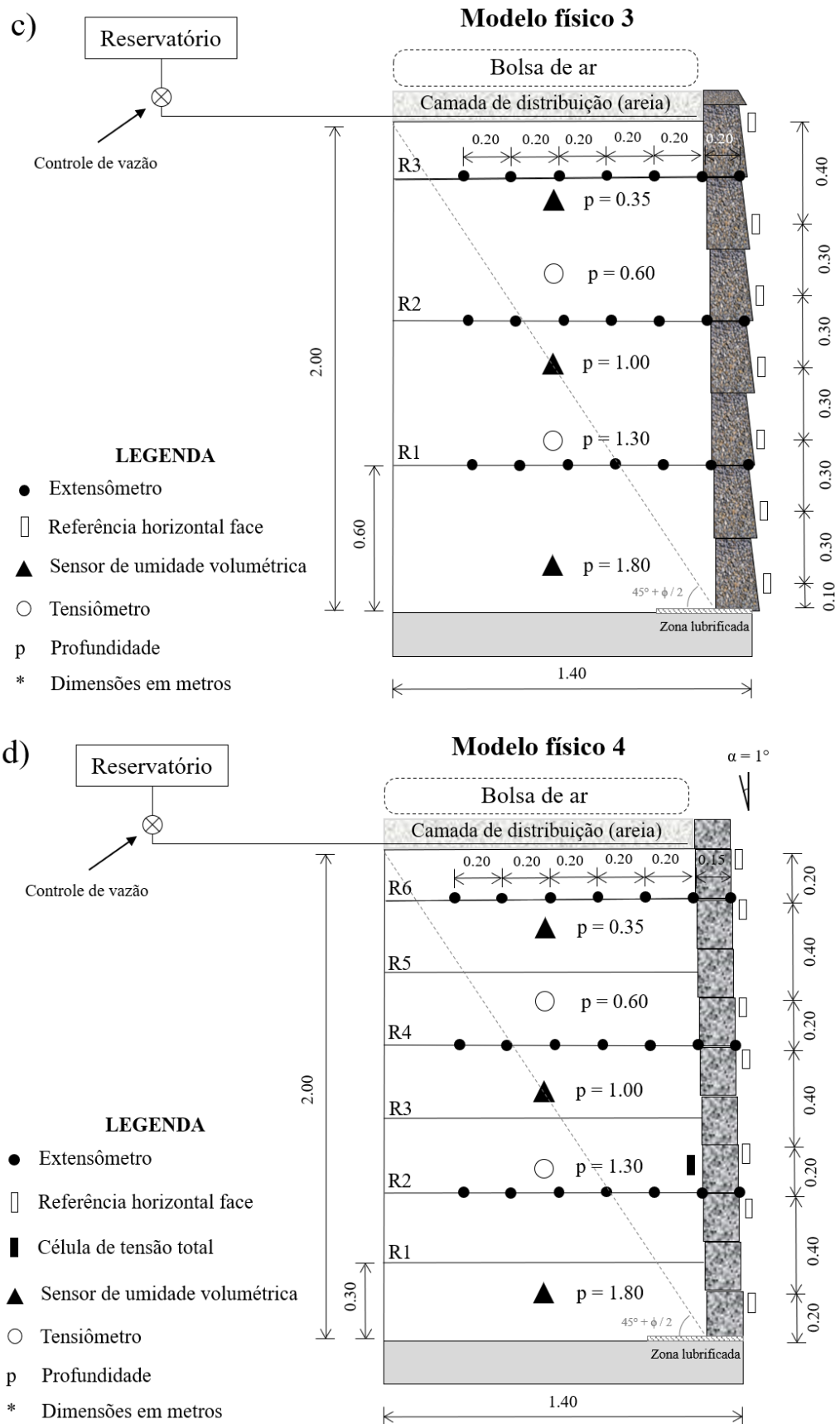


Figura 3.30: Instrumentação: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B; c) M3_0.6m_CA_G; d) M4_0.3m_SD_B.

3.1.11 Umidade volumétrica

O monitoramento do teor de umidade do solo nos modelos físicos foi realizado por dois diferentes tipos de sensores. O primeiro sensor de umidade empregado foi o Teros 12 (Figura 3.31a), fabricado pela *Meter Group*. Este sensor possibilita o registro tanto da umidade volumétrica (m^3/m^3) quanto da temperatura ($^{\circ}\text{C}$) do solo no qual está inserido. Com uma resolução de $0.001 \text{ m}^3/\text{m}^3$ e uma precisão de $\pm 0.03 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ($\pm 3\%$), o Teros 12 apresenta uma faixa de leitura de 0 a 100% para o teor de umidade volumétrico e de -40 a $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para a temperatura, com uma precisão de $\pm 0.3 \text{ }^{\circ}\text{C}$ e uma resolução de $0.1 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Já o segundo sensor de umidade empregado foi o modelo EC-5 da *Decagon Devices, Inc.* Este sensor é do tipo Frequency Domain Reflectometry (FDR), o qual relaciona a medida da constante dielétrica do solo com o teor de umidade volumétrica (Figura 3.31b). O EC-5 possibilita medições de teores de umidade volumétrica numa faixa entre 0 e 100% com resolução de $0.002 \text{ m}^3/\text{m}^3$ (0.2%). Ambos sensores foram conectados ao aquisitor de dados ZL6 Basic (Figura 3.31c), também fabricado pela *Meter Group*, com 6 canais de entrada, alimentado por seis pilhas alcalinas e com uma frequência de uma leitura de 60 minutos. Ao todo foram utilizados seis sensores do tipo Teros 12 e seis sensores do tipo EC-5, conectados a dois aquisitores de dados LZ6 Basic. Os sensores de umidade foram posicionados nas profundidades de 35, 100 e 180 cm em todos os modelos físicos.

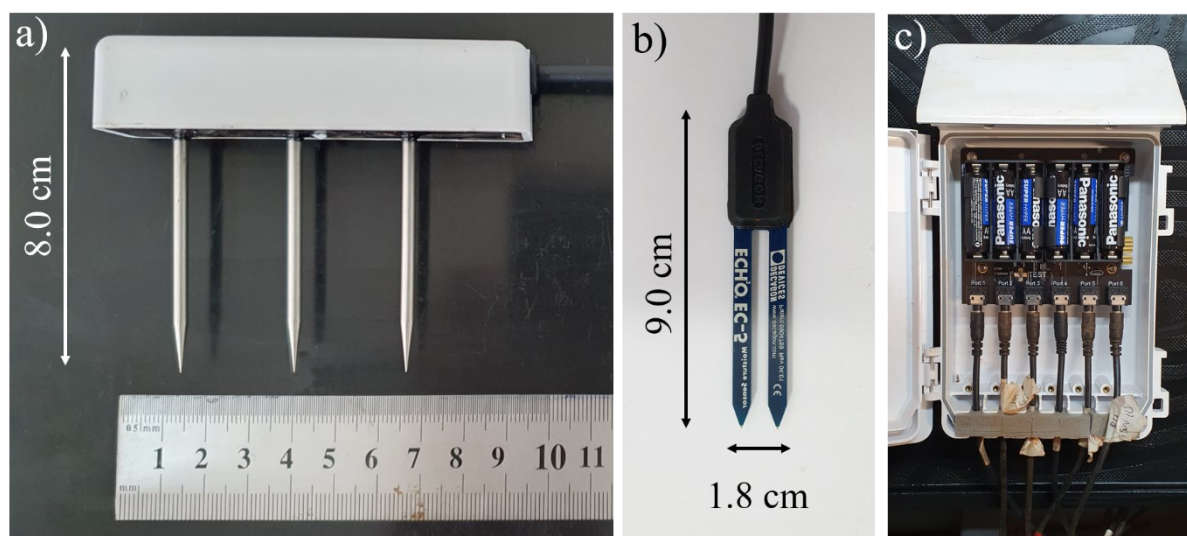


Figura 3.31: Sensores de umidade: a) Teros 12; b) EC-5; c) Aquisitor de dados LZ6 Basic.

A calibração dos sensores de umidade foi realizada para o solo utilizado nos modelos físicos e nas condições de compactação empregados (Figura 3.32). O processo consistiu em cravar os sensores em corpos de prova moldados dentro de anéis acrílicos com 10 cm de altura por 20 cm de diâmetro. Os corpos de prova de solo foram compactados com um grau de compactação de 98%, massa específica seca e teor de umidade gravimétrica ótimos resultados do ensaio de compactação Proctor normal. Após a cravação e a estabilização das leituras, foram realizadas variações no teor de umidade do solo, tanto secagem como umedecimento, a fim de se obter a curva de calibração, a qual se encontra no tópico referente a curva de retenção.

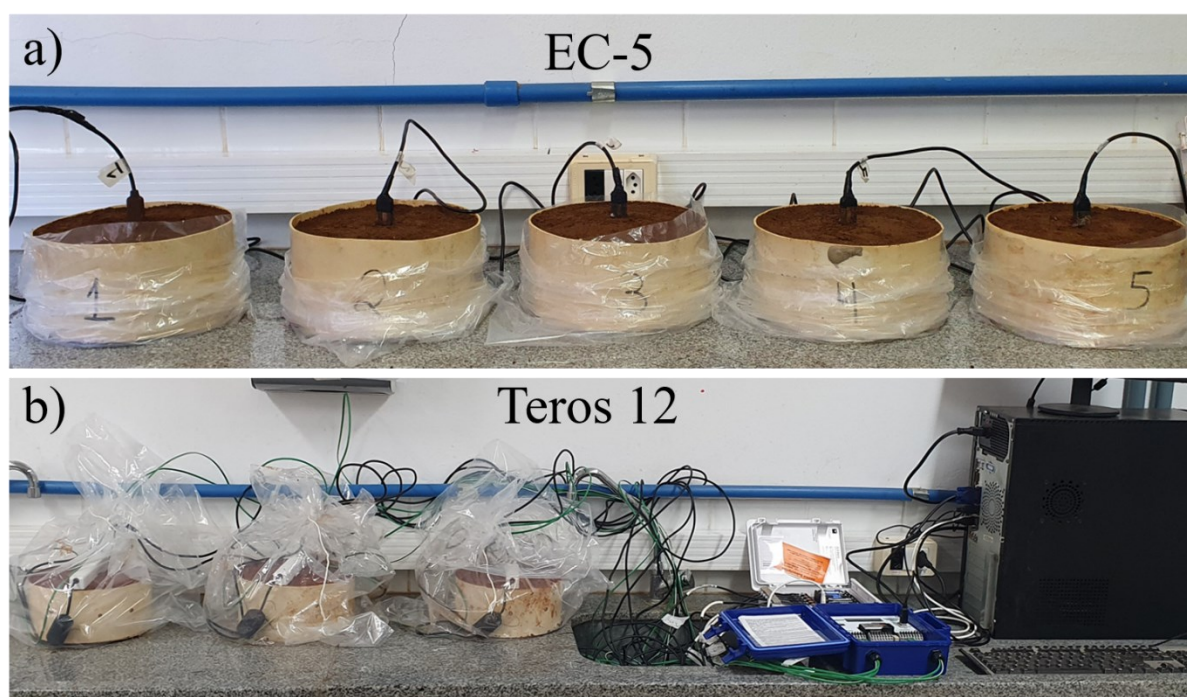


Figura 3.32: Calibração sensores de umidade volumétrica: a) EC-5; b) Teros 12.

A instalação dos sensores de umidade ocorreu da mesma maneira para ambos. Após a finalização da compactação da camada na altura desejada, uma abertura foi realizada e o sensor era então cravado no solo. Desta maneira se garantiu que os sensores estariam imersos no solo com as características de compactação idênticas as demais camadas de solo. Os sensores foram então cobertos com o solo e o fio era retirado do interior do modelo físico por uma pequena abertura na parede do fundo da caixa de ensaios. Este procedimento garantiu que a água do processo de infiltração não percorresse um caminho preferencial do topo para as laterais caso o fio fosse posicionado desta maneira no modelo físico. O processo da instalação de ambos os sensores está presente nas Figura 3.33 Figura 3.34.

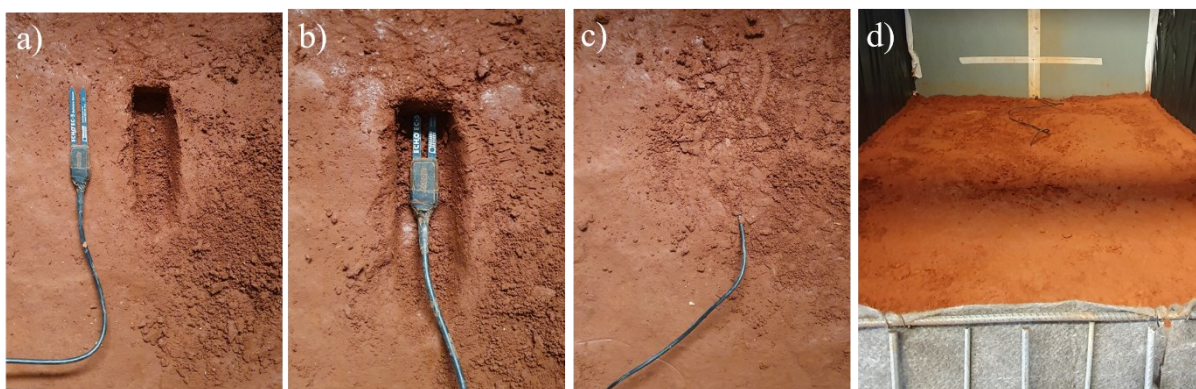


Figura 3.33: Instalação sensor de umidade EC-5: a) Abertura solo; b) Cravação sensor; c) Cobertura solo; d) Aspecto final da camada instrumentada.

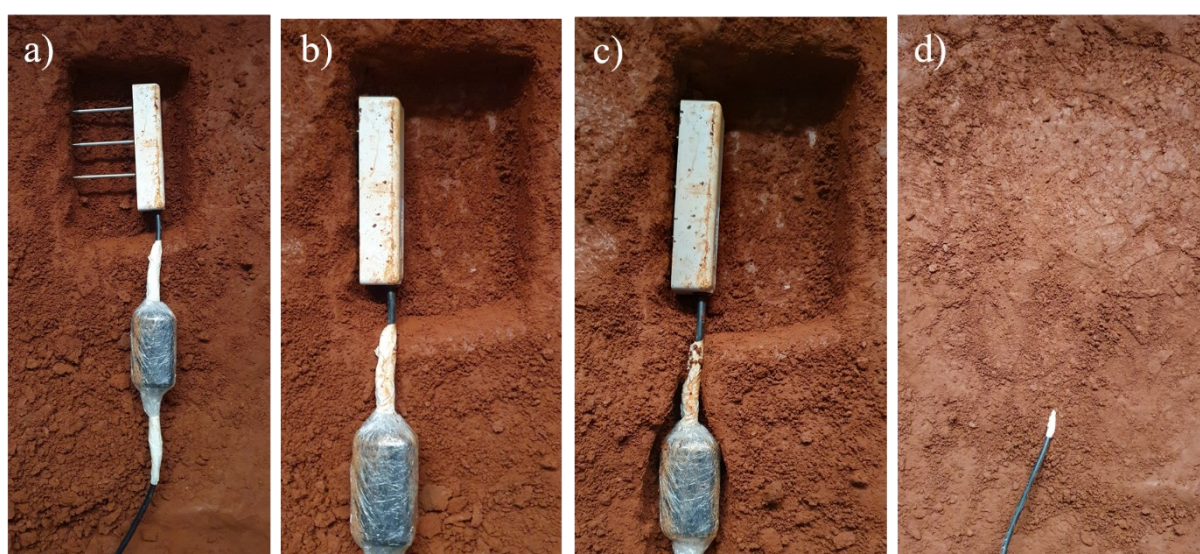


Figura 3.34: Instalação sensor de umidade Teros 12: a) Posicionamento sensor; b) Abertura solo; c) Cravação sensor; d) Posicionamento; e) Cobertura solo.

3.1.12 Sucção matricial

O monitoramento da sucção matricial do solo foi realizado com o uso de tensiômetros de matriz granular instalados em diferentes profundidades. Os tensiômetros empregados nesta pesquisa foram produzidos pela *Irrrometer*, modelo 200SS e possuem uma faixa de leitura de 0 a 200 kPa de sucção, precisão de 1 kPa com uma alimentação de 5 V. Tal dispositivo é composto por uma resistência elétrica em uma pastilha de gesso protegida por uma matriz granular. O sistema de aquisição de dados utilizados para as leituras dos tensiômetros foi o *Watermark Monitor 900M*, também fabricado pela *Irrrometer*. Tal aquisitor possui 8 canais de entrada, alimentado por uma bateria alcalina de 9 V e possui uma frequência de registros de dados que

variam de um minuto a 24 horas. A Figura 3.35 ilustra o tensiômetro e o aquisitor de dados utilizados.

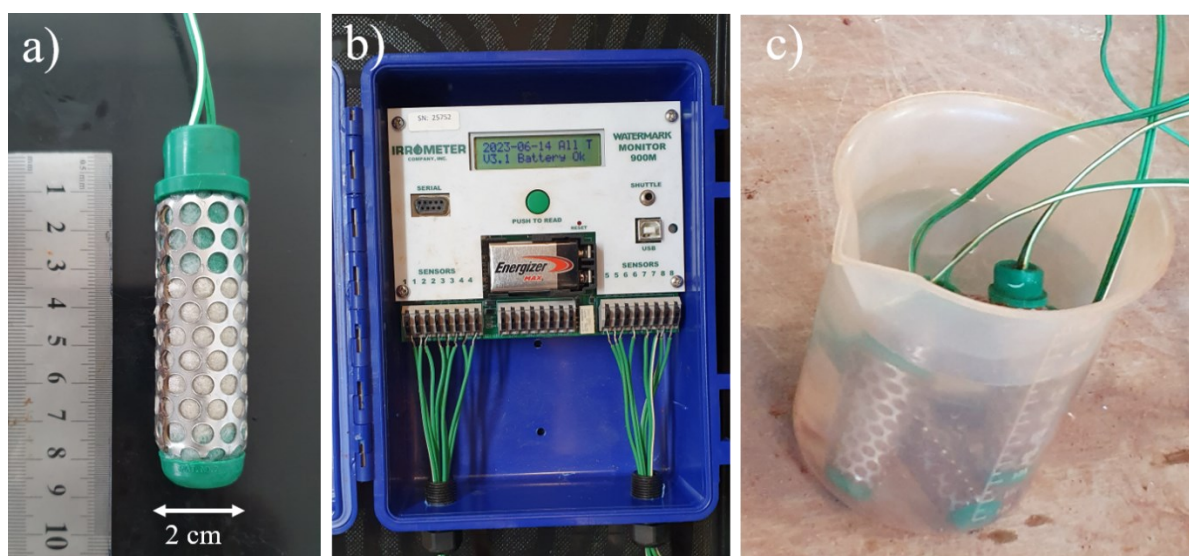


Figura 3.35: a) Tensiômetro *Watermark 200SS*; b) Aquisitor de dados *Watermark Monitor 900M*; c) Saturação tensiômetros.

A instalação dos tensiômetros nos modelos físicos ocorreu de maneira similar ao descrito no processo de calibração relatado no tópico sobre a curva de retenção. Na Figura 3.36 está presente o processo de abertura do solo e preparação da lama, assim como o posicionamento e cobertura do tensiômetro na camada. O fio que conecta o tensiômetro com o aquisitor de dados foi retirado do interior dos modelos físicos por um pequeno orifício na parede do fundo da caixa de ensaio, para se evitar um caminho preferencial d'água na etapa de infiltração. Foram instalados dois tensiômetros por modelo físico, dispostos a uma profundidade de 60 e 130 cm.



Figura 3.36: Instalação tensiômetro: a) Abertura solo e preparo lama; b) Cobertura tensiômetro; c) Posicionamento e cobrimento.

3.1.13 Tensão horizontal

As tensões horizontais que ocorreram durante os ensaios nos modelos M1 e M4 foram captadas por células de tensão total (CTT) presentes a uma altura de 70 cm. O instrumento consiste em corpo oco de aço inoxidável com *strain-gages* do tipo diafragma na base, como pode ser visto na Figura 3.37. As células foram fabricadas pela *Kyowa Eletronic Instruments Co. Ltd.* modelo BEC A-200 kPa, capacidade máxima de 200 kPa e alimentação de 5 V. Ainda, na mesma figura, está presente o aquisitor de dados utilizado para as leituras das células, fabricado pela *Micro-Measurements* modelo D4 com capacidade para quatro canais.

O processo de calibração das células de tensão total consistiu em aplicar cargas de pressão conhecidas e registrar as variações elétricas através do aquisitor de dados. Assim, as células foram posicionadas entre uma bolsa de ar e uma superfície de reação. Desta maneira, a pressão aplicada na bolsa de ar controlada por um manômetro permanecia constante e então os registros das leituras (mV/V) eram realizados. Foram aplicados incrementos de pressão de 20 kPa, até a pressão máxima de 120 kPa, e o registro dos dados ocorreu após a estabilização das leituras. Foram obtidos um fator de calibração para a CTT_M1, célula de tensão total utilizado no modelo M1, de 299.23 mV/V/kPa e de 742.72 mV/V/kPa para a CTT_M4, as quais podem ser encontradas na Figura 3.38.

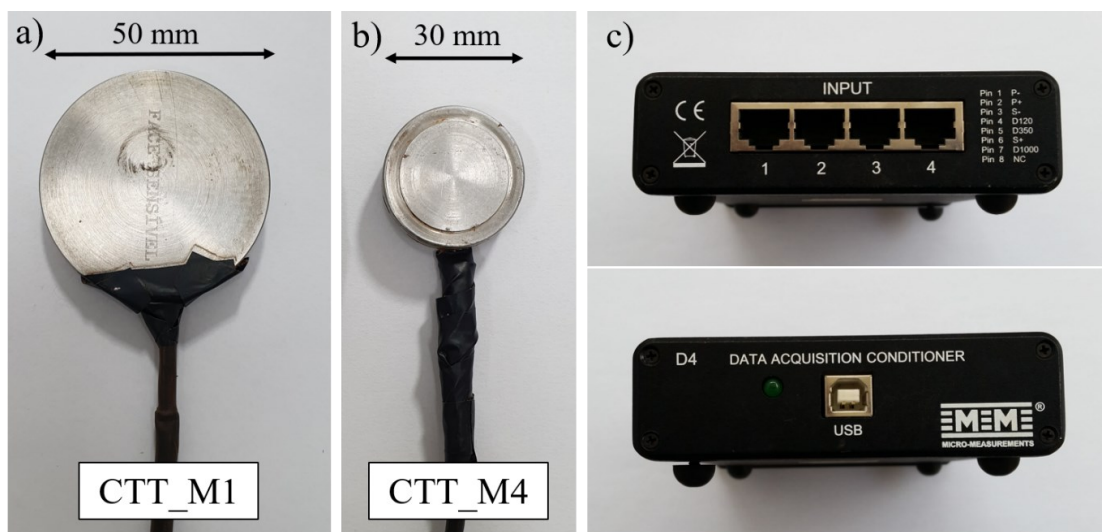


Figura 3.37: Célula de tensão total: a) Presente modelo M1; b) Presente modelo M4; c) Aquisitor de dados *Micro-Measurements* D4.

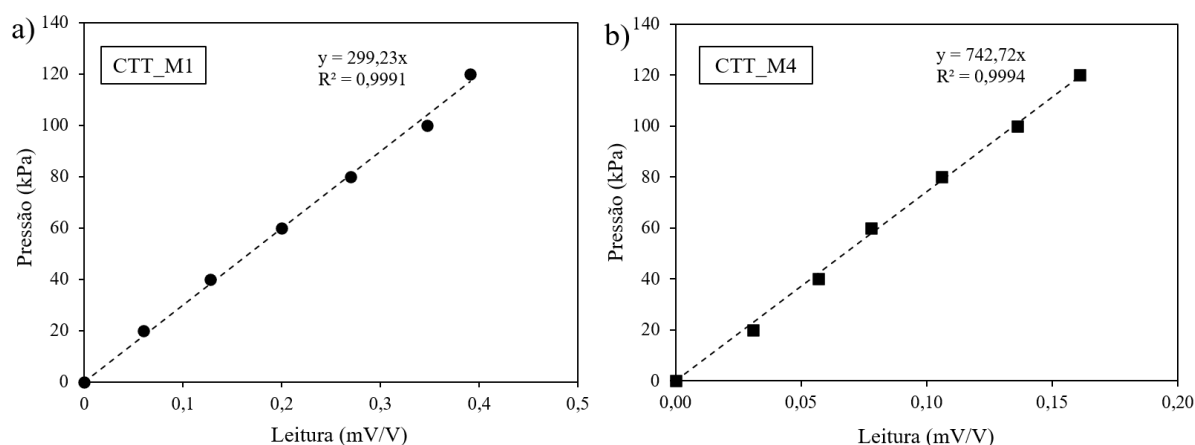


Figura 3.38: Calibração células de tensão total presentes nos modelos: a) M1; b) M4.

A instalação das CTT nos modelos físicos M1 e M4 pode ser encontrada nas Figura 3.39 e Figura 3.40. O corpo da CTT e o fio que ficam em contato com bloco da face foram protegidos para se evitar danos durante o processo de compactação e decorrer dos ensaios. Após o posicionamento da célula a uma altura de 70 cm, o solo em contato com o bloco de concreto era escavado, a célula foi então posicionada e protegida com uma folha plástica. Este procedimento tem como objetivo a proteção lateral das células, uma vez que o solo pode confinar lateralmente o instrumento e interferir nas leituras. Tal proteção garante que a célula realize as leituras da maneira similar a qual foi realizada durante o processo de calibração.

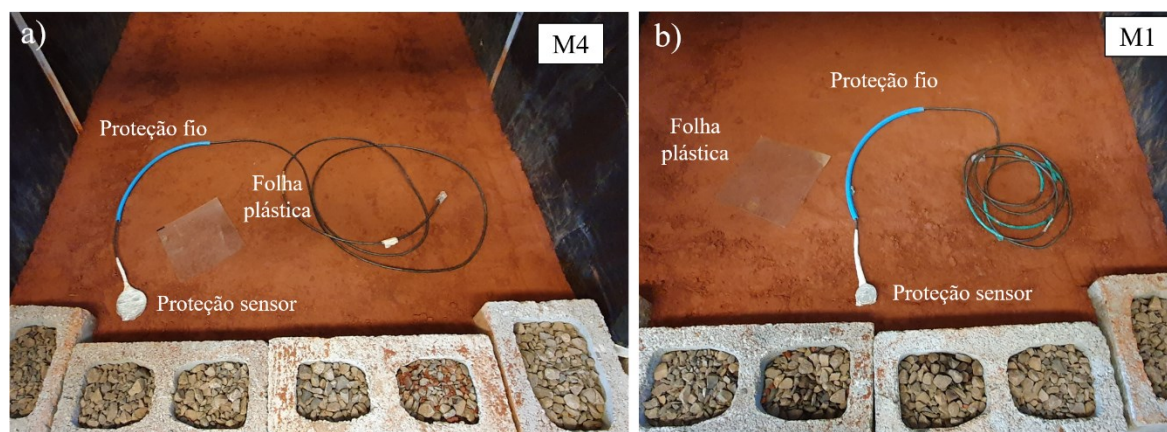


Figura 3.39: Células de tensão total posicionadas nos modelos: a) M4; b) M1.

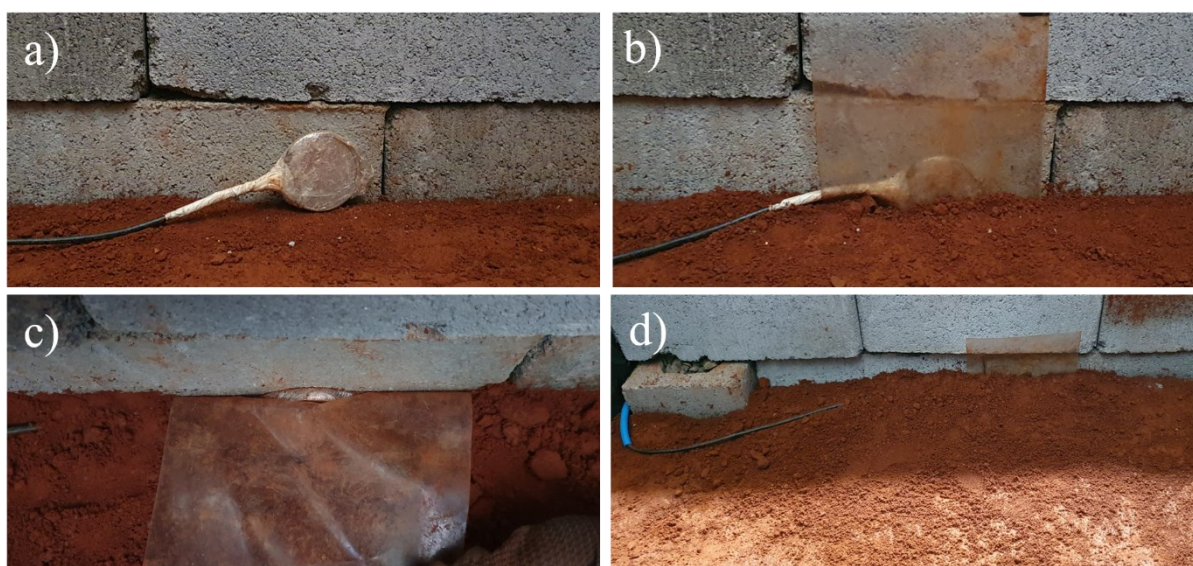


Figura 3.40: Processo de instalação célula de tensão total: a) Posicionamento altura de 70 cm; b) Proteção com folha plástica ; c) Compactação solo no entorno; d) Aspecto final.

3.1.14 Deslocamentos horizontais de face

Os deslocamentos horizontais das faces dos modelos físicos foram obtidos através de medições realizadas manualmente através de um paquímetro (*Mitutoyo* - precisão de 0.05 mm). Para avaliar a precisão e sensibilidade das leituras realizadas, foram efetuadas múltiplas medições em um ponto de referência fixo, em diferentes datas. A análise das leituras permitiu calcular a variação entre os valores medidos, considerando também a precisão nominal do instrumento. Dessa forma, o intervalo de variação associado às leituras foi determinado como 0.20 mm, refletindo a combinação da repetibilidade do procedimento manual e a precisão intrínseca do paquímetro. Esse procedimento possibilitou quantificar a confiabilidade das medições obtidas.

Para a realização dos deslocamentos da face, placas de acrílico (60 x 30 x 3 mm) com abertura central rebaixada (3 x 3 x 0.3 mm) foram instaladas em diferentes alturas e serviram como pontos de apoio para a realização das medições na face, consideradas aqui como a referência móvel. A Figura 3.41 ilustra a placa de acrílico e o paquímetro utilizados. Ainda, foi necessário a utilização de referencial externo aos modelos físicos o qual fosse fixo. Assim, uma barra metálica foi instalada verticalmente em frente a cada modelo, na qual um orifício permitiu o posicionamento do paquímetro nas diferentes alturas e também foi considerado como a referência fixa. A Figura 3.42 mostra o posicionamento das placas de acrílico nos diferentes modelos físicos, assim como o detalhe das referências fixa e móvel. Ainda, na Figura 3.43 está presente uma medição do deslocamento horizontal da face. Foram realizadas medições nas alturas 20, 60, 80, 120, 140, 180 e 200 cm para os modelos M1, M2 e M4, e nas alturas 10, 40, 70, 100, 130, 160 e 200 cm para o modelo M3.

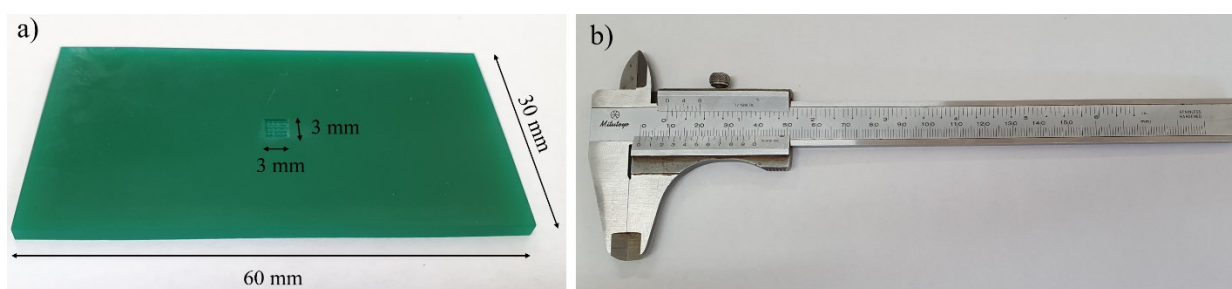


Figura 3.41: a) Placas de acrílico; b) Paquímetro.

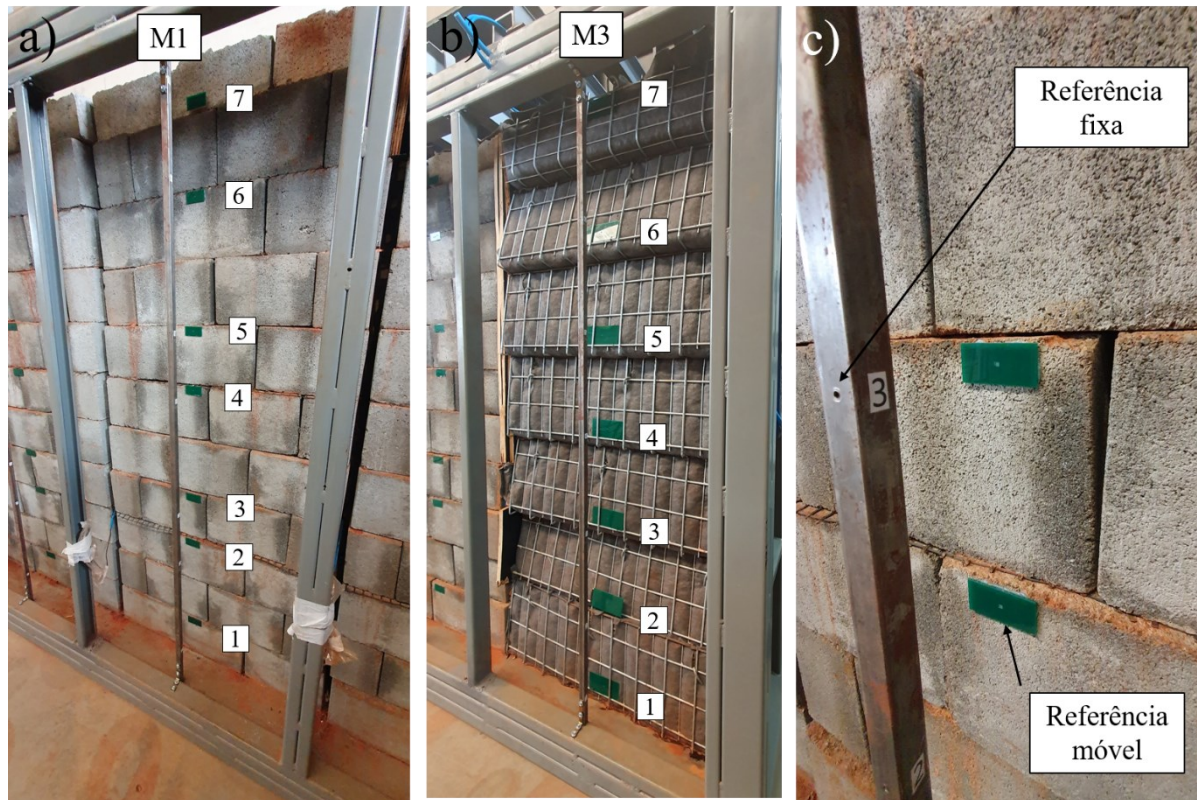


Figura 3.42: Sistema de medidas deslocamentos horizontais face: a) Modelos físicos M1, M2 e M4 ; b) Modelo físico M3; c) Detalhe referências fixa e móvel.



Figura 3.43: Medição deslocamento horizontal da face.

3.1.15 Deslocamentos horizontais internos

Os deslocamentos horizontais nos reforços em diferentes pontos ao longo do comprimento foram obtidos por extensômetros mecânicos. Este sistema de medição consiste em fios de aço inoxidável (tração máxima 30 kN) fixado em um ponto definido na geogrelha (travado por fixador mecânico e colado com cola epóxi) com a outra extremidade fixada a um sistema de pesos (0.3 kg) com marcas de referências móveis. Os extensômetros foram fixados a uma distância de 0, 150, 350, 550, 750, 950 e 1500 mm da parte externa do bloco de concreto para os modelos M1, M2 e M4, e a uma distância de 0, 200, 400, 600, 800, 1000 e 1200 mm da face externa da tela metálica para o modelo M3. O sistema de medição dos deslocamento horizontais na interface entre os elementos de face está presente na Figura 3.44 e a fixação dos fios de aço nas geogrelhas pode ser encontrado na Figura 3.45, assim como o posicionamento do reforço com os extensômetro dentro do modelo físico.

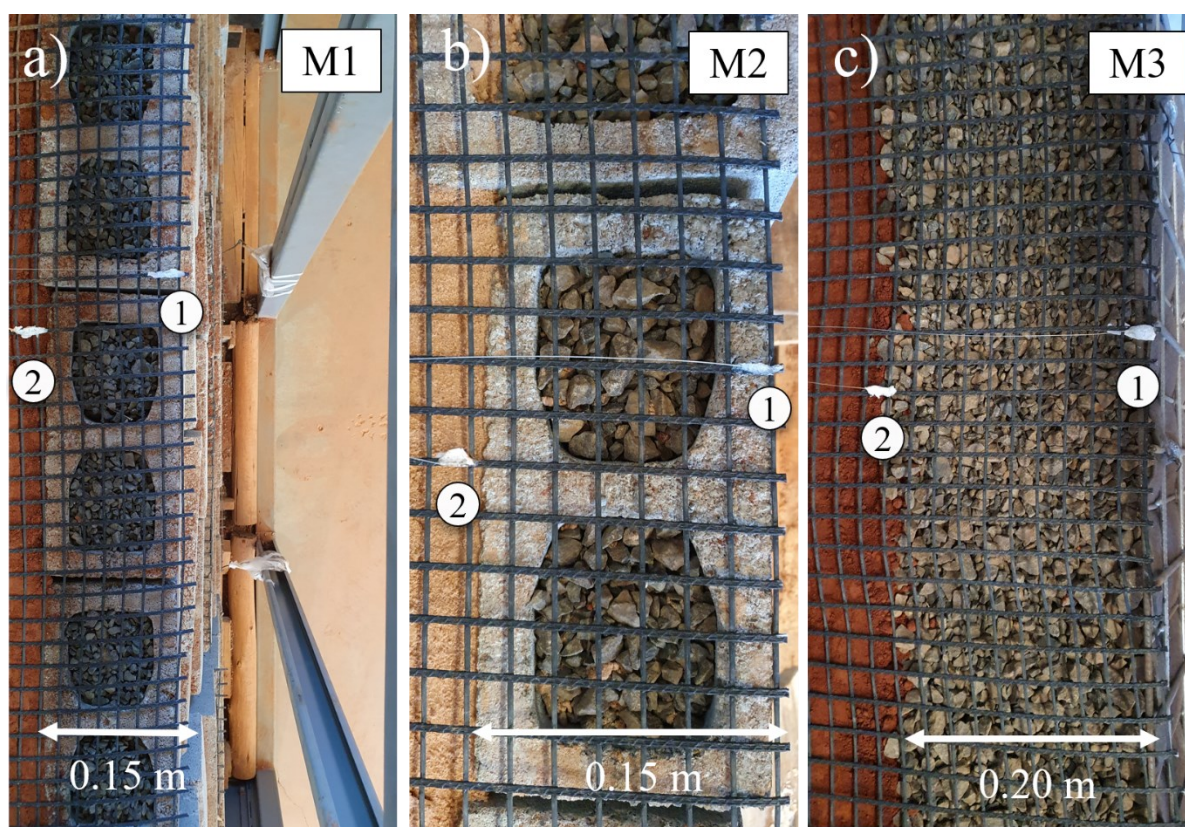


Figura 3.44: Extensômetros na interface entre os elementos de face: a) M1; b) M3; c) M4.

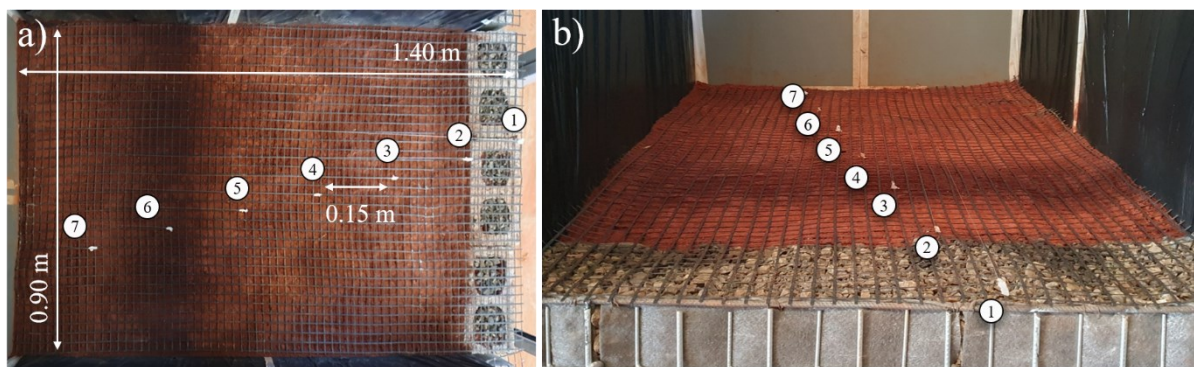


Figura 3.45: Sistema de medida deslocamento horizontal: a) M1; b) M3.

Os fios de aço foram posicionados horizontalmente para fora dos modelos físicos através da parede do fundo e então pendurados verticalmente por meio de uma barra metálica fixa na estrutura externa da caixa de ensaio. Desta maneira, os pesos mantem o fio tracionado durante o ensaio, e então foi possível realizar as medidas de deslocamento com uma referência fixa. Conforme a geogrelha se desloca horizontalmente durante o ensaio, os fios de aço acompanham este movimento e os pesos são deslocados verticalmente. A realização das medidas de deslocamento foi feita com o auxílio do paquímetro, o mesmo descrito anteriormente, utilizando uma referência fixa na barra metálica e outra móvel presente nos pesos. Na Figura 3.46 a seguir, estão presentes os pesos pendurados, assim como a medição realizada com o paquímetro e a parte externa da parede do fundo da caixa de ensaios.

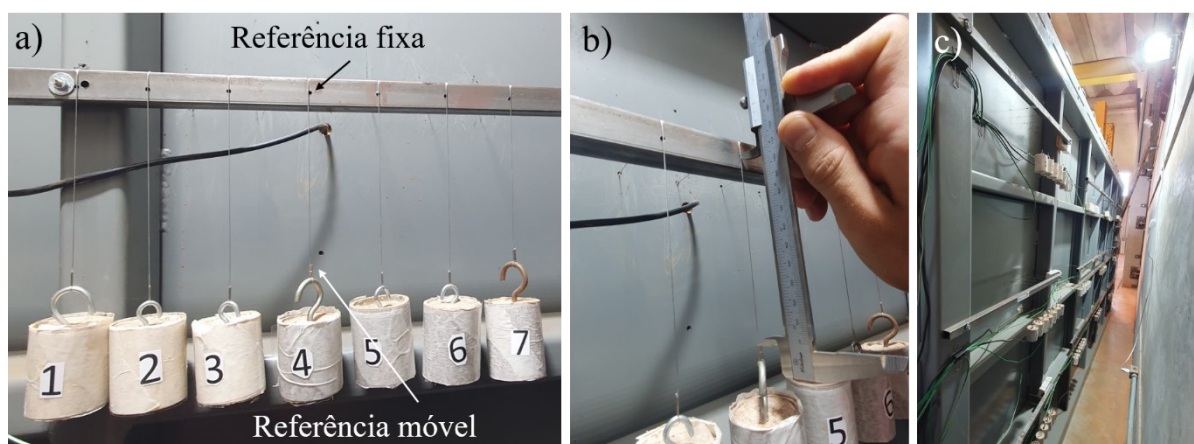


Figura 3.46: Sistema de medição deslocamento horizontal geogrelha: a) Pesos; b) Medição; c) Parte externa parede fundo caixa de ensaios.

3.1.16 Programa de ensaios

O programa de ensaios visou avaliar o comportamento hidráulico-mecânico dos modelos físicos frente a diferentes eventos climáticos, desde os leves até os intensos, dentre eles chuvas, estiagens e inundações. Para tal, os ensaios foram separados em duas etapas, referentes as chuvas e as inundações. Na primeira etapa, ocorreu a avaliação inicial do comportamento dos modelos físicos perante o aumento das tensões verticais. Assim, foram realizados incrementos de carga de 20 kPa até a sobrecarga final de 120 kPa. O incremento foi realizado até a estabilização dos deslocamentos horizontais de face e internos na geogrelha, com tempo mínimo de um dia. Importante destacar que esta etapa ocorreu sem variações no teor de umidade do solo, a qual permaneceu a mesma resultante do processo de compactação.

Os estágios subsequentes tiveram como objetivo avaliar o comportamento hidráulico-mecânico dos modelos físicos diante do processo de infiltração associado à ocorrência de eventos de chuva. Para essa análise, a sobrecarga vertical de 120 kPa foi mantida constante ao longo de todo o período, enquanto diferentes intensidades de precipitação foram aplicadas de forma controlada na superfície do modelo, por meio de uma vazão constante de água. Após 27 dias sob carregamento, foi iniciado o primeiro evento de precipitação (Chuva 1), com intensidade leve de 1 mm/h, aplicado de maneira contínua por 40 dias, resultando em uma entre a relação entre a intensidade da chuva e a condutividade hidráulica saturada (q/k_s) igual a 18. Na sequência, o modelo foi submetido ao estágio Estiagem 1, com duração de 44 dias, período no qual nenhuma chuva foi imposta. O quarto estágio experimental consistiu na aplicação de um novo evento de chuva (Chuva 2), agora com intensidade moderada de 5 mm/h, durante 40 dias ($q/k_s = 90$), seguido por outro período de estiagem (Estiagem 2), com 39 dias de duração. Por fim, foi conduzido o terceiro e último evento de precipitação (Chuva 3), com intensidade elevada de 10 mm/h, aplicado por 7 dias consecutivos ($q/k_s = 180$).

O regime de chuvas adotado foi definido de forma a abranger diferentes intensidades de precipitação, variando desde eventos leves até intensos, de modo a representar condições climáticas típicas às quais estruturas de solo reforçado podem estar submetidas ao longo do tempo. A classificação das chuvas seguiu as recomendações da Organização Meteorológica Mundial (OKE, 2018), segundo as quais precipitações de até 2.5 mm/h são consideradas de intensidade leve, entre 2.5 mm/h e 10 mm/h de intensidade moderada, e acima de 10 mm/h de intensidade elevada. Essa variação permitiu avaliar a resposta hidráulico-mecânica dos modelos frente a diferentes graus de infiltração e níveis de saturação no aterro. Conforme observado por

Rahimi et al. (2011), a sequência de eventos pluviométricos iniciando com chuvas de baixa intensidade, seguidas por precipitações mais intensas, exerce influência significativa sobre o comportamento de estruturas em solo reforçado, sobretudo na redistribuição da sucção. A alternância entre períodos de chuva e estiagem foi concebida para reproduzir de forma realista as condições climáticas cíclicas observadas em campo. Os períodos de estiagem são essenciais, pois permitem a análise dos processos de evaporação e secagem do solo, possibilitando avaliar a recuperação da sucção matricial. Dessa forma, o regime adotado possibilita compreender de maneira abrangente os efeitos combinados de chuvas sucessivas e intervalos de estiagens. A Tabela 3.2 e a Figura 3.47 ilustram o programa de eventos de chuvas.

Tabela 3.2: Programa de eventos de chuvas.

Estágio	Processo	Abreviação	Carregamento (kPa)	Intensidade (mm/hora)	q/k_s	Tempo (dias)
1	Carregamento	Carg	Progressivo	0	0	27
2	Chuva 1	Ch 1	120	1	18	40
3	Estiagem 1	Est 1	120	0	0	44
4	Chuva 2	Ch 2	120	5	90	40
5	Estiagem 2	Est 2	120	0	0	39
6	Chuva 3	Ch 3	120	10	180	7

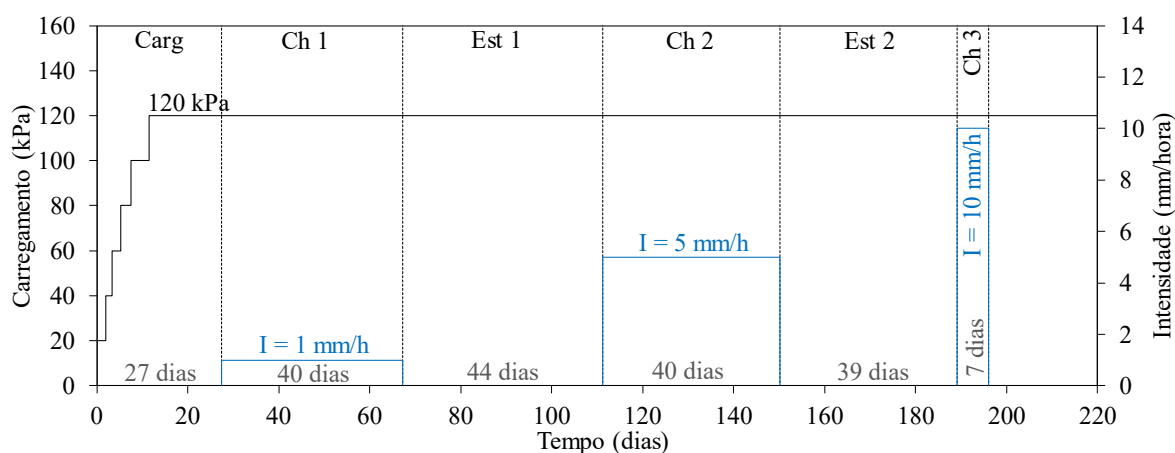


Figura 3.47: Estágios dos eventos de chuvas.

A segunda etapa experimental teve como objetivo analisar o comportamento hidráulico-mecânico dos modelos físicos frente à ocorrência de eventos de inundação controlada. Inicialmente, foi mantido um período de estiagem com duração de 6 dias, o qual antecedeu dois eventos sucessivos de inundação com lâminas d'água de 0.3 m e 0.6 m, aplicadas por 4 dias cada. Esses dois primeiros episódios simularam enchentes graduais e progressivas sobre os modelos físicos nos quais a sobrecarga foi mantida constante durante todos os eventos. Na sequência, o nível d'água foi rebaixado a zero e estabelecido o estágio de Estiagem 4, com duração de 71 dias, sem aplicação de novos eventos de inundação. Posteriormente, foram aplicadas três novas inundações com alturas crescentes: 0.05 m, 0.5 m e 1.0 m, com durações de 4, 13 e 15 dias, respectivamente. Esses eventos visaram avaliar os efeitos de inundações súbitas e de maior severidade sobre o desempenho dos modelos. A Tabela 3.3 e a Figura 3.48 apresentam o programa de eventos de inundações.

Tabela 3.3: Programa de eventos de inundação.

Estágio	Processo	Abreviação	Altura inundação (m)	Tempo (dias)
7	Estiagem 3	Est 3	0	6
8	Inundação 0.3m	I_0.3m	0.30	4
9	Inundação 0.6m	I_0.6m	0.60	4
10	Estiagem 4	Est 4	0	71
11	Inundação 0.05m	I_0.05m	0.05	4
12	Inundação 0.5m	I_0.5m	0.50	13
13	Inundação 1.0m	I_1.0m	1.00	15

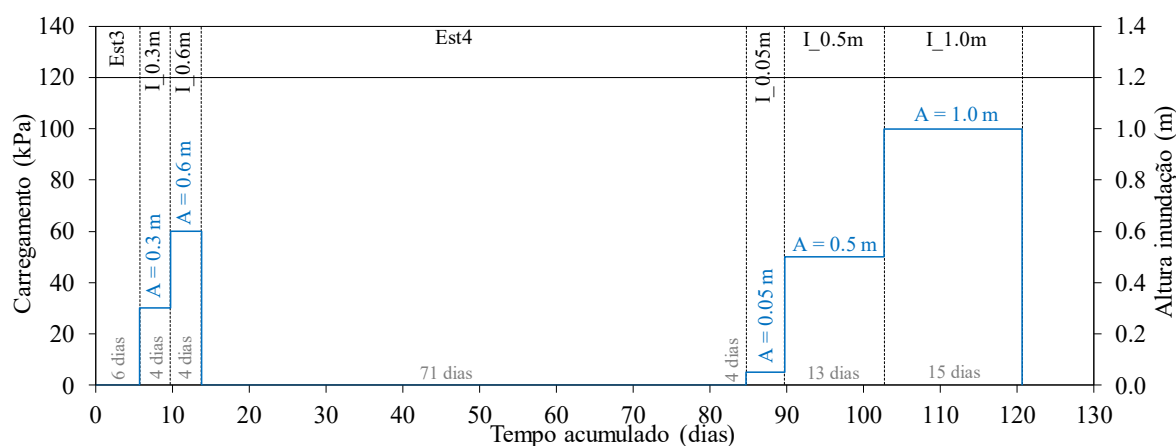


Figura 3.48: Estágios dos eventos de inundação.

3.2 Solos

3.2.1 Caracterização

Foram utilizados dois solos distintos, um coesivo que compõe o material de aterro compactado em todos os modelos físicos, os quais serão descritos a seguir, e um granular, utilizado nos colchões de areia presente somente no modelo M2. Os solos foram caracterizados em laboratório para a obtenção dos parâmetros geotécnicos empregados tanto na concepção dos projetos quanto nas análises dos resultados. O solo fino foi coletado na cidade de Santa Gertrudes, interior do estado de São Paulo. Já o granular consiste em uma areia uniforme média utilizada na construção civil adquirida na cidade de São Carlos.

Os solos foram caracterizados através de ensaios de análise granulométrica (ABNT NBR 7181, 2022), massa específica dos sólidos (ABNT NBR 6458, 2021), limite de liquidez (ABNT NBR 6459, 2016), limite de plasticidade (ABNT NBR 7180, 2016), compactação Proctor normal (ABNT NBR 7182, 2022), condutividade hidráulica saturada (ABNT NBR 14545, 2021). As propriedades de caracterização estão resumidas na Tabela 3.4. Ainda, para o material granular foram realizados os ensaios de índice de vazios máximos (ABNR NBR 16840, 2020) e mínimos (ABNR NBR 12051, 2010), os quais resultaram em $e_{\text{máx}}=0.729$ e $e_{\text{min}}=0.506$. A seguir, na Figura 3.49 está presente a curva granulométrica dos solos.

Tabela 3.4: Caracterização solos.

Propriedades	Unidade	Solo fino	Solo granular
Fração areia	%	36 ^a /5 ^b	100
Fração silte	%	10 ^a /42 ^b	0
Fração argila	%	54 ^a /0 ^b	0
Massa específica dos sólidos	g/cm ³	2.85	2.65
Limite de Liquidez	%	49.7	-
Limite de Plasticidade	%	37.1	NP
Índice de Plasticidade	%	12.6	-
Classificação SUCS	-	CH	SP
Peso específico seco máximo	kN/m ³	14.6	-
Teor de umidade ótimo	%	29	-
Condutividade hidráulica saturada	m/s	1.5x10-8	1.9x10-3

NP - não plástico

^a - com defloculante

^b - sem defloculante

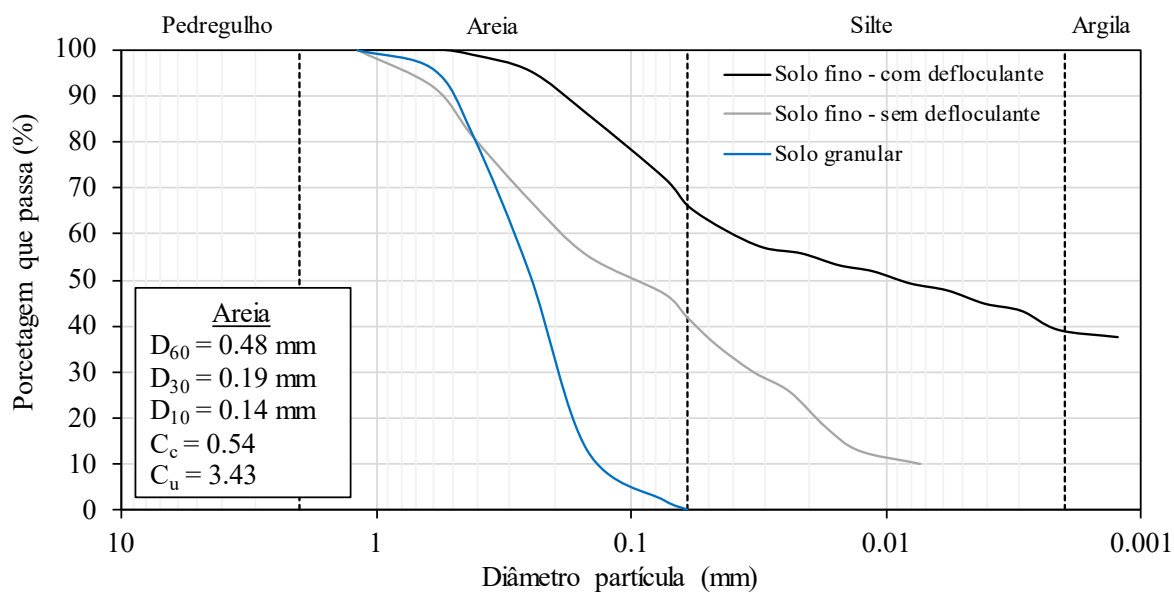


Figura 3.49: Curvas granulométricas.

Em geral, as classificações tradicionais voltadas para solos presentes em países de clima temperado não são apropriadas para solo tropicais, como o utilizado neste trabalho. Em regiões tropicais, prevalecem solos altamente intemperizados derivados da alteração *in situ*. Esses materiais, denominados solos residuais, apresentam propriedades peculiares em função de sua gênese, as quais influenciam diretamente seu comportamento como material de aterro, especialmente em estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos. De acordo com Wesley (2010), solos residuais são aqueles resultantes do intemperismo químico e físico da rocha matriz ocorridos no próprio local, preservando uma gradação contínua desde o saprólito até o solo maduro. Essa condição implica a ausência de estruturas de transporte sedimentar, a compatibilidade mineralógica com a rocha de origem, a presença de microestrutura agregada e o desenvolvimento de propriedades controladas pelo grau de intemperismo. Esses critérios são amplamente aceitos e empregados na engenharia geotécnica brasileira, constituindo a base para a identificação do solo utilizado na presente pesquisa como um solo residual.

Dentro do universo dos solos residuais, destacam-se os solos lateríticos, cuja gênese está associada a intensos processos de lixiviação, concentração e precipitação seletiva de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, fenômenos característicos de ambientes tropicais úmidos (TOWNSEND, 1985; PESSOA et al., 2024). Esses materiais apresentam, em geral, estrutura microagregada, menores índices de plasticidade em comparação às argilas de origem sedimentar, elevados valores de sucção matricial em condições naturais e comportamento

hidráulico-mecânico particular em função da variação do teor de umidade. No contexto brasileiro, a classificação mais amplamente empregada é o Sistema MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), proposto por Nogami e Villibor (1995), que permite distinguir solos lateríticos e não lateríticos com base no desempenho de amostras compactadas em ensaios de Mini-MCT e perda de massa por imersão. A partir da execução desses ensaios, conforme apresentado na Figura 3.50, o solo estudado foi enquadrado como argiloso laterítico (LG'). Além do MCT, o índice de atividade da argila constitui outro parâmetro auxiliar de identificação, definido pela razão entre o Índice de Plasticidade e o teor de partículas inferiores a 2 μm , onde valores inferiores a 0.75 são tipicamente associados a solos lateríticos. Com base nos valores obtidos de $IP = 12.6$ e fração de argila = 54%, obteve-se um índice de atividade de 0.23, o que reforça a classificação do material como solo laterítico. Considerando os critérios estabelecidos na literatura e as características das propriedades físicas, conclui-se que o solo empregado nesta pesquisa pode ser classificado como um solo residual laterítico de natureza predominantemente argilosa.

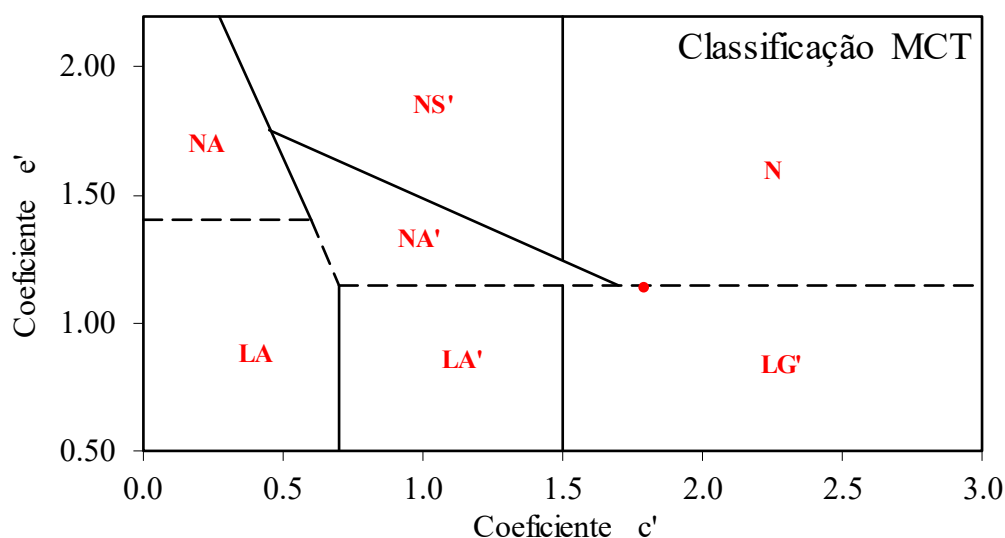


Figura 3.50: Classificação MCT.

3.2.2 Curva de retenção de água

As curvas de retenção de água nos solos utilizados nesta pesquisa foram determinadas a partir de ensaios com o método do papel filtro para o solo fino (Figura 3.51) e de funil de placa porosa para o solo granular. Os corpos de prova para o solo fino foram preparados no cilindro de Proctor normal com teor de umidade ótimo e grau de compactação de 98% e posteriormente talhados em anéis apropriados. A seguir, na Figura 3.52 estão presentes as curvas de retenção com os pontos experimentais referentes ao processo de secagem (símbolos cheios) e de umedecimento (símbolo vazios). O formato das curvas apresentou uma tendência bimodal, a qual foi ajustada através do modelo de ajuste proposto por Durner (1994), que se encontra na Figura 3.52. Os ajustes para o processo de secagem estão representados pelas linhas cheias e por linhas tracejadas para o processo de umedecimento.

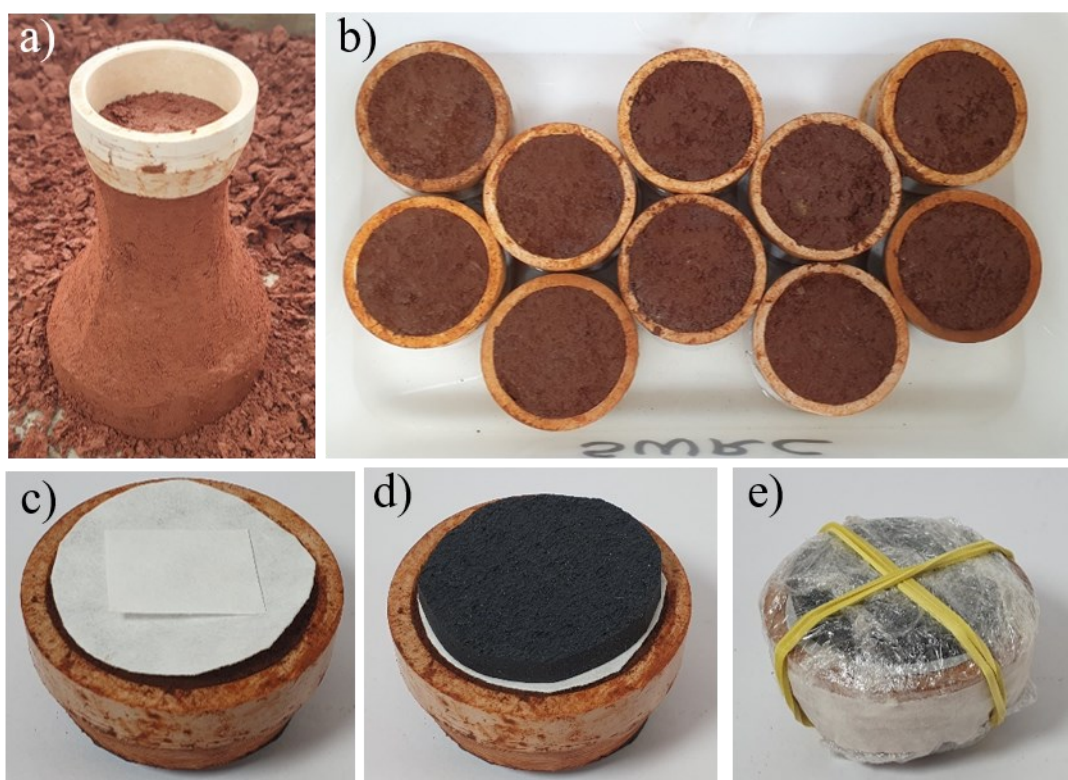


Figura 3.51: Curva de retenção pelo método do papel filtro: a) Talhagem corpo de prova; b) Processo de secagem; c) Posicionamento papel filtro; d) Proteção; e) Embalagem.

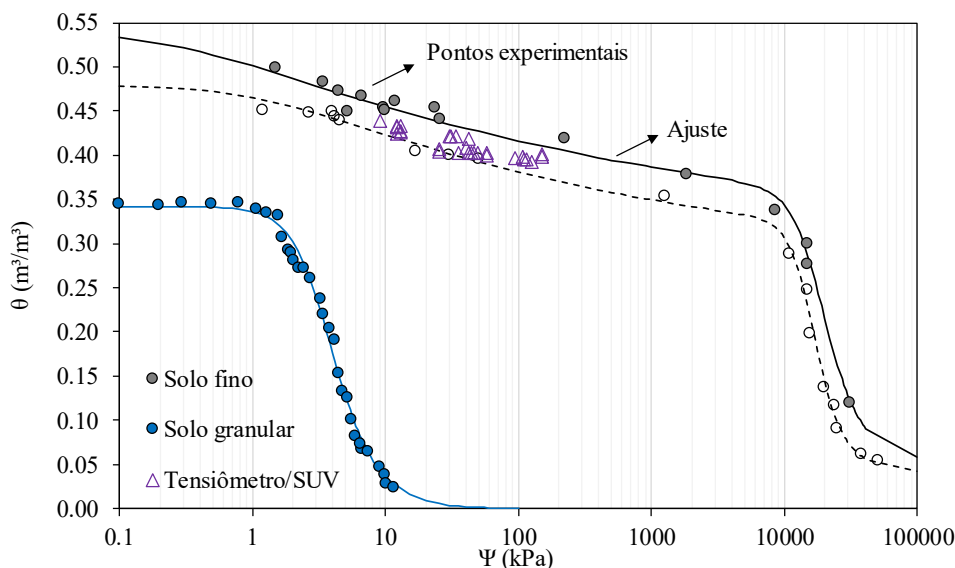


Figura 3.52: Curvas de retenção de água.

$$S_e = w_1 \cdot \left[\frac{1}{1 + (\alpha_1 \cdot \Psi)^{n_1}} \right]^{m_1} + (1 - w_2) \cdot \left[\frac{1}{1 + (\alpha_2 \cdot \Psi)^{n_2}} \right]^{m_2} \quad (3.1)$$

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \cdot S_e \quad (3.2)$$

onde S_e = grau de saturação efetivo; w_1 e w_2 = teores de umidade gravimétricos iniciais de cada segmento da curva bimodal, Ψ = sucção matricial, θ_r = teor de umidade volumétrico residual; θ_s = teor de umidade volumétrico de saturação. Os parâmetros n_1 , m_1 , α_1 , n_2 , m_2 e α_2 são parâmetros de ajuste do primeiro e do segundo segmento da curva, respectivamente. O solo granular não apresentou uma tendência bimodal, e sua curva de ajuste foi obtida apenas com o primeiro segmento do modelo descrito. A seguir, na Tabela 3.5 estão presentes os parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água nos solos utilizados.

Tabela 3.5: Parâmetros de ajuste curvas de retenção de água nos solos.

Solo	Fino		Granular
	Umedecimento	Secagem	
θ_s (m ³ /m ³)	0,480	0,540	0,342
θ_r (m ³ /m ³)	0,000	0,000	0,000
w_1	0,441	0,463	0,295
α_1 (kPa ⁻¹)	0,845	3,551	3,072
n_1	1,142	1,117	0,675
m_1	0,124	0,104	0,002
α_2 (kPa ⁻¹)	$6,3 \times 10^{-5}$	$5,6 \times 10^{-5}$	-
n_2	4,721	3,803	-
m_2	0,788	0,737	-

Para aferir a resposta dos sensores de umidade volumétrica (SUV) e dos tensiômetros utilizados com o solo fino, uma terceira curva de retenção foi realizada em laboratório. O processo de aferição foi conduzido em corpos de prova com 30 cm de diâmetro e 15 cm de altura, preparados com teor de umidade ótimo e grau de compactação de 98%. Após a compactação, os SUVs foram inseridos nos corpos de prova. Os tensiômetros foram previamente saturados e, em seguida, foi preparada uma lama com o solo. Para a instalação, abriu-se um espaço nos corpos de prova para posicionar o tensiômetro, garantindo a cobertura completa do dispositivo com a lama, seguida da inserção e fechamento do espaço com mais lama. Uma vez completamente inserido no solo, o tensiômetro entra em equilíbrio com a água presente no solo circundante. À medida que ocorrem variações no teor de água do solo (e, conseqüentemente, na sucção), o instrumento registra essas alterações. Após o equilíbrio do sistema, foram realizados ciclos de secagem e umedecimento para obter os pontos de teor de umidade volumétrico e sucção, que estão presentes na Figura 3.52. A seguir, estão apresentados os sensores utilizados e o processo de aferição nos corpos de prova.

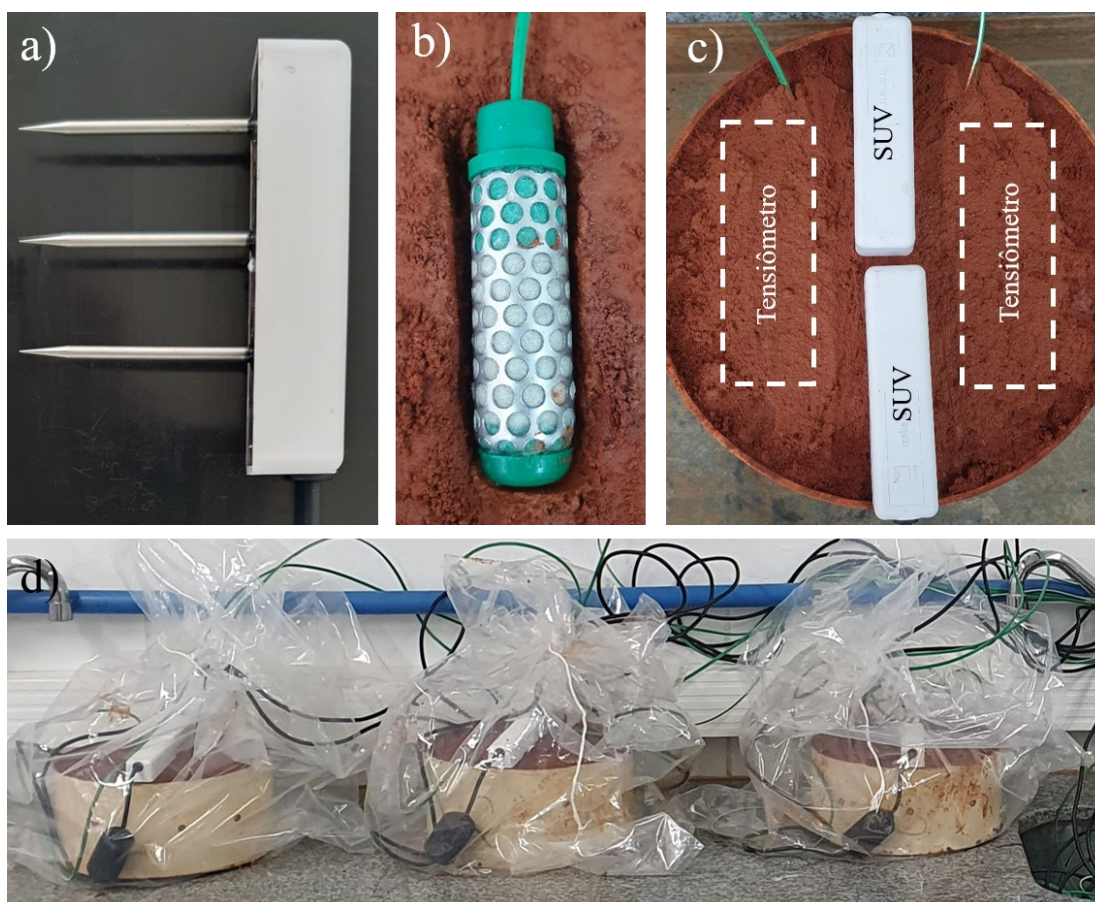


Figura 3.53: Aferição curva de retenção solo fino: a) SUV; b) Tensiômetro; c) Sensores instalados no corpo de prova; d) Processo de equilíbrio da umidade.

3.2.3 Resistência ao cisalhamento

Para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foram realizados ensaios de compressão triaxial em corpos de prova com 50 mm de diâmetro com 100 mm de altura, moldados no teor de umidade ótimo e no grau de compactação de 98% para o solo fino, e compactidade relativa de 90% para o solo granular. Foram conduzidos ensaios do tipo CD (Consolidado Drenado) na condição de umidade constante referente ao teor ótimo (sem saturação e sem controle de sucção – denominadas como CD_{uc}) a uma velocidade de 0.01 mm/min e na condição saturada a uma velocidade de 0.005 mm/min (CD_{sat}). Tais velocidade foram determinadas com base na proposta de Head (1986) e na ASTM D7181 (2020) considerando a curva de consolidação. Assim, durante a fase de cisalhamento, os ensaios triaxiais CD_{sat} não apresentaram o desenvolvimento de poropressões. O processo de saturação foi realizado por contrapressão e alcançado quando foi obtido o parâmetro B de Skempton mínimo 0.95. Os ensaios triaxiais CD_{uc} foram conduzidos diretamente com a consolidação e cisalhamento da amostra, sem a saturação da mesma, para representar as condições pós compactação do solo de aterro. Os ensaios triaxiais forma realizados com tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. A seguir, nas Figura 3.54 e Figura 3.55 estão presentes os resultados dos ensaios triaxiais CD_{uc} e CD_{sat} para o solo fino e granular, e na Figura 3.56 estão presente as curvas do módulo de elasticidade secante para ambos o solos.

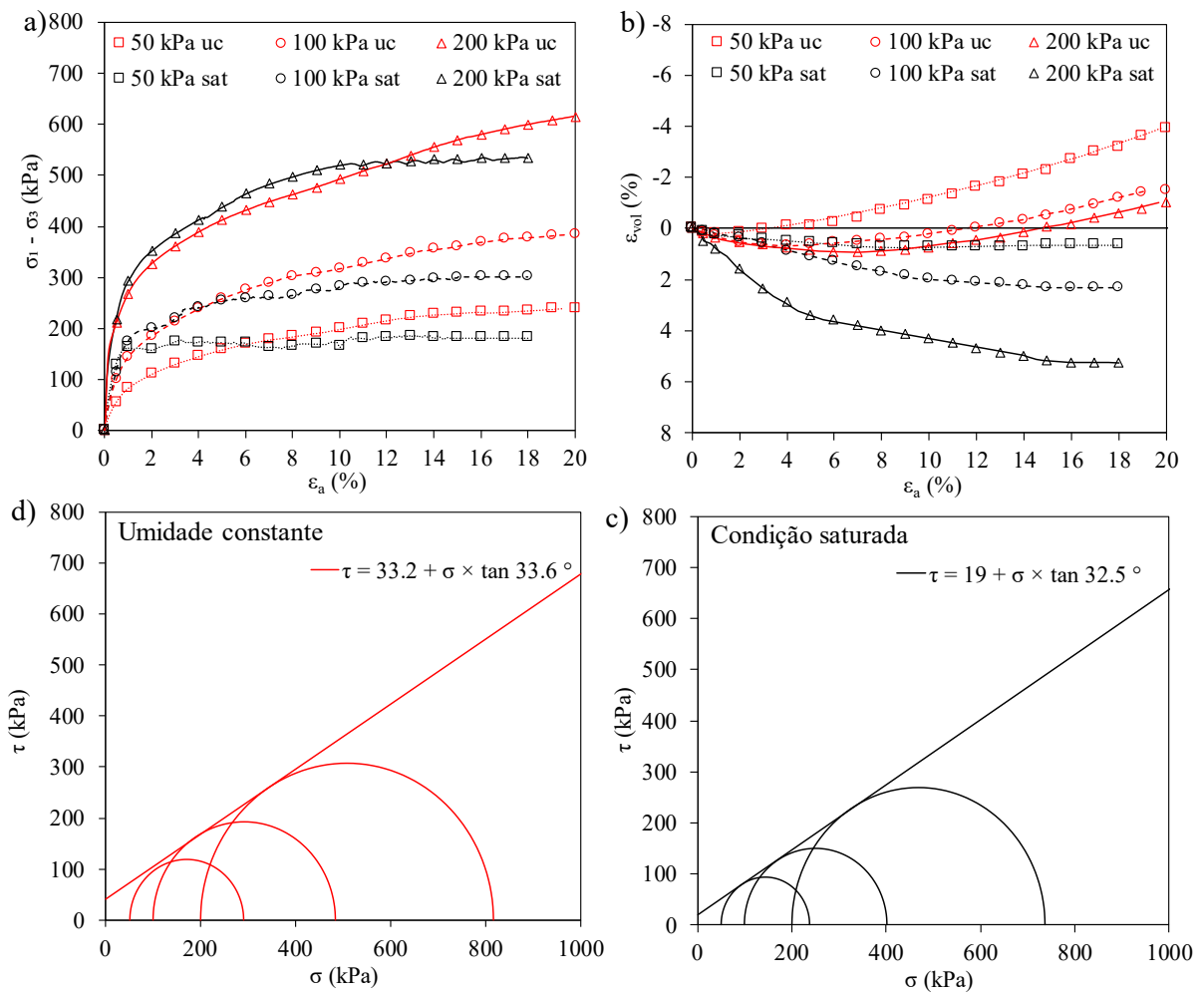


Figura 3.54: Resistência ao cisalhamento solo fino (aterro compactado): a) Tensão desvio; b) Variação volumétrica; Envoltória Mohr-Coulomb Solo 3: c) Umidade constante; d) Condição saturada.

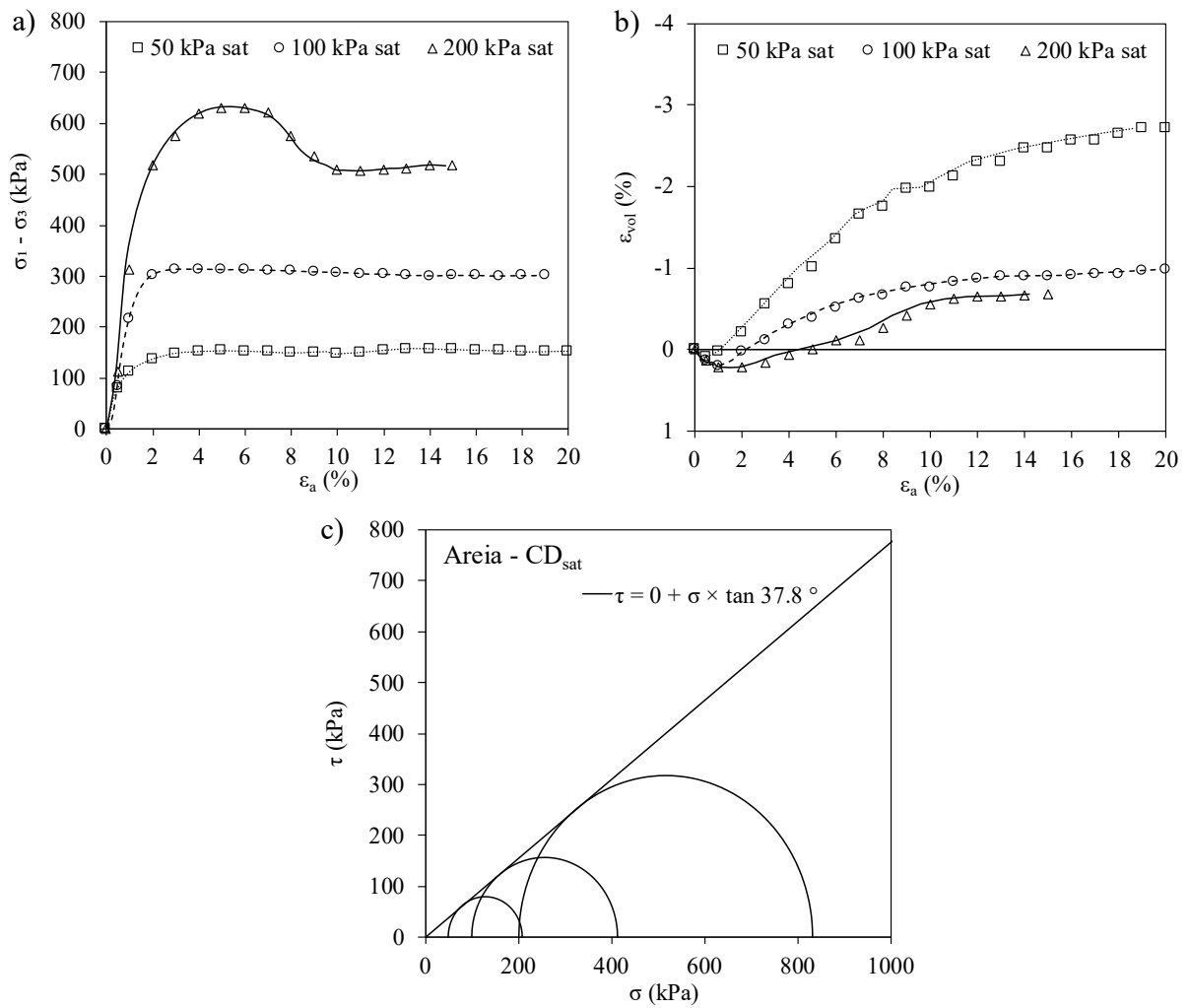


Figura 3.55: Resistência ao cisalhamento solo granular (colchão de areia): a) Tensão desvio; b) Variação volumétrica; c) Envoltória Mohr-Coulomb.

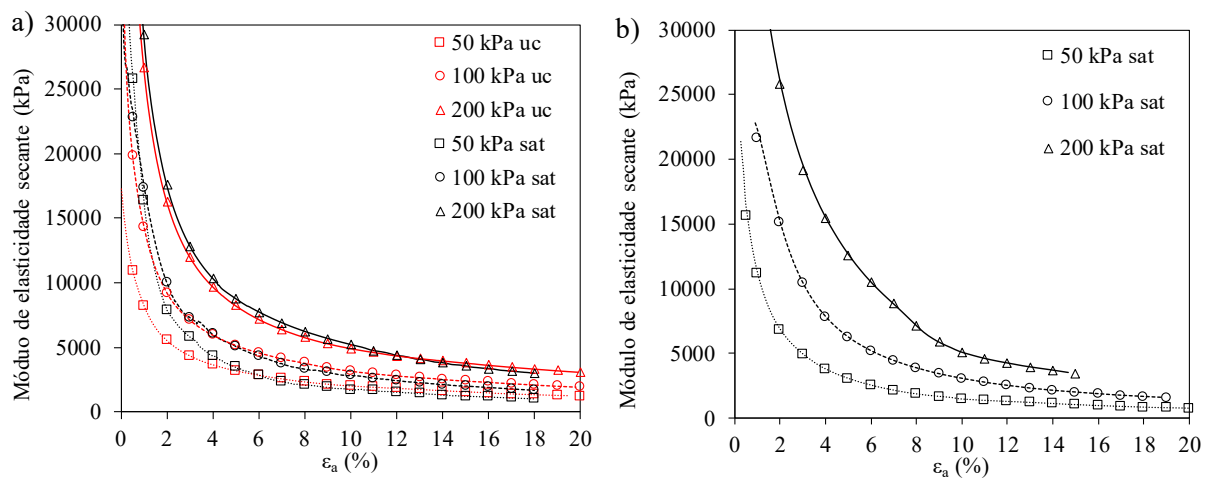


Figura 3.56: Curvas módulo de elasticidade secante: a) Solo fino; b) Solo granular.

Tabela 3.6: Resumo parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Solo	Triaxial	c (kPa)	ϕ (°)
Fino – Aterro compactado	Saturado	19.3	32.5
	Umidade constante	33.2	33.6
Granular – Colchão de areia	Saturado	0	37.8

Os ensaios de compressão triaxial não saturados com controle de sucção foram realizados através da técnica de translação de eixos (HILF, 1956) em corpos de prova compactados. Tais ensaios foram realizados com o objetivo de se obter a relação entre a resistência não saturada e a sucção matricial do solo. Para isto, foram impostas sucções ($u_a - u_w$) de 50, 100 e 200 kPa nos corpos de prova submetidos a compressão triaxial, as quais foram mantidas constante durante todo o ensaio. A seguir, nas Figura 3.57, Figura 3.58 e Figura 3.59 estão apresentadas as curvas de tensão desvio versus deformação axial e as envoltórias de resistência ao cisalhamento para as diferentes faixas de sucção aplicadas. Ainda, na Figura 3.60, está presente a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial, a qual resultou em um ângulo ϕ^b de aproximadamente 22.6° se um ajuste linear for assumido.

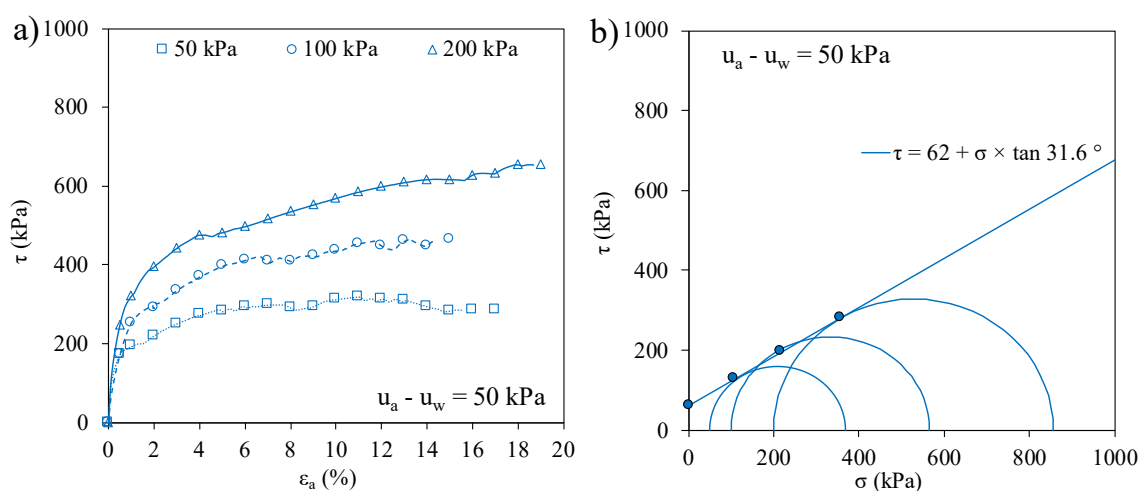


Figura 3.57: Resistência ao cisalhamento solo fino na condição $u_a - u_w = 50$ kPa: a) Tensão desvio; b) Envoltórias de resistência.

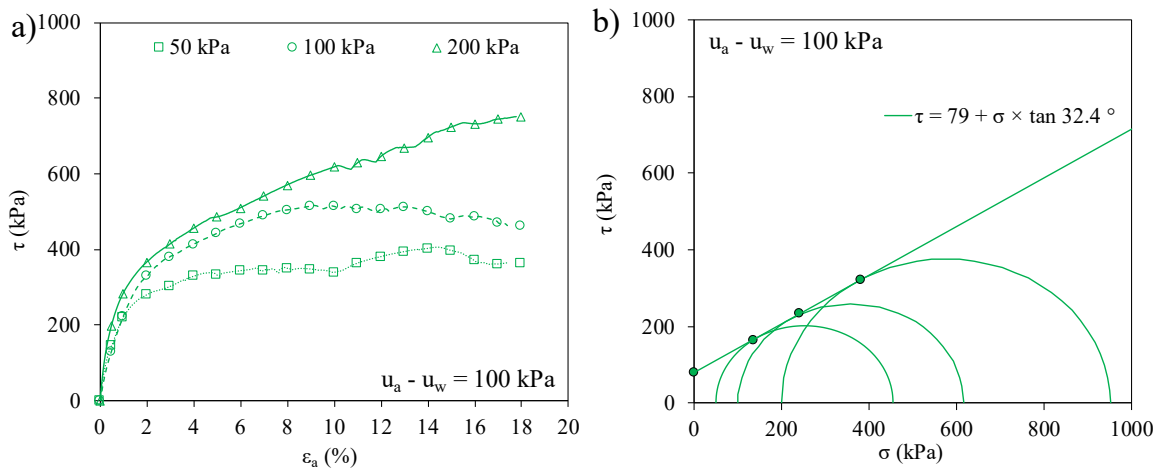


Figura 3.58: Resistência ao cisalhamento solo fino na condição $u_a - u_w = 100 \text{ kPa}$: a) Tensão desvio; b) Envoltórias de resistência.

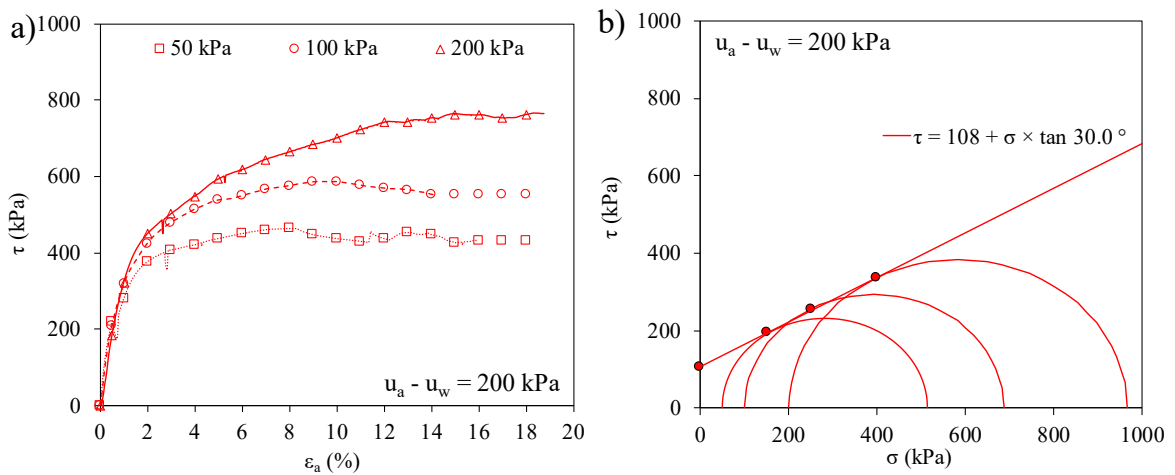


Figura 3.59: Resistência ao cisalhamento solo fino na condição $u_a - u_w = 200 \text{ kPa}$: a) Tensão desvio; b) Envoltórias de resistência.

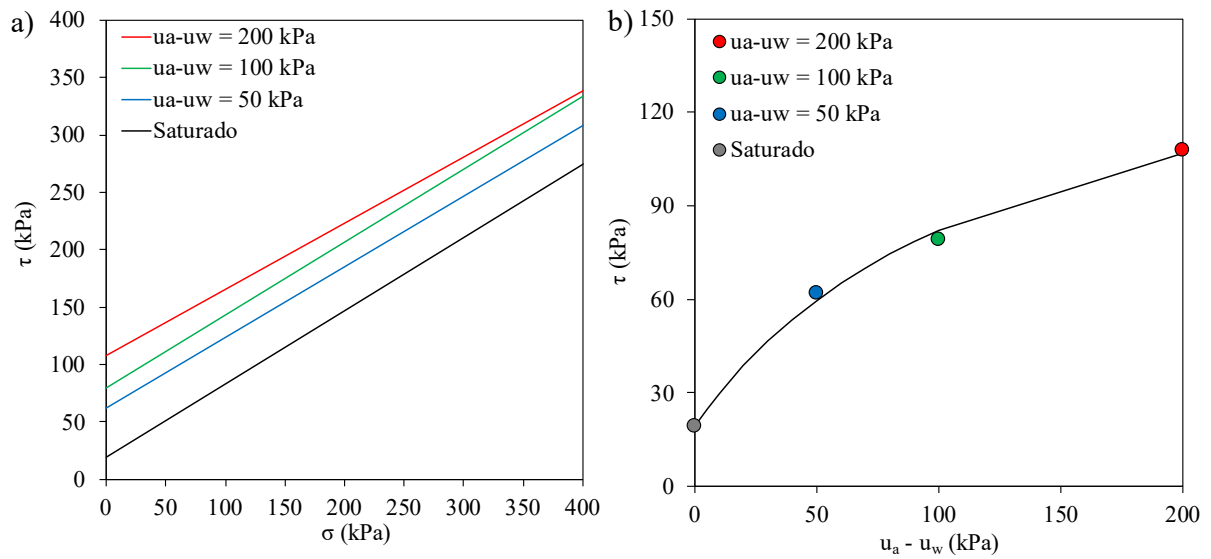


Figura 3.60: a) Envolvórias de resistência com imposição de sucção; b) Relação entre tensão cisalhante e sucção matricial.

Com bases nos pontos tangentes as envoltórias de resistência presentes nas figuras descritas anteriormente, foi possível a obtenção da envoltória de resistência não saturada para o solo fino utilizado nesta pesquisa, a qual pode ser encontrada na Figura 3.61 a seguir.

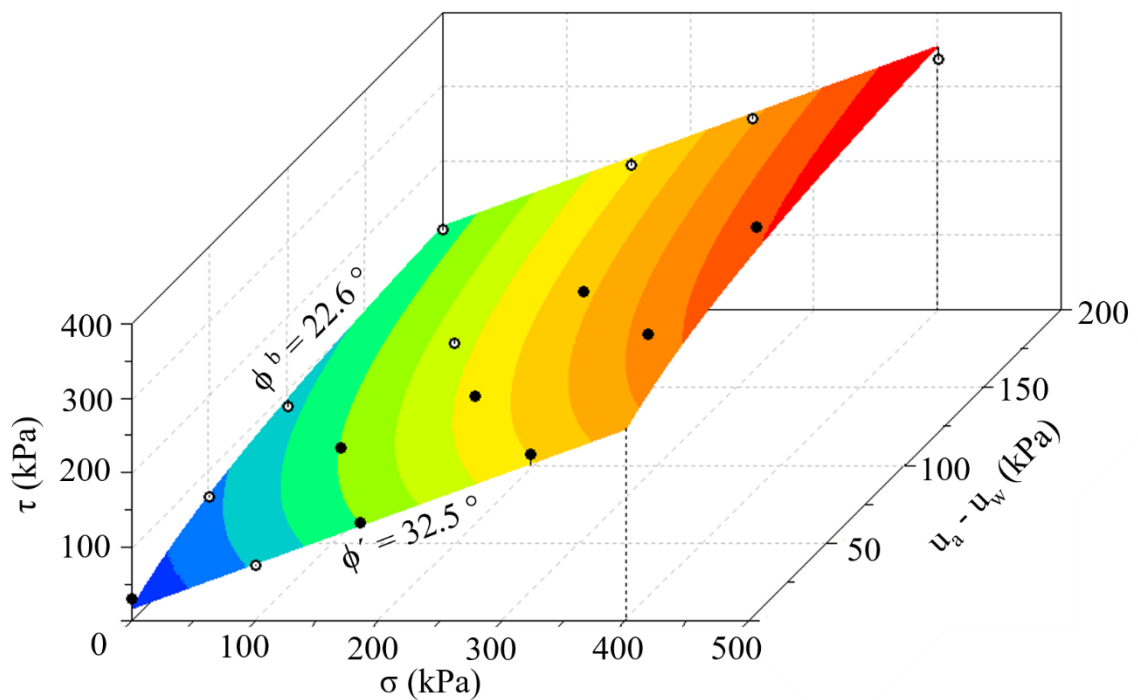


Figura 3.61: Envoltória de resistência não saturada solo fino.

3.3 Geogrelhas

Para a construção dos modelos físicos em larga escala, empregaram-se geogrelhas de poliéster fabricada a partir de fios de poliéster de alta tenacidade em diferentes configurações. A geogrelha designada como GG1 foi mantida em sua forma original, enquanto a geogrelha GG2 teve metade dos membros longitudinais intercalados removidos ao longo de toda a sua largura, modificando assim sua resistência, conforme ilustrado na Figura 3.62. A seguir, apresentam-se as caracterizações, ensaios de tração e fluência das geogrelhas.

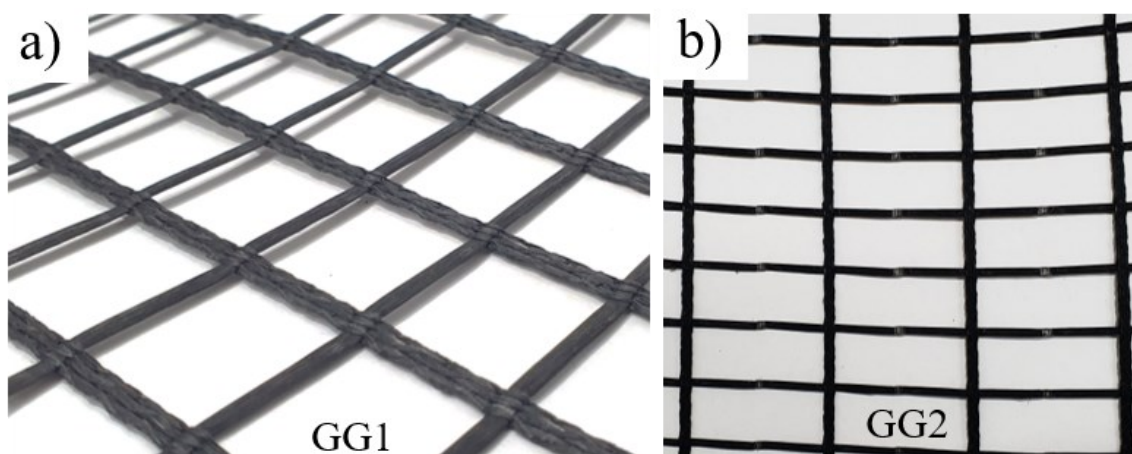


Figura 3.62: Geogrelhas utilizados: a) GG1; b) GG2.

3.3.1 Caracterização

Para a caracterização dos geogrelhas foram realizados ensaios de massa por unidade de área (NBR 12568, 2022) e espessura (NBR 12569, 2022). A seguir estão presentes as características das geogrelhas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Características geogrelhas.

Propriedades	Unidade	GG1		GG2	
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Massa por unidade de área	g/m ²	201		161	
Espessura	mm	1.49		1.47	
Abertura	mm	17.4	20.9	17.4	45.8
Largura elemento	mm	4.0	3.0	4.0	3.0

3.3.2 Resistência à tração

A determinação da resistência à tração dos geogrelhas foi realizada de acordo com a NBR 10319 (2021) com a realização de ensaios faixa larga. A seguir, na Figura 3.63, estão presentes os ensaios realizados para as geogrelhas. A Tabela 3.8 reúne as médias dos resultados de tração máxima, deformação na ruptura, e rigidez da geogrelha para as deformações de ruptura, 2% e 5%.

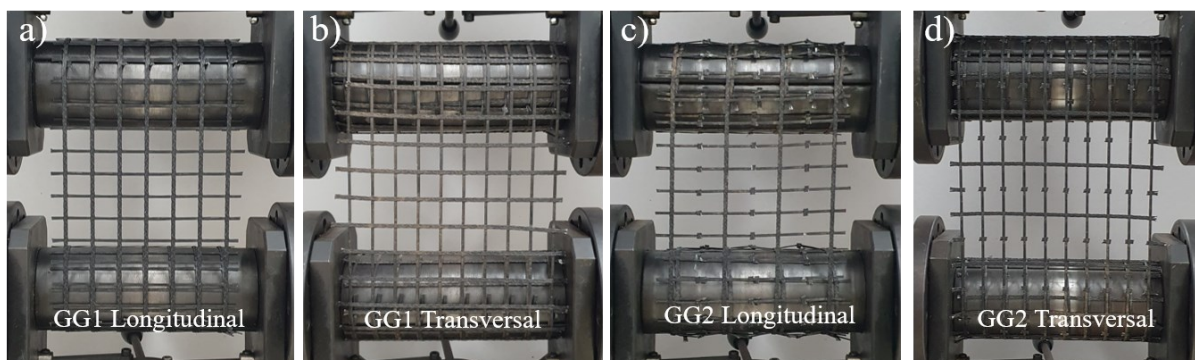


Figura 3.63: Ensaio de tração faixa larga: GG1: a) Longitudinal; b) Transversal; GG2: c) Longitudinal; d) Transversal.

Tabela 3.8: Propriedades de resistência à tração das geogrelhas.

Propriedade	Unidade	GG1		GG2	
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Tração Ruptura	kN/m	52.3	18.0	27.8	22.2
Deformação Ruptura	%	9.0	9.6	9.6	11.5
Rigidez Ruptura	kN/m	580	187	378	194
Rigidez 2%	kN/m	543	171	321	206
Rigidez 5%	kN/m	495	123	348	139

3.3.3 Fluência

Devido ao longo período de duração dos ensaios com os modelos físicos em larga escala (aproximadamente um ano), ensaios de fluência não confinada (NBR 15226, 2022) foram realizados no sentido longitudinal das geogrelhas (sentido de aplicação do reforço). Ainda, determinar a rigidez dos geossintéticos por meio de ensaios de fluência é mais apropriado pois esse ensaio captura o comportamento viscoelástico do reforço sob carregamento constante, refletindo com maior precisão as condições operacionais de longo prazo. Segundo Bathurst e Naftchali (2021), a rigidez obtida por meio de ensaios de fluência permite estimar a deformação dos geossintéticos ao longo do tempo com maior confiança, considerando a influência da taxa de deformação, fator crítico para a previsão do desempenho em condições reais de serviço.

O comportamento da fluência para a GG1 e GG2 está presente na Figura 3.64. Tal ensaio se faz necessário para se determinar a carga de tração nas geogrelhas através das deformações, no qual foi determinada através da rigidez proveniente do ensaio de fluência. Com base nos resultados apresentados a seguir, a rigidez da GG1 no tempo de aproximadamente 1 ano (10.000 horas) a 1% de deformação foi de 440 kN/m e para a GG2, 226 kN/m. Este nível de deformação foi escolhido por ser usual em muros de solo reforçados com geogrelhas.

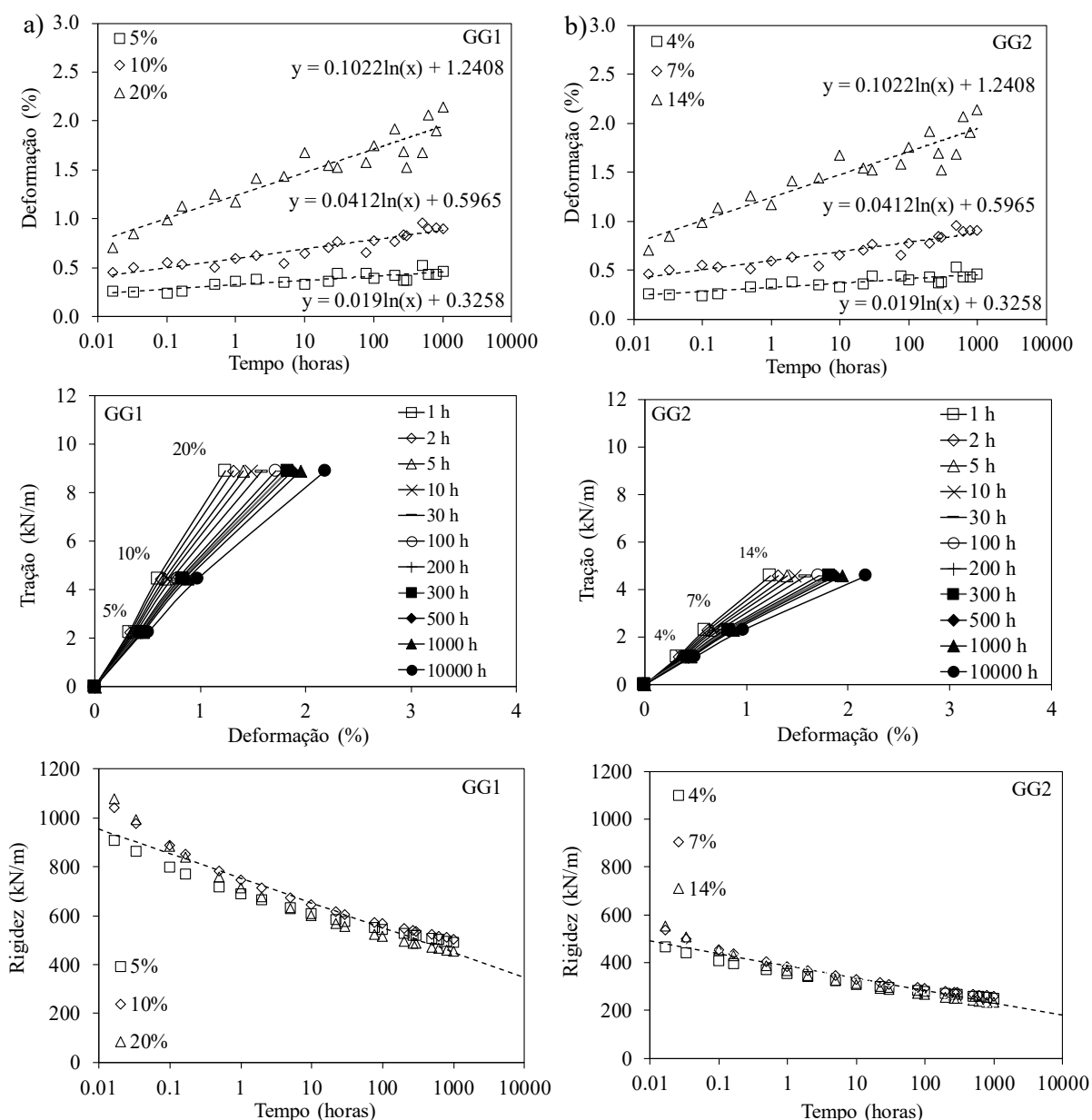


Figura 3.64: Ensaio de fluência: a) GG1; b) GG2.

4 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DE UM MURO EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE CHUVAS

O presente capítulo apresenta a avaliação do comportamento hidráulico e mecânico do modelo físico 1 (M1_0.6m_SD_B – espaçamento vertical de 0.6m, sem drenagem e face em bloco) quando submetido a diferentes eventos de chuvas. Este capítulo também apresenta em detalhes as metodologias de análise utilizadas, as quais foram aplicadas aos demais modelos físicos.

4.1 Condições iniciais

A partir das amostras indeformadas retiradas durante a execução do modelo físico, foi possível a determinação das condições iniciais do aterro compactado. A Figura 4.1 apresenta o teor de umidade gravimétrico (w) tanto das amostras indeformadas quanto dos sacos com solo que foram utilizados na compactação, o grau de saturação (S) e o grau de compactação (GC). O teor de umidade variou aproximadamente $\pm 2\%$ em relação ao valor ótimo ($w_{ot} = 29.8\%$), alinhando-se com as condições de compactação típicas observadas em outros estudos (PORTELINHA et al., 2014; HATAMI e ESMAILI, 2015). Além disso, o teor de umidade permaneceu abaixo do nível de saturação ($w_{sat} = 33.4\%$), indicando que o solo se encontra em uma condição não saturada, como pode ser observado na Figura 4.1b. O grau de saturação variou entre 80% e 100%, influenciado pelo teor de umidade e pelo processo de compactação. Notadamente, as amostras com níveis de saturação entre 95% e 100% também apresentaram graus de compactação superiores a 100% (Figura 4.1c). Esses pontos estavam localizados principalmente nas seções superiores e intermediárias do modelo físico. O grau de compactação variou de 95% a 100%, com apenas dois pontos fora da média, se aproximando de 105%. Em média, o nível de compactação foi de 98%, alinhando-se com o valor utilizado em projetos para solos finos compactados em muros de solo reforçado.

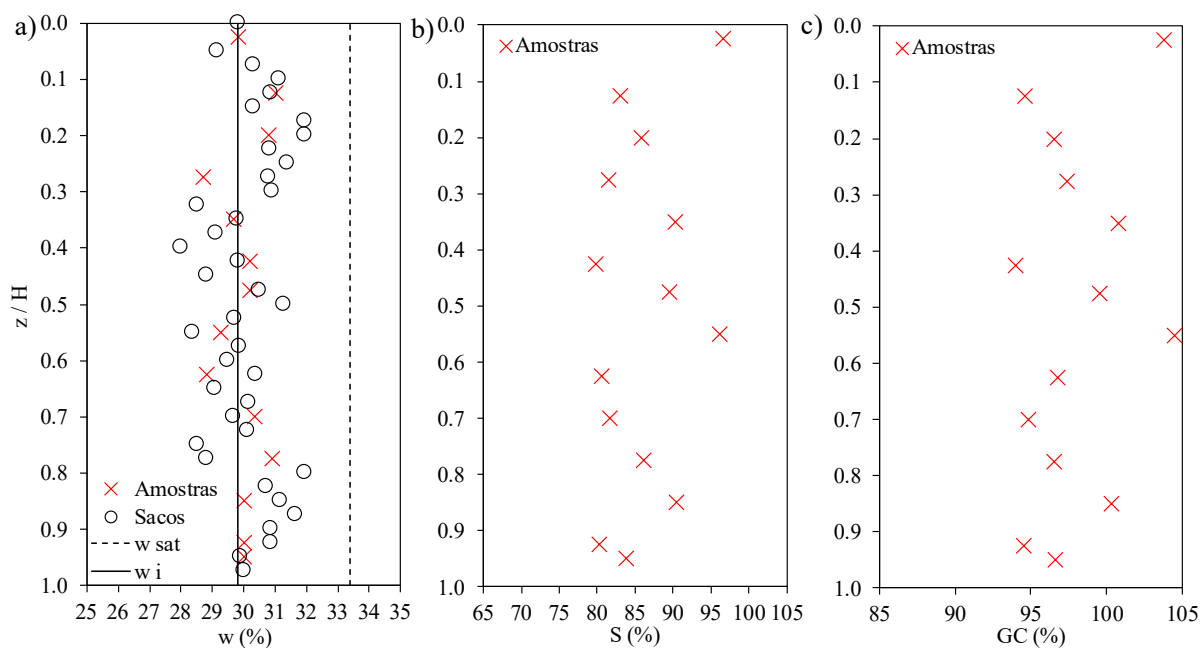


Figura 4.1: Condições iniciais solo compactado M1_0.6m_SD_B: a) Teor de umidade gravimétrica; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.

4.2 Comportamento não saturado - teor de umidade volumétrico e sucção matricial

O programa de eventos aplicados no modelo físico consistiu em estágios de carregamento vertical, simulação de eventos de chuvas e estiagens (períodos sem chuva), os quais podem ser encontrados na Figura 3.47. A seguir, na Figura 4.2, está presente os modelos físicos em larga escala durante a aplicação do evento de Chuva 1. Ainda, na Figura 4.3, estão presentes as séries temporais dos dados coletados pelos SUV e tensiômetros. Para facilitar interpretação dos resultados, os valores de sucção matricial registrados pelos tensiômetros foram convertidos em umidade volumétrica através da relação derivada da medição combinadas de ambos os sensores, presente na Figura 3.52.



Figura 4.2: Aplicação do evento de Chuva 1.

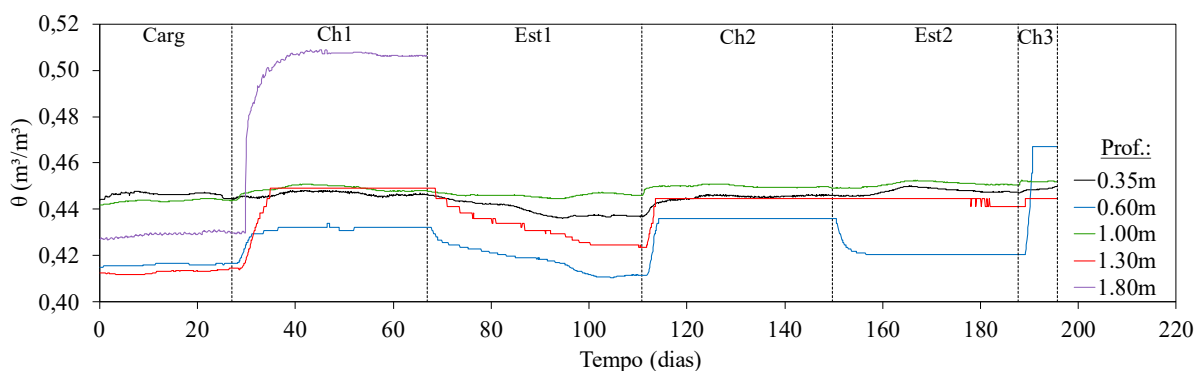


Figura 4.3: Teor de umidade volumétrico modelo M1_0.6m_SD_B.

O teor de umidade volumétrico inicial do solo variou entre 0.41 e $0.45 \text{ m}^3/\text{m}^3$, possivelmente devido a variações na porosidade causadas pelo processo de compactação. Durante o estágio de carregamento, caracterizado por incrementos de 20 kPa até o valor final de 120 kPa mantido durante todo o ensaio, o teor de umidade volumétrico exibiu um ligeiro aumento ao longo do tempo, provavelmente devido à consolidação do solo. Quando o evento de Chuva 1 (Ch1) iniciou, com uma intensidade de 1 mm/h e duração de aproximadamente 40

dias, os sensores registraram um aumento significativo na umidade do solo após dois dias de chuva. O primeiro aumento de umidade foi observado na profundidade de 0.60 m, seguido por 1.00 m, 1.80 m e 1.30 m, respectivamente. Curiosamente, o sensor próximo ao topo (profundidade de 0.35 m) mostrou pequenas alterações no teor de umidade. A resposta geral dos sensores indicou um fluxo preferencial através da interface entre o solo de aterro e os blocos segmentais da face, levando a um aumento rápido e significativo na umidade do solo na parte inferior da estrutura.

Após 10 dias de chuva a 1 mm/h, os valores de umidade atingiram o equilíbrio, consistente com o fluxo transiente associado ao processo de infiltração. Os sensores localizados nas profundidades de 0.35 m, 1.00 m e 1.30 m registraram um teor de umidade de equilíbrio de $0.45 \text{ m}^3/\text{m}^3$, enquanto o sensor na profundidade de 0.60 m mostrou um valor ligeiramente menor que $0.43 \text{ m}^3/\text{m}^3$. Apenas o sensor presente na profundidade de 1.80 m mediu um valor próximo à saturação do solo, provavelmente devido à sua proximidade com o fundo impermeável da caixa de ensaios. Infelizmente, após a Chuva 1, o sensor na profundidade de 1.80 m foi danificado, resultando em uma falta de dados nos estágios subsequentes. Vale aqui ressaltar que a saturação do solo ($\theta_{\text{sat}} = 0.51 \text{ m}^3/\text{m}^3$, derivada da curva de retenção usando a relação tensiômetro/SUV) não foi atingida após 40 dias de chuva leve contínua a uma intensidade de 1 mm/h, correspondente a 18 vezes a condutividade hidráulica saturada ($q/k_s = 18$). No entanto, com base nas leituras dos sensores, a taxa de infiltração, ou capacidade de infiltração, dentro do solo de aterro foi de aproximadamente $7.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. Isso indica que a capacidade de drenagem do solo foi de 50 vezes maior que a intensidade da chuva, explicando as razões pelas quais os níveis de umidade volumétrica permaneceram abaixo do valor de saturação mesmo após 40 dias de chuvas contínuas.

Após o período de Chuva 1, a precipitação foi interrompida e o modelo físico permaneceu a uma temperatura ambiente de 26°C , típica do verão brasileiro. Os resultados mostram que o teor de umidade volumétrico retornou gradualmente ao seu nível inicial (antes da chuva), embora a taxa de recuperação foi menor do que em comparação à taxa de infiltração. Foram necessários mais de 40 dias para que o teor de umidade do solo retornasse totalmente ao seu estado inicial. Vale mencionar que, em certas profundidades, especialmente perto da superfície do modelo físico, o teor de umidade recuperado foi menor do que os valores iniciais compactados. Após o primeiro período sem chuva (Est1), uma chuva moderada com uma intensidade de 5 mm/h foi aplicada (Ch2). Curiosamente, aumentar a intensidade da chuva em cinco vezes não levou a mudanças significativas no teor de umidade volumétrico no equilíbrio

em comparação com a Chuva 1. No entanto, uma taxa de infiltração mais rápida foi observada, o que é esperado devido ao aumento da intensidade da chuva e maiores níveis de água nos poros devido ao evento de chuva anterior.

A manutenção dos níveis de umidade pode ser atribuída, principalmente, ao comportamento do fluxo de água pela superfície do modelo físico. Durante os eventos de precipitação, parte significativa da água aplicada escoou superficialmente para fora da estrutura, enquanto apenas uma fração correspondente à capacidade hidráulica do solo foi efetivamente infiltrada. Dessa forma, a infiltração ocorreu nas camadas mais superficiais e próximas a aplicação das chuvas, e o solo do aterro manteve uma condição não saturada, mesmo após longos períodos de exposição à chuva. Esses fatores combinados explicam o motivo pelo qual o solo não atingiu a saturação plena ao longo dos eventos de chuvas aplicados.

Ao final do estágio de Chuva 2, o teor de umidade exibiu uma recuperação mais lenta durante o segundo estágio sem chuva (Est2) em comparação com o primeiro estágio sem chuva. O solo mostrou uma dificuldade na recuperação do teor de umidade aos níveis iniciais, mantendo valores relativamente altos de umidade mesmo após 30 dias sem chuvas. Posteriormente a este estágio, foi aplicado um evento de chuva intensa com uma taxa de 10 mm/h (Ch3). Mudanças notáveis foram observadas apenas no tensiômetro posicionado a uma profundidade de 0.60 m, onde o teor de umidade volumétrico aumentou para $0.46 \text{ m}^3/\text{m}^3$. Isso sugere que os eventos de chuva anteriores levaram ao acúmulo de água dentro dos poros do solo. As respostas temporais dos sensores forneceram indícios que a interface solo-bloco forneceu um caminho preferencial para a água em direção ao pé do modelo físico, resultando em maior umidade em partes inferior e superior da estrutura, sem afetar significativamente a seção central.

Através da metodologia utilizada anteriormente, os valores de teor de umidade volumétrica foram convertidos em sucção matricial. A sucção matricial é particularmente relevante pois se relaciona diretamente com a resistência não saturada do solo de aterro. Após o estágio de Carregamento, a Chuva 1 foi aplicada a uma intensidade de 1 mm/h por 40 dias, resultando em uma vazão de água de 1.1 l/h. A Figura 4.4 apresenta os valores de sucção matricial para todos os estágios aplicado ao M1_0.6m_SD_B. A sucção inicial (pós-carregamento) variou de 5 a 35 kPa, diminuindo em direção à base do modelo. Variações na sucção inicial do solo entre camadas reforçadas são atribuídas a mudanças na porosidade do solo devido à compactação e consolidação durante a construção. Deve-se notar que os valores

de sucção foram consistentes com aqueles previstos pela curva de retenção, considerando o teor inicial de água do solo após a construção do modelo físico.

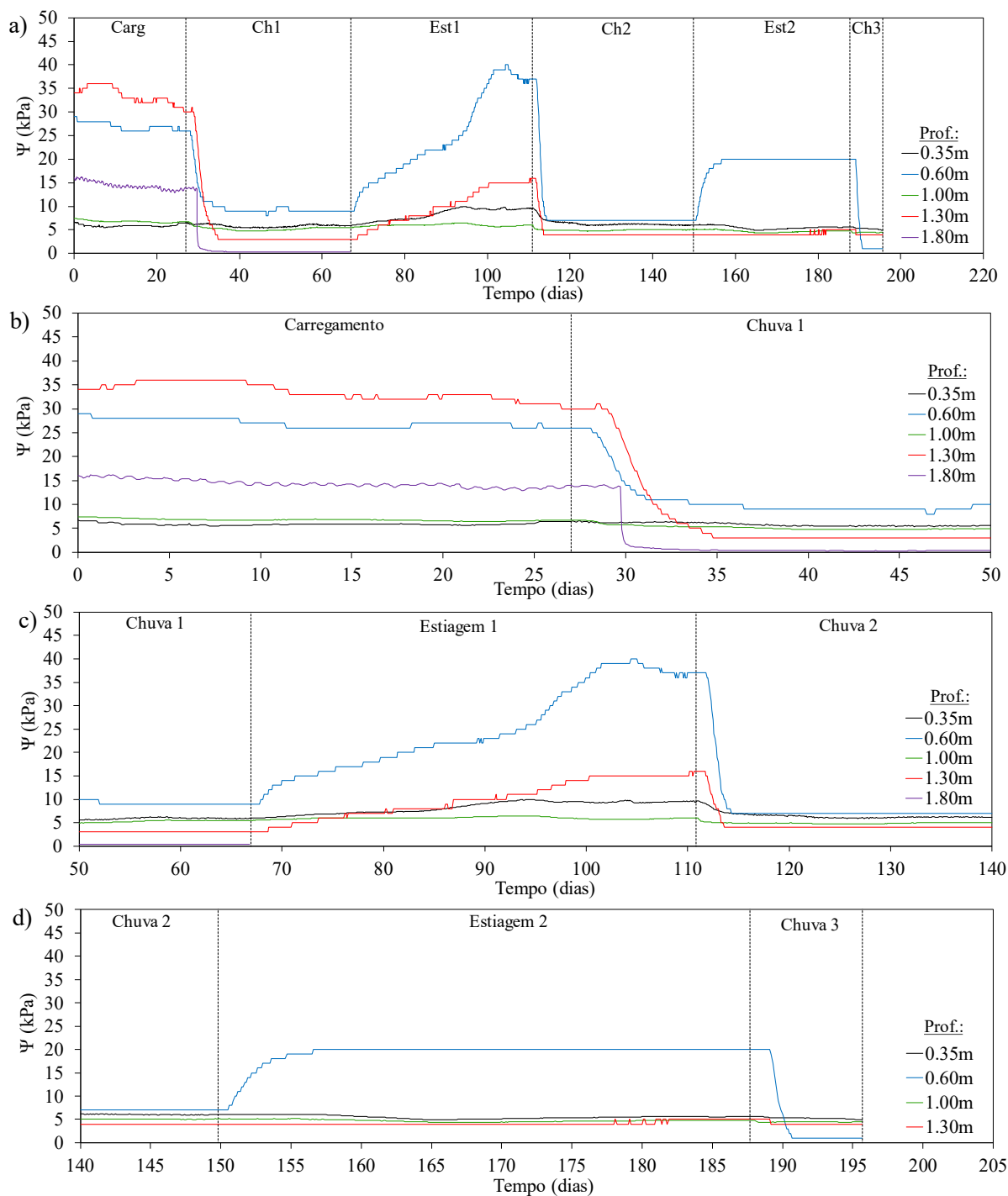


Figura 4.4: Sucção matricial M1_0.6m_SD_B: a) Todos os estágios; b) Carregamento e Chuva 1; c) Estiagem 1 e Chuva 2; d) Estiagem 2 e Chuva 3.

Apesar dos diferentes níveis iniciais de sucção matricial, todos os sensores registraram mudanças decrescentes com infiltração de água, embora em taxas distintas. Conforme mostrado

na Figura 4.4b, a Chuva 1 ocasionou a uma redução na sucção matricial, começando com o sensor a uma profundidade de 0.35 m, seguido por aqueles a 0.60 m e 1.00 m e, finalmente, os sensores a 1.30 m e 1.80 m. Esta sequência indica que o processo de infiltração ocorreu do topo para a base, com alguma evidência de fluxo de água preferencial ao longo da interface solo-bloco de face, conforme discutido anteriormente. O sensor localizado a 1.80 m de profundidade registrou a redução mais significativa nos valores de sucção matricial, provavelmente devido ao acúmulo de água na base do modelo. Nesta profundidade, os valores de sucção matricial se aproximaram de zero no equilíbrio, enquanto os níveis de sucção em outras camadas reforçadas permaneceram entre 5 e 10 kPa. Durante toda a duração da Chuva 1, não foram observadas poropressões positivas. Notavelmente, foram necessários três dias de precipitação a 1 mm/h (24 mm/dia) para que a água infiltrasse completamente no modelo físico, uma duração relativamente longa que improvavelmente deve ocorrer em cenários reais de precipitação. Considerando que muros em solo reforçado geralmente possuem alturas superiores a 2.0 m (altura do modelo físico), seria necessário um período maior de precipitação com uma intensidade superior a 1 mm/h para afetar as condições do solo em cenários reais.

A Figura 4.4c apresenta as condições de sucção matricial durante o estágio Estiagem 1, onde a sobrecarga permaneceu constante (120 kPa), seguido pela Chuva 2. Após a chuva, os níveis de sucção matricial registraram um aumento, com valores variando de 5 a 40 kPa, dependendo da profundidade. Os resultados indicam que os maiores valores de sucção foram registrados nas camadas superiores, provavelmente devido à maior interação com a atmosfera. Por exemplo, o tensiômetro localizado a uma profundidade de 0.60 m apresentou uma recuperação na sucção de 40 kPa ao final do estágio Estiagem 1, valor este próximo ao estado inicial. A recuperação mais lenta em maiores profundidades pode ser atribuído ao fluxo de água gravitacional contínuo após a chuva, bem como a reduzida interação com a atmosfera. O tempo necessário para a recuperação total da sucção foi de aproximadamente 40 dias de estiagem. Após apenas cinco dias sem chuva, foi observado um aumento de duas vezes na sucção matricial, uma mudança significativa nos valores.

Posteriormente ao estágio de Estiagem 1, os valores de sucção matricial mostraram uma recuperação em todos os sensores, quase retornando aos seus níveis iniciais, com temperaturas tanto dentro do aterro quanto fora em torno de 26 °C, como será discutido adiante. No entanto, durante o estágio Estiagem 2 (outono, com temperatura média de 21°C), a recuperação da sucção foi reduzida, não atingindo os níveis iniciais, exceto para o sensor localizado na profundidade de 0.60 m, o qual demonstrou um aumento significativo nos valores de sucção

após a chuva. Conforme destacado por Pham et al. (2023), a temperatura influencia significativamente a sucção matricial e o comportamento de retenção de água em solos não saturados. Esse impacto ocorre principalmente devido a mudanças na viscosidade da água e variações na taxa de evaporação. Temperaturas mais altas podem reduzir a viscosidade da água, facilitando o movimento através dos poros do solo, ao mesmo tempo em que aumenta a taxa de evaporação, elevando os níveis de sucção matricial.

O estágio Chuva 2 ocorreu com uma intensidade de 5 mm/h (60 mm/dia) e ocasionou uma redução nos níveis de sucção para valores abaixo dos registrados inicialmente, isto devido à maior taxa de infiltração. Durante esta fase, os sensores registraram uma rápida redução na sucção, o que foi atribuído ao armazenamento da água proveniente dos eventos anteriores de precipitação. Mesmo após um período sem chuva, os níveis de sucção matricial permaneceram abaixo dos valores iniciais, indicando o aumento do grau de saturação do solo de aterro. Já com o segundo evento de precipitação e sua maior intensidade em comparação com a Chuva 1, os níveis de sucção diminuíram para valores próximos ou até abaixo de 5 kPa. Esses níveis reduzidos de sucção permaneceram quase constantes até o final do período de avaliação, sem poropressões positivas observadas. As curvas de sucção após a Chuva 2 são apresentadas na Figura 4.4d, juntamente com os resultados do evento da chuva subsequente (intensidade de 10 mm/h). As tendências refletiram o comportamento observado para os teores de umidade presentes na Figura 4.3. Em específico, o sensor localizado na profundidade de 0.60 m foi o único a mostrar variações significativas durante ambos os estágios. No decorrer do estágio Estiagem 2, os níveis de sucção aumentaram para aproximadamente 20 kPa, valores estes menores do que os registrados durante o estágio Estiagem 1. Esta baixa nos valores está possivelmente associada à temperatura média (21 °C), a qual foi a mais baixa registrada durante todo o período de avaliação. Além disso, este sensor exibiu flutuações significativas durante a Chuva 3, com níveis de sucção caindo para 2 kPa, o menor observado para todos os sensores durante o período de monitoramento. Os demais sensores, no entanto, não registraram mudanças significativas.

É importante destacar que, mesmo sob eventos de chuva de alta intensidade, com a razão entre a taxa de precipitação e a condutividade hidráulica do solo elevada, o solo de aterro não atingiu a completa saturação, mantendo níveis residuais de sucção ao longo de todo o monitoramento. Esse comportamento indica que, em situações em que o nível freático se encontra muito abaixo da base da estrutura, o desempenho hidráulico-mecânico da massa de solo reforçada pode ser adequadamente avaliada sob a ótica da mecânica dos solos não

saturados. A manutenção de sucções matriciais, ainda que de baixa magnitude, contribuiu para a rigidez e da estabilidade, atuando como um fator adicional de segurança. Além disso, os períodos de estiagem desempenham um papel importante na recuperação dos níveis de sucção, restabelecendo parcialmente as condições iniciais do solo após os eventos de precipitação. Cabe ressaltar que as condições impostas experimentalmente, como a aplicação contínua de chuvas durante vários dias consecutivos, são pouco representativas das condições climáticas reais. Assim, enquanto persistir o escoamento superficial da água excedente, a saturação completa do aterro torna-se improvável, mantendo-se o solo predominantemente em regime não saturado.

4.3 Temperatura e umidade relativa

A Figura 4.5 mostra as séries temporais dos dados referentes a temperatura coletados no interior do solo de aterro (linha preta) e registrados no ambiente externo (círculos pretos). Além disso, os valores de umidade relativa (cruzes vermelhas) foram plotados no eixo da direita, coletados em conjunto com a temperatura ambiente. Ainda, na seção superior do gráfico, estão presentes os estágios aplicados durante o ensaio, a temperatura e umidade relativa médias. As estações do ano ao longo do tempo de monitoramento também estão indicadas na parte inferior, para se melhor avaliar o impacto da interação solo-atmosfera. As maiores temperaturas foram registradas dentro do solo de aterro durante o Carregamento, Chuva 1 e Estiagem 1, com médias em torno de 26°C, pois esses estágios ocorreram durante o verão. Os estágios Chuva 2 e Estiagem 2 ocorreram durante o outono, levando a menores temperaturas médias, 24°C e 21°, respectivamente. Vale ressaltar que a temperatura ambiente foi ligeiramente menor do que a do aterro, provavelmente devido à capacidade térmica do solo, a qual estabilizou a temperatura, principalmente devido a água presente em nos poros. No entanto, ambas as temperaturas exibiram tendências sazonais semelhantes, com valores máximos ocorrendo no verão e os mínimos no inverno.

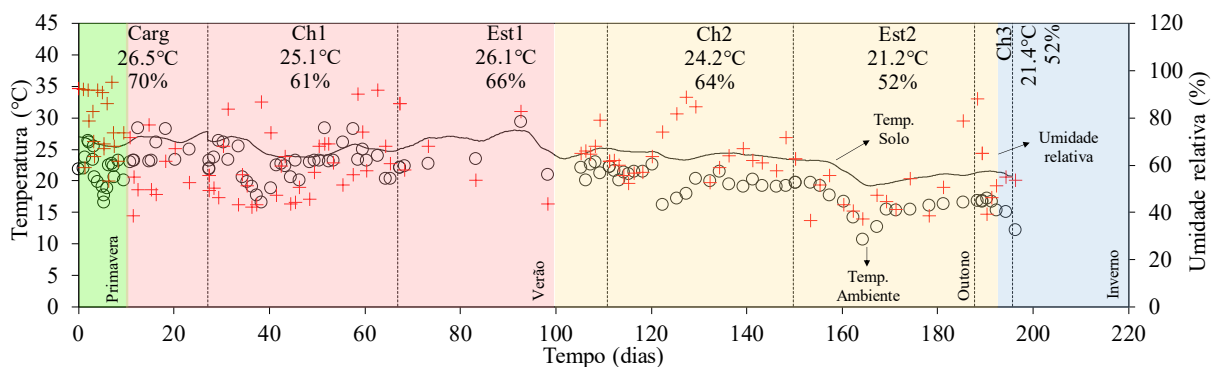


Figura 4.5: Séries temporais de temperatura e umidade relativa modelo M1.

A umidade relativa também está presente na Figura 4.5, com valores variando de 95% durante a primavera a 36% na estação seca do outono. Notavelmente, as flutuações na umidade relativa acompanharam as tendências de temperatura. Conforme destacado por Albino et al. (2020) e Nunes et al. (2022), fatores climáticos como chuvas, variações de temperatura e umidade relativa desempenham um papel crucial na estabilidade de muros de contenção com geossintéticos. Seus modelos numéricos revelam que o aumento dos níveis de umidade e as variações de temperatura contribuem para a redução da resistência ao cisalhamento do solo, potencialmente comprometendo a estabilidade das estruturas.

4.4 Perfis de tensão de sucção

Com base nos dados de teor de umidade e sucção matricial apresentados nas Figura 4.3 e Figura 4.4, perfis de tensão de sucção foram definidos para diferentes tempos de infiltração em todos os eventos de chuva, seguindo a metodologia proposta por Lu e Likos (2004). A tensão de sucção foi escolhida para traçar os perfis de infiltração pois estabelece uma conexão entre o comportamento hidráulico e mecânico do modelo físico. O comportamento mecânico, como resistência ao cisalhamento e deformações, é diretamente afetado pelas condições não saturadas do solo. Dessa forma, a tensão de sucção efetivamente vincula a sucção matricial (parâmetro hidráulico) ao comportamento de deformação (parâmetro mecânico). A tensão de sucção está presente na equação a seguir:

$$\sigma^s = S_e \cdot \Psi \quad (4.1)$$

onde σ^s = tensão de sucção, S_e = grau de saturação efetivo e Ψ = sucção matricial.

Os perfis foram definidos com base nas respostas dos sensores localizados nas profundidades normalizadas (z/H) de 0.18, 0.30, 0.50, 0.65 e 0.90, respectivamente. A Figura 4.6a apresenta os perfis de tensão de sucção para a Chuva 1, especificamente após 1, 3 e 5 dias de precipitação. Esses intervalos de tempo foram escolhidos pois capturam efetivamente a resposta de infiltração do primeiro evento de chuva, o qual ocorreu durante os dias iniciais. A figura também apresenta o perfil de tensão de sucção inicial, que corresponde ao estágio de carregamento de 120 kPa, e ao final do evento. Além disso, exibe os valores médios de tensão de sucção para os estágios inicial e final. Notavelmente, os sensores localizados nas profundidades normalizadas de 0.18 e 0.50 registraram baixos valores de tensão de sucção antes do início da precipitação, indicando um teor de umidade alto. Durante a Chuva 1, a infiltração não afetou significativamente a tensão de sucção nesses pontos devido ao elevado grau de saturação e sua proximidade com os valores de saturação, conforme discutido anteriormente nas condições iniciais do solo de aterro presente na Figura 4.1b. Após 1 dia de precipitação com intensidade de 1 mm/hora, a frente de umedecimento (topo para base) atingiu uma profundidade normalizada de 0.3 e avançou para 0.65 após 5 dias de chuva contínua. No entanto, mudanças na tensão de sucção na base demonstraram que a água infiltrou preferencialmente através da interface solo-bloco, levando a reduções significativas na tensão de sucção nessa profundidade. O sensor mais profundo, localizado próximo à base da caixa de ensaios, registrou valores de tensão de sucção próximos de zero, indicando que esta camada de solo estava próxima a saturação. Os dados demonstraram que após um longo período de chuvas de baixa intensidade as tensões de sucção permaneceram próximas a 5 kPa. Este resultado em específico enfatiza a importância de se incorporar uma camada de drenagem neste tipo de solução de contenção.

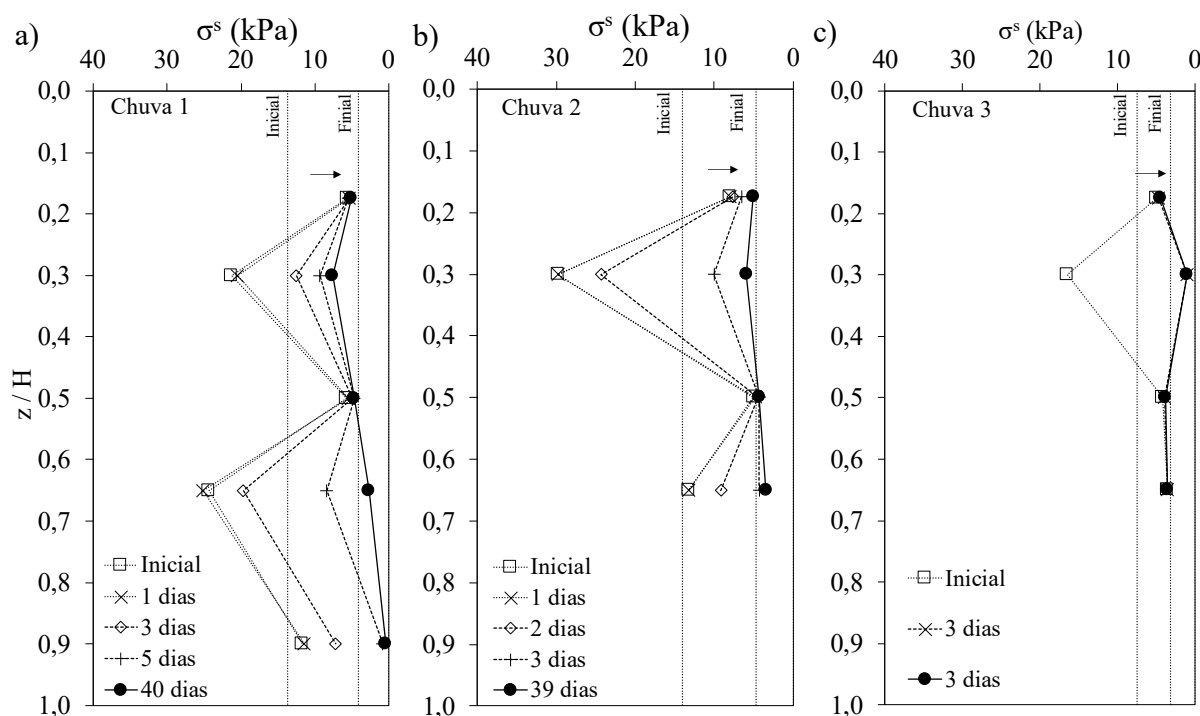


Figura 4.6: Perfis de tensão de sucção M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3.

A Figura 4.6b ilustra os perfis de tensão de sucção traçados para a Chuva 2, que consistiu em uma precipitação moderada de 5 mm/hora ao longo de aproximadamente 30 dias. O perfil de tensão de sucção inicial corresponde ao estágio final da Estiagem 1, que durou aproximadamente 40 dias com temperaturas ambientais variando de 15 °C a 27 °C (em média) e umidade relativa flutuando entre 40% e 90%. Na Estiagem 1, a temperatura do solo apresentou uma menor variação, permanecendo entre 25 °C e 28 °C. Este período sem chuvas levou a um aumento nas tensões de sucção ao longo do tempo, particularmente em pontos rasos dentro da zona reforçada a uma profundidade normalizada de 0.30 e 0.60. Uma menor recuperação das tensões de sucção também foi observada em pontos de medição próximos a região central da estrutura ($z/H = 0.65$). Os resultados mostram que os períodos pós chuva aumentaram significativamente as tensões de sucção, as quais podem atingir valores maiores do que os iniciais. Em particular, os valores de tensão de sucção para este período variaram de 5 kPa a 30 kPa, a depender da profundidade avaliada. Os resultados da Chuva 2 mostram uma distribuição da tensão de sucção uniforme ao longo de toda a profundidade da estrutura ao final do período. A principal diferença em relação à Chuva 1 foi a maior taxa de infiltração observada durante a Chuva 2. Por fim, ao término do evento de Chuva 3 (Figura 4.6c), a tensão de sucção média em

toda a profundidade foi significativamente reduzida, alcançando valores próximos de 4 kPa, indicando assim um alto grau de saturação do solo de aterro.

4.5 Deslocamentos face

A Figura 4.7a apresenta as distribuições de deslocamentos da face medidos externamente ao longo da elevação durante o estágio de Carregamento. A altura equivalente correspondente à sobrecarga aplicada foi utilizada para calcular os deslocamentos normalizados, representados como $H_{eq} = q/\gamma_r$, onde q é a sobrecarga aplicada sobre o modelo físico e γ_r é o peso específico do solo reforçado. Os deslocamentos da face aumentaram progressivamente com a sobrecarga aplicada, conforme esperado. Na figura, deslocamentos positivos indicam movimento para fora da face (externo), enquanto valores negativos representam movimento para dentro (interno). Os resultados mostram deslocamentos para fora nas camadas reforçadas superiores (acima de $z/H = 0.30$) e deslocamentos para o interior nas camadas inferiores. Esse comportamento sugere um movimento rotacional da face devido ao empuxo, juntamente com a resposta ao arrancamento da geogrelha na conexão com os blocos da face. A Figura 4.7b, que apresenta o perfil de deslocamento em termos de posição horizontal, indica que tanto os movimentos para fora quanto para dentro alteraram a inclinação da face, mas não resultaram em uma inclinação negativa. Ao final do estágio de carregamento, um deslocamento horizontal máximo para fora de 4.7 mm (normalizado de 0.07%) foi observado no topo do modelo físico. Já os deslocamentos horizontais negativos foram observados perto da profundidade normalizada de 0.70, com um deslocamento máximo de 2.8 mm (0.06%).

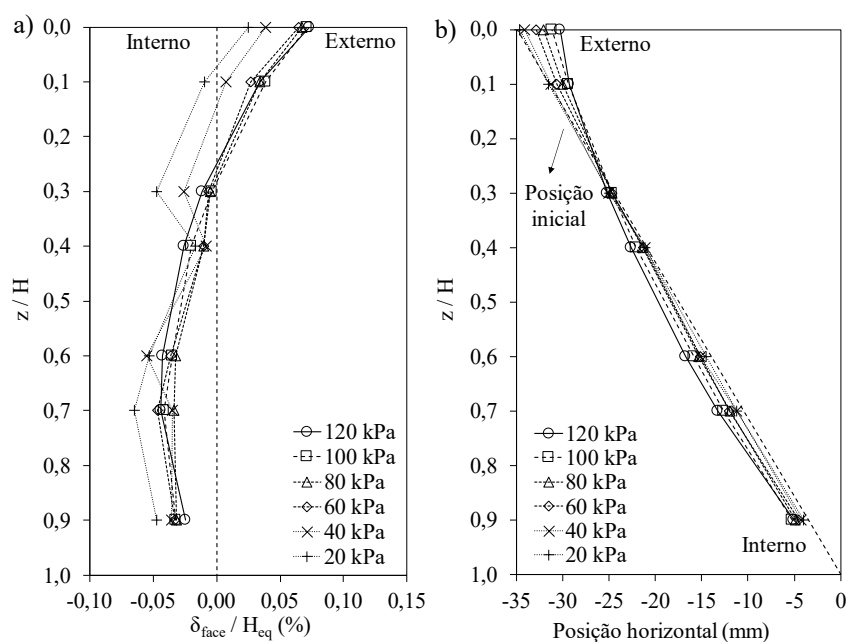


Figura 4.7: Deslocamentos da face para o estágio de carregamento M1_0.6m_SD_B: a) Normalizado com a altura equivalente; b) Posição horizontal.

O impacto dos eventos de chuvas na deformação da face é mostrado na Figura 4.8. Os resultados indicam um aumento geral nos deslocamentos após a Chuva 1. Ao fim do primeiro evento de chuva e um período de secagem de 40 dias, nenhuma mudança nos deslocamentos da face foi observada, sugerindo que a retração do solo não ocorreu devido à redução da umidade. Com a aplicação de uma precipitação de maior intensidade (Chuva 2), foram registrados aumentos nos deslocamentos apenas nas profundidades normalizadas de 0 a 0,30, onde as tensões de sucção foram mais afetadas pelas chuvas. Aumento este maior do que o observado após a Chuva 1. Semelhante ao estágio Estiagem 1, o estágio Estiagem 2 também não resultou em nenhum aumento ou redução no deslocamento da face. Notavelmente, após chuvas anteriores e a imposição de uma precipitação intensa (Chuva 3), nenhuma deformação foi observada, apesar de uma redução significativa na tensão de sucção do solo.

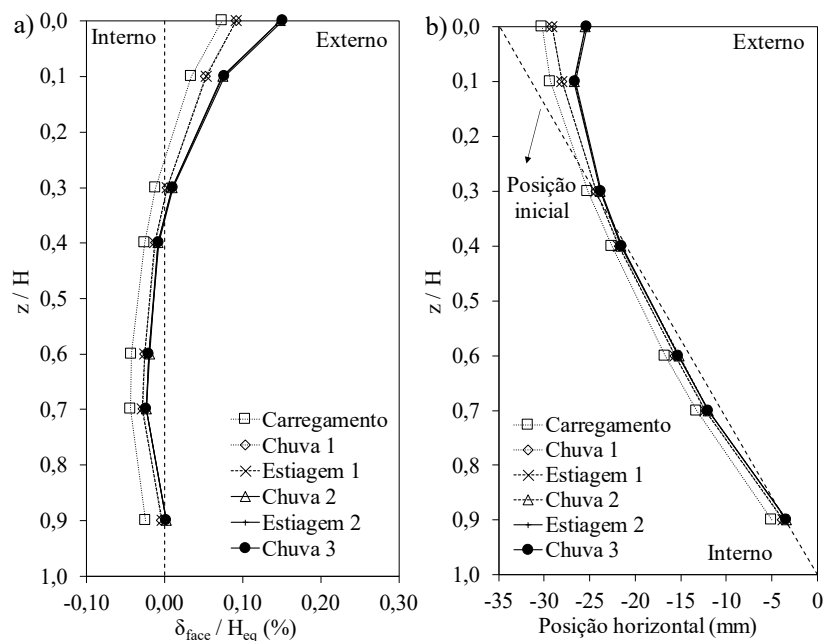


Figura 4.8: Deslocamentos da face para os eventos de chuvas M1_0.6m_SD_B: a) Normalizado com a altura equivalente; b) Posição horizontal.

4.6 Deslocamentos internos

As leituras das séries temporais dos extensômetros utilizados para registrar os deslocamentos horizontais internos ao longo do comprimento das geogrelhas são mostradas na Figura 4.9. Os deslocamentos foram monitorados em sete locais distintos ao longo da geogrelha, em pontos localizados na face externa do bloco e a 0, 150, 350, 550, 750, 950 mm de distância da interface solo-bloco. Os deslocamentos da geogrelha atingiram um valor máximo de 6.8 mm no R2 (1.2 m de altura) para o ponto de medição localizado externamente à face do bloco. Ainda, as camadas de reforço superior e inferior (R3 e R1) apresentaram deslocamentos máximos de 5.1 e 2.6 mm em elevações de 1.8 m e 0.6 m, respectivamente. A maioria dos deslocamentos ocorreu após o estágio de Carregamento, seguido por aumentos sequenciais ocasionados pelos eventos de chuva. Por exemplo, durante o evento de chuva 1 (1 mm/hora), os deslocamentos máximos no R2 aumentaram de 4.9 para 6.0 mm. Além disso, no evento de chuva 2 (5 mm/hora), os deslocamentos máximos aumentaram ainda mais de 6.0 mm para 6.7 mm. Durante os estágios sem chuva, nenhum deslocamento interno significativo foi observado em nenhuma das camadas da geogrelha. Como esperado, os deslocamentos internos ao longo dos reforços foram maiores perto da face do bloco, diminuindo gradualmente em direção à parte anterior do modelo físico.

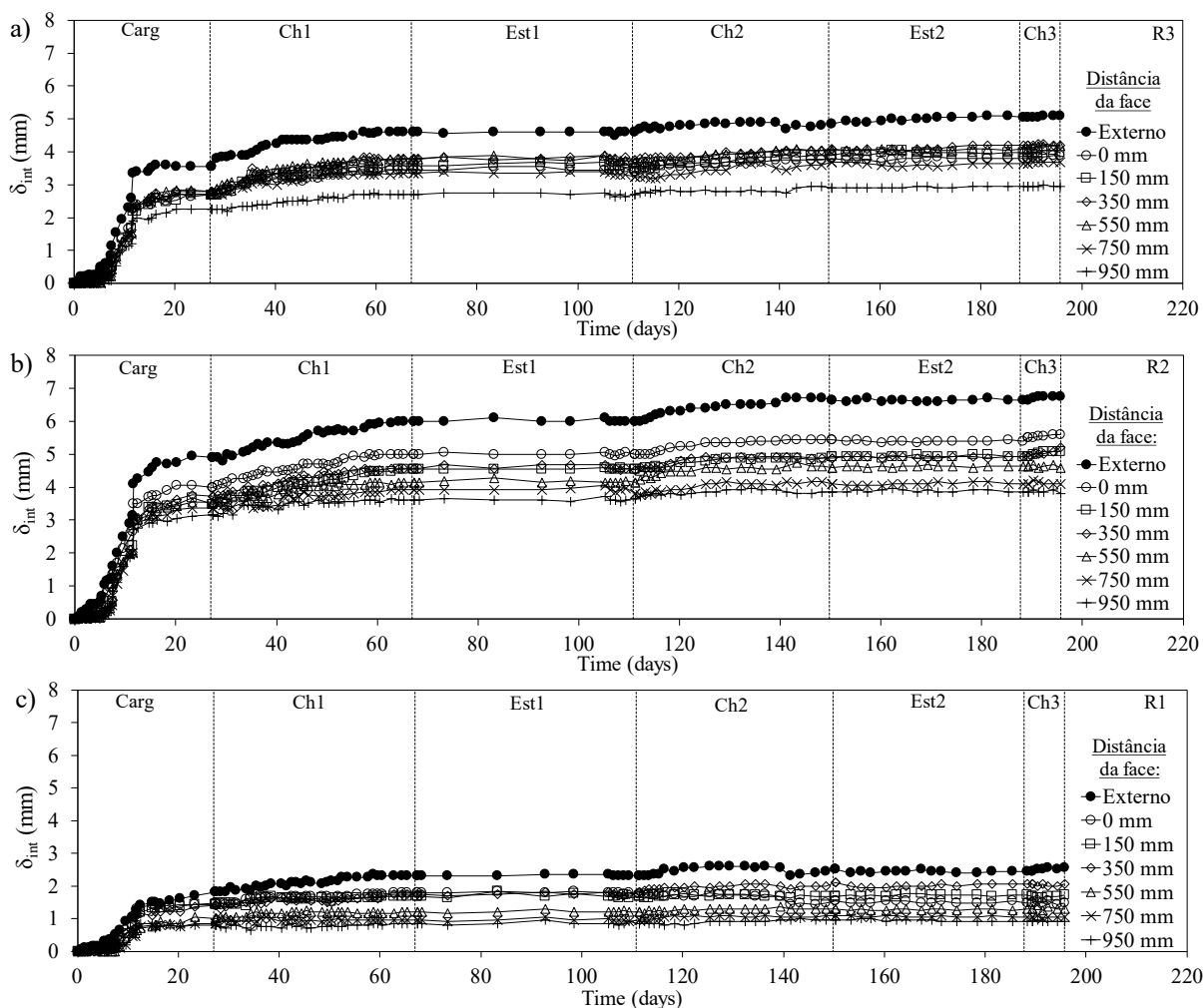


Figura 4.9: Deslocamentos horizontais geogrelha M1_0.6m_SD_B: a) Reforço 3 (R3); b) Reforço 2 (R2); c) Reforço 1 (R1).

Com base nos deslocamentos dos pontos localizados externamente aos blocos, a Figura 4.10 ilustra os perfis de deslocamentos de face ao longo de toda a altura do modelo físico. Durante o estágio de carregamento (Figura 4.10a), os maiores deslocamentos foram observados para o R2 (1.2 m de altura), com um valor máximo de 4.90 mm (0.08%). Em contraste, os menores deslocamentos ocorreram para o R1 (0.6 m de altura), com um valor mínimo de 1.80 mm (0.03%) sob o carregamento vertical de 120 kPa. A distribuição dos deslocamentos de face segue os padrões observados por Riccio et al. (2014) para muros de solos reforçados com geogrelha e face em bloco construídas com um solo fino tropical. Resultados semelhantes foram relatadas por Yang et al. (2009) e Jiang et al. (2016), com os maiores deslocamentos ocorrendo no topo da estrutura.

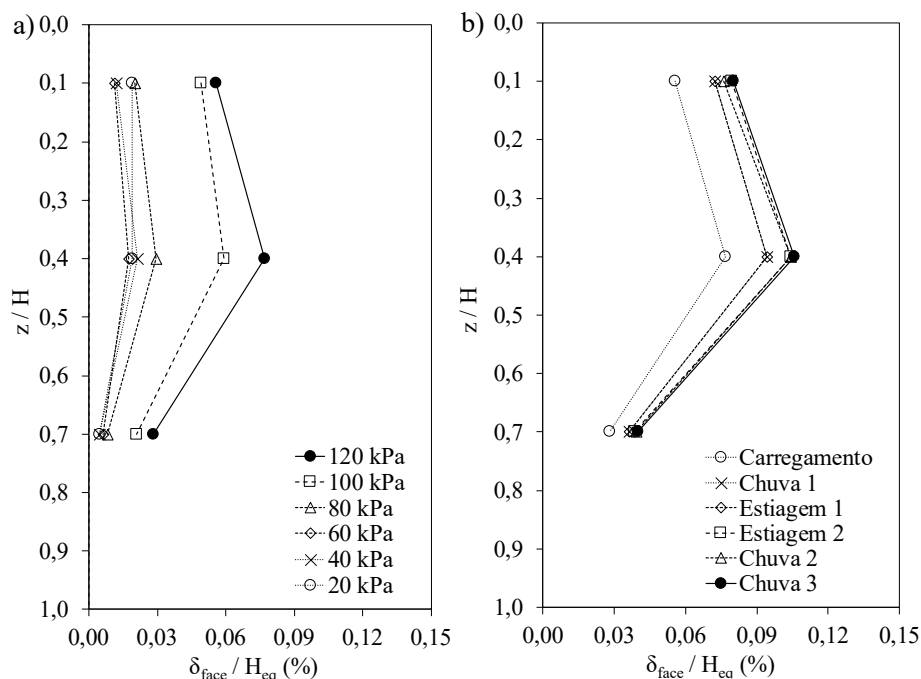


Figura 4.10: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros presentes no modelo M1_0.6m_SD_B: a) Carregamento; b) Eventos de chuvas.

Os impactos dos eventos de chuva nos deslocamentos de face medidos pelos extensômetros estão presentes na Figura 4.10b. No geral, as chuvas 1 e 2 induziram os maiores deslocamentos horizontais na face do modelo físico. Especificamente, o evento de chuva 1 resultou em um aumento de 30% nos deslocamentos horizontais em comparação com aqueles causados pelo estágio de carregamento. Os eventos de chuva 2 e 3 levaram a aumentos de 37% e 44%, respectivamente. O padrão de deslocamentos máximos após os eventos de chuva permaneceu consistente com aqueles observados após o carregamento, com o R2 mostrando os maiores valores e o R1 (próximo à base) os menores. Um aumento nos deslocamentos de face associados a eventos de chuva em muros de solo reforçados também foi relatado por Benjamim et al. (20007), Santos et al. (2013; 2014), Portelinha et al. (2014) e Portelinha e Zornberg (2017).

4.7 Deformações geogrelhas

As deformações ocorridas nas geogrelhas foram calculadas dividindo o deslocamento relativo entre dois pontos consecutivos dos extensômetros pela distância inicial entre os mesmos. Extensômetros também foram instalados especificamente ao longo do comprimento da geogrelha ancorada na interface entre blocos para capturar as cargas de conexão. A Figura

4.11 apresenta a distribuição das deformações ao longo de todo o comprimento da geogrelha para cada camada de reforço após o estágio de carregamento. O R3 (altura de 1.8 m) apresentou deformações ao longo de todo o seu comprimento durante o processo de carregamento, atingindo uma deformação máxima de 0.23% para a sobrecarga de 120 kPa. As deformações se desenvolveram da face do modelo físico em direção ao interior da massa de solo reforçada, com o maior valor de deformação ocorrendo no ponto mais distante da face. Esse comportamento pode ser atribuído à posição do reforço no interior da estrutura, pois todo o comprimento encontra-se dentro da cunha ativa, conforme descrito pela teoria de Rankine.

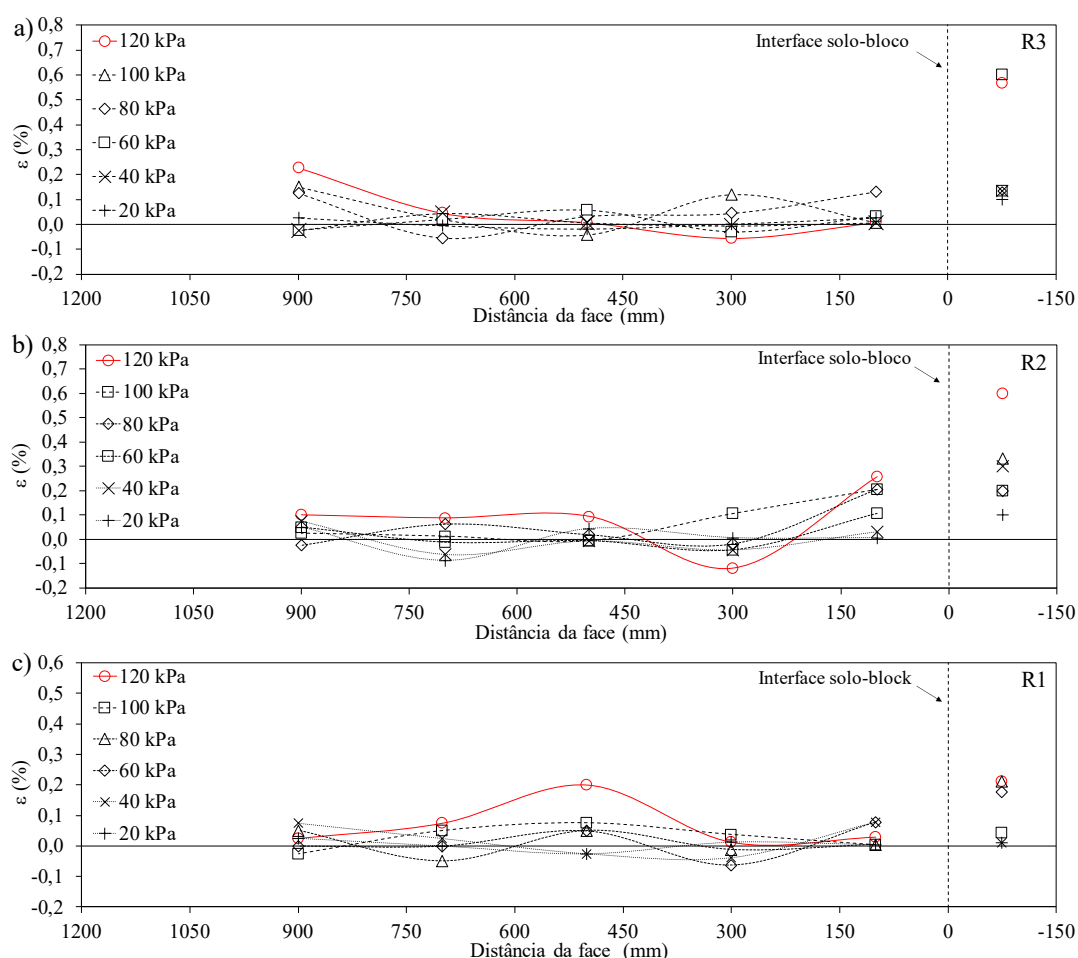


Figura 4.11: Distribuição deformações nas geogrelhas para o estágio de carregamento MF1: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1.

O segundo reforço (R2 – altura de 1.20 m) também exibiu deformações progredindo da face em direção ao interior do modelo físico. No entanto, a deformação máxima (0.26%) ocorreu próxima a face. Notavelmente, deformações compressivas também se desenvolveram perto da face neste reforço. Um comportamento semelhante foi relatado por Santos et al. (2013),

atribuindo-o à proximidade e compressibilidade do solo da fundação. Por fim, o R1 (altura de 0.60 m) exibiu apenas deformações de tração, com um valor máximo de 0.20% — o menor entre todos os reforços — localizada na porção central de seu comprimento.

A Figura 4.12 ilustra o desenvolvimento das deformações das geogrelhas durante os eventos de chuva. Como esperado, os eventos de chuva ocasionaram um aumento das deformações para todos os reforços devido à redução da sucção do solo. O evento de chuva 1 teve o maior impacto para o R3, levando a um aumento de 1.7 vezes nas deformações, com um valor máximo de 0.40%. A chuva 2, por sua vez, duplicou os valores nas deformações para o R3 e R1 em comparação aos níveis observados durante o carregamento, resultando em valores finais de 0.45% e 0.38%, respectivamente. Notavelmente, os locais das tensões máximas permaneceram inalterados para o R3 e R1. No entanto, para o R2, as deformações máximas se deslocaram para a porção central do reforço, alinhando-se com a localização das deformações máximas observadas no R1.

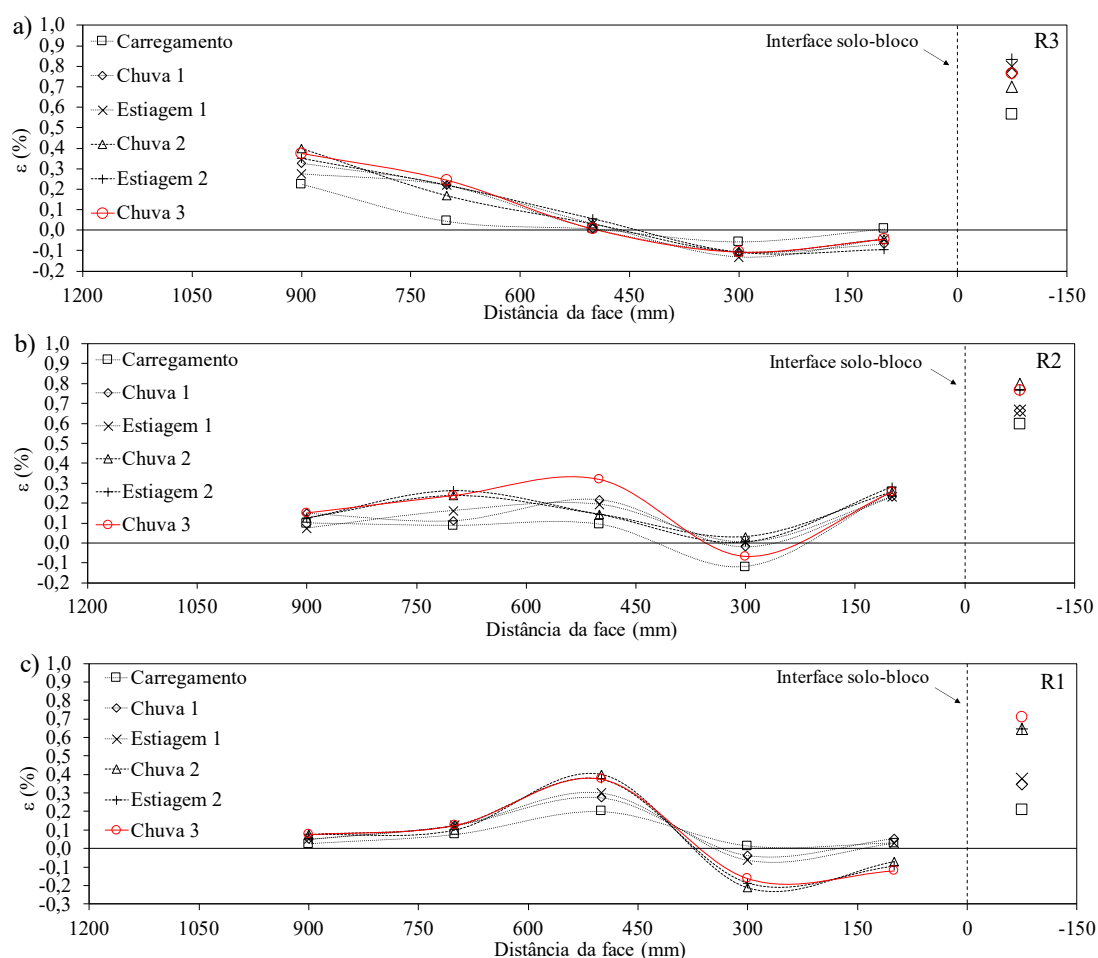


Figura 4.12: Distribuição deformações nas geogrelhas para os eventos de chuva MF1: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1.

No geral, as deformações da geogrelha foram comparativamente pequenas, mas consistentes com o relatado na literatura para muros em solo reforçado com geogrelha. Uma comparação das deformações máximas (presentes tanto na massa de solo reforçada quanto na conexão de face) entre modelos de campo e em escala real sob condições de trabalho é apresentada na Figura 4.13. A rigidez global do reforço (S_{global}) foi selecionada como parâmetro de comparação e é expressa pela equação a seguir (CHRISTOPHER et al., 1990):

$$S_{\text{global}} = \frac{J_{\text{med}}}{(H/n)} \quad (4.2)$$

onde J_{med} é a rigidez média das n camadas de reforço e H é a altura da estrutura de solo reforçado. Na Figura 4.13, os marcadores cinza representam solos coesivos, enquanto os marcadores amarelos indicam solos granulares. De acordo com Allen et al. (2002), estruturas de solo reforçados que exibiram um bom desempenho geralmente apresentam níveis de deformação abaixo de 3%. Desta maneira, pode-se inferir que o modelo físico M1_0.6m_SD_B que representa um muro em solo reforçado com geogrelha apresentou um desempenho satisfatório, exibindo níveis de deformação consistentes com aqueles relatados na literatura.

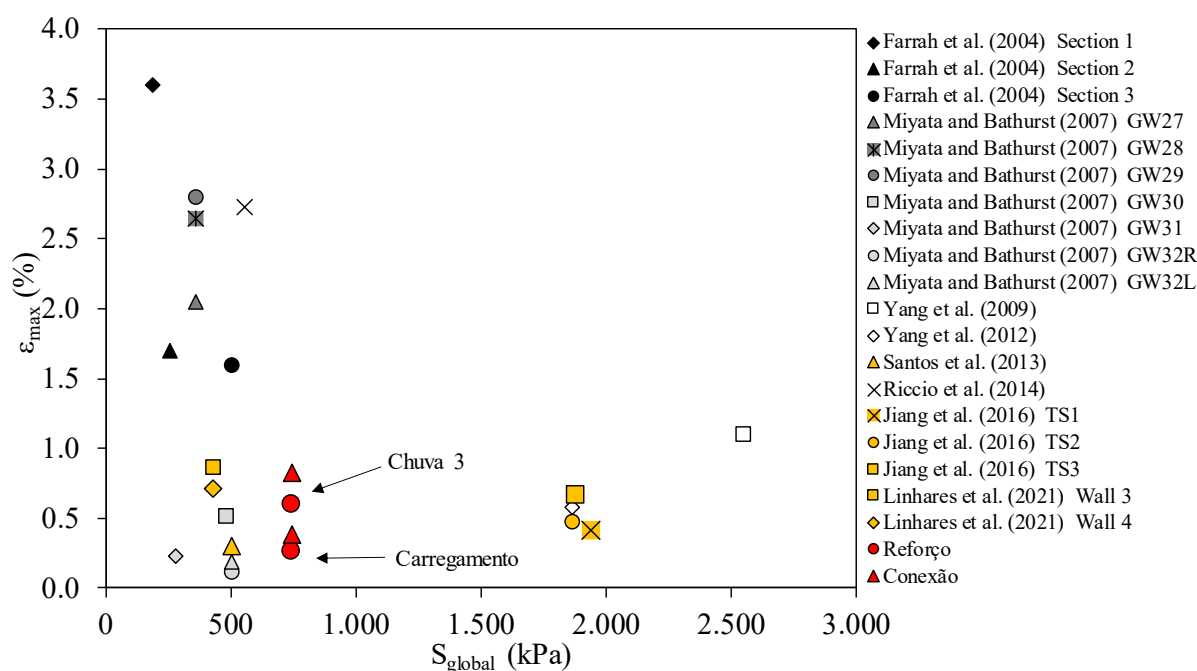


Figura 4.13: Comparação deformações máximas M1_0.6m_SD_B e modelos de campo/escala real de muros em solo reforçado com geogrelhas.

4.8 Cargas de tração no reforço

As cargas de tração no reforço foram determinadas a partir das deformações medidas multiplicadas pela rigidez a 1% de deformação ($J_{1\%} = 440 \text{ kN/m}$). Assim, a distribuição das cargas máximas de tração (T_{\max}) para cada camada de reforço, em função da profundidade normalizada, é apresentada na Figura 4.14. Durante o estágio de carregamento, a carga de tração em todos os reforços aumentou progressivamente com a sobrecarga vertical aplicada no topo do modelo físico. Ao final do estágio (120 kPa), a tração atingiu aproximadamente 1.0 kN/m. A progressão das cargas de tração induzidas pelos eventos de chuva é ilustrada na Figura 4.14b. À medida que a água infiltrou no solo de aterro e a sucção diminuiu de valores, foi observada uma maior mobilização dos reforços, com os eventos de Chuva 1 e 2 causando os impactos mais significativos. Notavelmente, ao final desses eventos, o R3 exibiu um aumento de 44% nas cargas de tração mobilizadas, enquanto R1 experimentou um aumento de duas vezes devido às chuvas. As cargas máximas registradas foram de 1.8 kN/m em ambos os reforços.

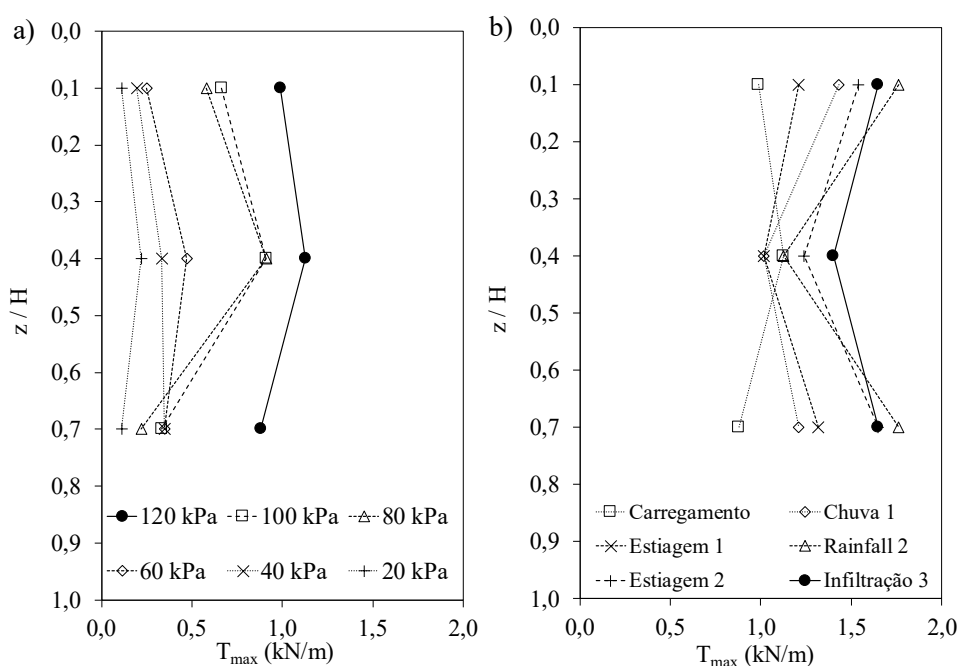


Figura 4.14: Tração máxima no reforço M1_0.60m_SD_B: a) Carregamento; b) Eventos de chuva.

Para melhor ilustrar a correlação entre a redução da resistência ao cisalhamento devido a eventos de chuva e o aumento na tração mobilizada, a Figura 4.15 mostra os perfis finais de coesão total juntamente com as cargas de tração máximas nos reforços em diferentes estágios.

A coesão total foi calculada incorporando a tensão de sucção com base em Lu et al. (2010) como presente na Eq.4.3:

$$c = c' + \sigma^s \cdot \tan \phi' \quad \text{Eq.4.3}$$

onde c é coesão total e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo. Os eventos de chuva levaram a uma redução e padronização dos perfis de coesão total, o que por sua vez causou um aumento uniforme nas cargas de tração mobilizadas nos reforços. Ao final dos eventos, a coesão total os perfis de coesão total tornaram-se uniformes e alinhados com os valores de coesão efetiva obtidos a partir de ensaios triaxiais saturados. Além disso, observou-se que a distribuição das tensões máximas de tração não seguiu um padrão linear com o aumento da profundidade do reforço, apresentando valores significativos tanto no topo da estrutura ($z/H = 0.1$) quanto próximo à base ($z/H = 0.7$). Ainda, os níveis de coesão presentes após os eventos de chuva contribuíram para as baixas cargas de tração mobilizadas pelos reforços.

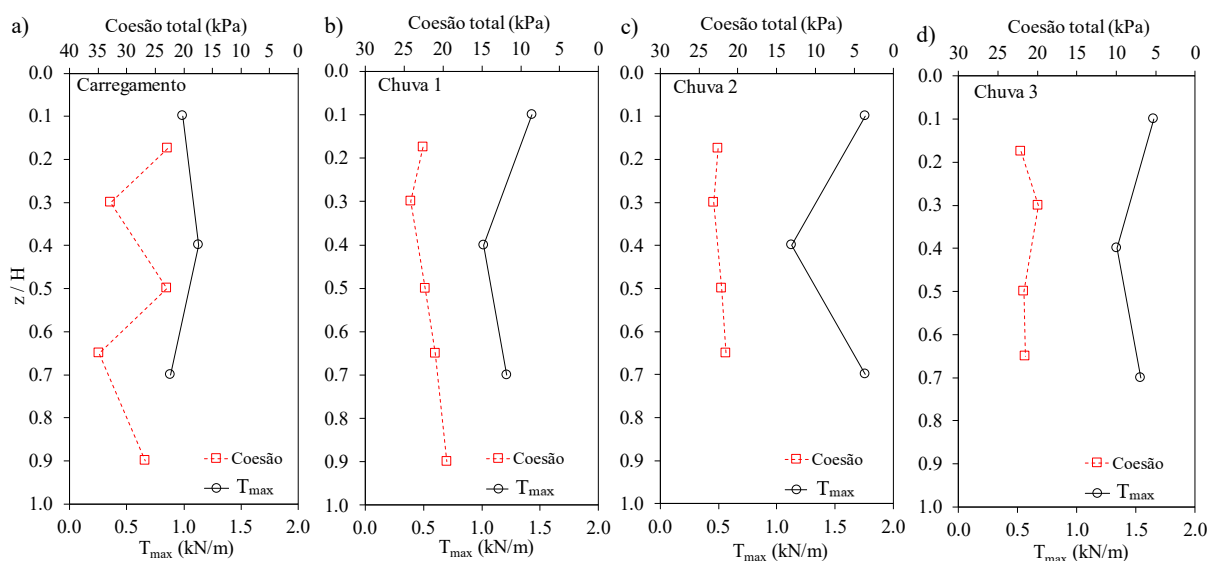


Figura 4.15: Cargas máximas de tração no reforço e perfis de coesão total M1_0.6m_SD_B: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

4.9 Cargas de tração na conexão

Semelhante a metodologia descrita para o cálculo da carga de tração no reforço presente na massa de solo, as cargas de conexão (T_{con}) foram determinadas com base nas deformações da geogrelha medidas na interface bloco-bloco (Figura 3.19). A Figura 4.16 apresenta as cargas de tração na conexão de acordo com a profundidade normalizada para ambos os estágios de carregamento e eventos de chuva. As cargas de conexão exibiram um aumento significativo

nos valores de acordo com o carregamento vertical. Os maiores valores foram registrados para o R3 e R2, com aproximadamente 2.7 kN/m, devido à maior proximidade de aplicação do carregamento. Em contraste, o R1 exibiu o menor valor, próximo a 0.9 kN/m. Vale ressaltar que as cargas de conexão com a face foram maiores do que aquelas observadas dentro da massa de solo reforçado. Esse fenômeno provavelmente ocorre devido à ancoragem friccional na interface bloco-bloco, que ocasiona tensões adicionais a partir dos deslocamentos relativos entre o solo de aterro e os blocos da face. Um comportamento semelhante foi relatado por Portelinha et al. (2024) em camadas reforçadas com geogrelhas conectadas em blocos de concreto. Por fim, as cargas de tração nas conexões foram as que apresentaram o maior aumento após os períodos de chuva (Figura 4.16b). Para exemplificar esta condição, o R1 apresentou um aumento de 60% nos valores das cargas e o valor máximo foi registrado no R3 (4.0 kN/m). Tais valores indicam que as cargas mobilizadas nas conexões podem ser maiores do que aquelas mobilizadas pelo solo. Após os períodos de chuva, as cargas medidas na conexão exibiram um padrão consistente e uniforme de acordo com a profundidade.

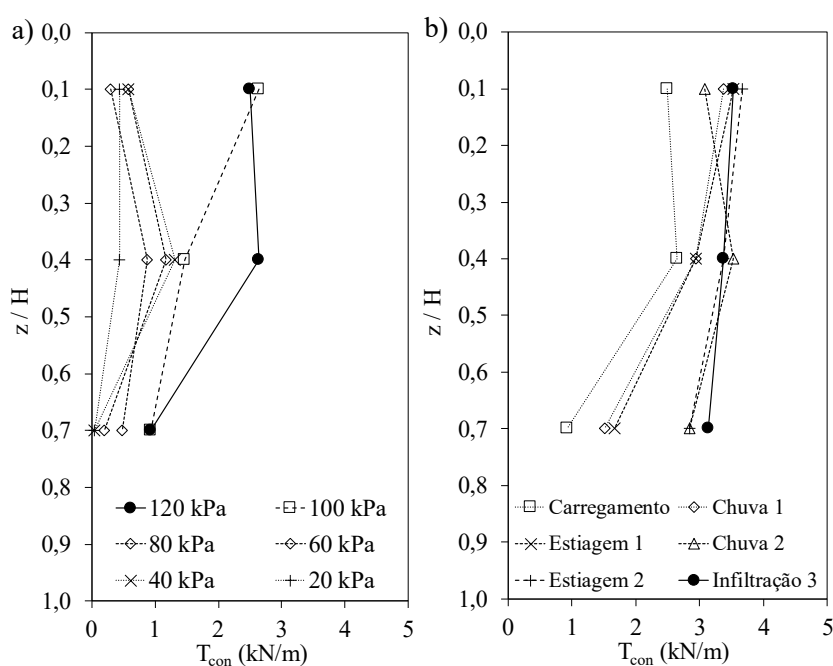


Figura 4.16: Tração máxima na conexão M1_0.6m)SD_B: a) Carregamento; b) Eventos de chuva.

A tensão lateral registrada pela célula de tensão total (σ_{ctt}) na profundidade de 1.30 m próximo ao R1 é apresentada na Figura 4.17, juntamente com os valores de carga de conexão para todos os reforços. Neste estudo, a carga de conexão obtida pela célula de tensão total foi

estimada dividindo a tensão lateral pela área tributária de dois blocos ($2 h_{\text{bloco}}$). Esta abordagem garante que as cargas de conexão reflitam as forças laterais exercidas pelos blocos em contato direto com o reforço. A tensão lateral registrada durante o estágio de carregamento foi relativamente baixa, em torno de 3 kPa. No entanto, após o primeiro evento de chuva, os níveis de tensão aumentaram, atingindo aproximadamente 7 kPa, indicando que o processo de infiltração levou a uma maior tensão horizontal na face. Após o primeiro evento de chuva, os níveis de tensão lateral se estabilizaram sem variações significativas. No entanto, os eventos de chuva subsequentes causaram aumentos adicionais, com os níveis de tensão atingindo o pico de 19 kPa após o último evento de chuva.

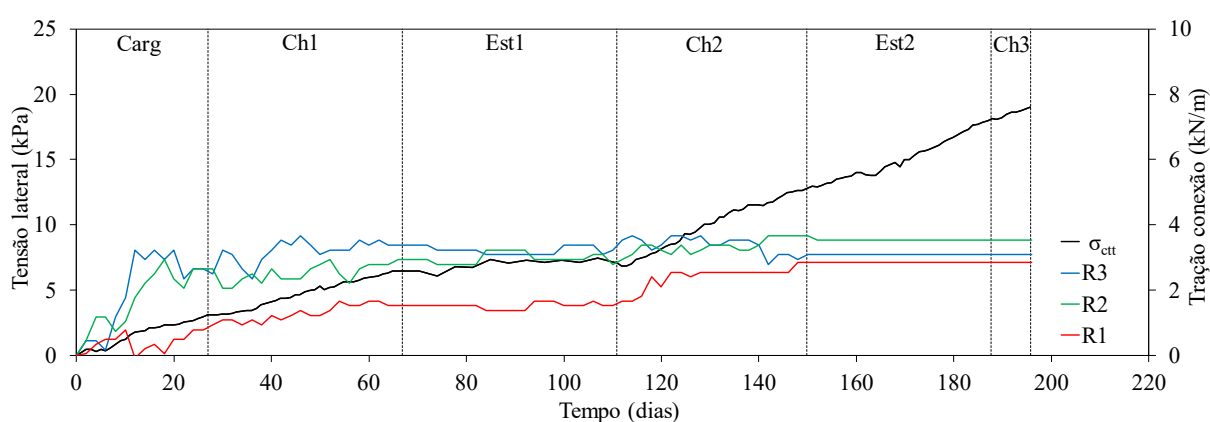


Figura 4.17: Tensão lateral medida pela célula de tensão total e cargas de conexão das geogrelhas para o modelo M1_0.6m_SD_B.

Os valores da tração na conexão calculados a partir da tensão lateral foram consistentes com aqueles medidos através das deformações para o R1 até o final do estágio de estiagem 1. Entretanto, a partir desse ponto, a tensão lateral aumentou sem um incremento correspondente nas cargas nas conexões. Essa diferença pode ser explicada pelo comportamento de deformação ao longo de todo o comprimento do R1, localizado em uma profundidade próxima à célula de tensão total. A redução na sucção matricial devido à infiltração, juntamente com a redução progressiva de resistência no solo, resultou em um aumento nas deformações no R1, particularmente em sua porção central (Figura 4.12). Além disso, a figura destaca um aumento nas deformações de compressão próximas a face, com variações mínimas nas deformações de conexão. Assim, embora o segundo evento de chuva tenha levado a maiores pressões laterais e deformações no reforço, tal evento não afetou significativamente as cargas de conexão.

4.10 Conclusões

O modelo físico M1_0.6m_SD_B (Modelo 1, 0.6m de espaçamento vertical, sem drenagem, face de blocos) foi construído para avaliar o impacto de eventos de chuva no comportamento hidráulico e mecânico de muros em solo reforçado com geogrelhas. O ensaio foi conduzido sob diferentes eventos de chuva, mantendo uma carga de sobrecarga constante de 120 kPa. O programa de instrumentação permitiu a avaliação do comportamento não saturado, deslocamentos internos e externos, bem como o desenvolvimento das deformações no reforço e de conexão em todos os estágios. Com base na análise dos resultados experimentais obtidos, as seguintes conclusões podem ser descritas:

- Os eventos de chuva causaram um aumento no teor de umidade e uma redução na sucção matricial do solo. No entanto, não levaram à sucção zero mesmo após precipitações prolongadas. A redução na sucção foi associada a um aumento de 40% nas deformações da geogrelha;
- Os níveis de sucção variaram com a profundidade devido às condições iniciais de teor de umidade e grau de compactação, usuais para solos compactados. O processo de infiltração seguiu um comportamento descendente, do topo para a base. No entanto, o sensor localizado mais próximo da base registrou um aumento no teor de umidade antes do sensor localizado no meio da estrutura. Isso sugere a ocorrência de fluxo preferencial ao longo da interface solo-bloco, o que levou a um aumento significativo nos deslocamentos da face;
- Os níveis de sucção matricial foram inversamente proporcionais à intensidade do evento de chuva, com maiores intensidades de precipitação levando a menores níveis de sucção. Ainda assim, os níveis de sucção atingiram um valor mínimo, e poropressões positivas não foram registradas. A drenagem da superfície, provavelmente causada pela interface solo-bloco, contribuiu para a redução da taxa de infiltração de água da chuva no solo de aterro;
- Durante os períodos sem chuva, o teor de umidade do solo de aterro diminuiu. No entanto, o teor de umidade não retornou aos níveis iniciais. A extensão da recuperação foi inversamente proporcional à intensidade do período chuvoso anterior; quanto maior a intensidade do evento de chuva, menor a recuperação de água na fase pós-chuva subsequente;
- As cargas de tração no reforço permaneceram próximas a 1.0 kN/m em todas as camadas reforçadas após o estágio de carregamento. Os eventos de chuva

levaram a uma redução na sucção matricial do solo, dobrando os valores de carga de tração. O maior evento de chuva resultou nos maiores valores, com o maior aumento observado no Reforço 1. Por outro lado, os períodos secos não afetaram significativamente os valores de tração dos reforços;

- As cargas de conexão exibiram aumentos significativos durante o estágio de carregamento em todos os reforços. Os períodos chuvosos aumentaram os níveis de carga, particularmente no R1. Ao final do ensaio, os níveis de cargas nas conexões se estabilizaram em valores uniformes próximos a 3.0 kN/m. Além disso, os períodos pós-chuva não tiveram impacto nos níveis de carga nas conexões de reforço com a face do bloco;
- As cargas nos reforços foram menores do que as observadas nas conexões, principalmente devido à coesão do solo. A condição não saturada contribuiu para a alta rigidez inicial do solo, resultando em cargas de tração nos reforços relativamente baixas. Durante os eventos de chuva, a redução na sucção diminuiu a resistência do solo, levando ao aumento das tensões. No entanto, mesmo sob condições de sucção próximas a zero, a coesão efetiva do solo continuou a fornecer resistência substancial para a camada reforçada. No contexto do solo usado neste estudo, a coesão efetiva pode servir como um parâmetro de resistência importante para avaliar as cargas mobilizadas pela geogrelha;
- No geral, o modelo físico de um muro em solo reforçada com geogrelha demonstrou desempenho satisfatório mesmo sob diferentes cenários de precipitação. Os níveis de deformação observados foram consistentes com os resultados relatados na literatura.

As conclusões destacam a influência da precipitação, do reforço e das condições não saturadas no desempenho dos muros com geogrelha. Contudo, a simulação não reproduz fielmente a variabilidade climática real, especialmente em eventos extremos que podem gerar poropressões. Ainda, a face em blocos segmentados favoreceu o escoamento superficial, reduziu a infiltração e alterou a drenagem interna, efeitos não totalmente captados neste estudo.

5 INFLUÊNCIA DE COLCHÕES DE AREIA NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB EVENTOS DE CHUVAS

O presente capítulo apresenta a avaliação do comportamento hidráulico e mecânico do modelo físico 2 (M2_0.6m_CA_B, espaçamento vertical de 0.6m, com colchões de areia e face em bloco) quando submetido a diferentes eventos de chuvas. O objetivo é a comparação com o modelo físico M1 (sem a presença de um sistema de drenagem interna), tomado como referência e descrito no capítulo anterior.

5.1 Condições iniciais

A partir das amostras indeformadas retiradas durante a execução do modelo físico 2, foram determinadas as condições iniciais do aterro compactado e do material granular presente nos colchões de areia. A Figura 5.1 apresenta o teor de umidade gravimétrico, grau de saturação e o grau de compactação de ambos os solos empregados. O teor de umidade do solo de aterro variou aproximadamente $\pm 2\%$ em relação ao valor ótimo, com valores máximos próximos a 32%, alinhando-se com as condições de compactação típicas de materiais finos. Já o solo granular apresentou uma umidade gravimétrica próxima a 2.4%, devido ao armazenamento do material antes de sua utilização, o qual se encontrava em equilíbrio com as condições atmosféricas. O teor de umidade do aterro permaneceu abaixo do nível de saturação ($w_{sat}=33.4\%$), indicando que o solo se encontra em uma condição não saturada (Figura 5.1a) e o grau de saturação variou entre 80% e 95%, influenciado pelo teor de umidade e pelo processo de compactação.

Para o material granular, o grau de saturação se encontrou próximo a 10%, apresentando assim uma notável diferença em termos de saturação do solo de aterro. Esta diferença pode influenciar significativamente no comportamento de infiltração, o qual será discutido mais adiante. As amostras do solo de aterro que apresentaram níveis de saturação entre 95% e 100% também apresentaram graus de compactação superiores a 100% (Figura 5.1c), pontos estes localizados nas seções superiores e centrais do modelo físico 2. Em específico para o solo de aterro, o grau de compactação variou de 95% a 100%, com apenas um ponto fora da média, se aproximando de 105%, localizado no topo. Em média, o nível de compactação foi de 98%. Por fim, o material granular utilizado na composição do colchão de areia apresentou um grau de

compactação de 90%. No geral, o modelo físico M2_0.6m_CA_B apresentou condições iniciais semelhantes ao M1_0.6m_SD_B.

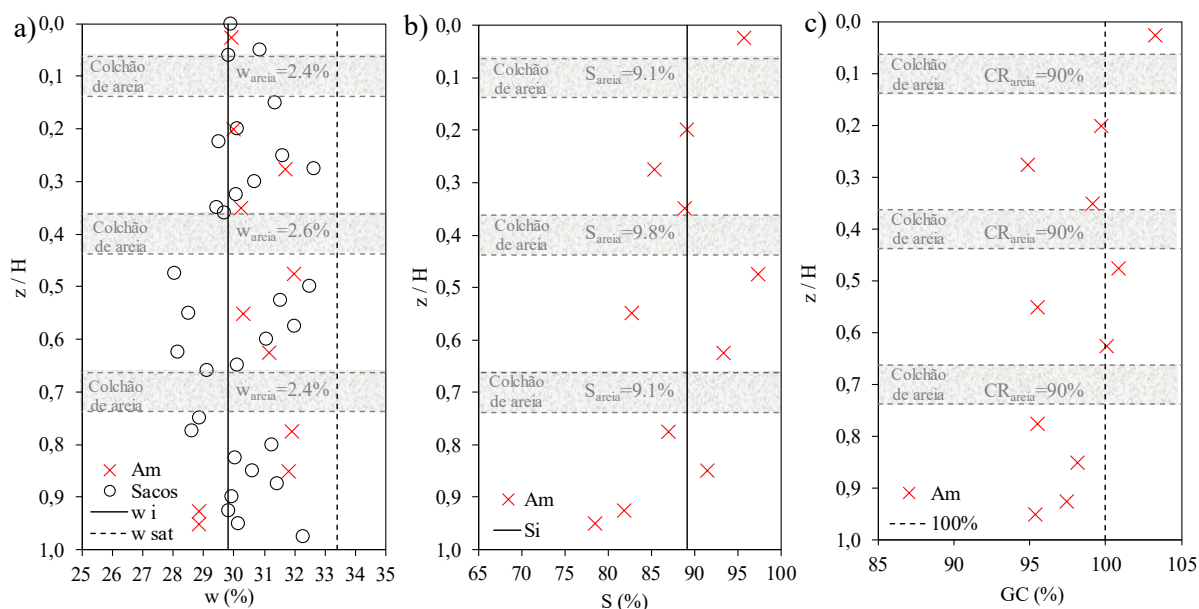


Figura 5.1: Condições iniciais solo compactado M2_0.6m_CA_B: a) Teor de umidade gravimétrica; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.

5.2 Comportamento não saturado

A Figura 5.2 apresenta as séries temporais dos dados coletados pelos SUV e tensiômetros em termos de teores de umidade volumétricos para ambos os modelos M1 e M2. O intuito aqui é estabelecer uma comparação entre o modelo base (M1) e o com a presença de colchões de areia (M2). O teor de umidade volumétrica inicial para o M2_0.6m_CA_B (Figura 5.2b) variou entre 0.42 e $0.45 \text{ m}^3/\text{m}^3$, devido a variações na porosidade causadas pelo processo de compactação. Durante o estágio de carregamento, o teor de umidade volumétrica permaneceu praticamente constante para todos os sensores. No entanto, um ligeiro aumento ao longo do tempo foi registrado pelo sensor localizado a uma profundidade de 1.00m , provavelmente associado à consolidação do solo e também ao maior teor de umidade inicial desta porção do material de aterro (Figura 5.1a).

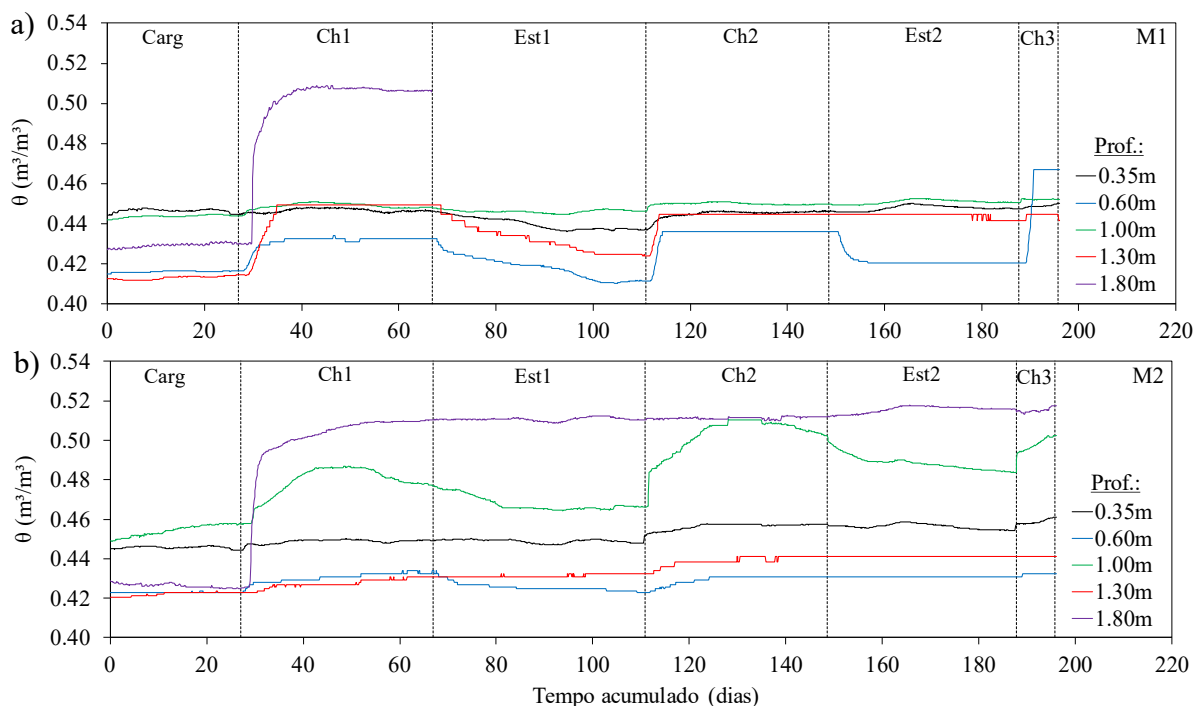


Figura 5.2: Teor de umidade volumétrica modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B.

Após o início do evento de chuva 1 (intensidade de 1 mm/h), os sensores registraram um aumento significativo na umidade do solo logo após os primeiros dias de chuva no modelo M2. O primeiro aumento de umidade foi observado na profundidade de 0.60 m, seguido por 0.35 m, 1.80 m, 1.00m e 1.30 m, respectivamente. A resposta geral dos sensores indicou um fluxo preferencial através da interface entre o solo de aterro e os blocos segmentais da face, levando a um aumento rápido e significativo na umidade do solo na parte inferior da estrutura, similar ao descrito no modelo M1_0.6m_CD_B. Os sensores exibiram um comportamento semelhante, onde os níveis de umidade volumétrica aumentaram com a chuva e permaneceram constantes até o final do evento. No entanto, o sensor localizado a 1.00m de profundidade exibiu um comportamento diferenciado. Nota-se que para tal sensor, ocorreu um aumento significativo nos valores de umidade, os quais permanecem constantes por um período do tempo. Porém, antes do fim do primeiro evento de chuva, este sensor apresenta uma queda nos valores registrados, indicando assim uma possibilidade de drenagem interna ocasionado pelos colchões de areia. Esse comportamento em específico será discutido mais adiante no tópico referente a drenagem interna.

Ao final do evento de chuva com intensidade de 1 mm/h, os sensores registraram uma o equilíbrio nos valores de umidade, porém em diferentes níveis. Os sensores localizados nas

profundidades de 0.60m e 1.30 m registraram teores próximos a $0.43 \text{ m}^3/\text{m}^3$, seguido pelos sensores nas profundidades de 0.35 m e 1.00m, $0.45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ e $0.48 \text{ m}^3/\text{m}^3$, respectivamente. Somente o sensor presente na profundidade de 1.80 m mediu um valor próximo à saturação do solo ($0.51 \text{ m}^3/\text{m}^3$), devido à proximidade com o fundo impermeável da caixa de ensaios.

Com base nas leituras dos sensores, a taxa de infiltração dentro do solo de aterro com a presença dos colchões de areia foi de aproximadamente $1.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, cerca de 1.5 vezes maior que a registrada pelo modelo M1_0.6m_CD_B ($7.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$), o qual não apresenta sistema de drenagem. Esta diferença nas taxas pode ser explicada pela presença do material granular nos colchões de areia, uma vez que os colchões drenantes possuem 15 cm de espessura, substituíram cerca de 22% do solo de aterro e apresentam a permeabilidade maior do que o solo fino. Tal comportamento possivelmente indica que os colchões de areia proporcionaram caminhos preferenciais para infiltração d'água da face para o interior da massa de solo reforçado. Importante destacar que mesmo após 40 dias de chuvas contínuas os níveis de umidade volumétrica permaneceram abaixo do valor de saturação para os sensores localizados nas porções central e superior do modelo físico com a presença dos colchões de areia.

Ao final do primeiro evento de chuva, ocorreu o estágio de estiagem 1 (período sem chuvas). Os valores de teor de umidade permaneceram constantes para os sensores presentes nas profundidades de 0.35m, 1.30m e 1.80m e decaíram para os sensores localizados a 0.60m e 1.00m. Interessante notar que para estes sensores, o teor de umidade volumétrico retornou aos mesmos níveis pré chuva, embora a taxa de recuperação foi menor do que em comparação à taxa de infiltração.

Após a estiagem 1, um evento de chuva moderada (intensidade de 5 mm/h) foi aplicado ao modelo físico 2 por um período de 40 dias. O aumento a intensidade da chuva em cinco vezes levou a mudanças significativas no teor de umidade volumétrico ao final do evento de chuva 2 em comparação com a chuva 1. O sensor localizado na profundidade de 0.60m apresentou valores finais próximos ao registrado ao final da chuva 1, enquanto os sensores 0.35m, 1.00m e 1.30m apresentaram maiores níveis em comparação. Somente o sensor localizado na profundidade de 1.80m (fundo da caixa de ensaios) não registrou mudanças significativas, permanecendo em valores próximos a saturação do solo de aterro. Importante destacar que o sensor localizado na profundidade de 1.00m registrou um comportamento semelhante ao evento de chuva 1, com um aumento nos níveis de teor de umidade, estabilidade

por um período de tempo e posterior queda nos valores. No entanto, para a chuva 2, os níveis máximos de umidade foram próximos a saturação do solo.

Ao final da chuva 2, o teor de umidade exibiu uma recuperação significativa durante o segundo estágio sem chuva (estiagem 2) somente para o sensor presente na profundidade 1.00m, permanecendo os demais com níveis constantes. Por fim, o último evento de chuva (intensidade de 10 mm/h) ocasionou variações significativas nos sensores localizados a 0.35m e 1.00m. Tal comportamento sugere que os eventos de chuva anteriores, mesmo que de baixa e média intensidade, levaram ao acúmulo de água dentro dos poros do solo. Os teores de umidade permaneceram em níveis maiores do que os iniciais, mesmo após os diversos eventos de estiagem e a presença de colchões de areia (drenagem interna).

Através da metodologia utilizada para a avaliação do modelo físico 1, os valores de teor de umidade volumétrica foram convertidos em sucção matricial, a qual pode ser encontrada na Figura 5.3 para ambos os modelos físicos M1 e M2. Os valores iniciais de sucção para o modelo M2_0.6m_CA_B variaram entre 5 e 20 kPa, em decorrência das condições iniciais apresentadas pelo solo de aterro descritas anteriormente. Variações na sucção inicial do solo foram registradas para o estágio de carregamento nos sensores localizados nas profundidades de 1.00m e 1.30m, e foram atribuídas a mudanças na porosidade do solo devido à consolidação durante a aplicação das sobrecargas.

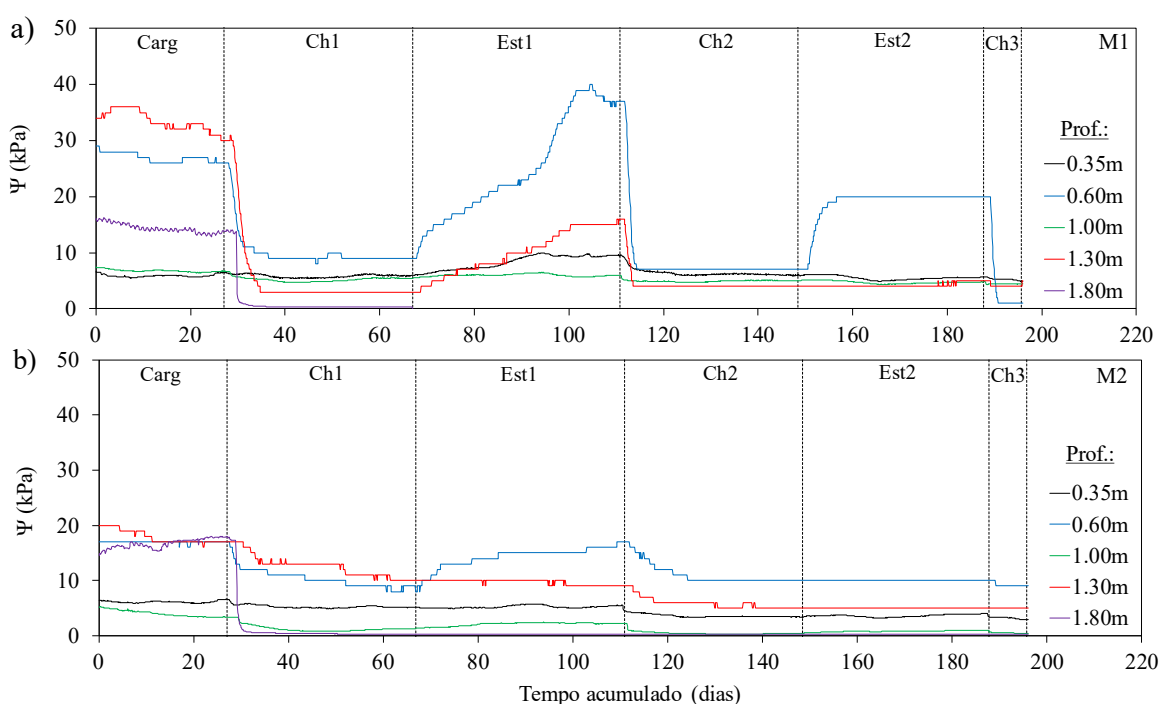


Figura 5.3: Sucção matricial modelo: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B.

Após o início da chuva 1, todos os sensores presente no modelo M2 registraram reduções nos níveis de sucção com infiltração de água, porém os níveis ao final do estágio foram distintos, a depender da localização do sensor em relação a profundidade e a disposição em relação aos colchões de areia. Observa-se que, mesmo para a chuva de baixa intensidade, os sensores nas profundidades de 1.00m e 1.80m atingiram níveis de sucção próximos a zero, enquanto os sensores dispostos acima dos colchões de areia (0.60m e 1.30m) se estabilizaram com valores de sucção em torno de 10 kPa. O fato destes sensores não registrarem a saturação do solo pode ser um indicativo da funcionalidade dos colchões de areia como elementos de drenagem interna e garantia da condição não saturada do solo de aterro. Ainda, o comportamento variável do sensor localizado a 1.00m pode estar relacionado a sua posição abaixo do colchão de areia presente ao entorno do R2. Devido ao fluxo preferencial entre o solo e os blocos segmentais da face, o colchão de areia possibilitou a percolação da água para o interior da massa de solo reforçado, ocasionando uma maior variação do sensor a 1.00m de profundidade. Como já destacado anteriormente, o sensor mais próximo a base da caixa de ensaios (1.80m) demonstrou uma condição saturada do solo, possivelmente associado a impossibilidade de drenagem por parte do fundo da caixa. Ainda, importante destacar que durante toda a duração da chuva 1, não foram observadas poropressões positivas.

A Figura 5.3 também apresenta as condições de sucção matricial para os estágios de estiagem. Após o primeiro evento de chuva, os níveis de sucção matricial registraram um aumento, com valores variando de 5 a 15 kPa, dependendo da profundidade. Os resultados significativos ocorreram no sensor localizado a 0.60m de profundidade, o qual recuperou os níveis iniciais existentes antes do evento de chuva 1. Uma menor recuperação maiores profundidades (1.00m) pode ser atribuído ao fluxo de água gravitacional contínuo após a chuva, o qual foi possível pela presença dos colchões de areia. O tempo necessário para a recuperação total da sucção foi de aproximadamente 35 dias de estiagem. Ao comparar os resultados em ambos os modelos, verifica-se que o processo de recuperação da sucção matricial ao longo dos períodos de estiagem apresentou comportamento análogo entre os dois modelos físicos. Em ambas as configurações, observou-se um aumento progressivo da sucção após o término dos eventos de precipitação, com magnitudes mais expressivas nas camadas localizadas a 0.60 m, as quais atingiram valores próximos aos níveis iniciais observados antes do primeiro evento de chuva. Tal comportamento indica que a presença do colchão drenante na base do aterro não exerceu influência significativa sobre os mecanismos de evaporação nem sobre a redistribuição de umidade no interior da massa de solo reforçada. Dessa forma, pode-se concluir que a

variação temporal da sucção foi governada predominantemente pelas condições atmosféricas atuantes, tais como temperatura ambiente e umidade relativa, conforme discutido anteriormente na Figura 4.5.

O estágio de chuva 2 (5 mm/h) ocasionou novamente uma redução nos níveis de sucção para valores abaixo dos registrados inicialmente ao evento, devido à maior taxa de infiltração. Durante esta fase, os sensores registraram uma rápida redução na sucção, o que foi atribuído ao armazenamento da água proveniente dos eventos anteriores de precipitação, com os valores permanecendo abaixo dos 10 kPa. Cabe aqui ressaltar que ambos os sensores localizados a 1.00m e 1.80m de profundidade atingiram a saturação do solo (zero sucção). O comportamento das curvas de sucção permaneceram sem mudanças significativas mesmo após os eventos de estiagem 2 e chuva 3 (10 mm/h). De modo geral, as tendências observadas refletiram o comportamento previamente observado para os teores de umidade (Figura 5.2).

Ao comparar os resultados entre os modelos, verifica-se que, durante os eventos de maior intensidade de precipitação (chuvas 2 e 3), os valores de sucção matricial permaneceram superiores no Modelo 2. Esse comportamento indica a manutenção da condição não saturada do solo de aterro localizado entre os colchões de areia, possivelmente decorrente da drenagem promovida pelo material granular, que favoreceu o escoamento interno e reduziu o tempo de permanência da água no interior do maciço. Ademais, a constância das leituras observadas durante esses eventos sugere que o perfil atingiu um regime quase estacionário de umidade, no qual as condições de fluxo se estabilizaram, limitando variações significativas da sucção ao longo do tempo. Dessa forma, a presença do colchão drenante mostrou-se eficaz na dissipação dos fluxos descendentes e contribuiu para a manutenção de valores mais elevados e estáveis de sucção, resultando em um comportamento mais uniforme em comparação ao observado no Modelo 1.

5.3 Drenagem interna

A avaliação da drenagem interna proporcionada pela presença dos colchões de areia foi avaliada de acordo com a posição dos sensores em relação a cama drenante e pela comparação do teor de umidade volumétrico normalizado (θ_n). A escolha deste parâmetro se justifica por permitir a padronização dos resultados em relação à condição inicial do solo de aterro em cada modelo, viabilizando uma análise comparativa consistente. Dessa forma, foi possível avaliar o

comportamento das curvas de umidade dos dois modelos físicos durante os eventos de chuva e estiagem. A seguir, na Figura 5.4 está presente os teores de umidade volumétrico normalizados para os modelos físicos M1_0.6m_SD_B e M2_0.6m_CA_B, assim como a posição dos sensores em relação aos colchões de areia.

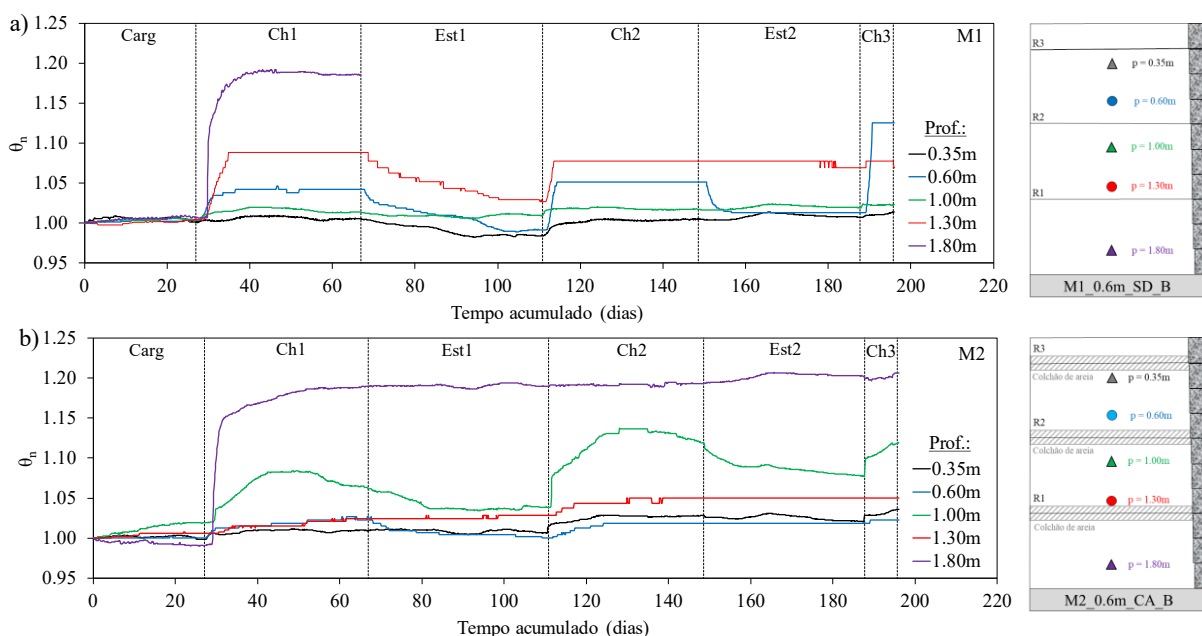


Figura 5.4: Teor de umidade volumétrico normalizado modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M2_0.6m_CA_B.

Com base nesses resultados, foi realizada uma análise comparativa entre os modelos por meio da razão entre os valores registrados pelo M2_0.6m_CA_B (θ_{CA_n}) e aqueles obtidos no M1_0.6m_SD_B (θ_{SD_n}). Essa abordagem permitiu quantificar, de forma relativa, o desempenho da drenagem interna proporcionada pelos colchões de areia em comparação ao modelo sem a presença de sistemas de drenagem. A análise desta razão forneceu resultados para avaliar a eficiência dos colchões de areia nas diferentes condições hidrológicas simuladas, e está presente na Figura 5.5.

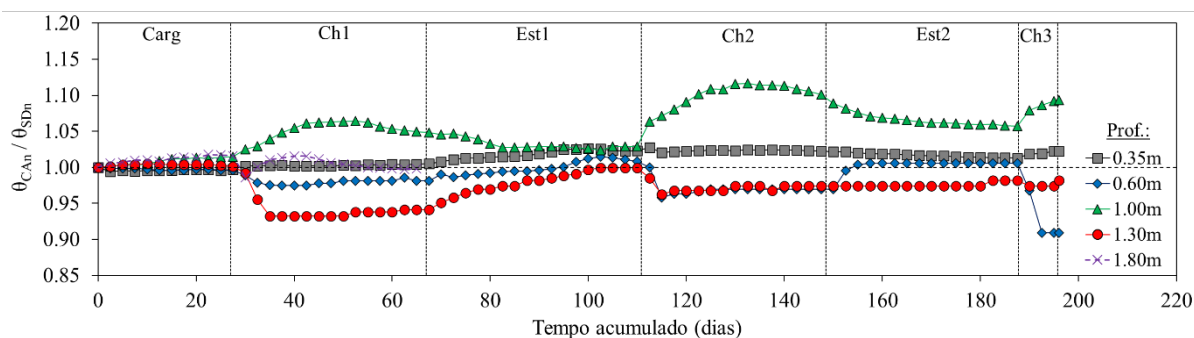


Figura 5.5: Razão entre os valores de teor de umidade normalizado para os modelos M2_0.6m_CA_B (θ_{CA_n}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{SD_n}).

Quando os valores da razão θ_n são superiores a 1, observa-se um acúmulo de umidade no solo de aterro do modelo com colchões de areia (M2_0.6m_CA_B), indicando menor capacidade de drenagem naquele instante ou profundidade. Por outro lado, valores inferiores a 1 sugerem que o modelo com colchões de areia apresenta teores de umidade reduzidos em relação ao modelo de referência (M1_0.6m_SD_B), o que pode ser interpretado como evidência da eficiência dos colchões de areia em promover o escoamento da água proveniente dos eventos de precipitação para fora da massa de solo reforçado. Para o estágio de carregamento, a razão entre os valores não apresenta mudanças significativas. No entanto, para os demais eventos, ocorrem alterações expressivas nos valores comparativos.

Para o primeiro sensor, localizado a 0.35 m de profundidade, foram registradas variações da razão θ_n superiores a 1.0. Entretanto, essas diferenças não foram consideradas significativas. Esse comportamento pode estar associado às condições iniciais das camadas superficiais, que apresentaram grau de saturação superior a 90% e grau de compactação próximo a 100% para ambos os modelos. Já para os sensores posicionados às profundidades de 0.60 m e 1.30 m — ambos localizados imediatamente acima das camadas drenantes — os valores da razão θ_n permaneceram consistentemente inferiores a 1.0 em todos os eventos de chuva, reforçando a indicação da eficiência dos colchões de areia na drenagem da água. Em particular, o sensor instalado a 1.30 m registrou valores de razão próximos a 0.9 durante o primeiro evento de precipitação (Ch1). É interessante observar que, após o primeiro evento de chuva, os valores da razão tenderam a retornar aos níveis iniciais (próximos de 1.0), embora os eventos subsequentes tenham provocado novas quedas, ainda que com variações de menor magnitude.

Entre todos os sensores, o sensor localizado a 1.00 m de profundidade foi o que apresentou os maiores valores da razão θ_n durante os eventos de chuva, indicando um acúmulo mais expressivo de água no interior do modelo físico M2_0.6m_CA_B. Este comportamento pode estar relacionado ao posicionamento do sensor, localizado na porção central do modelo e imediatamente abaixo do colchão de areia presente no R2. Conforme relatado anteriormente para o modelo físico M1_0.6m_SD_B, a existência de um fluxo preferencial na interface solo-bloco pode ter favorecido a percolação da água para o interior do modelo M2_0.6m_CA_B. Combinado ao volume de água infiltrado verticalmente, observou-se o acúmulo de água nesta região do solo de aterro. Tal acúmulo atingiu níveis característicos, próximos a 1.05 durante a chuva 1 e a 1.10 durante a chuva 2, sugerindo que o acúmulo de água no interior da estrutura reforçada pode estar associado às intensidades dos eventos de chuvas aplicados. Após o atingimento desses níveis, observou-se uma redução dos valores da razão θ_n , indicando a ocorrência do mecanismo de drenagem interna do modelo. Infelizmente, devido ao fato do sensor presente na profundidade de 1.80m no modelo físico 1 ter sido danificado durante o evento de Chuva 1, não foi possível avaliar tal profundidade diante os demais eventos.

A Figura 5.6 apresenta a evolução da razão entre os teores de umidade normalizados máximos dos modelos M2_0.6m_CA_B (com colchões de areia) e M1_0.6m_SD_B (sem drenagem) de acordo com a intensidade de chuva aplicada. Os dados estão discriminados por profundidade dos sensores, permitindo a análise do comportamento da drenagem interna em diferentes camadas do solo de aterro reforçado. Observa-se que, para o sensor a 1.00 m de profundidade, a razão aumenta significativamente com a intensificação das chuvas, indicando maior acúmulo de água nesta região. Por outro lado, para os sensores localizados a 0.60 m e 1.30 m, os valores da razão tendem a ser inferiores a 1.0, principalmente sob intensidades mais elevadas, evidenciando a atuação dos colchões de areia na drenagem da água infiltrada. O comportamento geral reforça a influência da posição dos sensores e da intensidade das precipitações sobre a eficiência dos mecanismos de drenagem interna dos modelos.

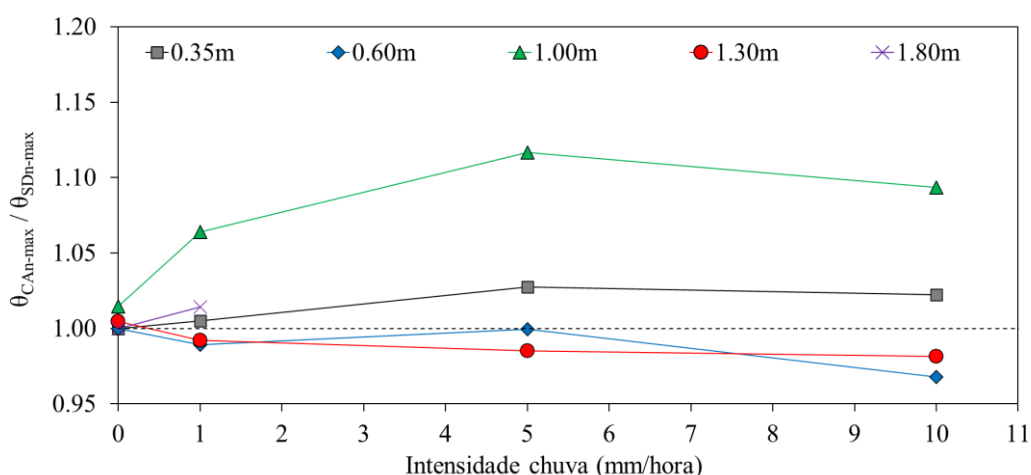


Figura 5.6: Razão entre os teores de umidade máximos normalizados dos modelos M2_0.6m_CA_B (θ_{CA_n}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{SD_n}) de acordo com a intensidade de chuva.

5.4 Barreira capilar

Devido às diferenças de permeabilidade, porosidade, grau de saturação e, conseqüentemente, de sucção matricial entre os solos na interface material de aterro e colchão de areia, realizou-se uma análise para se verificar a possibilidade de formação de barreira capilar. Para isso, determinou-se o valor da sucção de entrada de água da areia, obtido a partir da curva de retenção de água, a qual pode ser utilizada para estimar a sucção correspondente ao ponto de quebra da barreira capilar (MCCARTNEY e ZORNBERG, 2010; THUO et al., 2015). Adicionalmente, conforme descreve Zornberg et al. (2010), a sucção de quebra da barreira capilar também pode ser definida como o valor para o qual o solo de aterro e o material granular apresentam a mesma condutividade hidráulica não saturada.

A Figura 5.7 apresenta as curvas de retenção de água para ambos os solos, indicando o ponto de entrada de água da areia ($\Psi_r=10$ kPa), as funções de condutividade hidráulica não saturada (funções k) e a sucção de ruptura ($\Psi_b=80$ kPa). As curvas de condutividade foram obtidas a partir dos dados experimentais das curvas de retenção de água, ajustados utilizando o modelo de van Genuchten (1980) no primeiro segmento da curva, em conjunto com a formulação de Mualem (1976), conforme a equações a seguir.

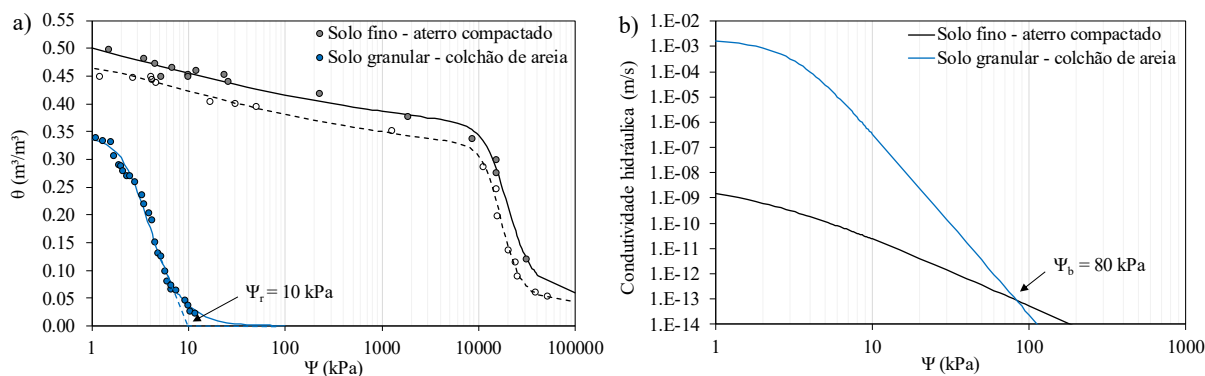


Figura 5.7: Curva de retenção de água para o solo fino (aterro compactado) e solo granular (colchão de areia); b) Curvas de condutividade hidráulica não saturada.

$$k(\theta) = k_{\text{sat}} \cdot \Theta^{0.5} \cdot [1 - (1 - \Theta^{1/m})^m]^2 \quad \text{Eq.5.1}$$

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{\text{sat}} - \theta_r} = \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \quad \text{Eq.5.2}$$

onde $k(\theta)$ = função de condutividade hidráulica não saturada; k_{sat} = condutividade hidráulica saturada; Θ = teor de umidade volumétrica normalizado; ψ = sucção matricial; θ_s = teor de umidade volumétrica na saturação; θ_r = teor de umidade volumétrica residual; n , m e α são parâmetros de ajuste da curva. A diferença no teor de umidade volumétrica apresentada entre o solo fino e o granular na curva de retenção está diretamente relacionada à estrutura e ao tamanho dos poros. Solos finos apresentam predominância de microporos, que favorecem a retenção de água por forças capilares mesmo sob valores elevados de sucção matricial, o que mantém o teor de umidade volumétrico mais elevado ao longo de uma ampla faixa de sucções. Por outro lado, solos granulares, possuem macroporos que facilitam o escoamento e a rápida perda de água, pois a sucção matricial exercida por esses materiais é insuficiente para reter a água nos poros de maior diâmetro. Chang e Cheng (2018) discutem que a curva de retenção de água em solos está diretamente relacionada à distribuição, tamanho e geometria dos poros, sendo que solos com maior proporção de poros grandes apresentam uma desaturação mais rápida e com menor capacidade de retenção. Dessa forma, o teor de umidade volumétrico em solos granulares decresce abruptamente com o aumento da sucção, resultando em valores significativamente menores quando comparados aos solos finos sob condições similares.

A partir das condições iniciais presentes na Figura 5.1, foi possível determinar que porosidade do solo de aterro foi de aproximadamente 0.43, enquanto que a porosidade dos colchoes de areia foi de 0.34. Valores esses de porosidade, associados com o grau de saturação

do solo de aterro e os valores de sucção matricial registrados pelos sensores, indicam que ambos os materiais se encontram na faixa de valores iniciais estipulados na curva de retenção. Os trabalhos de Bhattacharjee e Viswanadham (2015), Thuo et al. (2015), Rahardjo et al. (2020) e Jayanandan and Viswanadham (2021) apresentam relações semelhantes as curvas de retenção descritas anteriormente na Figura 5.7.

A principal característica da barreira capilar é a capacidade de reter água na interface entre um solo fino e um material granular, retardando a percolação da água para as camadas inferiores. Esse comportamento se mantém até que a sucção matricial do solo fino atinja um valor crítico, momento em que ocorre a ruptura da barreira capilar e o fluxo vertical descendente é restabelecido. No entanto, conforme ilustrado na Figura 5.2, os sensores instalados imediatamente acima dos colchões de areia, nas profundidades de 0.60 m e 1.30 m, não indicaram aumentos significativos no teor de umidade durante os eventos de chuva. Adicionalmente, como apresentado na Figura 5.5, esses sensores registraram valores de umidade inferiores aos observados no modelo físico sem colchões de areia. Esses resultados indicam que o modelo físico M2_0.6m_CA_B não apresentou formação efetiva de barreiras capilares ao longo do processo de infiltração. Embora diversos estudos tenham evidenciado o desenvolvimento de barreiras capilares em interfaces não saturadas (ZORNBERG et al., 2010; PORTELINHA et al., 2017; 2021) em estruturas de solo reforçado com geotêxteis não tecido, os trabalhos de Yang et al. (2022), utilizando colchões de areia, e de Dhanya e Divya (2025), com geocompostos drenantes, corroboram os resultados observados no modelo físico M2_0.6m_CA_B, sugerindo que, sob determinadas condições de umidade e sucção do solo de aterro, esses sistemas não induzem a formação de barreiras capilares significativas.

As condições apontadas anteriormente podem ser atribuídas aos níveis iniciais de sucção apresentados pelo solo de aterro (Figura 5.3), os quais foram próximos ao valor de sucção estimado para a entrada de água na curva de retenção da areia ($\Psi_r = 10$ kPa). Este valor foi tomado como referência para quebra da barreira pois é menor do que o apresentado pela sucção de quebra da barreira capilar na qual o solo de aterro e o material granular apresentam a mesma condutividade hidráulica não saturada ($\Psi_b = 80$ kPa). Como os níveis iniciais de sucção máximos foram próximos a 15 kPa, o primeiro evento de chuva ocasionou uma queda nos valores, os quais ficaram abaixo do valor de quebra de barreira e próximo ao de entrada de água do material granular, não permitindo o acúmulo de água na interface. Além disso, é importante destacar que a curva de retenção de água do solo está diretamente relacionada à sua porosidade e distribuição de tamanhos de poros. Assim, a aplicação de uma sobrecarga tende a

reduzir a porosidade, causando o rearranjo das partículas e a diminuição do volume de poros. Essa alteração microestrutural pode resultar em um deslocamento da curva de retenção, indicando que valores mais elevados de sucção passam a ser necessários para reter a mesma quantidade de água que antes da aplicação da carga. Portanto, a condição das tensões atuantes no solo de aterro pode modificar não apenas o valor crítico de sucção associado à quebra da barreira capilar, mas também a redistribuição da água ao longo do tempo. Assim, com base nos valores registrados na Figura 5.3, perfis de sucção matricial de acordo com a profundidade normalizada foram traçados para diferentes tempos nos eventos de chuva aplicados, como pode ser encontrado na Figura 5.8.

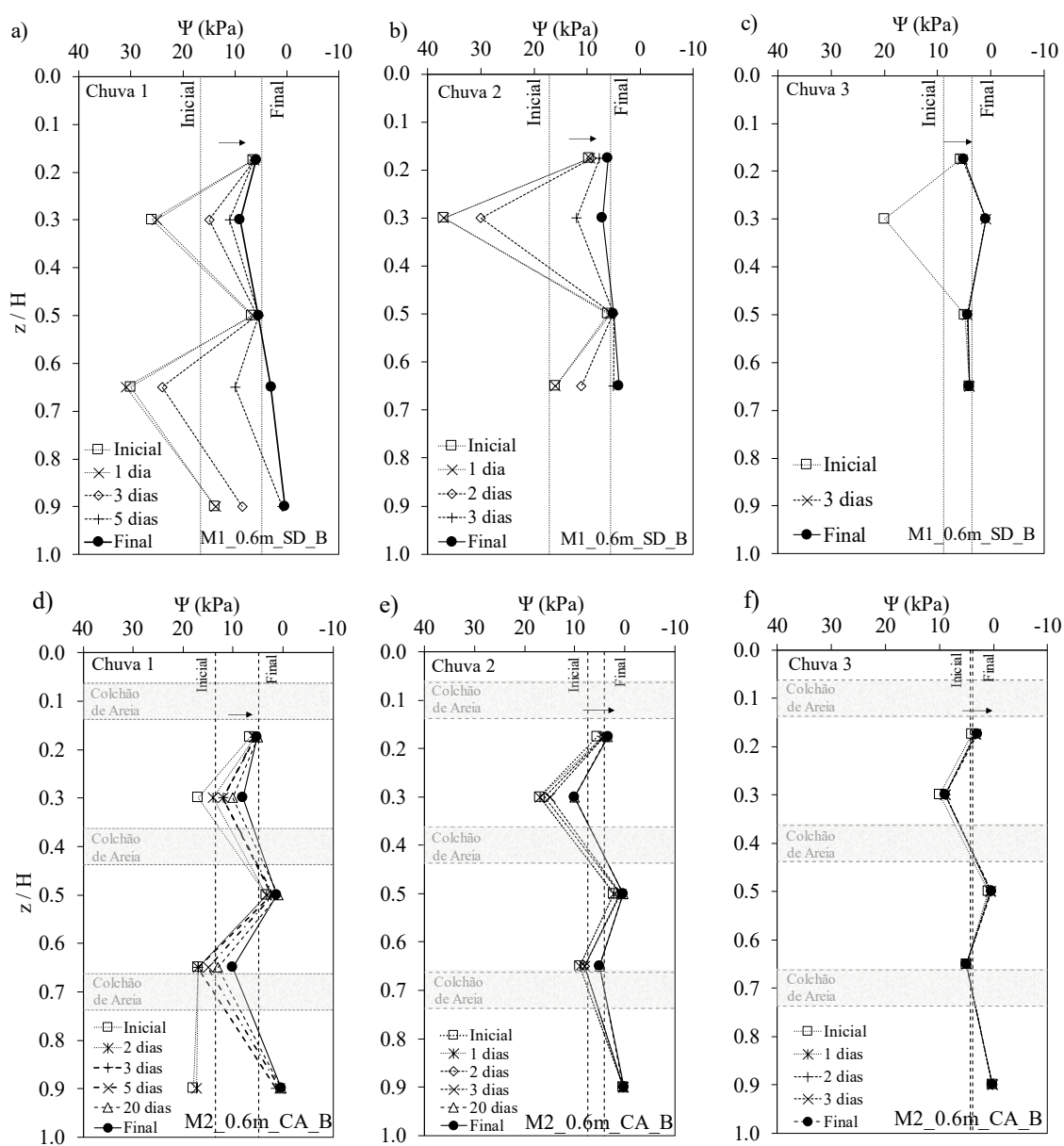


Figura 5.8: Perfis de sucção modelo M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3. Modelo M2_0.6m_CA_B: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.

Os perfis de sucção para o modelo M1 foram apresentados na mesma figura para efeitos comparativos. Nota-se que o evento de chuva 1 reduziu os níveis de sucção no modelo M2 em todos os sensores, com maiores alterações nas profundidades normalizadas acima dos colchões de areia. Interessante notar que mesmo após os períodos de estiagem (pontos iniciais nas Figura 5.8e e f), a recuperação da sucção não atingiu valores significativamente maiores que o valor de sucção de entrada de água ($\Psi_r = 10$ kPa), não permitindo assim a formação da barreira capilar nos eventos subsequentes de chuvas. A seção superior do modelo físico M2_0.6m_CA_B apresentou maiores valores de sucção, os quais reduziram próximos a zero para a seção inferior, provavelmente associado ao fundo da caixa de ensaios. Observa-se que, no modelo M1, onde não há sistema de drenagem interna, o processo de infiltração foi condicionado pela baixa permeabilidade do solo de aterro. Assim, com o início da aplicação das chuvas, verificou-se uma redução gradual da sucção principalmente nas camadas superiores, com um gradiente vertical acentuado, indicando que a redistribuição da umidade em direção às regiões mais profundas variou conforme a altura normalizada da estrutura. Ao final dos ciclos de umedecimento e secagem, os valores de sucção no modelo M1_0.6m_SD_B mantiveram-se reduzidos, evidenciando a retenção de água no interior do maciço. Em contraste, o modelo M2 (Figura 5.8 d, e, f) apresentou uma resposta hidráulica distinta ao longo dos três eventos de chuva. A presença dos colchões de areia ao redor dos reforços possivelmente atuou como vias preferenciais de fluxo, modificando a redistribuição da água no interior do aterro. Como resultado, os perfis de sucção exibiram valores mais uniformes ao longo da profundidade e gradientes menos acentuados quando comparados ao modelo M1, indicando uma menor retenção de água. Além disso, a resposta temporal no M2 foi mais rápida, sugerindo que o sistema drenante interno contribuiu para facilitar a dissipação do fluxo de água. Adicionalmente, com base nos valores de sucção e de teor de umidade, foram definidos os perfis de tensão de sucção seguindo a metodologia proposta por Lu e Likos (2004), o qual pode ser encontrado na Figura 5.9.

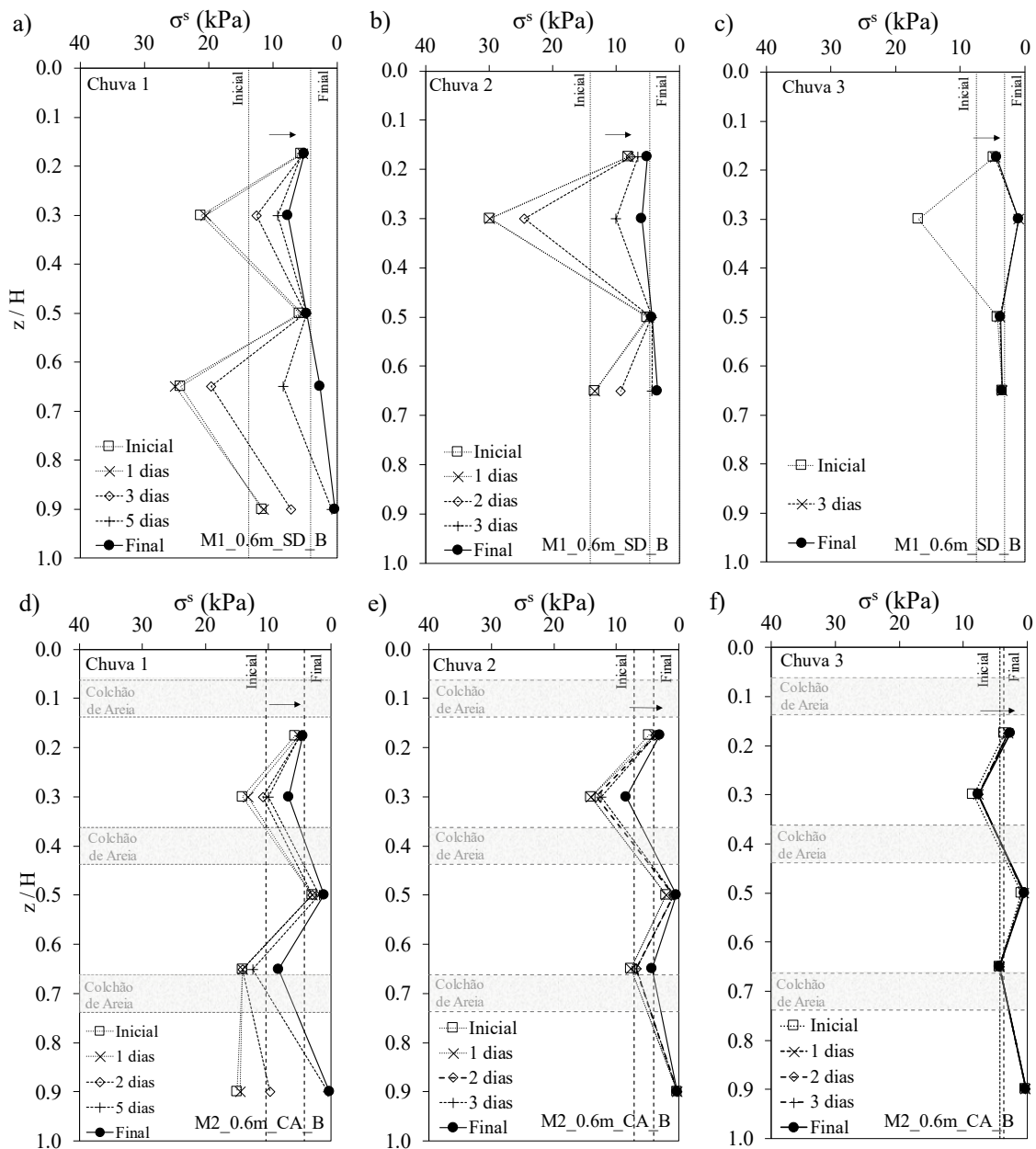


Figura 5.9: Perfis de tensão de sucção modelo M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3. Modelo M2_0.6m_CA_B: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.

Os perfis de tensão de sucção desempenham um papel fundamental ao estabelecer a conexão entre os comportamentos hidráulico e mecânico observados no modelo físico. Esses perfis foram utilizados para avaliar a tração mobilizada pelo reforço na massa de solo, conforme será discutido posteriormente. As medições foram obtidas a partir de sensores instalados nas profundidades normalizadas (z/H) de 0.18, 0.30, 0.50, 0.65 e 0.90. A Figura 5.9a-c ilustra os perfis de tensão de sucção referentes ao modelo 1, enquanto a Figura 5.9d-f apresenta os perfis para o modelo M2. Em específico para o evento de Chuva 1, considerando os intervalos de 1,

3 e 5 dias de precipitação, observa-se que os sensores posicionados em 0.30, 0.65 e 0.90 no modelo M2_0.6m_CA_B registraram os maiores valores de sucção antes do início da chuva, indicando níveis elevados de tensão de sucção na condição inicial. Com o avanço da infiltração, esses valores foram significativamente reduzidos, atingindo níveis inferiores a 10 kPa. Essa redução impediu a formação da barreira capilar, favorecendo o fluxo de água nos colchões drenantes. Os dados também revelaram que, após um prolongado período de precipitação com baixa intensidade (1 mm/h), as tensões de sucção estabilizaram-se em torno de 5 kPa, em média. Já os resultados obtidos para a chuva 2 evidenciam uma distribuição decrescente da tensão de sucção ao longo de toda a profundidade do modelo físico, o que indica maior eficiência dos sistemas de drenagem interna nas porções superiores da estrutura. Por sua vez, ao final do evento de chuva 3, observou-se uma redução significativa das tensões de sucção médias em toda a profundidade, com distribuição mais uniforme por todo o perfil em comparação ao modelo M1.

5.5 Deslocamentos

A Figura 5.10 apresenta as distribuições dos deslocamentos horizontais da face, medidos externamente ao longo da profundidade normalizada, durante os estágios de carregamento e de chuvas, para ambos os modelos físicos: M1 (linhas pretas) e M2 (linhas azuis). Para a normalização dos deslocamentos, foi utilizada a altura equivalente da sobrecarga aplicada ($H_{eq} = q/\gamma_r$). De modo geral, o modelo físico M2_0.6m_CA_B apresentou uma distribuição de deslocamentos semelhante à observada no modelo M1_0.6m_SD_B, porém com menores variações horizontais nas porções central e inferior do modelo físico em todos os eventos analisados. Já na porção superior, os deslocamentos são próximos ao modelo M1 após os eventos de chuvas 2 e 3. Esse comportamento evidencia uma tendência de menor deformabilidade em estruturas formadas por blocos segmentais de concreto associadas à presença de colchões de areia. Resultados semelhantes foram reportados por diversos autores (BALAKRISHNAN e VISWANADHAM, 2019; YOO et al., 2021; YANG et al., 2022) reforçando a eficácia desses colchões na mitigação de deslocamentos horizontais em muros de solo reforçado. Durante o estágio de aplicação das sobrecargas, o modelo M2 exibiu deslocamentos direcionados para fora da face nas camadas superiores reforçadas (acima de $z/H = 0.30$) e deslocamentos para o interior da estrutura nas camadas inferiores. Ao final desse estágio, observou-se um deslocamento horizontal máximo para fora de 3.6 mm (0.06% em

termos normalizados) no topo do modelo. Já os deslocamentos negativos (para o interior) ocorreram por volta de $z/H = 0.70$, com valor máximo de 2.5 mm (0.05%). Esse comportamento é indicativo de um mecanismo rotacional da face em resposta ao empuxo gerado pela sobrecarga, associado ao efeito de arrancamento na interface entre a geogrelha e os blocos, conforme também observado no modelo físico M1.

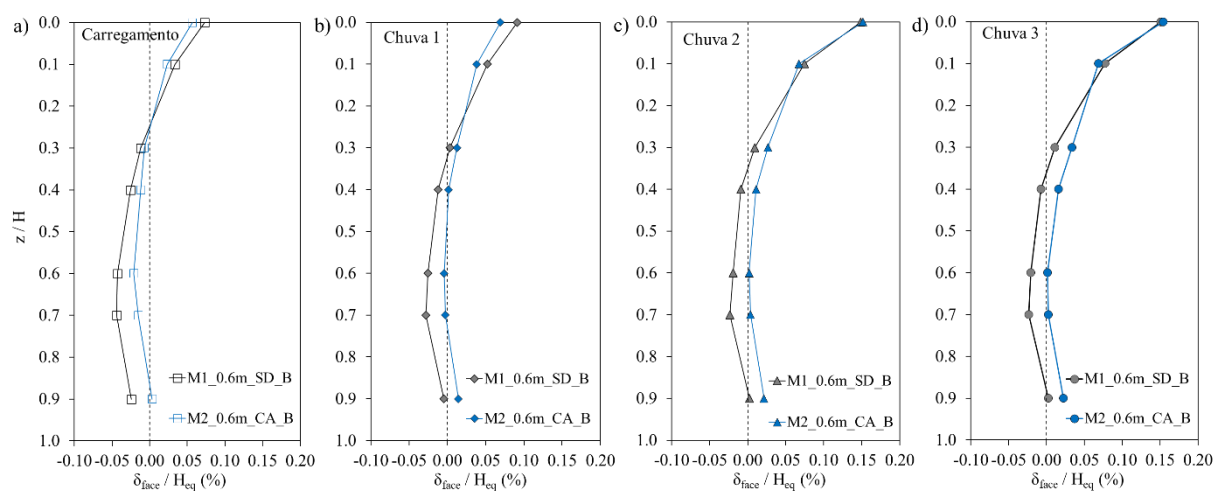


Figura 5.10: Deslocamento da face para os modelos M1 e M2 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

A Figura 5.10b apresenta os deslocamentos horizontais da face em resposta à ocorrência da Chuva 1. Observa-se um incremento nos deslocamentos após o evento, embora os valores registrados no modelo físico M2 tenham se mantido inferiores aos observados no modelo M1. Nota-se ainda que os deslocamentos positivos (movimento de afastamento da face) foram predominantes, enquanto os negativos (movimento em direção à face) praticamente se anularam. Ao final do período de estiagem subsequente, não foram identificadas alterações significativas nos deslocamentos em ambos os modelos, indicando ausência de retração do solo devido à redução do teor de umidade, possivelmente em função da eficiência dos colchões de areia na condução da água para as camadas inferiores. Com a ocorrência das chuvas 2 e 3, de maiores intensidades, observam-se aumentos nos deslocamentos horizontais no modelo M2_0.6m_CA_B, especialmente acima da profundidade normalizada de $z/H = 0.60$. Nessa faixa, as tensões de sucção foram mais significativamente afetadas, apresentando variações acentuadas e atingindo valores próximos de zero na região central do modelo. Esse comportamento sugere que os colchões de areia atuaram de forma eficaz na drenagem da água durante os eventos de precipitação, contribuindo para a manutenção parcial da sucção matricial.

No entanto, essa mesma condição também favoreceu deslocamentos mais pronunciados na porção superior da estrutura, evidenciando um possível efeito adverso do mecanismo de drenagem adotado.

De maneira similar ao descrito no capítulo anterior, os perfis de deslocamento da face ao longo de toda a profundidade normalizada dos modelos físicos foram obtidos com base nas medições dos extensômetros instalados externamente aos blocos. A Figura 5.11 apresenta os perfis de deslocamento facial registrados durante os estágios de carregamento e de chuvas para ambos os modelos físicos, M1 e M2. Observa-se que, para o modelo M2_0.6m_CA_B, o maior deslocamento ocorreu no ponto R3 (1.8 m de altura) durante o estágio de carregamento, atingindo um valor máximo de 5,40 mm (0.09%). Em contraste, os menores deslocamentos foram observados no ponto R1 (0,6 m de altura), com valor mínimo de 3,00 mm (0.05%). Ambos os valores foram ligeiramente superiores aos deslocamentos máximos registrados no modelo M1.

A Figura 5.11 evidencia que, embora os valores máximos de deslocamento horizontal da face tenham sido semelhantes entre os modelos M1 e M2, a posição do ponto de deslocamento máximo diferiu entre eles. No modelo M1, o deslocamento máximo ocorreu na região intermediária da face, enquanto no modelo M2 essa concentração deslocou-se para o topo. Essa diferença pode estar associada à forma como o sistema solo-reforço responde à mobilização da resistência ao cisalhamento e à ancoragem das geogrelhas, sendo esses mecanismos mobilizados no aterro compactado para o modelo M1 e no material granular para o modelo M2. No caso do modelo M2, a presença de um sistema de drenagem interna granular favoreceu deslocamentos mais expressivos próximos ao topo, onde a areia presente na camada exigiu maiores deformações para mobilizar tanto a resistência ao cisalhamento quanto o efeito de ancoragem das geogrelhas. Ademais, a interface entre o solo granular da face e o aterro compactado pode ter funcionado como uma zona de menor resistência, atuando como um plano preferencial de deslocamento. Os resultados observados são semelhantes ao descrito no estudo de Bathurst et al. (2000), que demonstrou, por meio de ensaios em escala real, que a mobilização da resistência à tração dos reforços em solos granulares apresenta deslocamentos significativos.

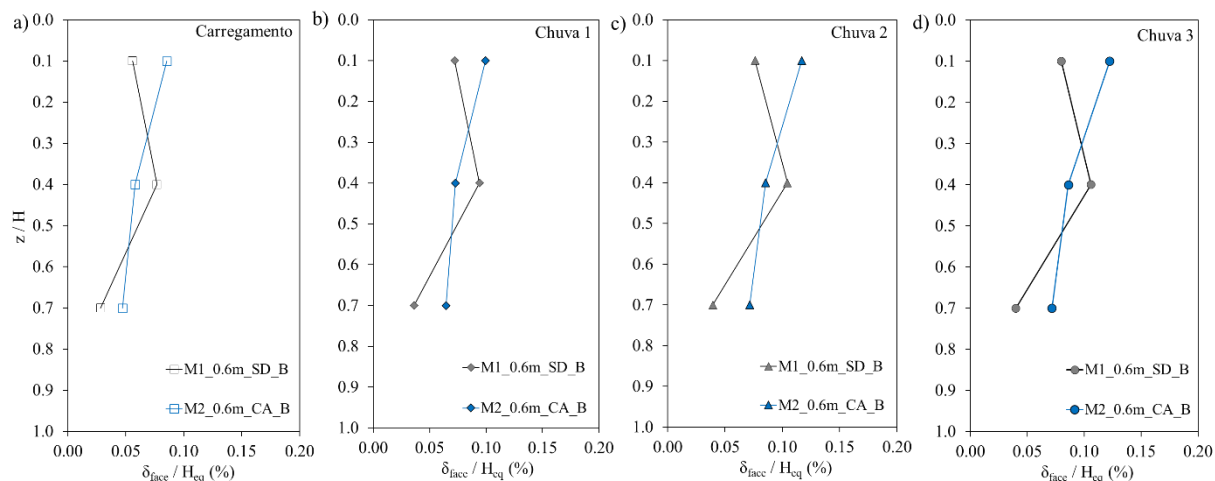


Figura 5.11: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros M1 e M2: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

O principal efeito dos eventos de chuva sobre os deslocamentos de face, medidos por meio dos extensômetros, foi a indução de incrementos nos deslocamentos horizontais. Destacase que o primeiro evento de chuva provocou um aumento de aproximadamente 26% nos deslocamentos horizontais em relação aos observados durante o estágio de carregamento. Já os eventos de chuva 2 e 3 resultaram em aumentos da ordem de 18%. Ao término dos eventos de precipitação, o maior deslocamento foi registrado no R3, atingindo 7.80 mm (0.12%). Observa-se, ainda, que os deslocamentos máximos se concentraram nas camadas superiores da estrutura, com uma redução progressiva em direção à base. Os maiores deslocamentos observados na parte superior da estrutura podem ser atribuídos à maior influência dos eventos de chuva nas regiões superficiais devido a presença dos colchões de areia. O processo de infiltração da água afetou predominantemente as camadas superiores (até a profundidade normalizada de 0.40), promovendo a redução da sucção e, conseqüentemente, da coesão aparente do solo não saturado. Essa perda de resistência do material de aterro resultou em um aumento dos deslocamentos horizontais nessa região.

5.6 Deformações geogrelhas

Conforme a metodologia descrita no capítulo anterior, referente à análise do comportamento do modelo físico M1_0.6m_SD_B, as deformações nos reforços foram obtidas por meio da razão entre o deslocamento relativo de dois pontos consecutivos dos extensômetros e a distância inicial entre eles. A Figura 5.12 apresenta a distribuição das deformações ao longo

de todo o comprimento da geogrelha para ambos os modelos analisados, com e sem a presença dos colchões de areia para os diferentes estágios de carregamento (Carg) e os eventos de chuva (Ch1, Ch2 e Ch3) para os reforços R3 (altura de 1.8 m), R2 (1.2 m) e R1 (0.6 m). As deformações são mostradas tanto ao longo dos trechos dos reforços inseridos na massa de solo quanto na região de conexão com os blocos da face. A linha tracejada indica a posição da interface entre o solo e os blocos.

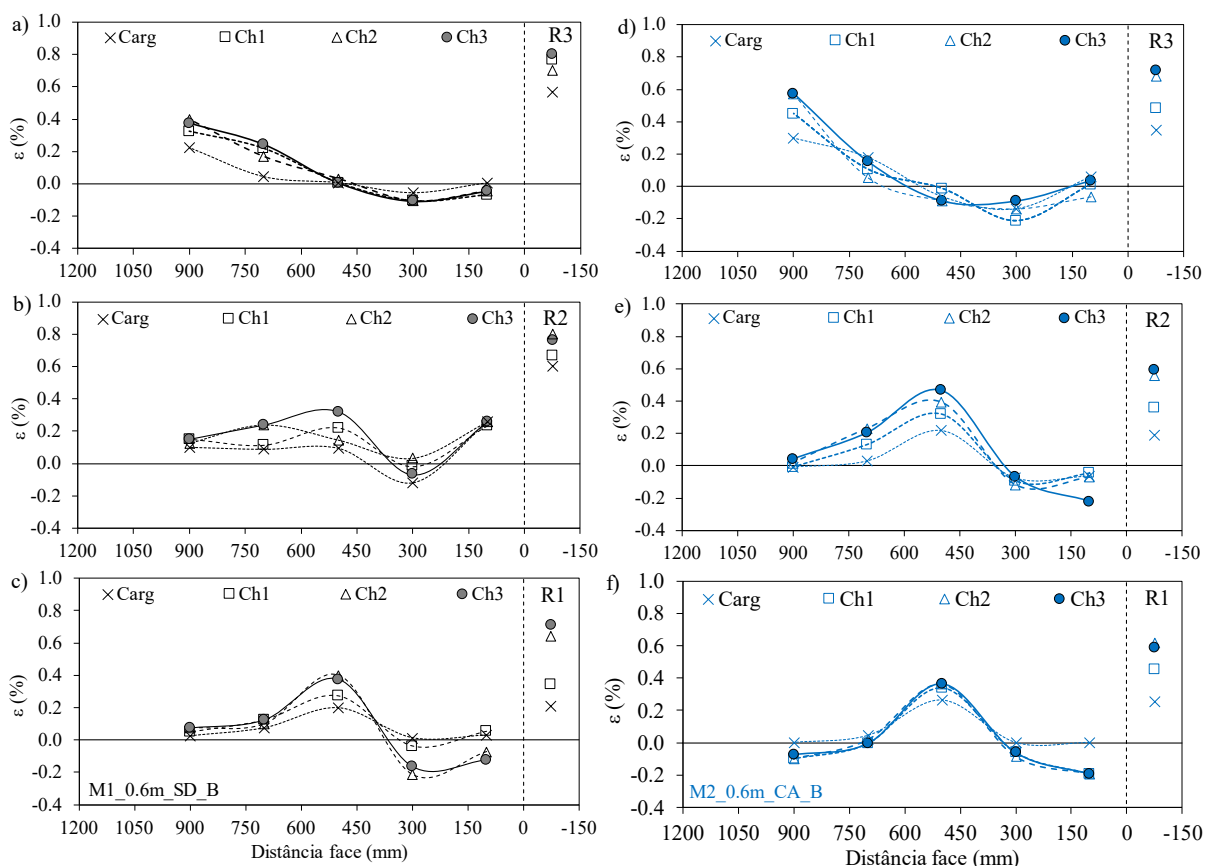


Figura 5.12: Distribuição deformações nas geogrelhas. M1_0.6m_SD_B: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1. M2_0.6m_CA_B: d) Reforço 3; e) Reforço 2; f) Reforço 1.

As deformações observadas no reforço R3 do modelo físico M2_0.6m_CA_B durante o estágio de carregamento atingiram valor máximo de 0.30%, localizado no ponto mais distante da face. Para esse mesmo estágio, a deformação na conexão foi de aproximadamente 0.35%. Esse comportamento foi semelhante ao verificado no modelo M1_0.6m_SD_B, o que pode ser atribuído às condições iniciais comparáveis do solo de aterro em ambos os modelos. Durante os eventos de chuva, as deformações aumentaram progressivamente, alcançando valores máximos de 0.58% a 900 mm da face e 0.72% na conexão ao final da Chuva 3. Ainda assim, o formato da distribuição das deformações ao longo do comprimento da geogrelha manteve-se

semelhante ao observado no modelo M1. Esse comportamento está relacionado à posição do reforço, inteiramente inserido na cunha ativa segundo a teoria de Rankine. De forma geral, o modelo M2_0.6m_CA_B apresentou deformações máximas ao longo da geogrelha cerca de 40% maiores que as registradas no modelo M1_0.6m_SD_B para todos os estágios analisados para o R3. Esse aumento pode estar associado ao comportamento do sistema solo-reforço, em que o material granular utilizado no M2 exigiu maiores deslocamentos para mobilizar a resistência ao cisalhamento e a ancoragem da geogrelha. Por outro lado, as deformações na conexão foram aproximadamente 40% menores no M2 durante o estágio de carregamento e o evento de chuva 1 (baixa intensidade), tornando-se semelhantes às do M1 nos eventos seguintes (chuvas de média e alta intensidade).

Para o reforço R2 (Figura 5.12e), o valor máximo de deformação na geogrelha inserida no solo durante o estágio de carregamento foi de 0.22%, localizado na porção central do reforço, enquanto a deformação na conexão foi de 0.19%. É interessante notar que os eventos de chuva provocaram um aumento nas deformações tanto no solo quanto na conexão, com máximos registrados ao final da chuva 3, atingindo aproximadamente 0.47% e 0.59%, respectivamente. Quanto à distribuição das deformações ao longo do comprimento da geogrelha, observa-se uma propagação mais ampla a partir da região central, estendendo-se por todo o reforço. Próximo à interface solo-bloco, registraram-se deformações de compressão, comportamento oposto ao observado no modelo M1 (Figura 5.12b). Especificamente para o reforço R2, os valores de deformação na massa de solo foram cerca de 20% menores no modelo M2_0.6m_CA_B em comparação ao M1_0.6m_SD_B durante o estágio de carregamento. No entanto, nos estágios de chuva, esses valores aumentaram, atingindo aproximadamente o dobro dos registrados no modelo sem colchões de areia. No que se refere às deformações na conexão, o modelo com colchões de areia apresentou valores aproximadamente três vezes menores durante o carregamento. Apesar do aumento significativo causado pelos eventos de chuva, as deformações na conexão permaneceram cerca de 25% inferiores às observadas no modelo físico M1, o qual não conta com sistemas de drenagem internos.

Por fim, o reforço R1 apresentou deformação máxima de 0.26% na geogrelha inserida no solo durante o estágio de carregamento, e de 0.25% na conexão. É interessante observar que os eventos de chuva não provocaram aumentos significativos nas deformações ao longo do comprimento da geogrelha, que atingiram um máximo de 0.36% ao final da Chuva 3. No entanto, as deformações na conexão apresentaram aumentos expressivos, com valor próximo de 0.60% ao final do mesmo evento. Esses resultados evidenciam a atuação do sistema de

drenagem interna proporcionado pelos colchões de areia presentes na parte central e superior da estrutura, que se mostraram eficazes na drenagem da água proveniente das chuvas. Isso resultou em variações pouco significativas nas deformações do reforço localizado mais próximo à base do modelo. Tal comportamento também pode ser constatado ao se comparar com o modelo sem colchões de areia, no qual foram observados aumentos relevantes nas deformações ao longo do comprimento do reforço R1 durante os eventos de chuva (Figura 5.12c).

O aumento dos níveis de deformação em geogrelhas inseridas em materiais granulares sob a ação de chuvas também foi relatado por Santos et al. (2013; 2014), em estudos com estruturas de solo reforçado construídas com resíduos de construção e demolição. Além disso, a distribuição dos valores máximos de deformação no modelo físico M2, que inclui colchões de areia, apresentou comportamento semelhante ao observado em modelos reduzidos submetidos a eventos de chuva em centrífuga, conforme reportado por Balakrishnan e Viswanadham (2019).

5.7 Cargas de tração

A distribuição das cargas máximas de tração nos reforços em função da profundidade normalizada é apresentada na Figura 5.13 para os modelos físicos M1 e M2. Conforme mencionado anteriormente, as cargas de tração foram determinadas a partir das deformações máximas registradas, multiplicadas pela rigidez da geogrelha. Durante o estágio de carregamento, a carga de tração foi uniforme e próxima de 1.0 kN/m em todos os reforços de ambos os modelos, comportamento que pode ser atribuído às condições iniciais homogêneas do material de aterro. No entanto, o evento de Chuva 1 promoveu uma maior mobilização das cargas de tração do modelo M2, conforme ilustrado na Figura 5.13b. Observa-se que o modelo com a presença dos colchões de areia apresentou maiores valores de tração em todos os reforços, embora mantendo a mesma distribuição ao longo da profundidade normalizada. Os maiores níveis de tração observados no modelo M2 podem estar associados à redução da resistência ao cisalhamento na interface entre o aterro compactado e o material granular, o que favoreceu uma maior mobilização das tensões de tração no reforço. Em materiais granulares, a interação solo-geogrelha ocorre predominantemente por atrito e intertravamento mecânico, mecanismos que demandam maiores deslocamentos relativos para a completa mobilização da resistência. Dessa forma, o reforço no M2 apresentou deformações mais elevadas e, conseqüentemente, maiores cargas de tração em comparação ao modelo M1. Além disso, a

substituição parcial do solo de aterro por camadas de colchão de areia provocou uma redução da coesão aparente do sistema, uma vez que o material granular não apresenta a contribuição coesiva presente em solos finos na condição não saturada.

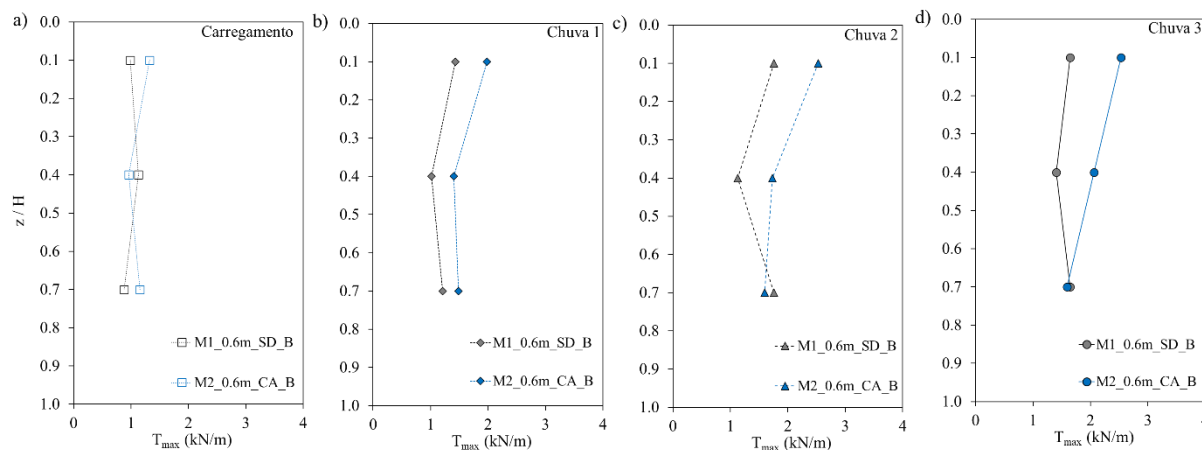


Figura 5.13: Tração máxima nos reforços nos modelos M1 e M2 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

A infiltração decorrente do evento de Chuva 2 provocou um aumento de aproximadamente 20% das cargas de tração mobilizadas nos reforços do modelo M2_0.6m_CA_B, especialmente na região superior da estrutura, com valores superiores aos observados no modelo sem sistema de drenagem. Os picos de tração para o modelo físico M2 foram registrados ao final da Chuva 3, atingindo 2.5 kN/m no reforço superior e cerca de 1.5 kN/m no reforço inferior. Destaca-se o comportamento característico do modelo com colchões de areia, que apresentou maiores tensões de tração nos reforços centrais e superiores, enquanto os valores no reforço inferior foram similares aos do modelo sem drenagem. Esse padrão evidencia a eficácia do sistema de drenagem interna em restringir o acúmulo de água nas camadas inferiores da estrutura. De forma similar, o estudo de Dhanya e Divya (2025) avaliou o desempenho de muros de solo reforçado com geocompostos drenantes (geogrelhas associadas a geotêxteis não tecidos) aplicados em solos lateríticos, observando comportamento semelhante ao do presente estudo, com destaque para o aumento das deformações nos reforços superiores durante períodos prolongados de chuva. Embora haja diferenças nos materiais empregados (geocomposto drenante *versus* colchões de areia), ambos atuam como elementos de drenagem interna, exercendo função semelhante na mitigação dos efeitos da infiltração.

Os resultados apresentados anteriormente evidenciam que, embora o colchão de areia tenha cumprido sua função primária de drenagem interna e redução da retenção de água no solo de aterro, sua presença também alterou o mecanismo de transferência de tensões entre o solo e o reforço. No modelo M2, a interação solo–geogrelha ocorreu predominantemente por atrito e intertravamento mecânico, exigindo maiores deformações para a mobilização. Assim, o aumento das cargas de tração não indica um desempenho menos eficiente, mas sim um processo distinto de mobilização, no qual o reforço precisa se deformar mais para equilibrar as tensões induzidas pelo carregamento e efeitos de infiltração. Em contraste, no modelo M1, composto por um solo fino não saturado, a sucção matricial contribuiu para o desenvolvimento de uma coesão aparente adicional, reduzindo as deformações necessárias para a mobilização do reforço. Conseqüentemente, as cargas de tração mobilizadas foram menores, sem que isso implicasse em redução da estabilidade global. Do ponto de vista de projetos, os resultados indicam que a adoção do colchão drenante é vantajosa sob condições de eventos de chuvas, pois favorece a manutenção do estado não saturado do aterro. Contudo, o sistema demanda maiores deslocamentos iniciais para a mobilização do atrito na interface solo–reforço, aspecto que deve ser considerado na fase executiva.

A Figura 5.14 apresenta as cargas de tração na conexão de acordo com a profundidade normalizada para ambos os modelos físicos avaliados nos estágios de carregamento e eventos de chuva. Semelhante a metodologia descrita para o cálculo da carga de tração no reforço, as cargas de conexão foram determinadas com base nas deformações da geogrelha medidas na interface bloco-bloco.

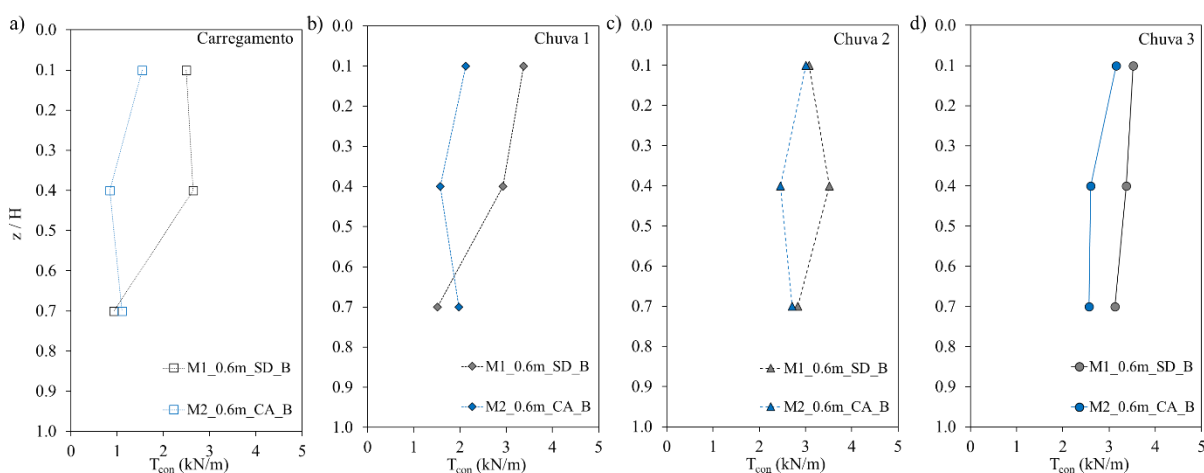


Figura 5.14: Tração máxima nas conexões nos modelos M1 e M2 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

O modelo M2_0.6m_CA_B apresentou valores inferiores de carga de tração na conexão para os reforços central (R2) e superior (R3) durante o estágio de carregamento, enquanto o reforço inferior (R1) registrou valores muito próximos aos do modelo M1. De modo geral, o modelo com colchões de areia apresentou cargas de conexão em torno de 1.0 kN/m para todos os reforços nesse estágio inicial. Após o evento de chuva 1, observou-se um aumento significativo nessas cargas, com valores próximos a 2.0 kN/m para os reforços R3 e R1. Ainda assim, os valores registrados pelo modelo M1 permaneceram superiores. A partir dos eventos de chuva com intensidade moderada (5 mm/h), as cargas de tração na conexão aumentaram expressivamente, atingindo até 3.0 kN/m ao final da chuva 3. Ao término dos eventos de chuva, o modelo com colchões de areia apresentou um padrão de distribuição das cargas de conexão semelhante ao observado para as cargas de tração ao longo do reforço inserido na massa de solo: os maiores valores foram registrados nos reforços superiores, decrescendo com o aumento da profundidade normalizada. Ainda assim, os valores obtidos no modelo sem colchões de areia foram sistematicamente superiores aos do M2_0.6m_CA_B, evidenciando a influência dos sistemas de drenagem internos na mitigação das cargas de tração mobilizadas na conexão entre os reforços e a face em blocos segmentais.

5.8 Conclusões

O modelo físico M2_0.6m_CA_B (Modelo 2, espaçamento vertical de 0.6 m, colchões de areia e face em blocos segmentais) foi construído com o objetivo de avaliar a influência de eventos de chuva no comportamento hidráulico-mecânico de muros de solo reforçado com geogrelhas, incorporando um sistema de drenagem interna. Os resultados obtidos foram comparados aos do modelo de referência, o qual não apresenta colchões de areia. Com base na análise experimental, destacam-se as seguintes conclusões:

- A presença dos colchões de areia favoreceu a drenagem interna durante os eventos de chuva, especialmente nas regiões correspondentes aos reforços superior e central, contribuindo para o controle hidráulico da massa de solo reforçada. Esse comportamento reduziu a concentração de esforços de tração na região de conexão, uma vez que parte da água infiltrada foi drenada pelos colchões. Por outro lado, verificou-se um aumento nos valores de tração mobilizada ao longo dos reforços, possivelmente associado ao deslocamento necessário para a mobilização da resistência por atrito;

- O sistema de drenagem interna favoreceu o fluxo preferencial da água da face para o interior da estrutura. Devido à continuidade dos colchões de areia ao longo do comprimento da estrutura e sua natureza granular, observou-se aumento do teor de umidade e redução da sucção matricial em diferentes profundidades, especialmente na região central. Ainda assim, os níveis de sucção não atingiram valores nulos, mesmo após a ocorrência de precipitações prolongadas;
- Apesar da diferença de porosidade entre o solo de aterro e os colchões de areia, não foi observada a formação de barreira capilar na interface entre os materiais. Esse comportamento está associado aos baixos níveis de sucção medidos no solo compactado, inferiores ao valor de entrada de água característico da areia, adotado como parâmetro para identificação de possíveis barreiras capilares;
- Os deslocamentos horizontais da face medidos externamente aos blocos modulares foram menores no modelo com colchões de areia. Ainda assim, ambos os modelos apresentaram distribuições de deslocamento semelhantes, evidenciando a influência dos blocos segmentais no comportamento deformacional da face. Por outro lado, os deslocamentos registrados pelos extensômetros foram maiores no modelo M2, principalmente na porção superior da estrutura, comportamento associado aos maiores deslocamentos necessários para a mobilização do reforço incluso no material granular;
- A presença do sistema de drenagem interna promoveu maiores cargas de tração nos reforços inclusos nos colchões de areia, especialmente nas regiões central e superior. Esse efeito está associado à necessidade de maiores deslocamentos para mobilização do atrito e do intertravamento solo-geogrelha. Apesar disso, o sistema de drenagem interna mostrou-se eficaz em restringir o acúmulo de água nas camadas inferiores, contribuindo para o controle hidráulico durante os eventos de chuva;
- O modelo com colchões de areia apresentou menores cargas de tração na conexão em comparação ao modelo sem drenagem interna, indicando que o sistema de drenagem contribuiu para a redução das tensões transmitidas à face. Após os eventos de chuvas, observou-se a manutenção do padrão de distribuição das cargas, com maiores valores nos reforços superiores e redução com a profundidade, comportamento associado à redistribuição das tensões induzida

pela infiltração. Esses resultados evidenciam a eficiência dos colchões de areia em controlar o acúmulo de água junto à face e mitigar a mobilização excessiva de tração na interface reforço–bloco.

O presente capítulo destaca a relevância dos sistemas de drenagem interna como uma possível estratégia na mitigação hidráulica em muros de solo reforçado com geossintéticos sob eventos de chuvas. A presença dos colchões de areia contribuiu para mitigar os efeitos da infiltração da água, reduzir esforços localizados nas conexões e manter o desempenho mecânico da estrutura sob condições não saturadas. Contudo, destaca-se que os resultados foram obtidos em condições laboratoriais controladas, com limitações inerentes à representação da complexa interação solo-atmosfera, especialmente em termos de variações de carga vertical e ciclicidade hídrica. Adicionalmente, os parâmetros de precipitação adotados, embora representativos, não abrangem todo o espectro de cenários climáticos extremos, que poderiam induzir pressões neutras mais elevadas e modificar substancialmente o comportamento observado.

6 INFLUÊNCIA DO TIPO DE FACE NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB EVENTOS DE CHUVAS

O presente capítulo descreve a avaliação do comportamento hidráulico e mecânico do modelo físico M3_0.6m_SD_G, caracterizado por espaçamento vertical de 0.6 m, ausência de drenagem interna e face em gabião, quando submetido a diferentes eventos de chuva. O objetivo é comparar o desempenho ao do modelo físico 1, o qual possui face em blocos segmentais de concreto adotado como referência e analisado individualmente no Capítulo 4.

6.1 Condições iniciais

A partir das amostras indeformadas coletadas durante a execução do modelo físico 3, foram determinadas as condições iniciais do solo compactado. A Figura 6.1 apresenta os resultados do teor de umidade gravimétrico, grau de saturação e grau de compactação. O teor de umidade do solo de aterro variou aproximadamente $\pm 2\%$ em relação ao valor de umidade ótimo obtido a partir da curva de compactação de Proctor normal, atingindo valores máximos próximos de 31.5%. Esse valor permaneceu abaixo do teor de umidade de saturação ($w_{sat}=33.4\%$), indicando que o solo se encontrava em condição não saturada (Figura 6.1b). O grau de saturação variou entre 80% e 100%, sendo influenciado tanto pelo teor de umidade quanto pelo processo de compactação. As amostras de solo que apresentaram níveis de saturação entre 95% e 100% também registraram graus de compactação próximos a 102% (Figura 6.1c), concentrando-se principalmente na seção central do modelo físico 3. De forma geral, o grau de compactação médio ao longo da altura da estrutura foi de 98%. As condições iniciais do modelo físico M3_0.6m_SD_G foram semelhantes às observadas anteriormente nos modelos M1 e M2.

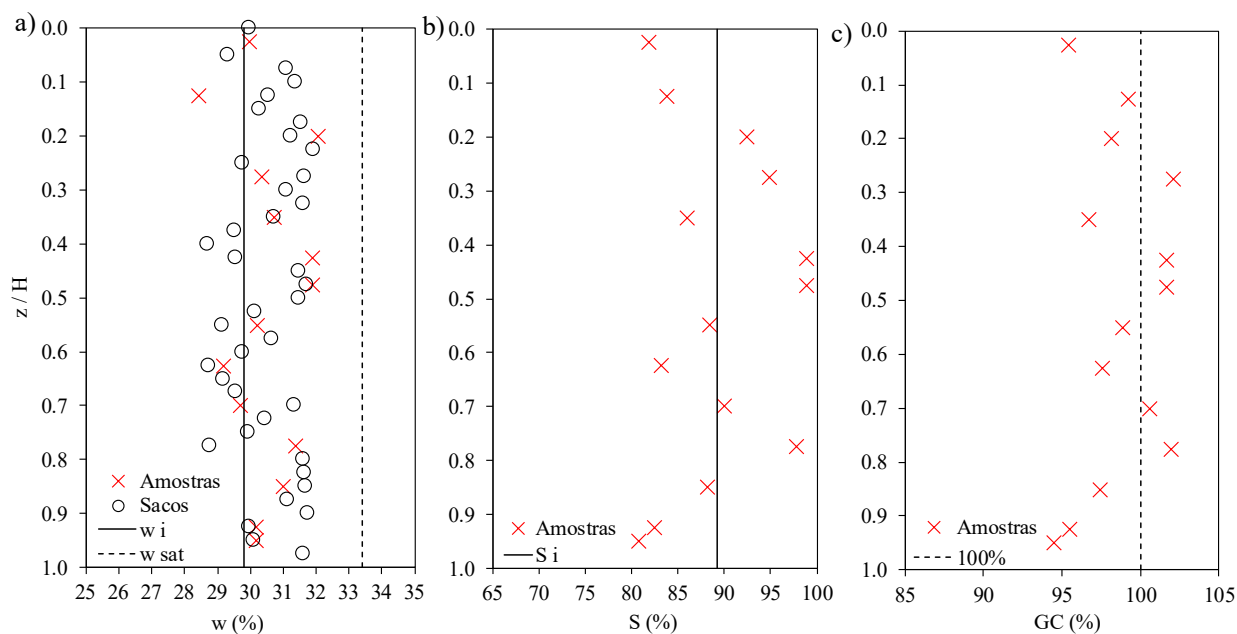


Figura 6.1: Condições iniciais solo compactado M3_0.6m_SD_G: a) Teor de umidade gravimétrico; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.

6.2 Comportamento não saturado

A Figura 6.2 apresenta as séries temporais dos dados coletados pelos sensores SUV e tensiômetros, expressos em termos de teor de umidade volumétrica, para os modelos M1 e M3. Infelizmente, os sensores instalados nas profundidades de 1.00 m e 1.80 m do modelo M3 foram danificados durante o processo de compactação, motivo pelo qual seus dados não foram considerados nas análises. Essa perda de dados implica em limitações na interpretação do comportamento hidráulico ao longo da profundidade do modelo físico. A ausência de informações nas camadas intermediária e inferior restringiu a identificação de variações no teor de umidade nas camadas mais profundas e a avaliação da propagação da frente de umedecimento decorrente dos eventos de chuvas. Além disso, possíveis acúmulos ou retenções de água em níveis inferiores não puderam ser confirmados, o que influencia na representação da resposta do solo frente aos eventos, especialmente em termos de redistribuição da água após períodos de estiagem prolongada.

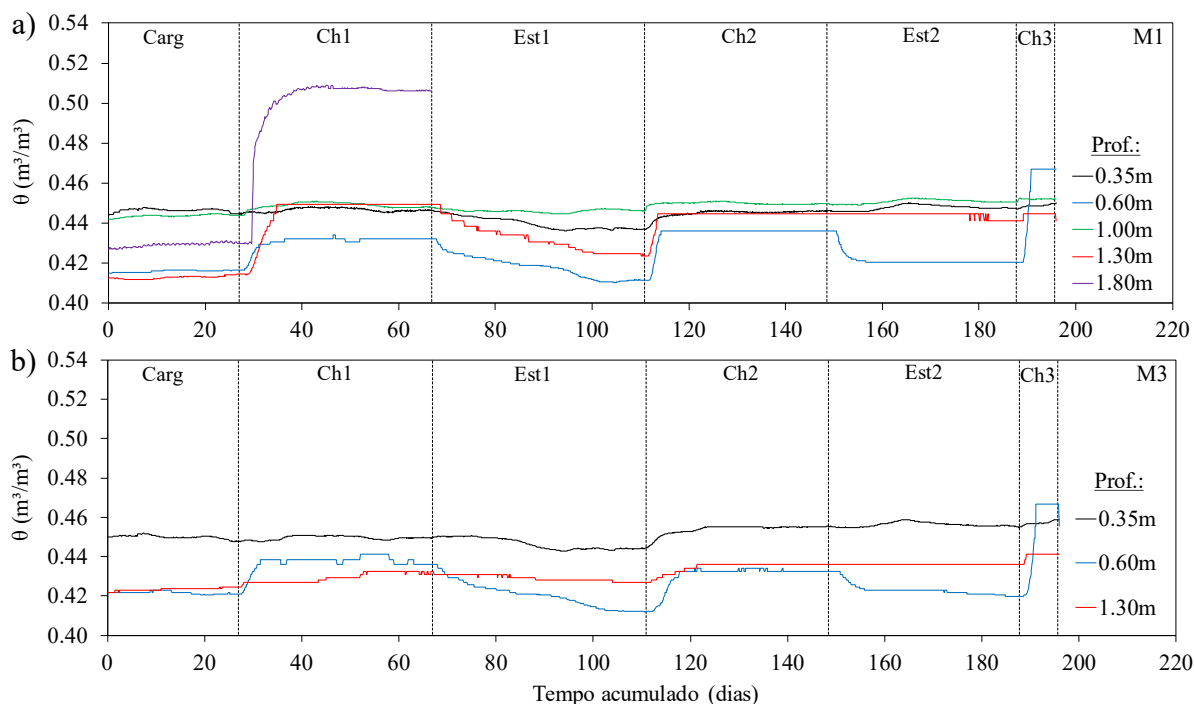


Figura 6.2: Teor de umidade volumétrica modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M3_0.6m_SD_G.

O teor de umidade volumétrica inicial do modelo M3_0.6m_SD_G variou entre 0.42 e 0.45 m^3/m^3 , refletindo as variações de porosidade decorrentes do processo de compactação. Em particular, durante o estágio de carregamento, os teores de umidade volumétricos permaneceram praticamente constantes para todos os sensores. Após o início do primeiro evento de chuva (baixa intensidade), apenas o sensor instalado à profundidade de 0.60m registrou um aumento significativo na umidade do solo, seguido por aquele localizado a 1.00m. Em contrapartida, não foram observadas variações expressivas no sensor posicionado a 0.35 m durante a chuva 1. Após o incremento inicial registrado pelo sensor a 0.60 m, os níveis de umidade permaneceram praticamente constantes até o término do evento. É relevante destacar que o sensor situado a 1.30 m apresentou discretos aumentos de umidade ao longo de praticamente todo esse período para o modelo M3. Em comparação, o mesmo sensor localizado no modelo M1 registrou variações significativas no teor de umidade durante a Chuva 1.

Uma possível explicação para o comportamento observado está relacionada ao tipo de face empregado no modelo. Embora o modelo M3 não conte com sistemas internos de drenagem, a face composta por tela metálica revestida com geotêxtil não tecido e preenchida com brita (gabião) pode ter atuado como uma via preferencial para o escoamento da água. Essa hipótese é corroborada por estudos que evidenciam o papel dos geotêxteis não tecidos como

elementos facilitadores da drenagem em estruturas de solos saturados ou parcialmente saturados. Palmeira e Gardoni (2002) demonstraram que geotêxteis não tecidos, sob confinamento, apresentam propriedades de drenagem que favorecem o fluxo preferencial da água. Ainda, Thuo et al. (2015) investigaram a infiltração em taludes reforçados com drenos de geotêxteis não tecidos e observaram que tais elementos podem atuar como um sistema de drenagem eficiente, facilitando a condução da água em camadas permeáveis adjacentes. Resultados semelhantes foram descritos por Portelinha e Zornberg (2017) e Albino et al. (2019) nos trabalhos referentes ao efeito da infiltração em estruturas de solo reforçado, onde ressaltaram a importância dos geotêxteis não tecidos no comportamento hidráulico, especialmente sob condições de não saturadas.

Assim, conforme estudos evidenciam, a face do modelo M3 pode funcionar como um caminho de escoamento, fenômeno este conhecido com *runoff* (Koerner e Koerner, 2011). Os resultados do modelo M3 indicam que a combinação do gabião com o geotêxtil não tecido cria um sistema de drenagem eficiente, mesmo na ausência de colchões de areia, o que pode explicar o comportamento hidráulico observado no modelo. A Figura 6.3 apresenta a seção transversal do modelo físico M3_0.6m_SD_G, destacando a disposição das camadas de solo, reforço e face. Essa ilustração visa evidenciar como a interface solo–geotêxtil tecido–brita possivelmente constituiu um caminho de drenagem para o fluxo de água.

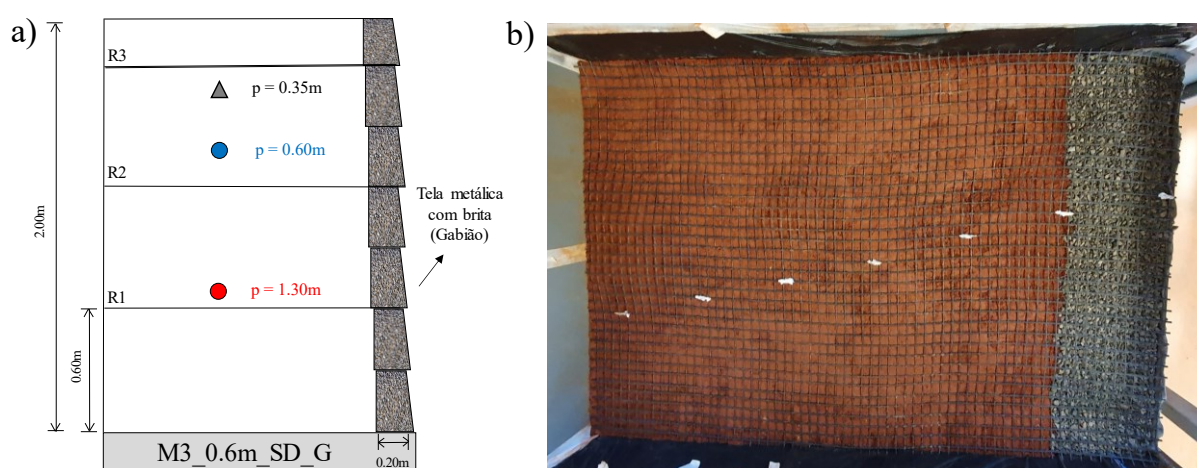


Figura 6.3: Modelo físico M3_0.6m_SD_G: a) Seção transversal; b) Camada de solo, reforço e face em gabião.

O primeiro estágio sem ocorrência de chuvas resultou em uma redução progressiva dos valores de umidade registrados pelo sensor instalado a 0.60 m de profundidade, observada

desde o início do período. Para o sensor posicionado a 0.35 m, a diminuição nos níveis de umidade foi identificada a partir da metade do tempo correspondente a essa fase. Por outro lado, variações pouco expressivas foram observadas no sensor localizado a 1.00 m de profundidade. O segundo evento de chuva (intensidade média) provocou um aumento generalizado nos valores de umidade em todos os sensores, onde o sensor a 0.35 m atingiu níveis próximos a $0.46 \text{ m}^3/\text{m}^3$. Observa-se um comportamento semelhante ao verificado durante o primeiro evento de chuva, com os sensores localizados nas camadas superiores do modelo físico registrando valores de umidade mais elevados em comparação com o sensor central. Esse padrão reforça a hipótese da atuação eficiente da face composta por elementos de gabião como via drenante preferencial ao longo da estrutura.

Durante o segundo período de estiagem, reduções nos valores de umidade foram observadas apenas no sensor localizado a 0.60 m de profundidade, não sendo registradas variações significativas nos demais sensores. Comportamento este também registrado no modelo M1. É interessante destacar que os níveis de umidade registrados por esse sensor no modelo M3 retornaram a patamares próximos aos valores iniciais. O último evento de precipitação, caracterizado pela alta intensidade, promoveu o aumento dos níveis de umidade em todos os sensores, com valor máximo de $0.47 \text{ m}^3/\text{m}^3$ registrado pelo sensor a 0.60 m. Ressalta-se que, em nenhum dos eventos de chuva, os sensores indicaram a saturação do solo, mantendo-se o material de aterro em condição não saturada ao longo de todo o período analisado. Esse comportamento pode estar associado a baixa permeabilidade do solo de aterro associado a face drenante presente no modelo 3.

A Figura 6.4 apresenta os valores de sucção matricial registrados pelos sensores ao longo do tempo para os modelos M1 e M3. Inicialmente, os valores de sucção do modelo M3 variaram entre 5 e 18 kPa, refletindo as condições iniciais do solo de aterro. Destaca-se, em particular, o sensor instalado na profundidade de 0.35 m, que apresentou o menor valor de sucção, atribuído ao elevado grau de saturação presente na região superior do modelo. Observa-se também que a aplicação da carga não provocou alterações significativas no comportamento dos sensores, resultante semelhante aos sensores presentes no modelo M1.

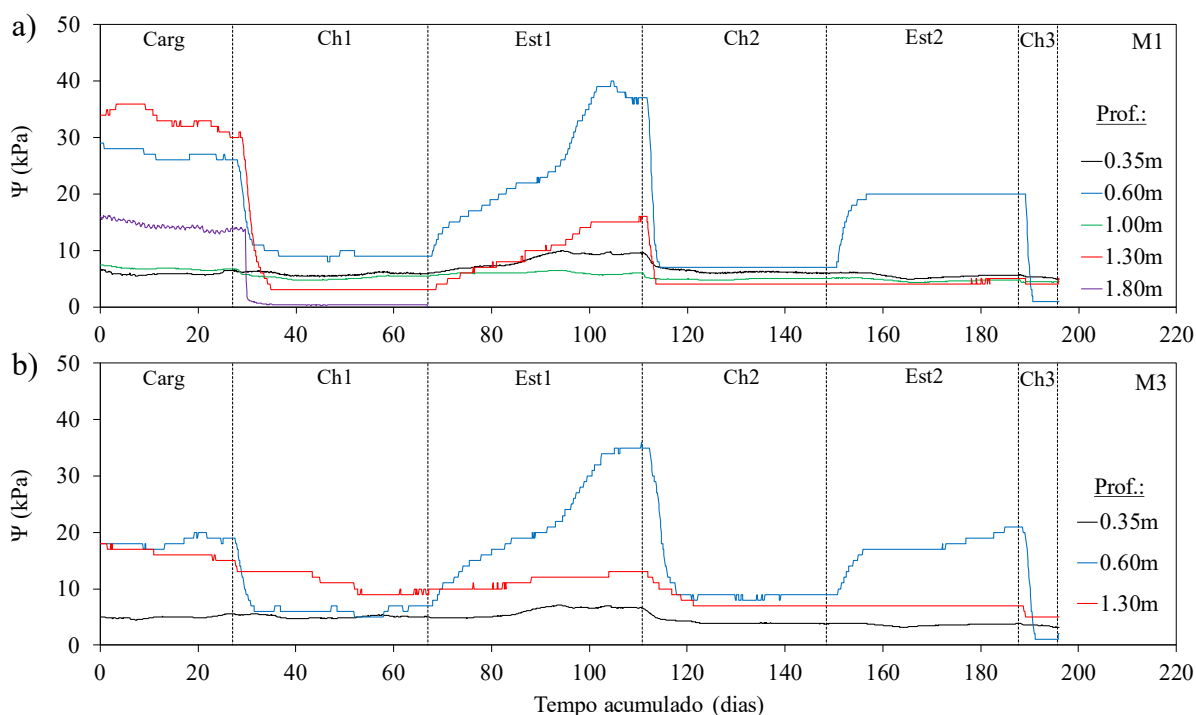


Figura 6.4: Sucção matricial modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M3_0.6m_SD_G.

O processo de infiltração de água decorrente do primeiro evento de chuva não provocou alterações significativas na sucção registrada pelo sensor instalado a 0.35 m de profundidade. Em contrapartida, o sensor posicionado a 0.60 m apresentou quedas expressivas nos valores de sucção, atingindo níveis próximos aos registrados pelo sensor superior (cerca de 5 kPa), os quais se mantiveram até o término do evento. Já o sensor localizado na porção central da estrutura, a 1.30 m de profundidade, mostrou menores variações, com sucção estabilizada em torno de 10 kPa, comportamento que pode ser atribuído à redução do fluxo interno de água devido à ação da face drenante. Além disso, observa-se que o período de estiagem subsequente ao evento de chuva promoveu uma recuperação significativa da sucção no sensor a 0.60 m, ultrapassando inclusive os níveis iniciais registrados durante o estágio de carregamento. Esse fenômeno indica uma maior interação da porção superior da estrutura com a atmosfera, evidenciando a influência das condições ambientais, como temperatura e umidade relativa do ar. Conforme discutido por Albino et al. (2020), a interação solo-atmosfera exerce uma importância significativa na estabilidade de estruturas em solo reforçado com geotêxteis, onde variações climáticas influenciam diretamente o comportamento hidráulico e mecânico do solo. De forma similar, Nunes et al. (2022) demonstraram as como condições climáticas variáveis

impactam a estabilidade de estruturas reforçadas com geocompostos e geogrelhas, reforçando a sensibilidade do sistema às condições ambientais externas. Esse conjunto de evidências é também consistente com as observações do modelo físico M1, cujo período de estiagem ocorreu durante o verão, com temperatura média de 26.1 °C, cenário que favoreceu a recuperação da sucção pela evaporação e redistribuição de umidade no perfil do solo.

Os níveis de sucção voltaram a diminuir em decorrência do segundo evento de chuva. No entanto, diferentemente do observado no primeiro evento, todos os sensores registraram quedas significativas. Ao final do segundo período chuvoso, o sensor posicionado a 0.35 m de profundidade indicou valores próximos de 4 kPa, enquanto os demais permaneceram em torno de 10 kPa. O evento subsequente de estiagem resultou em recuperação dos valores de sucção apenas no sensor instalado a 0.60 m, permanecendo os demais praticamente constantes ao longo de todo o período. Esse comportamento indica que, mesmo na ausência de precipitações, a água permaneceu retida nos poros do material de aterro, sugerindo uma possível correlação entre a capacidade de retenção do solo e a intensidade dos eventos de chuva avaliados. Por fim, os menores níveis de sucção foram registrados ao término do terceiro evento de chuva, de alta intensidade, com valores próximos de 3 kPa nos sensores instalados a 0.35 m e 1.00 m de profundidade, e valores próximos de zero para o sensor localizado a 0.60 m de profundidade.

6.3 Drenagem

Com base nos resultados do teor de umidade volumétrico normalizado, conforme descrito anteriormente no Capítulo 5, uma análise comparativa foi realizada entre o modelo com face em gabião M3_0.6m_SD_G (θ_{FGn}) e o modelo de referência com face em blocos M1_0.6m_SD_B (θ_{FBn}). O objetivo da comparação é avaliar a capacidade de drenagem proporcionada pela face em gabião. A Figura 6.5 apresenta os resultados da razão entre os teores de umidade volumétricos normalizados dos dois modelos, em função do tempo acumulado durante o ensaio.

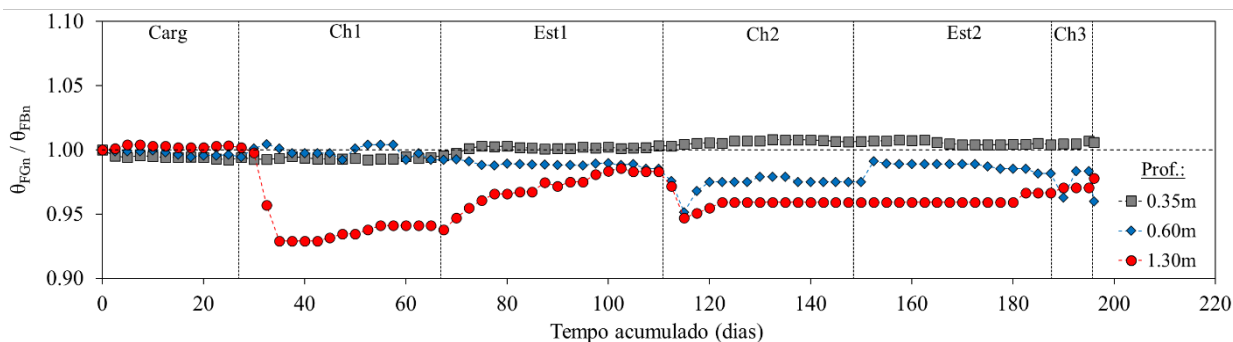


Figura 6.5: Razão entre os valores de teor de umidade normalizado para os modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FGn}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FBn}).

Na região superior da estrutura, a 0.35 m de profundidade, a variação no teor de umidade entre os dois modelos é praticamente desprezível, indicando comportamentos hidráulicos semelhantes para as faces em gabião e em blocos. Esse resultado está diretamente relacionado às condições iniciais do solo de aterro em ambos os modelos, que apresentaram alto grau de saturação após a compactação, reduzindo diferenças iniciais na resposta hidráulica. Entretanto, na profundidade intermediária de 0.60 m, observa-se uma redução na razão entre os teores de umidade normalizados logo após o primeiro evento de chuva próxima a 0.90, seguida por um aumento gradual durante os períodos de estiagem e uma posterior estabilização. Esse padrão sugere que o modelo com face em gabião promoveu uma drenagem mais eficiente, resultando em menor retenção de água após os eventos de precipitação. Esse comportamento está consistente com os resultados apresentados por Portelinha e Zornberg (2017), que observaram em estruturas de solo reforçado com geotêxteis não tecidos submetidas a testes de infiltração, a formação de linhas de umidade ao longo dos níveis dos geotêxteis. Esses resultados evidenciam o papel drenante dos geotêxteis, mesmo em solos de aterro não saturados, confirmando que a presença desses materiais pode criar vias preferenciais para o fluxo de água, melhorando a eficiência da drenagem interna da estrutura.

Resultados similares foram observados por Rahardjo et al. (2020) ao analisarem o comportamento de taludes estabilizados com diferentes sistemas conhecidos como *GeoBarrier System* (GBS) submetidos a chuvas intensas. A capacidade de drenagem da camada superficial de proteção do talude reforçado mitigou significativamente os efeitos da infiltração nas porções inferiores da estrutura analisada pelos autores. O sistema de face era composto por uma sequência de camadas funcionais que atuaram em conjunto para controlar a infiltração de água, sendo formado por uma cobertura vegetal sobre solo superficial, uma camada de solo granular,

um geotêxtil não tecido e uma camada inferior drenante que assegurou a estabilidade do conjunto e direcionou o fluxo de água para fora do solo de aterro.

Por fim, na profundidade de 1.30 m, observa-se a queda mais acentuada da razão durante e após a Chuva 1, com valores inferiores a 0.92. Apesar de uma recuperação parcial ao longo do tempo, a razão permanece abaixo de 0.98. Esse resultado reforça a hipótese de que a face em gabião proporciona uma drenagem mais eficaz nas camadas mais profundas da estrutura, resultando em menores teores de umidade nesse modelo. Ainda que medições diretas da vazão proporcionada pela face em gabião não foram realizadas, pode-se inferir que o efeito da tipologia de face sobre o regime de umidade é mais expressivo nas regiões intermediárias da estrutura.

Com base nos valores de teor de umidade e sucção matricial, os perfis de tensão de sucção foram determinados conforme metodologia de Lu e Likos (2004) e estão ilustrados na Figura 6.6 para ambos os modelos M1 e M3. As Figura 6.6a-c ilustram os perfis de tensão de sucção referentes ao modelo M1 discutidas anteriormente no Capítulo 4. Já a Figura 6.6d mostra os perfis referentes à Chuva 1 para o modelo M3 nos intervalos de 1, 3 e 5 dias de precipitação, revelando que os sensores em 0.30 e 0.65 registraram inicialmente os maiores valores de sucção, o que indicou menores umidades nas camadas mais profundas. Com o processo de infiltração, esses valores reduziram, atingindo níveis próximos a 10 kPa em todas as profundidades, demonstrando uma distribuição uniforme da umidade. Após um período prolongado de precipitação de baixa intensidade (1 mm/h), as tensões estabilizaram-se em torno de 7 kPa. Nota-se que a porção central do modelo M3 permaneceu em níveis de tensão de sucção maiores do que em comparação ao modelo M1.

Os resultados apresentados na Figura 6.6e indicam uma recuperação acentuada da tensão de sucção do modelo M3 na profundidade normalizada de 0.30 logo após o primeiro período de estiagem (perfil Inicial), com valores superiores àqueles registrados na condição imediatamente após a compactação. Esse comportamento em comparação ao modelo M1 evidencia a eficiência do sistema de drenagem proporcionado pela face em gabião na porção superior da estrutura. O segundo evento de chuva promoveu nova redução nos valores de sucção em todas as profundidades analisadas, com média em torno de 5 kPa ao final do período. Durante o segundo intervalo de estiagem, observou-se uma leve recuperação da tensão de sucção apenas na profundidade de 0.30, ainda que com valores inferiores aos iniciais. Por fim, o evento de chuva de maior intensidade (Figura 6.6f) resultou nas menores tensões de sucção

observadas ao longo do monitoramento, com médias próximas de 4 kPa, sem recuperação significativa posterior.

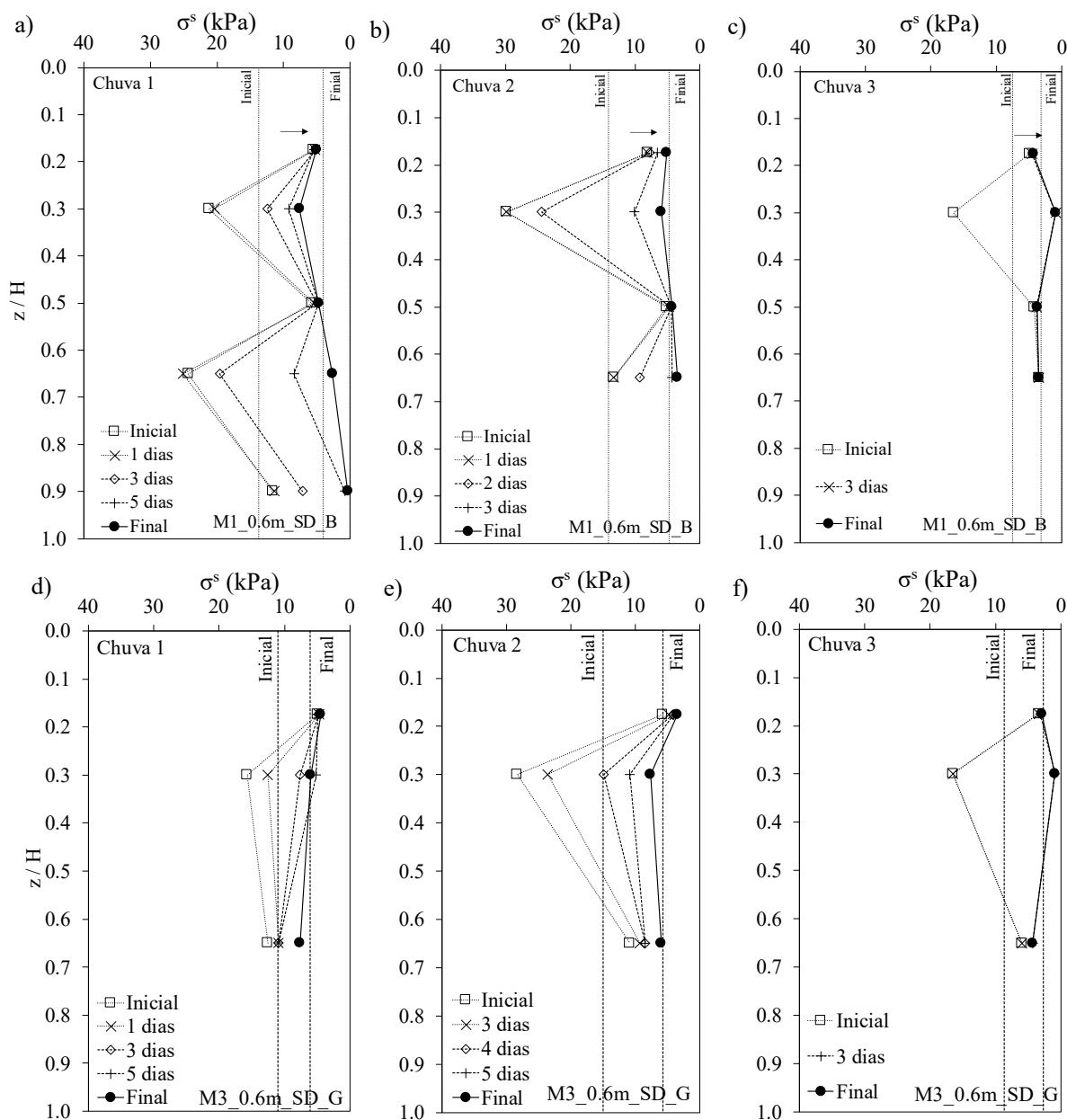


Figura 6.6: Perfis de tensão de sucção modelo M1_0.6m_SD_G: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3; Modelo M3_0.6m_SD_G: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.

6.4 Deslocamentos

A Figura 6.7 apresenta as distribuições dos deslocamentos horizontais da face, medidos externamente ao longo da profundidade normalizada, durante os estágios de carregamento e chuvas nos modelos físicos M1 (blocos segmentais de concreto) e M3 (gabião). Os dados estão

apresentados em função da altura equivalente da sobrecarga aplicada ($H_{eq} = q/\gamma_r$) para a análise comparativa do comportamento deformacional das diferentes configurações de face.

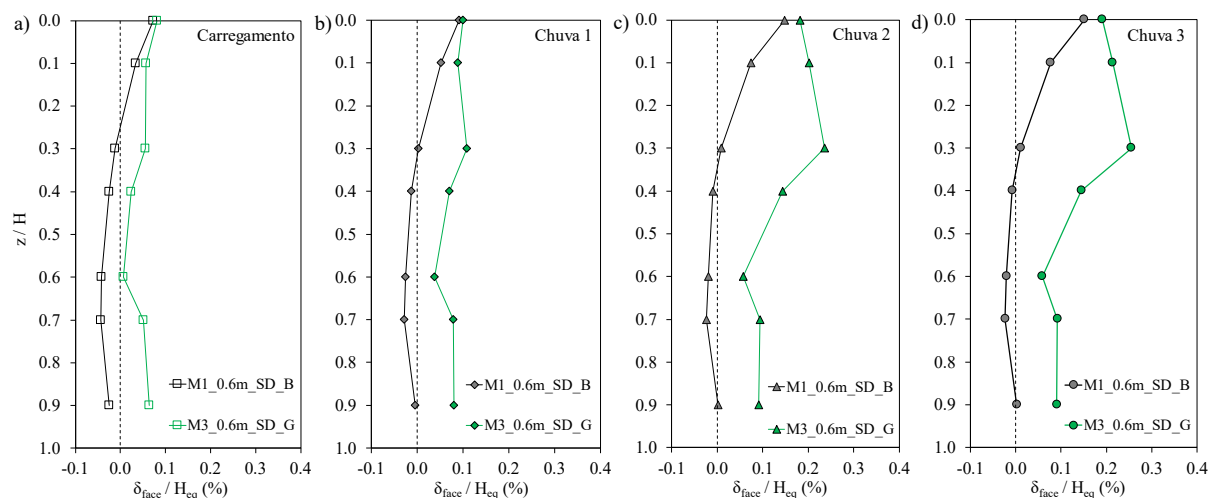


Figura 6.7: Deslocamento da face nos modelos M1 e M3 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Observa-se um comportamento distinto nos deslocamentos horizontais da face em gabião em comparação à face constituída por blocos segmentais de concreto em todos os eventos analisados. Especificamente no estágio de carregamento, os deslocamentos registrados para o modelo M3_0.6m_SD_G foram todos positivos, atingindo um valor máximo de 5.1 mm (0.08% do deslocamento normalizado) no topo da estrutura. A partir da seção central da estrutura ($z/H = 0.3$), verificou-se um aumento progressivo dos deslocamentos horizontais com a altura, evidenciando uma maior deformação não uniforme. Essa diferença de comportamento entre os modelos pode ser atribuída principalmente à rigidez do sistema de face utilizado. Conforme apresentado na Figura 6.3b, o modelo M3 emprega uma face composta por tela metálica revestida com geotêxtil não tecido e preenchida com brita, caracterizando um sistema tipo gabião. Além de atuar como elemento de face da estrutura, esse sistema também tem a função de favorecer a drenagem externa ao solo de aterro. Em comparação com os blocos segmentais de concreto utilizados nos demais modelos, o gabião apresenta uma menor rigidez de face, o que resultou em maiores deslocamentos da face durante o estágio de carregamento. Resultados semelhantes foram descritos por Bathurst et al. (2000; 2010) e Ehrlich e Mirmoradi (2013) nos trabalhos relacionados a influência da rigidez da face nos deslocamentos horizontais de estruturas em solo reforçado.

A rigidez da face é um dos fatores determinantes no comportamento mecânico de estruturas de solo reforçado, afetando diretamente os níveis de deslocamentos da face, deformação nos reforços e a estabilidade global do sistema (TATSUOKA, 1993; HELWANY et al., 1996; BATHURST et al., 2000; ALLEN et al., 2002; BATHURST et al., 2006; ALLEN e BATHURST, 2015). Conforme discutido por Tatsuoka (1993), as faces de estruturas de solos reforçados podem ser classificadas com base na rigidez local, axial, de cisalhamento e à flexão. Assim, a face em gabião (compostas por telas metálicas revestidas por geotêxtil não tecido preenchida com brita) pode ser enquadrada nas categorias mais flexíveis (tipo A e B). Isso se deve à natureza flexível da malha metálica e à presença de brita solta em seu interior, que conferem baixa rigidez estrutural ao conjunto. Por outro lado, a face composta por blocos segmentais de concreto são classificadas como tipo C (estruturas articuladas com rigidez intermediária) por apresentarem elementos pré-moldados de concreto que oferecem maior resistência à deformação, maior resistência atritiva entre os elementos da face e confinamento lateral ao solo de aterro. Assim, o presente trabalho classificou as rigidezes dos modelos M1 e M3 com base no estudo de Bathurst et al. (2006), onde os autores investigaram a influência da rigidez da face no comportamento de estruturas de solo reforçado com geogrelhas. Os autores avaliaram dois modelos com configurações semelhantes, diferenciando-se somente pelo sistema de face. Um dos modelos utilizava uma face composta por blocos modulares de concreto intertravados (alta rigidez), enquanto o outro modelo possuía uma face formada por sacos de areia com sistema de autoenvolvimento (rigidez baixa).

Os eventos de chuva provocaram um aumento progressivo nos deslocamentos horizontais da face do modelo M3_0.6m_SD_G. Em particular, durante o evento de chuva de baixa intensidade (chuva 1), os maiores deslocamentos ocorreram na porção central da estrutura, entre $z/H = 0.3$ a 0.7 , atingindo valores próximos de 6.9 mm, equivalente a 0.11% em termos normalizados. Com o avanço para eventos de maior intensidade (chuvas 2 e 3), observou-se um aumento expressivo dos deslocamentos nessa mesma região, especialmente na profundidade normalizada de $z/H = 0.3$, onde foi registrado o valor máximo de 16.3 mm (0.26%) ao final da chuva 3. Esse comportamento está diretamente associado ao desempenho do sistema de drenagem do modelo M3. Conforme apresentado na Figura 6.2, os sensores de umidade registraram as maiores variações nas regiões superiores da estrutura durante os eventos de chuva, enquanto nas porções central e inferior as variações foram menos pronunciadas. Tal padrão de infiltração é refletido nos deslocamentos da face, sugerindo que a face tipo gabião, adotada no modelo, favoreceu a drenagem no topo da estrutura, onde os efeitos da infiltração

foram mais evidentes. Além disso, é importante destacar que os deslocamentos na parte inferior da estrutura (profundidades normalizadas superiores a $z/H = 0.7$) permaneceram relativamente constantes e baixos ao longo de todos os eventos, mantendo-se próximos de 0.1%, o que reforça a influência localizada do processo de infiltração nos deslocamentos observados.

Com base nas medições dos extensômetros instalados na face externa dos modelos físicos, os perfis de deslocamento ao longo de toda a profundidade normalizada são apresentados na Figura 6.8 para os modelos M1 e M3. Observa-se que, durante o estágio de carregamento, o modelo M3_0.6m_SD_G apresentou o maior deslocamento no ponto correspondente ao reforço R3 ($z/H = 0.18$), com valor máximo de 6.86 mm (0.11%). Em contraste, os menores deslocamentos foram registrados nos reforços R2 ($z/H = 0.4$) e R1 ($z/H = 0.7$), com valores de 2.72 mm (0.04%) e 3.31 mm (0.05%), respectivamente. É interessante notar que durante o estágio de carregamento os deslocamentos registrados pelos extensômetros seguem o mesmo padrão previamente observado nos deslocamentos da face, onde os maiores deslocamentos ocorreram nas regiões superiores da estrutura, enquanto as porções central e inferior apresentaram deslocamentos menores e distribuídos de forma mais uniforme ao longo da profundidade normalizada.

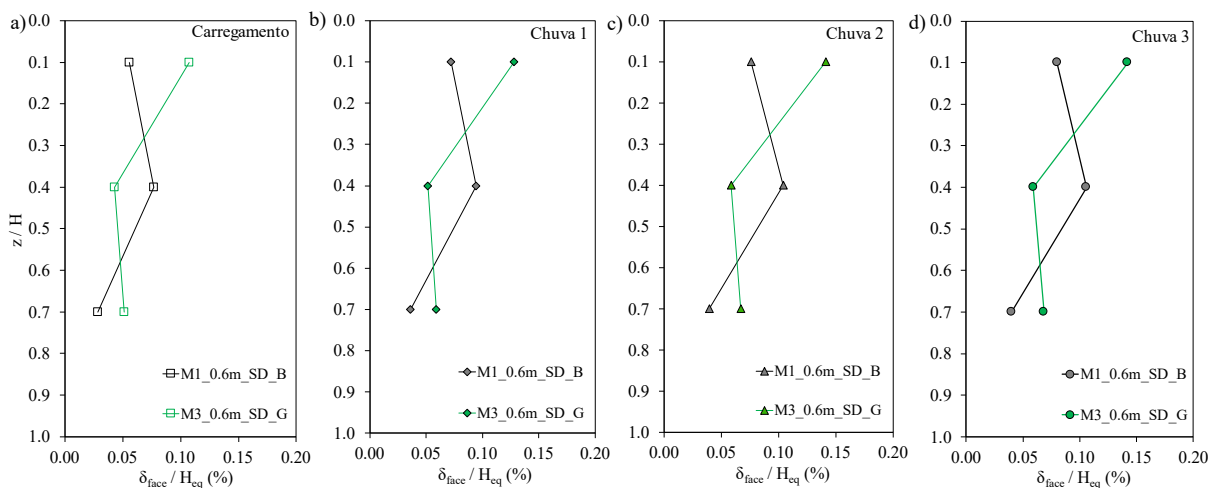


Figura 6.8: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros M1, M2 e M3: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Os eventos de chuva resultaram em um aumento progressivo dos deslocamentos ao longo do tempo, com o valor máximo registrado no reforço R3, atingindo 9.50 mm (0.15%) ao final da Chuva 3. Esse comportamento está diretamente associado à redução da tensão de sucção no solo de aterro, promovida pela infiltração da água. Observa-se que a distribuição dos

deslocamentos na face da estrutura, monitorada por meio dos extensômetros, apresentou uma tendência muito semelhante àquela observada nos perfis de tensão de sucção (Figura 6.6). Os períodos de precipitação induziram as maiores variações de sucção na parte superior da estrutura, exatamente na região onde também foram verificados os maiores incrementos de deslocamento horizontal. Esse comportamento é consistente com os resultados apresentados por Benjamim et al. (2007) e Santos et al. (2013) sobre o comportamento mecânico de estruturas em solo reforçado submetidas a diversos eventos de precipitações, em particular com sistema de face flexíveis. Nesses estudos, os autores relataram que a variação da umidade devido à infiltração influenciou os deslocamentos da face, especialmente nas camadas superiores das estruturas.

Apesar do aumento acumulado dos deslocamentos, não foram identificadas alterações significativas na forma dos perfis ao longo da altura da estrutura, o que indica que o padrão de deformação se manteve estável mesmo diante da infiltração induzida pelas chuvas. Esse comportamento sugere que, embora o solo tenha sofrido perda de rigidez devido à redução da sucção, a resposta estrutural global do sistema reforçado permaneceu consistente ao longo do tempo. Em comparação aos modelos com blocos segmentais de concreto, o modelo físico M3_0.6m_SD_G apresentou maiores deslocamentos no topo e os menores na porção central da estrutura em todos os estágios avaliados. Já na porção inferior, os deslocamentos foram maiores que o modelo com face em blocos modulares (M1).

De maneira similar a análise realizada na Figura 6.5, os deslocamentos de face do modelo com gabião foram comparados com o modelo base de referência com blocos segmentais. Na Figura 6.9 está presente a razão entre os deslocamentos máximos da face registrados pelos modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FG-max}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FB-max}) em função da intensidade de chuva, considerando tanto os deslocamentos medidos diretamente na face quanto os registrados pelos extensômetros. Observou-se que os deslocamentos máximos da face apresentaram uma tendência crescente com o aumento da intensidade de chuva, partindo de uma razão de aproximadamente 1.1 em relação ao estágio de carregamento e atingindo cerca de 1.7 durante o evento de maior intensidade. Tal comportamento evidencia a elevada sensibilidade da face do tipo gabião às variações de umidade no solo de aterro.

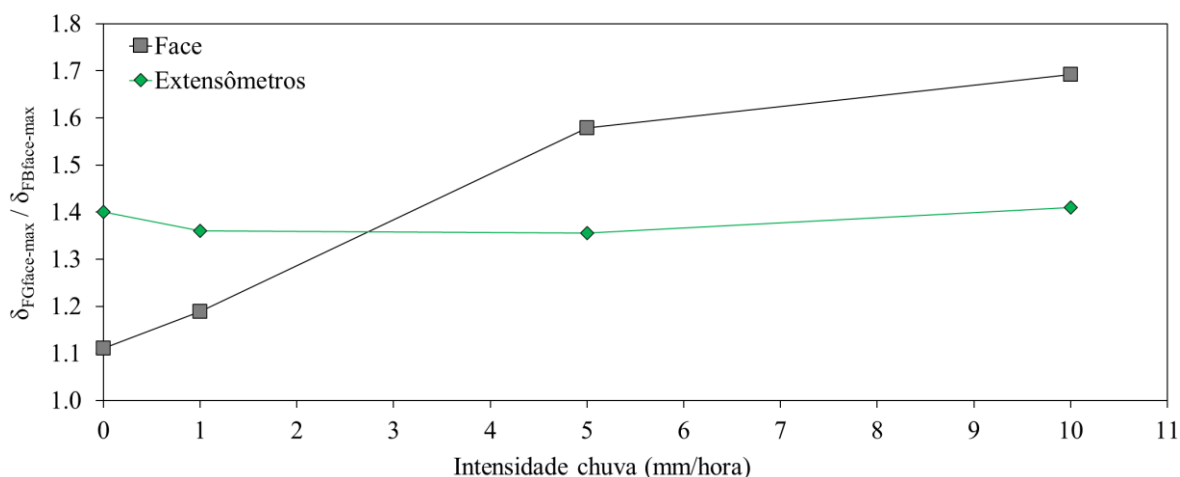


Figura 6.9: Razão entre os valores de deslocamentos máximos da face para os modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FG-max}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FB-max}).

Em contrapartida, os valores registrados pelos extensômetros mantiveram-se praticamente constantes ao longo de todos os eventos, oscilando entre 1.3 e 1.4, o que indica que os deslocamentos internos associados aos reforços foram menos impactados pelas precipitações, apesar dos maiores valores registrados para o modelo M3_0.6m_SD_G. Esse comportamento contrastante sugere que, enquanto a face, devido à sua menor rigidez e à exposição direta ao processo de infiltração, sofre deslocamentos mais pronunciados, o interior da massa de solo reforçado responde de forma mais estável. Este mecanismo de atuação é possivelmente atribuído a função da drenagem proporcionada pelo sistema gabião, que atua limitando a infiltração da água no maciço e, conseqüentemente, mitigando a perda de resistência nas regiões internas da estrutura.

6.5 Deformações geogrelhas

Conforme descrito nos capítulos anteriores, as deformações nos reforços foram determinadas a partir da razão entre o deslocamento relativo de dois pontos consecutivos dos extensômetros e a distância inicial entre eles. A Figura 6.10 ilustra a magnitude e distribuição das deformações ao longo do comprimento das geogrelhas para os modelos M1 e M3, o que permitiu a análise comparativa dos diferentes tipos de face empregados. São apresentados os resultados obtidos para os diferentes estágios de carregamento e para os eventos de chuva, considerando os reforços posicionados nas alturas de 1.8 m, 1.2 m e 0.6 m (R3, R2 e R1,

respectivamente). As curvas mostram as deformações tanto nos trechos das geogrelhas inseridos na massa de solo quanto na região de conexão com a face, onde a linha tracejada indica a posição da interface solo-bloco.

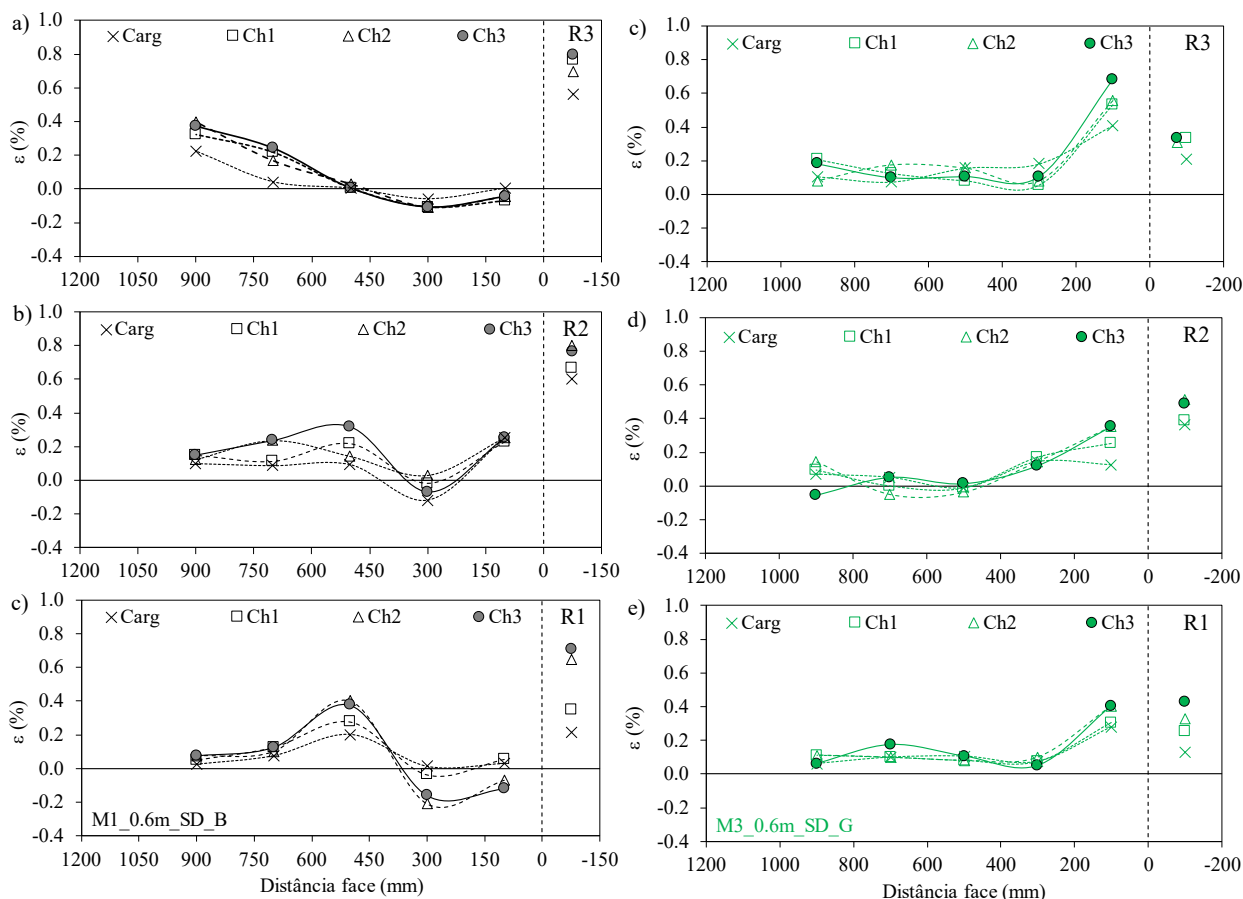


Figura 6.10: Distribuição deformações nas geogrelhas. M1_0.6m_SD_B: a) Reforço 3; b) Reforço 2; c) Reforço 1. M3_0.6m_SD_G: d) Reforço 3; e) Reforço 2; f) Reforço 1.

Observa-se que o modelo M3_0.6m_SD_G apresentou, durante o estágio de carregamento, um comportamento consistente das deformações ao longo de todos os reforços, com os maiores valores concentrando-se nas proximidades da face, fato este possivelmente associado a maior flexibilidade do sistema gabião. Em comparação com o modelo com maior rigidez (M1), as deformações nos reforços do modelo M3 foram entre 1.4 e 1.8 vezes superiores. No entanto, as deformações observadas na conexão foram aproximadamente 40% menores em relação àquelas registradas no modelo com face em blocos modulares. A comparação entre os dois modelos indica que faces mais rígidas, como a do modelo M1_0.6m_SD_B, são capazes de absorver uma parcela significativa das cargas provenientes do empuxo do solo de aterro. Resultados semelhantes foram reportados por Bathurst et al. (2006)

e por Ehrlich e Mirmoradi (2013), ao investigarem a influência da rigidez da face no desempenho de muros reforçados com geogrelhas.

Nota-se que para o estágio de carregamento, as deformações na conexão com a face apresentaram os maiores valores na porção central e superior da estrutura. Com a ocorrência dos eventos de chuva, observou-se um aumento significativo nas deformações, mantendo-se o padrão de localização dos maiores valores próximos à face do modelo. Especificamente durante o estágio de carregamento, a maior deformação foi registrada no reforço superior R3 (Figura 6.10c), com um valor de 0.41%, enquanto a máxima deformação na conexão foi observada no reforço R2, atingindo 0.36%.

Esses resultados reforçam a influência do tipo e da rigidez da face no comportamento deformacional dos reforços, sobretudo nas regiões próximas à conexão. Observa-se uma diferença marcante entre o comportamento mecânico dos modelos M1 e M3. Enquanto o modelo de referência, com face em blocos segmentais de concreto, apresentou deformações mais afastadas da face no reforço R3 e concentradas na região central nos reforços R2 e R1, o modelo M3, com face do tipo gabião, exibiu consistentemente um padrão de deformações localizadas junto à face em todos os reforços. Além disso, destaca-se que, para o modelo M3_0.6m_SD_G, não foram registradas deformações de compressão em nenhum dos reforços durante o estágio de carregamento, o que pode estar associado à menor rigidez da face tipo gabião e à sua maior capacidade de acomodação frente aos deslocamentos induzidos pelo carregamento.

Os eventos de chuva provocaram um aumento progressivo nas deformações dos reforços observadas no modelo M3_0.6m_SD_G. Especificamente, o primeiro evento de chuva resultou em um aumento de duas vezes nas deformações do reforço R2, seguido por um acréscimo adicional de aproximadamente 40% em decorrência da chuva 2. A terceira precipitação foi responsável pelo maior incremento nas deformações do reforço R3, que atingiu valores máximos próximos a 0.68%. Esse mesmo padrão foi observado nas deformações na interface de conexão entre os reforços e a face em gabião, onde a chuva 1 ocasionou um aumento de cerca de 60% nas deformações de conexão do R3, seguido por um incremento de aproximadamente 30% para o R2 durante o segundo evento. Ao final da série de chuvas, o reforço R2 apresentou os maiores valores de deformações na conexão com a face, atingindo 0.49%. Os resultados de deformação evidenciam a sensibilidade da região de contato entre o

reforço e a face de gabião à infiltração, devido a redução da resistência não saturada do solo de aterro em decorrência do aumento do teor de umidade.

De modo geral, observa-se que as deformações ao longo do comprimento dos reforços no modelo M3 apresentaram três regiões bem definidas: a primeira associada à conexão, a segunda localizada logo atrás da face e a terceira situada no interior da massa de solo reforçado. Dentre essas, a região interna pode ser atribuída ao comportamento esperado de mobilização das tensões de tração ao longo do reforço. Já a região imediatamente posterior à face, mais pronunciado, pode ter origem distinta, possivelmente relacionada a um efeito de *down-drag* (MORSY, 2021; PORTELINHA et al. 2024). Esse efeito pode resultar de pequenas movimentações diferenciais ou de rotação da face, favorecidas pela menor rigidez do sistema e pelas condições de compactação do solo na região próxima à face. Esse comportamento indica que parte das deformações observadas nessa zona não representa necessariamente uma mobilização adicional significativa no reforço, mas sim um efeito decorrente da interação entre o movimento da face em gabião e o solo adjacente.

A terceira região, correspondente à conexão, apresentou valores inferiores aos registrados no modelo M1 (com blocos modulares), o que indica que a maior flexibilidade da face em gabião e a capacidade de acomodação do material de enchimento contribuem para reduzir a concentração de esforços na interface. Dos resultados observados, duas das três regiões de deformação registradas no modelo com gabião (interna e conexão) foram significativamente menores que aqueles verificados no modelo M1, reforçando o comportamento mais flexível e a melhor redistribuição de esforços proporcionados por esse tipo de sistema. Apenas a região localizada imediatamente atrás da face mostrou-se mais elevada, possivelmente em decorrência de efeitos locais de movimentação da face. Dessa forma, a interpretação dos resultados deve ser conduzida com cautela, evitando conclusões que possam sugerir um desempenho inferior do muro com gabião em relação ao com blocos segmentais. Na prática, estruturas com face em gabião demonstram bom desempenho e baixa incidência de falhas, sobretudo em virtude de sua elevada capacidade de acomodação e da eficiência do sistema de drenagem (CAI et al., 2022; WANG et al., 2022). Assim, os resultados obtidos para o modelo M3 refletem um comportamento coerente com o observado em campo para esse tipo de estrutura, caracterizado por deformações localizadas associadas à flexibilidade da face, sem indícios de concentrações críticas de tensões ao longo dos reforços.

6.6 Cargas de tração

A distribuição das cargas máximas de tração nos reforços em função da profundidade normalizada é apresentada na Figura 6.11 para os modelos físicos M1 e M3. As cargas de tração foram calculadas com base nas deformações máximas registradas em cada reforço, multiplicadas pela rigidez da geogrelha ($J_{1\%}$). Durante o estágio de carregamento, o modelo M3_0.6m_SD_G apresentou os maiores valores de tração para o reforço superior R3, com cargas próximas a 1.8 kN/m, indicando que a presença da face do tipo gabião resultou em uma maior mobilização nesse nível em comparação ao modelo com face em blocos segmentais. Por outro lado, para o reforço intermediário R2, os valores de tração registrados no modelo M3 foram inferiores (0.6 kN/m) em relação aos obtidos no modelo M1. Já o reforço inferior R1 apresentou valores superiores aos do modelo de referência, embora semelhantes aos observados no modelo com colchão de areia, ambos em torno de 1.2 kN/m.

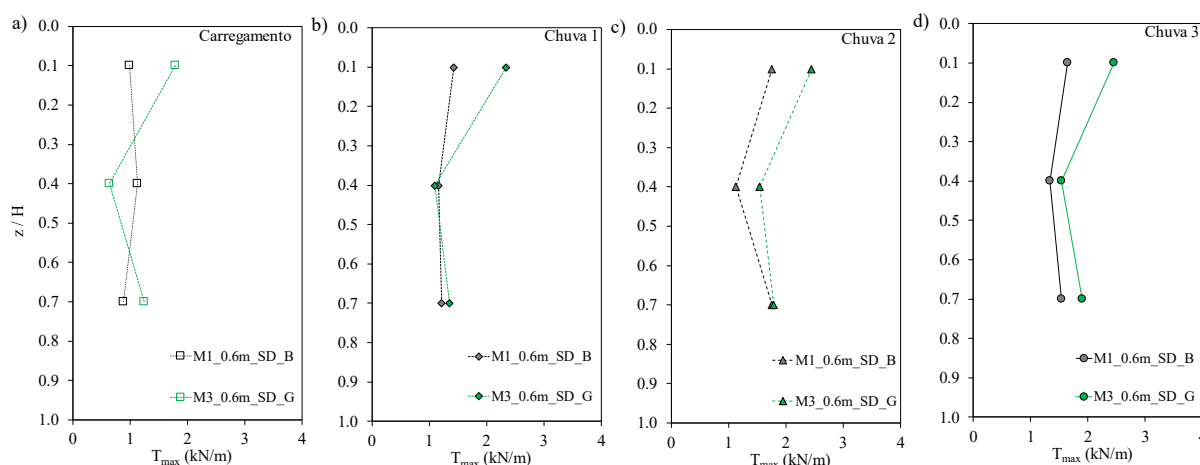


Figura 6.11: Tração máxima nos reforços nos modelos M1 e M3 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

O evento de chuva 1 resultou em um aumento expressivo nas cargas de tração mobilizadas pelos reforços do modelo M3_0.6m_SD_G, atingindo um valor máximo de 2.3 kN/m no reforço superior R3. Para esse reforço, os valores de tração foram superiores aos registrados nos demais modelos, comportamento que pode ser atribuído à maior capacidade de drenagem da face em gabião, o que promoveu uma maior mobilização. Já para os reforços R2 e R1, os valores de tração no modelo M3 situaram-se entre os observados no modelo de referência M1. Observou-se também que o padrão de distribuição das cargas de tração, comum nos modelos, concentrou-se majoritariamente nas regiões superiores da estrutura, com valores

decrecentes à medida que a profundidade normalizada aumenta. A partir da Figura 6.11c, é possível visualizar as cargas máximas de tração após o segundo evento de chuva, de intensidade intermediária. Nota-se que o modelo M3 passou a apresentar distribuições de tração com valores superiores aos do modelo M1, indicando maior mobilização dos reforços intermediário (R2) e superior (R3). Ao final do evento de chuva 3, de maior intensidade, o modelo M3_0.6m_SD_G apresentou os maiores níveis de tração mobilizada no reforço R3, com valores próximos a 3.1 kN/m e cargas em torno de 1.6 kN/m para os reforços R2 e R1. É relevante destacar que, para o reforço inferior R1, os valores de tração foram bastante similares entre os dois modelos, evidenciando uma menor sensibilidade dessa região às variações induzidas pelos eventos de chuva.

O estudo experimental conduzido por Ehrlich e Mirmoradi (2013) demonstrou que a rigidez da face, isoladamente, não exerceu influência significativa na magnitude da tração mobilizada em geogrelhas quando a base da face se encontra livre, ou seja, sem resistência ao cisalhamento na interface solo-base. Nos modelos físicos de muros de solo reforçado analisados pelos autores, construídos com diferentes configurações de face (uma rígida, composta por blocos de concreto, e outra flexível, do tipo envoltória) foram observados valores semelhantes de tração ao longo dos reforços. Esses resultados indicam que, na ausência de resistência na base, a rigidez da face tem efeito desprezível na mobilização de tração nos reforços. Comportamento análogo foi observado na comparação entre os modelos M1 e M3, especialmente nas porções central e inferior das estruturas, onde as magnitudes das trações mobilizadas apresentaram valores semelhantes em praticamente todos os estágios analisados.

Além das cargas de tração mobilizadas ao longo do comprimento dos reforços inseridos na massa de solo, também foram analisadas as cargas de tração na conexão entre a face e a geogrelha, conforme apresentado na Figura 6.12, em função da profundidade normalizada. Para o modelo M3_0.6m_SD_G, com face em gabião, observou-se uma concentração das maiores cargas de tração na conexão nos níveis superiores da estrutura. Durante o estágio de carregamento, este modelo apresentou o maior valor de tração na conexão para o reforço intermediário R2, atingindo aproximadamente 1,6 kN/m, embora esse valor seja inferior ao registrado no modelo de referência M1 com face em blocos segmentais. No reforço superior R3, a carga de tração na conexão do modelo M3 foi inferior às observadas no modelo M1, situando-se em torno de 0.9 kN/m. Por fim, para o reforço inferior R1, os valores de tração na

conexão foram similares entre os modelos analisados, permanecendo próximos a 1.0 kN/m.

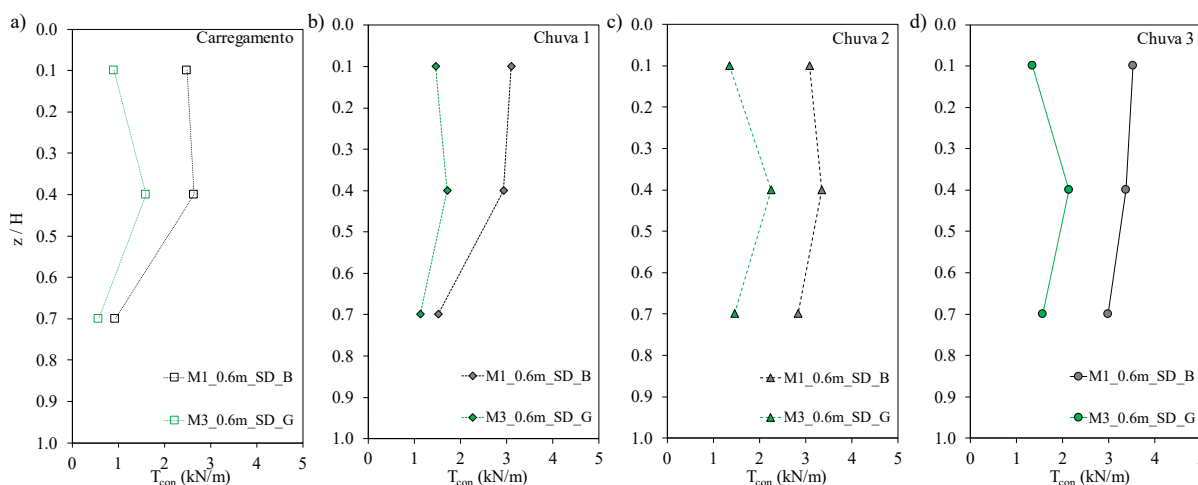


Figura 6.12: Tração máxima nas conexões nos modelos M1 e M3 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Com o primeiro evento de chuva, observou-se um aumento nas cargas de tração na conexão para o modelo M3, com destaque para o reforço R3, que atingiu 1.5 kN/m. No entanto, o maior valor foi registrado no reforço R2, com tração próxima a 1.7 kN/m. Esse comportamento está associado à maior suscetibilidade das porções superiores da estrutura à infiltração, mesmo em sistemas com elevada capacidade de drenagem, como é o caso da face em gabião, conforme evidenciado pelos sensores de umidade e sucção. As cargas de tração na conexão presente no R1 do modelo M3 foi inferior às registradas no modelo M1. A maior discrepância entre o modelo com gabião e o de referência ocorreu após o segundo evento de chuva. Nesse estágio, apesar de o reforço R2 no modelo M3 atingir um valor máximo de tração na conexão próximo a 2.1 kN/m, as cargas de tração em todos os reforços permaneceram inferiores às registradas no modelo com face em blocos segmentais de concreto.

Ao final do terceiro evento de chuva, os valores de tração nas conexões para o modelo M3_0.6m_SD_G foram consideravelmente inferiores ao modelo M1, com máximos em torno de 2.2 kN/m nos reforços R2 e R1. Esses resultados indicam que o modelo com face em gabião mobilizou menores cargas de tração nas conexões ao longo de todo o período avaliado, comportamento que pode estar diretamente relacionado à menor rigidez da face em gabião quando comparada às estruturas compostas por blocos segmentais de concreto. Embora os eventos de chuva tenham promovido a perda progressiva de resistência do solo de aterro, a maior mobilização de tração ocorreu nos trechos dos reforços inseridos na massa de solo. As

cargas transmitidas às conexões foram atenuadas pela menor rigidez da face, evidenciando uma redistribuição das tensões no sistema solo-reforço-face em função das características mecânicas.

6.7 Conclusões

O modelo físico M3_0.6m_SD_G (Modelo 3, espaçamento vertical de 0.6 m entre reforços, sem sistema de drenagem interno e com face em gabião) foi construído com o objetivo de avaliar a influência do tipo de face no comportamento hidráulico-mecânico de muros de solo reforçado com geogrelhas sob eventos de chuva. Os resultados foram comparados com o modelo de referência composto por face em blocos segmentais de concreto. Com base na análise dos dados experimentais, destacam-se as seguintes conclusões:

- A face em gabião apresentou comportamento drenante durante os eventos de chuva, especialmente na porção superior da estrutura. As camadas intermediárias e inferiores permaneceram na condição não saturada, devido à interface solo-geotêxtil-brita, que atuou como drenagem para o escoamento. Em nenhum momento foi observada a saturação completa do solo, mesmo sob chuvas de alta intensidade, reforçando a eficácia drenante da face em gabião. Em comparação ao modelo M1, os teores de umidade presentes na porção inferiores do modelo M3 foram notavelmente menores;
- A menor rigidez da face em gabião resultou em deslocamentos horizontais maiores (até 0.26% da altura normalizada) em comparação aos modelos com blocos segmentais. Os maiores deslocamentos ocorreram na região superior da estrutura, onde também se observou maior infiltração;
- A rigidez da face exerceu influência direta na distribuição de tensões ao longo dos reforços, uma vez que o modelo M3_0.6m_SD_G (gabião) apresentou deformações concentradas próximas à face, enquanto no modelo M1_0.6m_SD_B (blocos modulares) essas se distribuíram mais ao interior da massa de solo. Esse comportamento reflete a maior flexibilidade e capacidade de acomodação do gabião, que promoveu uma redistribuição dos esforços e redução nas concentrações de deformação na conexão e no interior da massa reforçada. As deformações localizadas observadas logo atrás da face estão associadas a efeitos de movimentação, sem indicar aumento significativo de

tensões, evidenciando que a flexibilidade e o desempenho drenante dos gabiões favorecem o comportamento mecânico;

- O modelo M3 mobilizou maiores esforços de tração nos reforços superiores (até 3.1 kN/m na geogrelha R3), mas cargas menores nas conexões com a face (≤ 2.2 kN/m), em relação ao modelo M1. Isso sugere que a maior flexibilidade da face em gabião contribui para a redistribuição das tensões, reduzindo os esforços nas conexões.
- Apesar do aumento dos deslocamentos durante os eventos de chuva, estes concentraram-se nas regiões superiores e centrais, com mínimas alterações nas porções inferiores da estrutura. Isso reforça a atuação do escoamento preferencial promovido pela face drenante associada à baixa permeabilidade do solo de aterro.
- A redução da sucção matricial e o aumento do teor de umidade, observados nas camadas superiores da estrutura, estiveram diretamente correlacionados ao incremento nas deformações da face e dos reforços. Este acoplamento entre comportamento hidráulico e mecânico ressalta a importância de considerar variações climáticas e interações solo-atmosfera no dimensionamento de estruturas de solo reforçado.

O estudo com modelos físicos em escala reduzida, como o apresentado pelo M3_0.6m_SD_G, apresenta limitações importantes quanto à extrapolação dos resultados para condições de campo. Restrições associadas ao efeito de escala, tensões geostáticas e interações solo-reforço em estruturas reais podem influenciar significativamente os padrões de infiltração e os deslocamentos. Apesar dessas limitações, o estudo contribui para o entendimento do comportamento de muros com face em gabião sob ações de chuva, especialmente no que se refere à sua função drenante e à influência da flexibilidade da face na redistribuição das cargas de tração. No entanto, suas conclusões devem ser interpretadas com cautela na aplicação em projetos de engenharia. Do ponto de vista prático, a utilização de faces em gabião é indicada para regiões com elevada pluviosidade, onde a drenagem é prioritária e são toleráveis deslocamentos estruturais mais expressivos. Por outro lado, em situações que demandem maior rigidez e controle de deformações, como estruturas adjacentes a edificações, o uso de blocos segmentais de concreto mostra-se mais compatível com os requisitos de desempenho e vida útil das estruturas de solo reforçado.

7 INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO VERTICAL ENTRE REFORÇOS NO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE CHUVAS

O presente capítulo apresenta a avaliação do comportamento hidráulico e mecânico do modelo físico M4_0.30m_SD_B, caracterizado por espaçamento vertical entre reforços de 0.3m, ausência de drenagem interna e face composta por blocos segmentais de concreto, quando submetido a diferentes eventos de chuva. O principal objetivo é comparar o desempenho com o do modelo físico M1_0.60m_SD_B, adotado como referência e previamente analisado no Capítulo 4, o qual apresenta espaçamento vertical entre reforços de 0.6m. Embora todos os modelos físicos apresentem a mesma rigidez global, as geogrelhas utilizadas no modelo M4 possuem metade do valor da rigidez.

7.1 Condições iniciais

A partir das amostras indeformadas coletadas durante a execução do modelo físico 4, foram determinadas as condições iniciais do solo do aterro compactado. A Figura 7.1 apresenta os resultados obtidos para o teor de umidade gravimétrico, o grau de saturação e o grau de compactação. Observa-se que o teor de umidade variou aproximadamente $\pm 2\%$ em relação ao valor ótimo determinado a partir da curva de compactação Proctor normal, atingindo valores máximos da ordem de 32.1% nas camadas superiores. De modo geral, os valores de umidade permaneceram abaixo da umidade de saturação ($w_{sat}=33.4\%$), o que indica que o solo se encontrava em condição não saturada (Figura 7.1b). O grau de saturação variou entre 80% e 100%, sendo influenciado tanto pelo teor de umidade quanto pelo processo de compactação do solo.

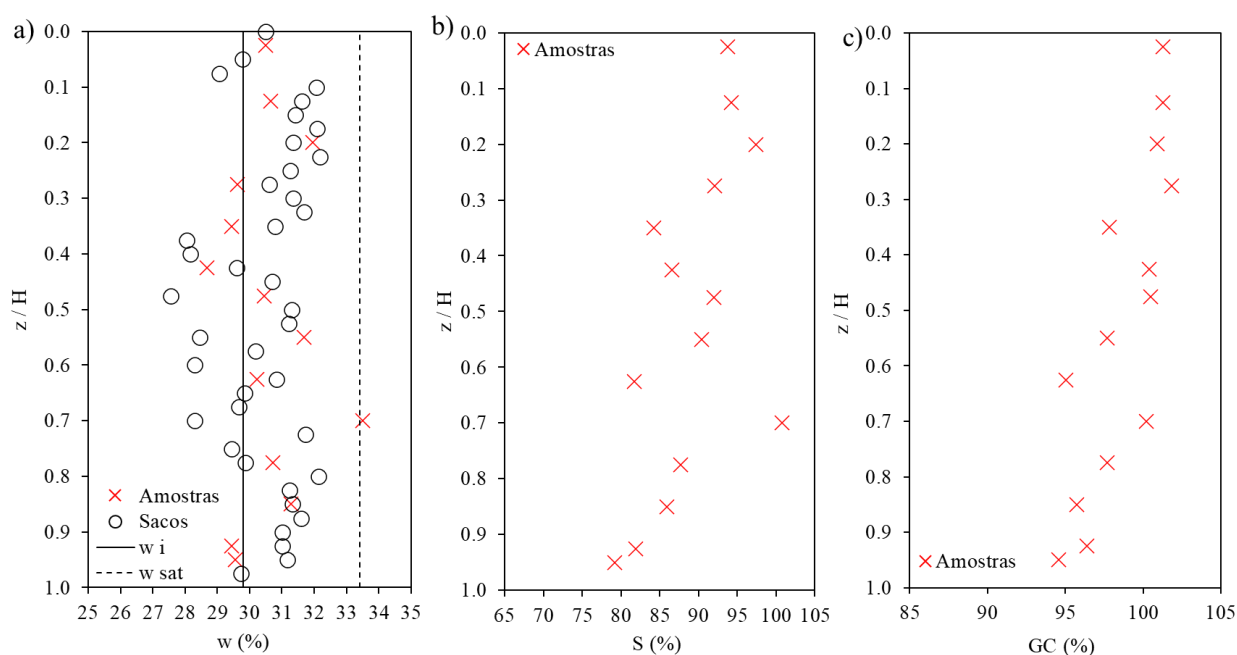


Figura 7.1: Condições iniciais solo compactado modelo M4_0.3m_SD_B: a) Teor de umidade gravimétrico; b) Grau de saturação; c) Grau de compactação.

As amostras de solo apresentaram graus de saturação variando entre 95% e 102% (Figura 7.1c), com os maiores valores concentrando-se, principalmente, na região central e nas camadas superiores. De forma geral, o grau de compactação médio ao longo da altura da estrutura foi de aproximadamente 99%. As condições iniciais do modelo físico M4_0.3m_SD_B foram semelhantes às observadas anteriormente nos modelos M1, M2 e M3. Isso se deve ao fato de que a etapa de compactação do solo de aterro foi realizada no mesmo intervalo de tempo e seguiu a mesma sequência construtiva em todos os modelos. Dessa forma, os modelos físicos de estruturas de solo reforçado com geogrelhas apresentaram condições iniciais muito semelhantes, tanto em relação ao teor de umidade quanto ao grau de compactação.

7.2 Comportamento não saturado

A Figura 7.2 apresenta as séries temporais dos dados coletados pelos sensores SUV e tensiômetros, expressos em termos de teor de umidade volumétrica, posicionados nas profundidades de 0.35, 0.60, 1.30, 1.00 e 1.80m para os modelos M1 e M4. O teor de umidade volumétrica inicial do solo presente no modelo M4_0.3m_SD_B variou entre 0.41 e 0.44 m^3/m^3 ,

intervalo atribuído às variações de porosidade decorrentes do processo de compactação. Durante o estágio de carregamento, os teores de umidade permaneceram praticamente constantes em quase todos os sensores. Apenas o sensor instalado na maior profundidade (1.80 m) apresentou um discreto aumento ao longo desse período, possivelmente relacionado à consolidação do solo. Com o início da Chuva 1 (1 mm/h), observou-se um aumento significativo da umidade após dois dias de chuva, comportamento condizente com o comportamento registrado pelo modelo M1. O primeiro incremento foi detectado na profundidade de 0.60 m, seguido sucessivamente pelos sensores instalados a 1.00 m, 1.30 m e 1.80 m. Por outro lado, o sensor localizado próximo à superfície (0.35 m) apresentou variações irrisórias no teor de umidade, resposta atribuída às condições iniciais de umidade e ao elevado grau de saturação nas camadas superficiais do modelo físico 4.

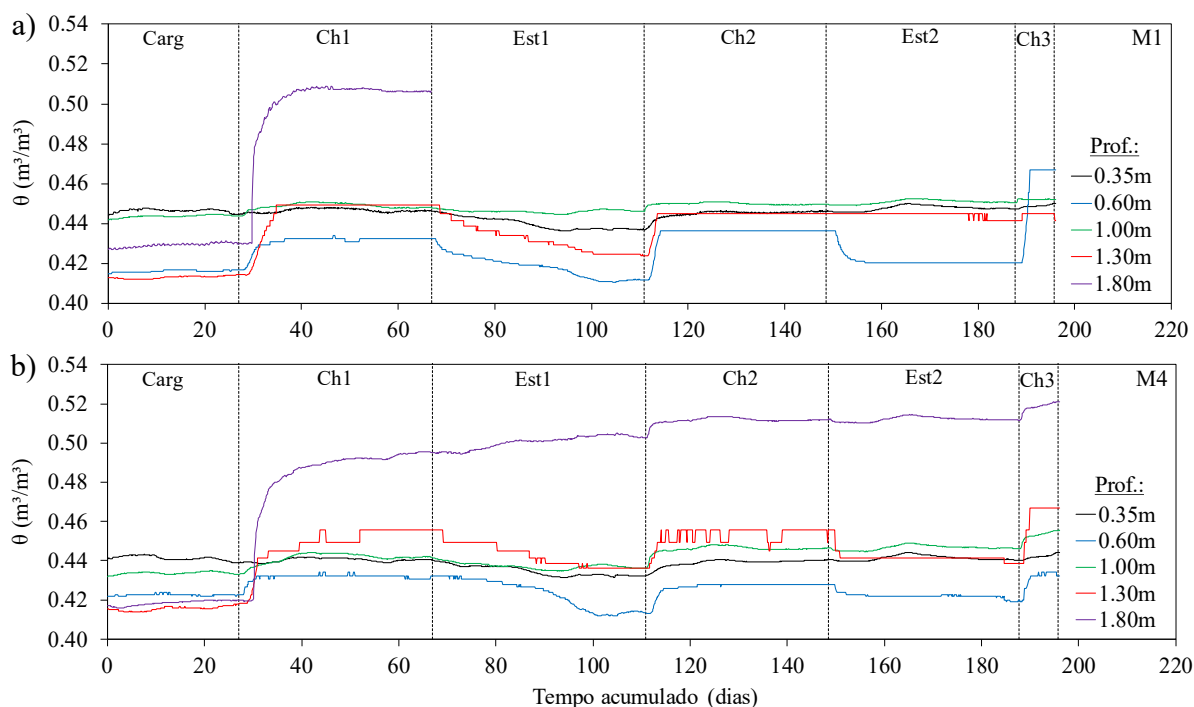


Figura 7.2: Teor de umidade volumétrica modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M4_0.3m_SD_B.

A resposta global dos sensores indicou um fluxo vertical descendente da superfície em direção à base durante o primeiro evento de chuva, com variações do teor de umidade diretamente relacionadas à profundidade de instalação dos sensores. Esse comportamento distoa com aquele observado no modelo M1_0.6m_SD_B, no qual ocorreu fluxo preferencial pela interface entre o solo de aterro e os blocos segmentais da face. Essa condição resultou em um aumento rápido e expressivo na umidade do solo nas porções inferiores do modelo M1.

Aproximadamente oito dias após o início do primeiro evento de chuva, os teores de umidade atingiram a condição de equilíbrio, não registrando mais variações nas leituras. Os sensores instalados nas profundidades de 0.35 m e 1,00 m apresentaram teores de umidade estabilizados em torno de $0.44 \text{ m}^3/\text{m}^3$, enquanto o sensor a 1.00 m de profundidade apresentou valor ligeiramente superior, da ordem de $0.46 \text{ m}^3/\text{m}^3$. Por sua vez, o sensor localizado a 0.60 m indicou o menor valor entre todos, com um teor de $0.43 \text{ m}^3/\text{m}^3$. Assim como observado nos demais modelos físicos, apenas o sensor instalado a 1.80 m de profundidade registrou um valor próximo à saturação do solo próximo a $0.49 \text{ m}^3/\text{m}^3$, atribuído à sua proximidade com o fundo impermeável da caixa de ensaios. Ressalta-se que a saturação total do solo ($\theta_{\text{sat}} = 0.51 \text{ m}^3/\text{m}^3$) não foi alcançada, mesmo após 40 dias de precipitação contínua com intensidade de 1 mm/h. Com base nas leituras dos sensores, a taxa de infiltração no solo de aterro foi estimada em $6.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, valor próximo ao registrado no modelo M1. De modo semelhante ao comportamento descrito pelo modelo de referência, a capacidade de drenagem do solo mostrou-se aproximadamente 50 vezes superior à intensidade da chuva, o que explica a razão pela qual os teores de umidade volumétrica permaneceram abaixo da saturação mesmo após um longo período de precipitação contínua.

Após o término do primeiro evento de chuva, todos os sensores registraram uma redução nos teores de umidade. Em particular, os sensores instalados nas profundidades de 0.35 m, 0.60 m e 1.30 m apresentaram uma tendência de retorno gradual aos níveis de umidade observados antes da precipitação. No entanto, a taxa de recuperação foi inferior à taxa de infiltração previamente registrada, indicando uma drenagem mais lenta, assim como o registrado no modelo M1. Apenas o sensor localizado a 1.80 m de profundidade apresentou aumento no teor de umidade após o fim da chuva. Esse comportamento foi atribuído à contínua percolação interna no solo de aterro, favorecida pela ausência de um sistema de drenagem interna no modelo M4 e pela proximidade desse sensor à base impermeável da caixa de ensaios. Foram necessários mais de 40 dias para que o perfil de umidade atingisse uma condição de equilíbrio, sem apresentar variações significativas nos valores registrados pelos sensores.

Após o período de Estiagem 1, iniciou-se o segundo evento de chuvas, com intensidade de 5 mm/h. De forma semelhante ao observado no modelo M1, o aumento da intensidade pluviométrica em cinco vezes não resultou em alterações significativas nos teores de umidade volumétrica após o equilíbrio das leituras, quando comparado ao primeiro evento de chuva, de menor intensidade. Os níveis de umidade registrados ao final da Chuva 2 foram próximos àqueles observados ao término da Chuva 1. Apenas o sensor instalado a 1.80 m de profundidade

apresentou incremento em relação aos estágios anteriores, atingindo o valor correspondente à saturação do solo. Esse comportamento pode ser atribuído à combinação entre a maior intensidade da precipitação e o acúmulo de umidade nos poros do solo de aterro, decorrente do primeiro evento de chuva. Em consequência dessas condições, a taxa de infiltração observada durante a Chuva 2 foi superior à verificada durante a Chuva 1, evidenciando a influência da condição inicial do solo no comportamento hidráulico subsequente.

Durante o segundo período sem chuvas, observou-se uma recuperação mais lenta dos teores de umidade em comparação ao primeiro estágio de estiagem. O solo não retornou aos níveis iniciais de umidade pré Chuva 2, mantendo valores relativamente elevados mesmo após 30 dias sem ocorrência de precipitações, comportamento consistente entre todos os sensores. Na sequência da Estiagem 2, foi aplicado um terceiro evento de precipitação, com intensidade elevada de 10 mm/h. Diferentemente dos eventos anteriores, a Chuva 3 provocou alterações significativas nos teores de umidade registrados por todos os sensores. O menor valor foi observado no sensor instalado a 0.60 m de profundidade ($0.43 \text{ m}^3/\text{m}^3$), enquanto o sensor mais profundo (1.80 m) apresentou leituras próximas à saturação do solo. Esse comportamento indica que os eventos de chuva anteriores resultaram no acúmulo progressivo de água nos poros do solo, cuja retenção afetou diretamente a resposta hidráulica do perfil nos eventos subsequentes.

A Figura 7.3 apresenta as séries temporais dos valores de sucção matricial para ambos os modelos M1 e M4. Inicialmente, os valores de sucção variaram entre 8 e 30 kPa, refletindo as condições iniciais de umidade do solo de aterro, conforme previamente descrito para o modelo M4. Observa-se que a aplicação da carga durante o estágio de carregamento provocou pequenas variações nos valores de sucção registrados, especialmente nos sensores instalados nas profundidades de 1.30 m e 1.80 m, indicando uma redistribuição da sucção no perfil. Importante aqui ressaltar que os valores de sucção foram consistentes com os previstos pela curva de retenção, considerando o teor inicial de água do solo após a execução do modelo físico 4.

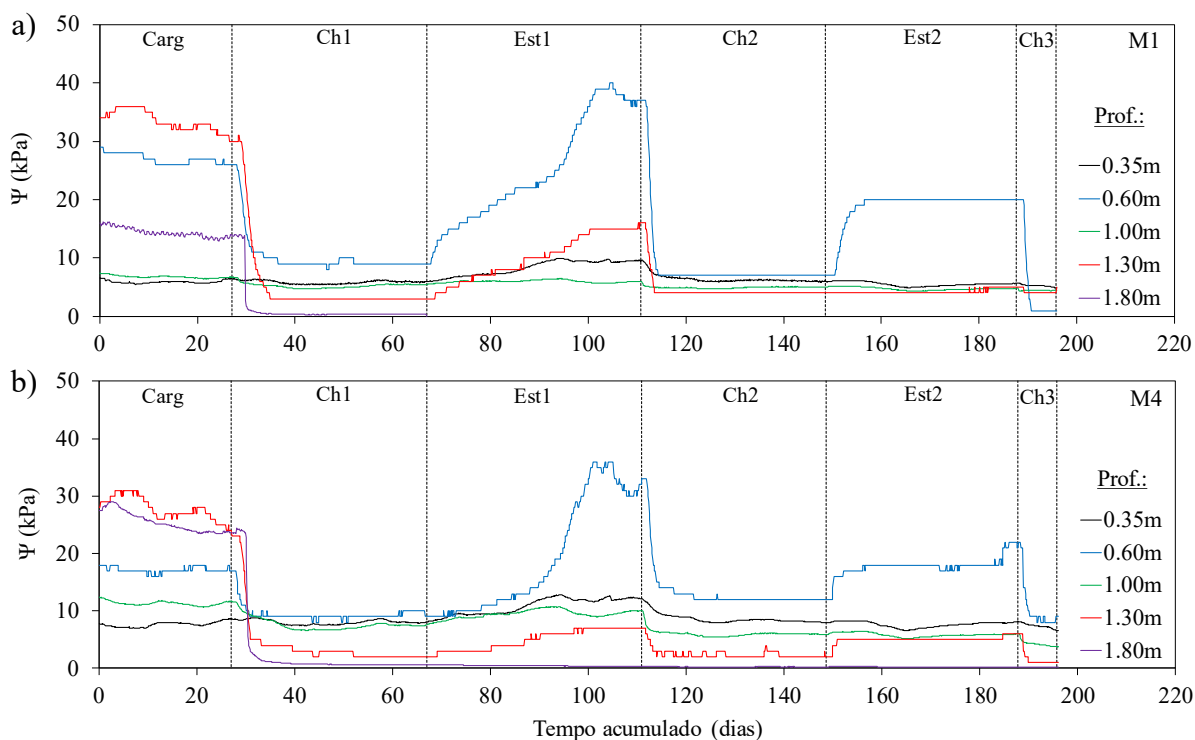


Figura 7.3: Sucção matricial modelos: a) M1_0.6m_SD_B; b) M4_0.3m_SD_B.

Após o início da Chuva 1, os valores de sucção matricial registrados pelos sensores instalados no modelo M4_0.3m_SD_B apresentaram reduções significativas. Apenas o sensor mais próximo ao topo não exibiu variações expressivas nas leituras. Ao alcançar a condição de equilíbrio nas medições, os valores de sucção variaram entre aproximadamente 10 kPa, registrados pelos sensores instalados nas profundidades de 0.35 m, 0.60 m e 1.00 m, e 2 kPa no sensor mais profundo (1.80 m), devido ao acúmulo de água na base do modelo físico. Durante todo o período de Chuva 1, não foram observadas poropressões positivas. Notavelmente, foram necessários aproximadamente três dias de precipitação contínua, à taxa de 24 mm/dia, para que a frente de infiltração atingisse a base do modelo físico 4. Conforme discutido anteriormente para o modelo M1, cujos resultados mostraram comportamento hidráulico muito semelhante ao do modelo M4, é importante considerar que muros em solo reforçado geralmente apresentam alturas superiores a 2.0 m. Assim, para que as condições de umedecimento afetem significativamente o comportamento dessas estruturas em campo, seriam necessários eventos de precipitação mais intensos ou de duração consideravelmente maior do que os simulados experimentalmente.

Na sequência do primeiro evento de chuva, iniciou-se o primeiro período de estiagem, durante o qual os valores de sucção matricial apresentaram um leve aumento nas leituras até a metade do estágio, variando entre 5 e 12 kPa, a depender da profundidade do sensor. A partir da segunda metade do período, observou-se um aumento expressivo na sucção registrada pelo sensor posicionado a 0.60 m de profundidade, com valores superiores àqueles medidos logo após a construção do modelo físico 4 (30 kPa). Esse comportamento pode ser atribuído à maior interação dessa camada do solo com a atmosfera, uma vez que está localizada na porção superior da estrutura. Por outro lado, a recuperação mais lenta dos valores de sucção nas camadas mais profundas pode ser explicada pela persistência do fluxo gravitacional descendente remanescente do evento de chuva anterior, além da possível menor influência das condições atmosféricas nessas regiões do perfil.

O estágio correspondente à Chuva 2, aplicado com uma intensidade de 60 mm/dia, resultou em uma nova redução dos níveis de sucção matricial para valores próximos àqueles registrados durante o primeiro evento de precipitação. Durante esse estágio, os sensores registraram uma queda rápida na sucção, atribuída ao armazenamento prévio de água nos poros do solo, remanescente do evento de chuva anterior. Mesmo após o período subsequente sem chuvas, os valores de sucção matricial não retornaram aos níveis iniciais, o que evidencia um aumento progressivo no grau de saturação do solo de aterro. A maior intensidade da Chuva 2 favoreceu a diminuição da sucção para patamares próximos ou inferiores a 10 kPa, os quais se mantiveram praticamente constantes até o final do estágio, sem que houvesse o desenvolvimento de poropressões positivas. Esse comportamento está de acordo com as tendências observadas nas leituras de teor de umidade volumétrico. Destaca-se o sensor localizado na profundidade de 0.60 m, que apresentou as variações mais significativas entre os estágios. Este sensor registrou uma recuperação de sucção próxima a 30 kPa ao final da Estiagem 1, seguida por uma redução de aproximadamente 18 kPa ao término da Chuva 2, evidenciando a forte influência das condições atmosféricas e da infiltração nessa faixa de profundidade.

Durante o estágio de Estiagem 2, os níveis de sucção matricial mantiveram-se estáveis, permanecendo abaixo de 10 kPa ao longo de todo o período sem chuvas. Observou-se, contudo, uma leve recuperação apenas no sensor localizado a 0.60 m de profundidade, o qual registrou valores próximos a 20 kPa ao final do estágio. Essa recuperação pontual pode estar associada às condições atmosféricas prevalentes, em especial à menor temperatura média registrada durante o experimento (21 °C), que, conforme discutido anteriormente na análise do modelo

M1, contribuiu para uma menor taxa de evaporação e, conseqüentemente, para uma recuperação mais lenta dos níveis de sucção. Por fim, o último evento de precipitações (Chuva 3), caracterizado por uma elevada intensidade, provocou reduções significativas nos níveis de sucção em todos os sensores. Os sensores instalados nas profundidades de 0.35, 0.60 e 1.00 m apresentaram valores em torno de 6 kPa, enquanto os sensores posicionados a 1.30 e 1.80 m indicaram condições próximas à saturação, com leituras próximas de 0 kPa.

Com base nos resultados do teor de umidade volumétrico normalizado, foi realizada uma análise comparativa entre o modelo físico M4, com um espaçamento vertical entre reforços de 0.3m ($\theta_{0.3m-n}$) e o modelo de referência M1 com espaçamento de 0.60m ($\theta_{0.6m-n}$). A seguir, na Figura 7.4, estão os resultados da razão entre os teores de umidade volumétricos normalizados, em função do tempo acumulado durante o ensaio.

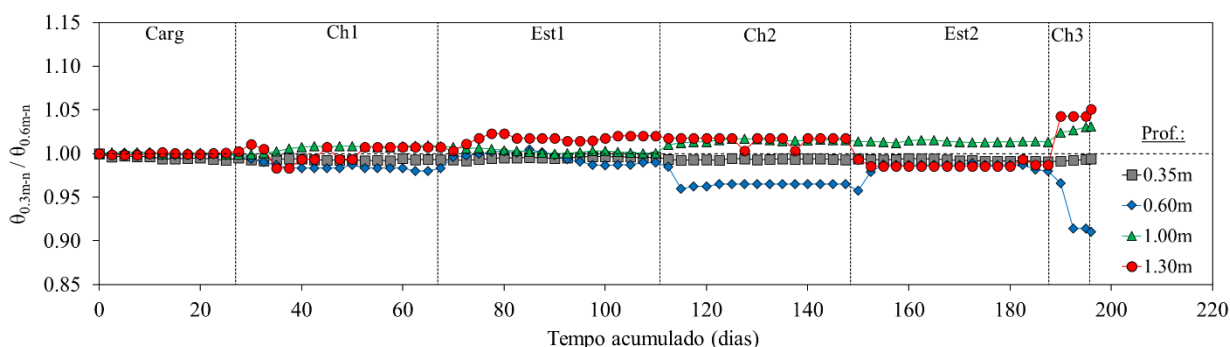


Figura 7.4: Razão entre os valores de teor de umidade normalizado para os modelos M3_0.6m_SD_G (θ_{FGn}) e M1_0.6m_SD_B (θ_{FBn}).

De modo geral, observou-se que o comportamento hidráulico entre os dois modelos foi bastante similar, com a razão se mantendo próxima a 1.00 para a maioria dos sensores ao longo do período monitorado, indicando que a variação no espaçamento vertical dos reforços não impactou significativamente a distribuição de umidade no solo. Pequenas variações foram registradas em momentos específicos: durante o estágio de Estiagem 1, o sensor a 0.60 m de profundidade apresentou uma leve redução na razão (mínimo de 0.97), enquanto no estágio Chuva 2, o sensor a 1.30 m indicou um leve aumento (1.02). As maiores divergências ocorreram no estágio Chuva 3, quando o sensor a 0.60 m registrou a menor razão (0.90) e o sensor a 1.30 m, a maior (1.05). Tais variações refletiram as diferentes respostas das deformações dos modelos, as quais serão discutidas em seções subsequentes. A Figura 7.4 evidencia visualmente essas tendências ao longo dos estágios de Carregamento, Chuva 1, Estiagem 1, Chuva 2,

Estiagem 2 e Chuva 3, revelando que, apesar de diferenças pontuais, o comportamento hídrico dos modelos com diferentes espaçamentos verticais de reforços foi amplamente compatível.

7.3 Perfis de tensão de sucção

Com base nos valores de teor de umidade e sucção matricial medidos, os perfis de tensão de sucção foram obtidos conforme a metodologia proposta por Lu e Likos (2004), sendo apresentados na Figura 7.5 para ambos os modelos M1 e M4. As medições foram realizadas por meio de sensores instalados nas profundidades normalizadas de 0.18, 0.30, 0.50, 0.65 e 0.90. Na Figura 7.5d, observa-se o perfil Inicial do modelo M4, correspondente à condição ao final do estágio de carregamento. Este perfil apresenta valores de tensão de sucção em torno de 15 kPa nas regiões central e superior, e valores próximos a 25 kPa na porção inferior do modelo M4_0.30m_SD_B. Essas variações refletem as diferenças nas condições iniciais de umidade e compactação do solo do aterro, conforme discutido anteriormente, porém correspondem aos níveis de sucção existentes na curva de retenção referente ao intervalo de umidade o solo. Além disso, a figura também ilustra os perfis de tensão de sucção obtidos após 1, 3 e 4 dias da ocorrência da Chuva 1. Esses intervalos foram selecionados com base na resposta dos sensores à progressão da frente de umedecimento na massa de solo reforçado e em intervalos de tempos semelhantes ao modelo M1.

Após o início do período de precipitação de baixa intensidade (1 mm/h), observou-se uma redução progressiva nos valores de tensão de sucção em todas as profundidades normalizadas avaliadas. Ao final do primeiro evento de chuva, os valores registrados nas regiões central e superior do modelo ($z/H = 0.18, 0.30$ e 0.50) apresentaram um perfil aproximadamente uniforme, com tensões de sucção em torno de 8 kPa. Já nas profundidades correspondentes à porção inferior ($z/H = 0.65$ e 0.90), os valores foram ainda menores, permanecendo abaixo de 4 kPa e próximos a 0 kPa para o sensor mais profundo. Esse comportamento observado nas camadas inferiores pode ser atribuído à proximidade do último sensor em relação à base da caixa de ensaios. Embora o tempo de resposta à precipitação seja maior devido à distância em relação à superfície, nota-se um acúmulo de água por percolação nessa região, o que contribui para uma redução mais acentuada da tensão de sucção ao longo do tempo. Além disso, fatores como o possível fluxo preferencial ao longo da interface solo–blocos segmentais, como registrado no modelo M1_0.60m_SD_B, e as variações de compactação ao longo do perfil podem ter favorecido o aumento do grau de saturação nas

camadas inferiores, justificando os menores valores de sucção observados nas profundidades normalizadas de $z/H = 0.65$ e 0.90 .

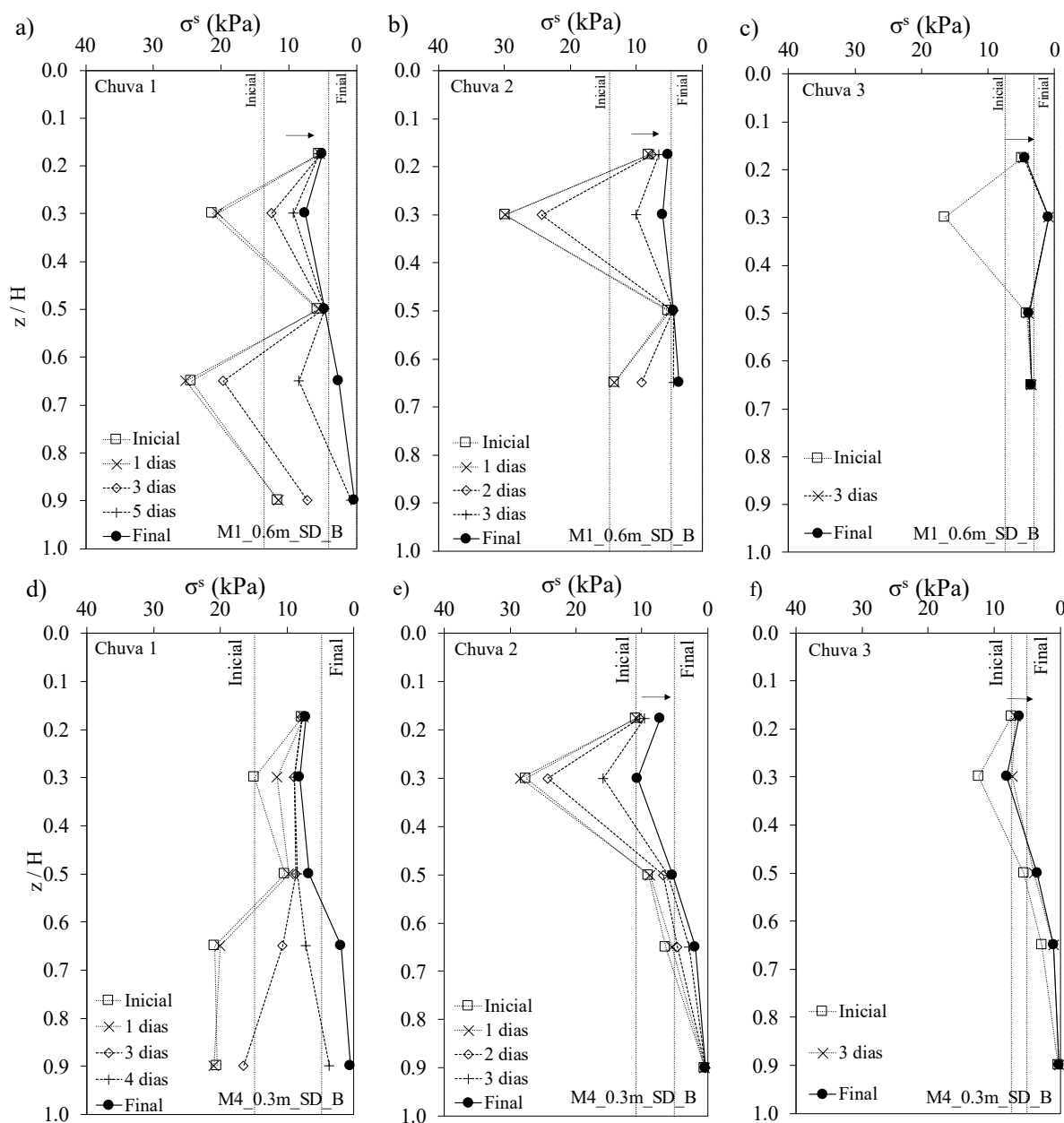


Figura 7.5: Perfis de tensão de sucção modelo M1_0.6m_SD_B: a) Chuva 1; b) Chuva 2; c) Chuva 3; modelo M4_0.3m_SD_B: d) Chuva 1; e) Chuva 2; f) Chuva 3.

Os perfis de tensão de sucção obtidos durante o evento da Chuva 2, com intensidade de 5 mm/h e duração aproximada de 30 dias, estão apresentados na Figura 7.5e. A curva Inicial da referida figura representa as condições ao final da Estiagem 1, período caracterizado por 40 dias consecutivos sem precipitação e submetido a temperaturas ambientais variando entre 15 °C

e 27 °C. Esse intervalo sem chuvas resultou em um aumento gradual das tensões de sucção ao longo do tempo, especialmente na porção superior do modelo físico M4. Nas regiões central e inferior, também foram observados aumentos, embora com menor magnitude. De maneira geral, os resultados indicam que os períodos pós-precipitação foram seguidos por processos de secagem que levaram à recuperação das tensões de sucção, as quais atingiram valores iguais ou até superiores aos registrados imediatamente após o estágio de carregamento. Para o modelo avaliado, os valores de sucção durante a Estiagem 1 variaram de 7 kPa a 30 kPa, dependendo da profundidade. Ressalta-se, contudo, que o sensor mais profundo ($z/H = 0.90$) permaneceu com valores próximos a zero, sem registrar variações significativas ao longo do período.

Os resultados referentes à Chuva 2 evidenciam, mais uma vez, uma redução significativa nos valores de tensão de sucção, acompanhada de sua redistribuição ao longo de todo o perfil da estrutura. De modo geral, durante esse evento, as tensões de sucção permaneceram abaixo de 10 kPa na porção superior e abaixo de 5 kPa nas camadas inferiores do modelo. A principal diferença em relação ao comportamento observado na Chuva 1 está associada à maior taxa de infiltração da Chuva 2, que resultou em um maior volume de água disponível, promovendo um aumento crescente no grau de saturação. Por fim, a Figura 7.5f apresenta os resultados obtidos para o evento de Chuva 3. Nesse caso, observa-se uma redução ainda mais acentuada nas tensões de sucção ao longo de toda a profundidade, com valores médios próximos de 8 kPa na porção superior, abaixo a 4 kPa na porção central do modelo e próximas a zero na região inferior, indicando um elevado grau de saturação do solo de aterro.

7.4 Deslocamentos

A Figura 7.6 apresenta os perfis de deslocamentos horizontais da face medidos externamente ao longo da profundidade normalizada, considerando os diferentes estágios de carregamento e os eventos de chuva para os modelos M1 e M4. Os dados estão representados em função da altura equivalente da sobrecarga aplicada ($H_{eq} = q/\gamma_r$). Na figura, os deslocamentos positivos indicam movimento da face em direção ao exterior da estrutura, enquanto os valores negativos representam deslocamentos direcionados para o interior.

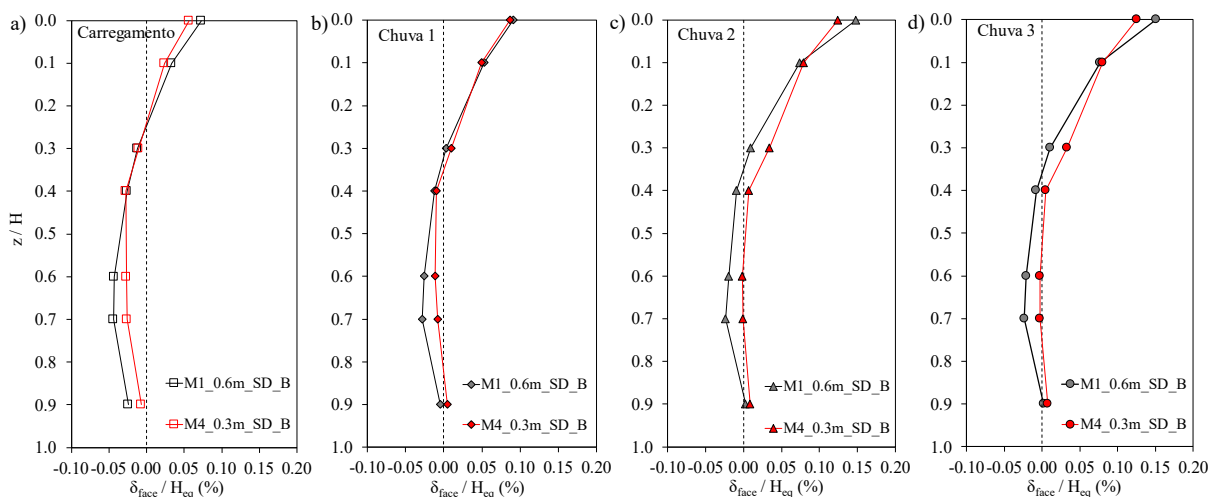


Figura 7.6: Deslocamento da face nos modelos M1 e M4 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Está presente na Figura 7.6a os deslocamentos horizontais da face para o modelo M4_0.30m_SD_B (linha vermelha) durante o estágio de carregamento. Observa-se que os deslocamentos positivos, que indicam movimento para o exterior da estrutura, ocorreram majoritariamente na região superior reforçada (acima de $z/H = 0.30$), atingindo um valor máximo de 3.6 mm, o que corresponde a aproximadamente 0.06% em termos de deslocamento horizontal normalizado. Em contraste, na porção intermediária da estrutura ($z/H = 0.60$), os deslocamentos foram negativos, com valor máximo de 1.8 mm (0.03%), sugerindo um leve movimento de recuo da face nessa região. Esse padrão, também observado nos modelos M1_0.60m_SD_B e M2_0.60m_CA_B, é indicativo de um comportamento rotacional da face, possivelmente associado ao empuxo gerado pela sobrecarga e à mobilização da geogrelha na interface com os blocos segmentais. Tais evidências apontam para uma redistribuição de esforços ao longo da estrutura, concentrando os efeitos de empuxo nos trechos superiores e refletindo a interação solo-reforço em estruturas com face segmentada.

Nos estágios seguintes de precipitação (Figura 7.6b-d), observou-se um aumento progressivo dos deslocamentos horizontais, concentrados principalmente na porção superior do modelo M4. Após o terceiro evento de Chuva 3, o deslocamento positivo máximo atingiu 8.0 mm (0.13%), enquanto o deslocamento negativo, registrado na profundidade normalizada de 0.60, diminuiu para cerca de 0.15 mm (0.01%). Esse comportamento consistente em todos os modelos com blocos segmentais de concreto evidenciou que, mesmo com o avanço da frente de infiltração e a conseqüente redução das tensões de sucção no solo de aterro, a face rígida

manteve os deslocamentos minimizados. Além disso, o padrão deformacional permaneceu praticamente inalterado ao longo dos eventos de chuvas, indicando que as regiões afetadas logo após o carregamento inicial continuaram a apresentar os maiores deslocamentos. Assim, a rigidez conferida pelo sistema de blocos segmentais mostrou-se eficaz na contenção dos deslocamentos globais da face, mesmo sob sucessivos períodos de chuva.

Adicionalmente, os períodos de estiagem entre os eventos de chuva não resultaram em retração significativa da face, como evidenciado pela ausência de redução nos deslocamentos durante esses intervalos. Isso indica que, embora a umidade tenha diminuído durante as estiagens, conforme registrado pelos sensores, não houve contração volumétrica expressiva do solo capaz de produzir movimentações mensuráveis na face externa. Por fim, ao comparar os modelos com face em blocos segmentais (M1, M2 e M4), observa-se uma resposta deformacional bastante semelhante, independentemente das variações no tipo de solo de aterro (colchão de areia no M2) ou no espaçamento vertical entre os reforços (M4). Isso sugere que, para as condições analisadas, o tipo de face exerce uma influência predominante sobre o padrão de deslocamentos, sendo mais determinante do que as demais variáveis construtivas testadas.

Com base nas medições obtidas por meio dos extensômetros instalados externamente à face dos modelos físicos, a Figura 7.7 apresenta os perfis de deslocamento horizontal ao longo da profundidade normalizada para os modelos M1 e M4. Durante o estágio de carregamento para o modelo M4_0.30m_SD_B, os maiores deslocamentos foram registrados no reforço R3 ($z/H = 0.18$), com valor de 3.7 mm (0.06%), seguido pelos reforços R2 ($z/H = 0.40$) e R1 ($z/H = 0.70$), com deslocamentos de 2.2 mm (0.04%) e 2.2 mm (0.03%), respectivamente. Nota-se que os deslocamentos medidos pelos extensômetros para o modelo M4 durante esse estágio seguem a mesma tendência verificada nos deslocamentos da face: valores máximos concentrados na porção superior da estrutura, enquanto as regiões central e inferior apresentaram deslocamentos menores e mais uniformemente distribuídos ao longo da profundidade normalizada. Esse padrão também foi observado no modelo M2_0.60m_CA_B, embora com amplitudes de deslocamento superiores às do modelo M4_0.30m_SD_B.

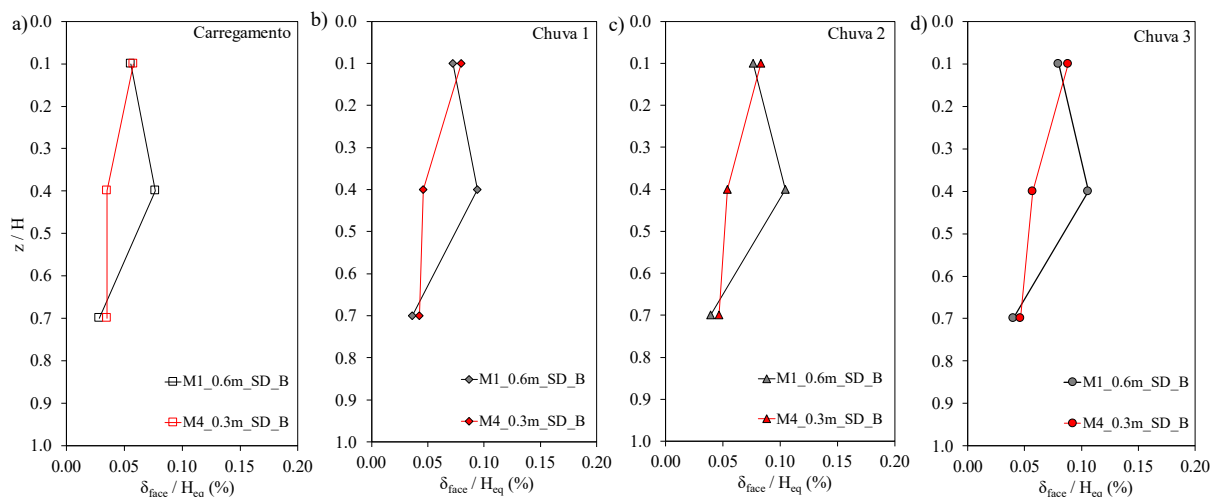


Figura 7.7: Perfis de deslocamento de face através dos extensômetros para os modelos M1 e M4: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

De modo geral, o modelo M4 apresentou deslocamentos horizontais menores na porção central e comportou-se de forma semelhante ao modelo M1 nas regiões superior e inferior da estrutura. Esses resultados indicam que, embora a geogrelha utilizada no modelo M4 tenha menor rigidez, o espaçamento vertical reduzido (0.3 m) entre os reforços diminuiu as deformações da face, ocasionando um melhor desempenho em M4_0.3m_SD_B. Desta maneira, a diminuição do espaçamento vertical mostrou-se eficaz para o desempenho mecânico do modelo, compensando a menor rigidez da geogrelha empregada. Bathurst et al. (2009) demonstraram que a rigidez dos geossintéticos exerce papel fundamental nos deslocamentos da face. Segundo os autores, geogrelhas de baixa rigidez permitiram um maior deslocamento do solo e da face dos modelos avaliados antes de mobilizar tensões de tração significativas, enquanto reforços mais rígidos conseguiram mobilizar maiores cargas e distribuir o empuxo de forma mais homogênea entre as camadas, reduzindo a magnitude dos deslocamentos. Entretanto, embora os autores tenha quantificado o efeito da rigidez dos reforços, o estudo não investigou o impacto simultâneo do espaçamento vertical entre as camadas reforçadas, parâmetro este que influenciou significativamente o comportamento mecânico do modelo M4_0.3m_SD_B.

A análise dos deslocamentos medidos nos reforços do modelo M4_0.30m_SD_B ao longo dos diferentes eventos de chuva evidenciou um aumento progressivo das deformações horizontais ao longo do tempo. Em particular, o maior deslocamento foi registrado no reforço R3 ($z/H = 0.18$), atingindo 5.6 mm (0.09%) ao final do terceiro evento de chuva (Chuva 3).

Esse incremento gradativo está diretamente relacionado à redução da sucção no solo de aterro decorrente da infiltração de água, a qual reduz a rigidez do material e favorece maiores deformações. A partir da Figura 7.7, observa-se que os deslocamentos aumentaram de forma cumulativa a cada estágio de infiltração, principalmente nos reforços localizados nas porções superiores da estrutura (R3 e R2), refletindo a maior suscetibilidade dessas regiões. Apesar do aumento nos valores absolutos de deslocamento, o formato dos perfis de deformação ao longo da profundidade se manteve praticamente inalterado entre os estágios, o que indica uma consistência no padrão de deformação da estrutura. Esse comportamento sugere que, mesmo com a perda de rigidez do solo induzida pela redução da sucção, a configuração geométrica das camadas reforçadas foi eficaz em manter a estabilidade e o controle da redistribuição dos deslocamentos. A ausência de mudanças significativas na inclinação ou curvatura dos perfis reforça a hipótese de que o sistema apresentou uma resposta estrutural robusta frente à infiltração progressiva, preservando sua integridade ao longo dos diferentes eventos de chuvas.

Jiang et al. (216) instrumentaram muros reforçados com geogrelhas com e sem reforços secundário (camadas adicionais de geogrelhas próximas a face instaladas entre os reforços principais) e relataram que as seções com camada secundária apresentaram deslocamentos da face significativamente menores do que a seção controle. De modo análogo, o modelo M4 exibiu deslocamentos horizontais da face inferiores aos dos modelos com espaçamento de 0.60 m (M2 e M3) e comparáveis ao modelo referência M1, mesmo empregando geogrelhas com metade da rigidez. Os resultados corroboram que, seja com reforço secundário ou com maior número de reforços, a quantidade efetiva de geossintético é determinante para conter os deslocamentos da face.

Os deslocamentos horizontais máximos da face do modelo M4_0.3m_SD_B ($\theta_{0.3m\text{-face-max}}$) foram comparados aos do modelo de referência M1_0.6m_SD_B ($\theta_{0.6m\text{-face-max}}$), com o objetivo de avaliar o influência do espaçamento vertical entre reforços no desempenho mecânico. A Figura 7.8 apresenta a razão entre os deslocamentos máximos da face, considerando tanto os valores medidos diretamente na face quanto os obtidos por meio dos extensômetros, para os modelos M1 e M4 em função da intensidade dos eventos de chuva. De modo geral, observa-se que essa razão permaneceu inferior a 1.00 em todos os estágios analisados, desde o carregamento inicial (intensidade zero) até o terceiro evento de precipitação.

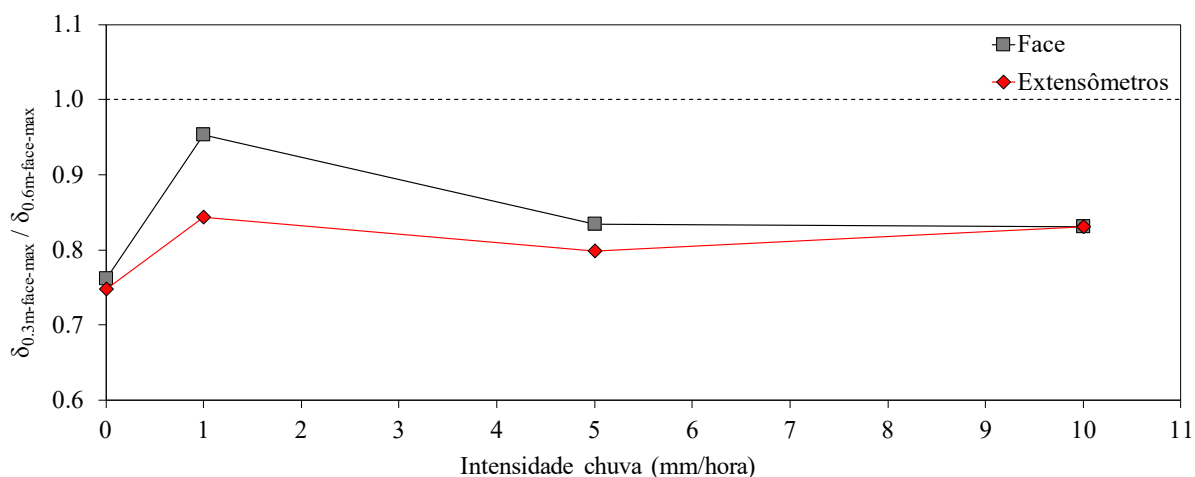


Figura 7.8: Razão entre os valores de deslocamentos máximos da face para os modelos M4_0.3m_SD_B ($\theta_{0.3m\text{-face-max}}$) e M1_0.6m_SD_B ($\theta_{0.6m\text{-face-max}}$).

Em particular, os deslocamentos medidos diretamente na face do modelo físico M4 (com espaçamento entre reforços de 0.3 m) foram aproximadamente 25% menores em comparação ao modelo M1 (com espaçamento de 0.6 m) na condição inicial, pós estágio de carregamento e sem aplicação de chuva (0 mm/h). Com a aplicação de chuva de baixa intensidade (1 mm/h), observa-se um aumento da razão entre os deslocamentos máximos, atingindo aproximadamente 0.95. Esse aumento indica que o modelo com reforços mais próximos (M4_0.3m_SD_B) apresentou deslocamentos mais próximos àqueles do modelo com reforços mais espaçados, possivelmente em decorrência da resistência reduzida pelo processo de umedecimento e pela diferença de rigidez entre os reforços. A partir da intensidade de 5 mm/h, no entanto, essa razão decresce para cerca de 0.85, mantendo-se praticamente constante também para a intensidade de 10 mm/h. Esse comportamento indica que, sob chuvas mais intensas, o modelo M1_0.6m_SD_B apresentou deslocamentos máximos mais significativos na face.

O comportamento dos deslocamentos máximos da face medidos por meio dos extensômetros mostrou-se bastante similar ao observado nas medições diretas na face do modelo. Durante o estágio de carregamento (0 mm/h), a razão entre os deslocamentos dos modelos com espaçamentos de 0.3 m e 0.6 m foi próxima de 0.75. Com a aplicação da chuva de 1 mm/h, essa razão aumentou para cerca de 0.85, mantendo-se praticamente constante para as intensidades subsequentes de 5 e 10 mm/h. É importante destacar que, apesar das medições terem sido obtidas por metodologias distintas, ambas convergem para um mesmo padrão de

comportamento. Esse conjunto de resultados evidencia que o modelo com menor espaçamento vertical entre os reforços apresentou deslocamentos horizontais sistematicamente inferiores ao modelo de referência, o que indica um desempenho mecânico superior ao longo dos eventos de chuvas. Esse padrão reforça a eficácia do espaçamento vertical reduzido na contenção das deformações horizontais da face, mesmo sob condições climáticas adversas. Além disso, a estabilidade da razão observada ao longo dos diferentes estágios de precipitação sugere que o benefício proporcionado pela maior densidade de reforços é mantido mesmo diante da progressiva perda de resistência do solo de aterro, o que destaca seu potencial de aplicação em cenários com maior severidade climática.

7.5 Deformações geogrelhas

As deformações nos reforços foram determinadas a partir da razão entre o deslocamento relativo de dois pontos consecutivos dos extensômetros e a distância inicial entre os mesmos. A Figura 7.9 ilustra a distribuição e os valores das deformações ao longo do comprimento das geogrelhas nos modelos M1 e M4. São apresentados os resultados obtidos para os diferentes estágios de carregamento e para os eventos de chuva, considerando os reforços posicionados nas alturas de 1.8 m, 1.2 m e 0.6 m (R3, R2 e R1, respectivamente). As curvas apresentadas na figura mostram as deformações tanto nos trechos das geogrelhas inseridos na massa de solo quanto na região de conexão com a face. A linha tracejada indica a posição da interface solo-bloco, permitindo a identificação da transição entre a zona de ancoragem e a conexão na face.

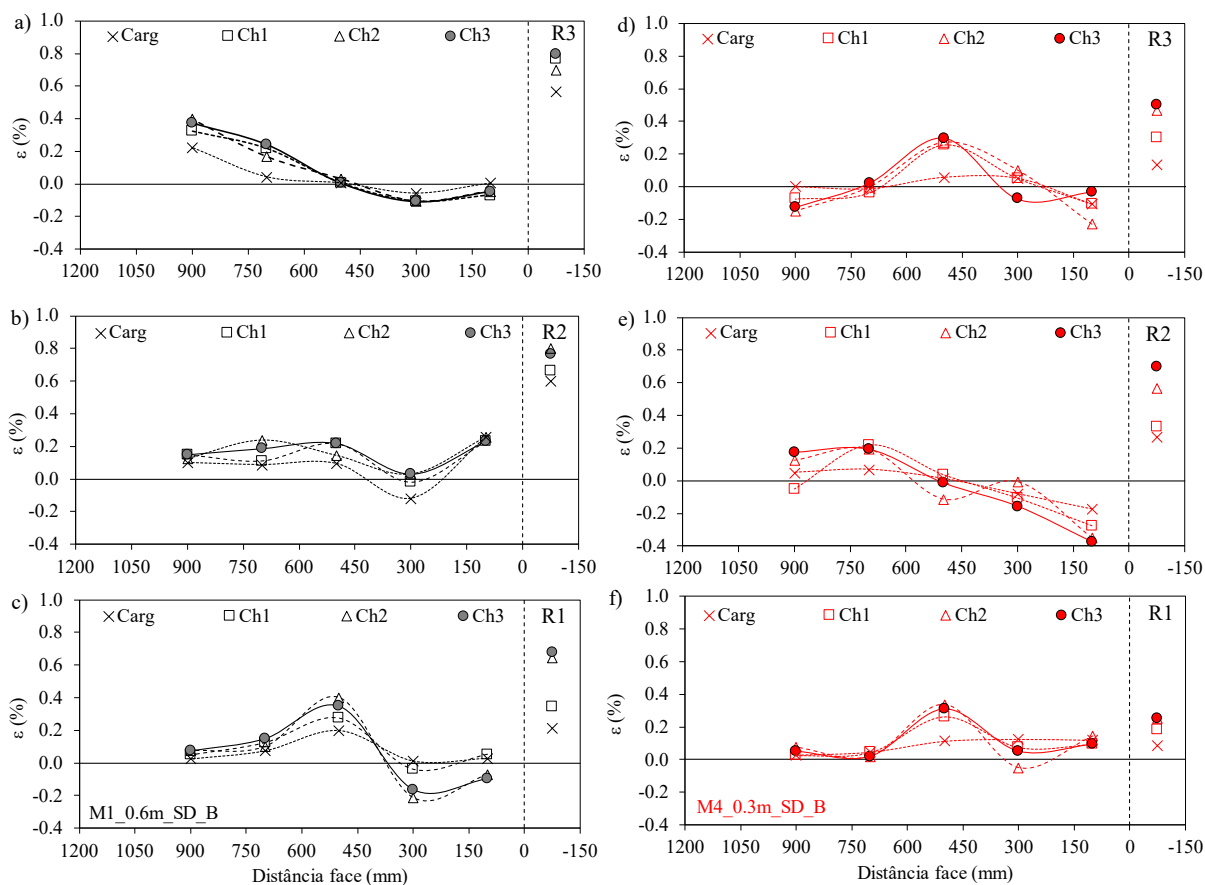


Figura 7.9: Distribuição das deformações nas geogrelhas. Modelo M1: a) R3; b) R2; c) R1. Modelo M4: d) R3; e) R2; f) R1.

Durante o estágio de carregamento, as deformações desenvolvidas nas geogrelhas do modelo M4_0.3m_SD_B foram sistematicamente inferiores às registradas no modelo M1_0.6m_SD_B, com destaque para as regiões de conexão entre os reforços e os blocos segmentais da face. No caso do reforço R3, as deformações permaneceram inferiores a 0.10% ao longo de sua extensão, concentrando-se predominantemente na região central do reforço. Esse comportamento contrasta com o observado no modelo M1, no qual os valores máximos de deformação ocorreram na extremidade livre dos reforços, próxima ao fundo da caixa de ensaio. Além disso, a máxima deformação registrada no reforço R3 do modelo M4 durante o carregamento ocorreu na região de conexão com a face, atingindo uma magnitude de 0.13%. A ocorrência dos eventos de chuva resultou em um aumento progressivo nas deformações do modelo M4_0.3m_SD_B, com maior intensidade observada tanto na região central dos reforços quanto nas conexões com a face da estrutura. Ao término do terceiro evento de chuva, a deformação máxima registrada nos reforços inseridos na massa de solo foi de 0.30%,

concentrando-se na porção central do R3. Por sua vez, a maior deformação verificada nas conexões com os blocos segmentais atingiu 0.50%.

Foram observadas no reforço R2 (localizado a 1.20 m de altura, na porção central do modelo) a ocorrência de deformações compressivas próximas à face de blocos segmentais de concreto, com magnitude da ordem de 0.18% ocorridas durante o estágio de carregamento. Conforme apresentado na Figura 7.6, os deslocamentos horizontais medidos diretamente na face do modelo M4_0.3m_SD_B foram praticamente nulos. No entanto, como ilustrado na Figura 7.7, os deslocamentos obtidos por meio dos extensômetros fixados nos reforços indicaram movimento positivo da face no sentido de afastamento da massa de solo, e ocasionaram desta maneira as deformações de compressão. Esse comportamento pode ser atribuído ao aumento do confinamento induzido pela redução do espaçamento entre os reforços e pela conexão eficiente as geogrelhas e a face da estrutura, que promoveu uma restrição à deformação horizontal e, conseqüentemente, um estado de compressão localizada. Resultados semelhantes foram reportados por Santos et al. (2013), que observaram deformações compressivas em geogrelhas próximas à base de estruturas reforçadas, relacionando esse efeito à interação com o solo de fundação. Esse mesmo comportamento foi identificado no modelo M1 para o reforço na mesma cota, particularmente durante o estágio de carregamento. Entretanto, para os eventos subsequentes, as deformações nos reforços passaram a ser predominantemente de tração, evidenciando a mudança no comportamento das tensões. Após a ocorrência dos eventos de chuva, observou-se um aumento progressivo nas deformações registradas no reforço R2. Ao final da Chuva 3, a porção final do reforço inserido na massa de solo apresentou uma deformação máxima de tração de 0.19%, enquanto a porção mais próxima à face exibiu deformações compressivas com um valor de 0.38%. A deformação mais expressiva foi observada na conexão com a face, onde se atingiu um valor de 0.70%.

De forma semelhante, Jayanandan e Viswanadham (2023) demonstraram que geogrelhas de maior rigidez foram capazes de retardar o desenvolvimento de pressões de poro positivas e reduzir significativamente os deslocamentos da face e as deformações nos reforços, mesmo sob condições de chuva intensa. Esses resultados evidenciam que tanto a rigidez quanto a geometria dos reforços, incluindo o número de camadas e seu posicionamento, são fatores determinantes para a estabilidade de estruturas em solo reforçado. Complementarmente, Balakrishnan e Viswanadham (2019) mostraram que o aumento da rigidez dos reforços, por meio da inserção de geogrelhas em colchões de areia, foi eficaz na atenuação de deslocamentos e na redução de deformações localizadas em modelos físicos.

A distribuição e os valores das deformações no reforço R1 do modelo físico M4 estão presentes na Figura 7.9g. Durante o estágio de carregamento, os maiores valores de deformação ocorreram na porção central do reforço inserido na massa de solo, atingindo 0.12%, enquanto na região de conexão com a face o valor máximo foi de 0.08%. Com a ocorrência dos eventos de chuva, as deformações aumentaram de forma significativa, alcançando aproximadamente 0.30% na massa de solo e 0.25% na conexão. Apesar do aumento nas magnitudes, a distribuição espacial das deformações manteve o mesmo padrão verificado durante o carregamento inicial, com concentração na zona central do reforço. Cabe destacar que essa distribuição apresentou comportamento bastante similar ao observado no modelo M1 para o reforço posicionado na mesma altura, sugerindo que a profundidade de inserção influencia a forma de mobilização das deformações, independentemente do espaçamento vertical entre os reforços.

De maneira geral, o modelo M4 (espaçamento vertical de 0.3 m) apresentou valores máximos de deformação significativamente menores e uma distribuição mais homogênea ao longo do comprimento das geogrelhas em comparação ao modelo M1 (espaçamento vertical de 0.6m). Esse comportamento foi atribuído à maior quantidade de reforços no modelo M4, que promoveu uma maior interação solo-reforço ao longo da altura da estrutura, favorecendo a redistribuição dos esforços induzidos pelo carregamento e pela redução da sucção matricial durante os eventos de chuva. É importante destacar que, apesar de ambos os modelos apresentarem a mesma rigidez global, os reforços utilizados no modelo físico M4 possuem aproximadamente metade da rigidez daqueles utilizados no modelo M1. Em contextos onde há previsão de exposição a ciclos de umedecimento e secagem, como em regiões sujeitas a variações climáticas intensas, essa estratégia pode contribuir significativamente para um melhor desempenho de estruturas em solo reforçado.

De maneira similar os resultados comparativos descritos com os deslocamentos da face, a Figura 7.10 apresenta a razão entre as deformações máximas registradas nos reforços inseridos na massa de solo dos modelos físicos com diferentes espaçamentos verticais entre as geogrelhas – 0.3 m (M4_0.3m_SD_B - $\epsilon_{0.3m-max-max}$) e 0.6 m (M4_0.6m_SD_B - $\epsilon_{0.6m-max-max}$) de acordo com a intensidade dos eventos de chuva. Os dados foram discriminados para os três reforços analisados (R1, R2 e R3), posicionados em diferentes alturas da estrutura, o que possibilitou interpretar a influência do espaçamento vertical e também a posição dos reforços ao longo da altura dos modelos.

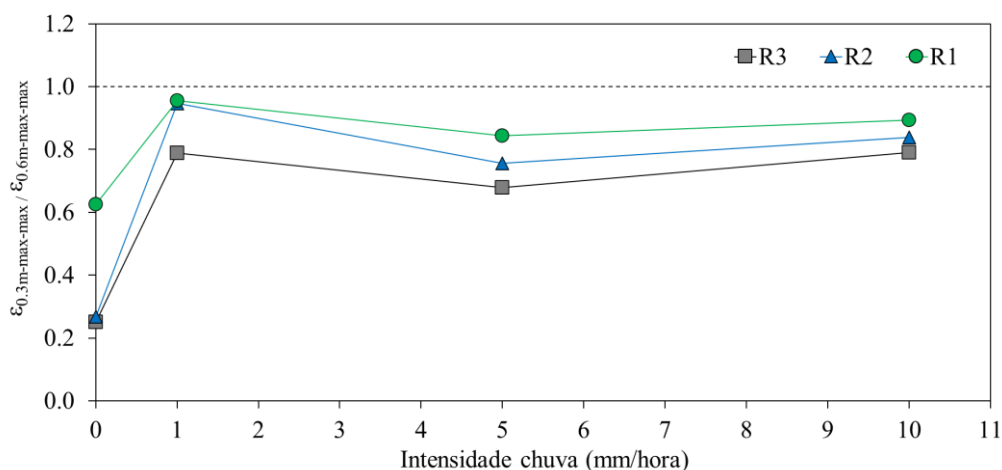


Figura 7.10: Razão entre as deformações máximas dos reforços inseridos na massa de solo para os modelos M4_0.3m_SD_B ($\epsilon_{0.3m-max-max}$) e M1_0.6m_SD_B ($\epsilon_{0.6m-max-max}$).

Durante o estágio inicial de carregamento, na ausência de eventos de chuva, os valores da razão entre as deformações máximas dos modelos com espaçamento vertical de 0.3 m e 0.6 m entre reforços permaneceram significativamente inferiores a 1 para todos os reforços analisados. Isso evidencia que o modelo com menor espaçamento vertical apresentou menor mobilização de deformações, comportamento atribuído ao maior confinamento proporcionado. Especificamente, os reforços R3 e R2 apresentaram razões próximas de 0.30, enquanto o reforço R1, localizado na base da estrutura, apresentou valor em torno de 0.60, indicando menor sensibilidade à variação do espaçamento vertical nessa região. Com o início dos eventos de chuva, especialmente após a primeira chuva (1 mm/h), observou-se um aumento expressivo da razão, atingindo valores próximos à unidade para os reforços R2 e R1. Esse comportamento sugere que o benefício do menor espaçamento foi parcialmente reduzido pela perda de sucção matricial. Ainda assim, mesmo sob intensidades de precipitação mais elevadas (5 e 10 mm/h), as razões permaneceram inferiores à unidade (próximas a 0.80) indicando que o modelo com reforços mais próximos continuou a apresentar desempenho mecânico superior na contenção das deformações, mesmo sob condições de umedecimento acentuado.

A análise individual dos reforços revelou que o R3 (localizado na porção superior) foi o mais sensível à variação do espaçamento vertical, apresentando os menores valores de razão ao longo de todos os eventos, o que destaca a importância de reforços menos espaçados em regiões com menor confinamento natural. Em contrapartida, o R1 (próximo à base da estrutura) apresentou valores de razão mais elevados e estáveis, sugerindo que a influência do

espaçamento vertical é menos significativa nessa região, possivelmente devido ao maior confinamento promovido pelo peso próprio do solo de aterro. Dessa forma, os resultados demonstram que, embora os efeitos do umedecimento reduzam a diferença de desempenho entre os modelos, o uso de espaçamentos verticais menores proporcionou vantagens significativas na contenção das deformações ao longo do tempo e sob diferentes condições de chuvas.

De uma maneira geral, os resultados presentes na Figura 7.10 estão de acordo com o relatado por Jiang et al. (2016). Os autores observaram que reforços secundários posicionados próximos à face aliviaram as deformações nas geogrelhas primárias, pois parte da carga lateral passou a ser absorvida pelo nível secundário. No modelo M4, embora a face rígida dos blocos segmentais tenha influenciado a rigidez de contorno das camadas reforçadas, as deformações nas geogrelhas foram inferiores às do modelo M1 ao longo de todos os estágios, especialmente nos reforços superiores, indicando uma mobilização reduzida em função do menor espaçamento vertical. Resultados similares foram obtidos numericamente por Damians et al. (2014), que identificaram que muros com reforços de menor rigidez, quando associados a fundações pouco compressíveis, apresentaram menores deslocamentos verticais e deformações nos reforços, desde que fosse mantida uma maior densidade de camadas.

A seguir, na Figura 7.11, está presente a razão entre as deformações máximas registradas nas conexões dos reforços para ambos os modelos físicos M1 e M4, em função da intensidade de chuva aplicada. Durante o estágio inicial de carregamento, sem a presença de chuvas, os valores da razão mantiveram-se consideravelmente abaixo da unidade para todos os reforços, próximos a 0.40 para os reforços R2 e R1, e na ordem de 0.2 para o R3. No entanto, com a ocorrência dos eventos de chuva, observou-se um aumento progressivo dessa razão para os reforços R2 e R3, refletindo uma perda gradual da eficiência do confinamento proporcionado pelo menor espaçamento em função da redução da sucção matricial no solo de aterro.

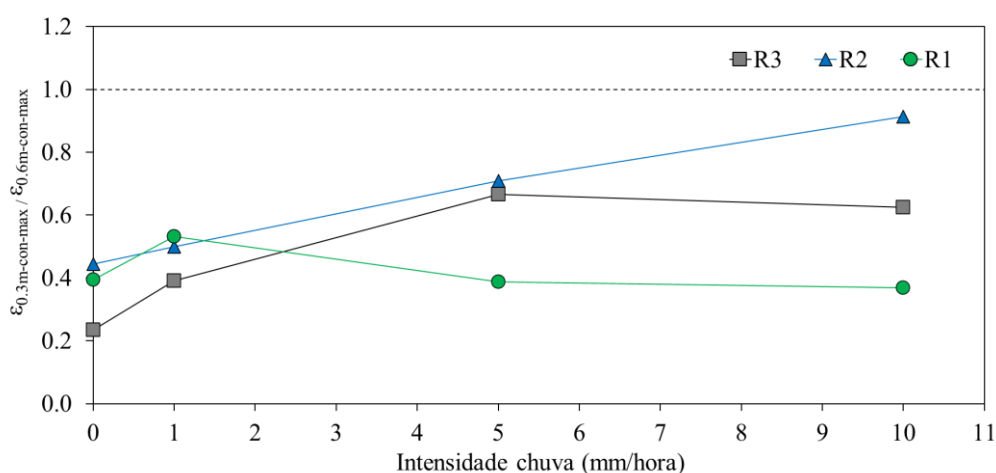


Figura 7.11: Razão entre as deformações máximas na conexão para os modelos M4_0.3m_SD_B ($\epsilon_{0.3m-con-max}$) e M1_0.6m_SD_B ($\epsilon_{0.6m-con-max}$).

Notadamente, o reforço R2 apresentou comportamento quase linear crescente, atingindo valores próximos a 0.90 sob a maior intensidade de precipitação (10 mm/h), o que indicou uma sensível redução da vantagem estrutural promovida pelo menor espaçamento nesta profundidade da estrutura. Por outro lado, o reforço R1 apresentou comportamento inverso, com redução da razão ao longo dos eventos, estabilizando-se em torno de 0.40. Esse comportamento pode estar associado à menor influência do umedecimento na região inferior da estrutura, possivelmente em função do escoamento preferencial da água pela interface solo-bloco, como registrado no modelo M1. Assim, os resultados evidenciam que a resposta mecânica das conexões está fortemente condicionada à posição vertical dos reforços e à condição de umedecimento, sendo mais sensível à perda de sucção nas regiões intermediárias da estrutura. Os resultados evidenciam que o menor espaçamento vertical entre os reforços contribui significativamente para a redução das deformações nas conexões, sobretudo em condições pós compactação (sem chuvas). No entanto, esse benefício é progressivamente reduzido com o aumento da intensidade dos eventos de chuva, especialmente nos níveis, devido à perda de sucção matricial.

Os resultados obtidos no modelo M4 evidenciam deformações significativamente menores nas conexões com a face e demonstram uma convergência com os achados experimentais de Allen e Bathurst (2013; 2014). Os autores, por meio de um extenso programa de instrumentação em muros em escala real, observaram que as maiores deformações na conexão tendem a ocorrer nas camadas superiores dos reforços, onde a interação entre solo,

reforço e elemento de face foi identificada como a mais crítica. Contudo, os autores destacaram que configurações com maior rigidez global, seja pela rigidez do reforço ou pelo aumento da quantidade de camadas reforçada, proporcionam uma distribuição mais uniforme dos esforços ao longo da altura do muro. Esse comportamento é compatível com o observado no modelo M4_0.3m_SD_B, no qual o espaçamento vertical reduzido resultou em menores deformações nas conexões superiores, mesmo após os ciclos de umedecimento, indicando um desempenho mais eficiente na contenção das deformações localizadas.

7.6 Cargas de tração

A Figura 7.12 apresenta os resultados das cargas máximas de tração nos reforços inseridos na massa de solo ao longo da profundidade normalizada para os modelos físicos M1 e M4. A determinação das cargas de tração foi realizada a partir da maior deformação medida em cada reforço, multiplicada pela rigidez à tração da geogrelha, considerando o valor correspondente a 1% de deformação. Para os modelos M1, M2 e M3, foi adotada uma rigidez igual a 440 kN/m, e para o modelo M4, foi utilizada uma rigidez de 226 kN/m, conforme discutido anteriormente com base nos ensaios de fluência.

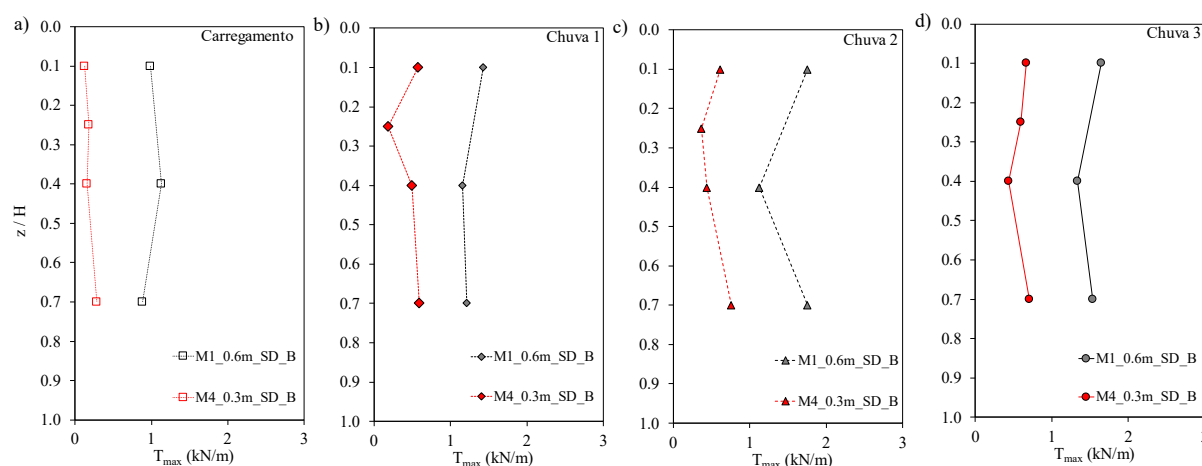


Figura 7.12: Tração máxima nos reforços nos modelos M1 e M4 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Especificamente no estágio de carregamento, os reforços R3, Ri e R2 mobilizaram cargas em torno de 0.15 kN/m, enquanto o reforço R1 alcançou um valor máximo de 0.28 kN/m. Apesar da menor rigidez das geogrelhas, esses resultados evidenciam a eficácia do menor

espaçamento vertical entre os reforços na redistribuição das cargas de tração ao longo da altura. Com a ocorrência do evento de Chuva 1, observou-se um aumento nas cargas de tração mobilizadas, com os reforços R3, R2 e R1 atingindo valores próximos a 0.50 kN/m. O reforço intermediário (Ri), por sua vez, apresentou uma tração de 0.18 kN/m, o que indica uma influência da conexão entre o reforço e a face da estrutura na mobilização das cargas induzidas pela redução da sucção matricial no solo do aterro.

A partir das Figura 7.12c e d, observa-se que as cargas máximas de tração aumentaram progressivamente em todos os reforços do modelo M4_0.3m_SD_B ao longo dos eventos de Chuva 2 e Chuva 3. Ao final desses eventos de precipitação, os reforços apresentaram uma distribuição praticamente uniforme das cargas máximas mobilizadas, com valores próximos de 0.60 kN/m. Em comparação ao modelo físico M1, o qual apresenta metade do número de reforços, porém com rigidez duas vezes maior, o reforço superior R3 do modelo M4 registrou cargas de tração máximas duas vezes menores que as observadas no modelo M1. Já os reforços R2 e R1 do modelo M4, por sua vez, apresentaram valores cerca de três vezes inferiores aos registrados para o modelo com maior rigidez e maior espaçamento vertical. Esses resultados ressaltam a importância do espaçamento vertical entre os reforços no desempenho mecânico global da estrutura. A comparação direta entre os modelos M1 e M4 revela que, mesmo com a utilização de uma geogrelha de menor rigidez, o modelo com menor espaçamento entre os reforços foi capaz de promover uma melhor redistribuição dos esforços ao longo da altura, resultando em um comportamento mais homogêneo e com menores valores de tração mobilizada.

Esse comportamento é particularmente desejável em contextos de desempenho a longo prazo, especialmente sob condições de ciclos de umedecimento associados às mudanças climáticas. Os resultados permitem concluir que a redução do espaçamento vertical entre os reforços pode compensar parcialmente a menor rigidez da geogrelha utilizada. Essa constatação possui implicações práticas relevantes para projetos, possibilitando estratégias de otimização baseadas na geometria da estrutura.

Os trabalhos de Morsy et al. (2019; 2020) relatam a importância da geometria do reforço na mobilização de tração em camadas de solo reforçados. Morsy et al. (2019) demonstrou que a transferência de carga do reforço ativo para camadas vizinhas aumenta à medida que o espaçamento vertical diminui, independentemente da tensão normal aplicada, resultando em maiores esforços mobilizados nos geossintéticos inseridos na massa de solo. Já em Morsy et al.

(2020), ao investigar a interação entre reforços vizinhos, constatou-se que camadas mais próximas não só recebem mais carga transferida, mas também alcançam a mobilização de tração mais cedo durante o carregamento, o que contribui para uma resposta mais uniforme e menor concentração de esforço individualmente. Essas evidências complementam os achados de Mirmoradi e Ehrlich (2017) e os resultados presentes na Figura 7.12, confirmando que o aumento da quantidade de reforços é decisivo para otimizar a distribuição das trações mobilizadas.

A distribuição das cargas de tração mobilizadas na conexão entre a face e os reforços para os modelos físicos M1 e M4 está presente na Figura 7.13. Com ênfase no modelo M4_0.3m_SD_B, observa-se que, durante o estágio de carregamento, a carga de conexão atingiu um valor máximo de aproximadamente 0.70 kN/m, para o reforço R2. Em comparação ao modelo M1_0.6m_SD_B (modelo referência), as cargas de tração na conexão do modelo M4 foram significativamente inferiores nos reforços R3 e R2, permanecendo próximos somente para o R1. Este comportamento evidencia a influência do espaçamento reduzido entre os reforços na redistribuição das cargas na face da estrutura, mesmo com o uso de uma geogrelha de menor rigidez. A menor intensidade das cargas na conexão no topo da estrutura no modelo M4 sugere uma distribuição mais eficaz dos esforços ao longo da altura do muro, promovida pela maior quantidade de reforços.

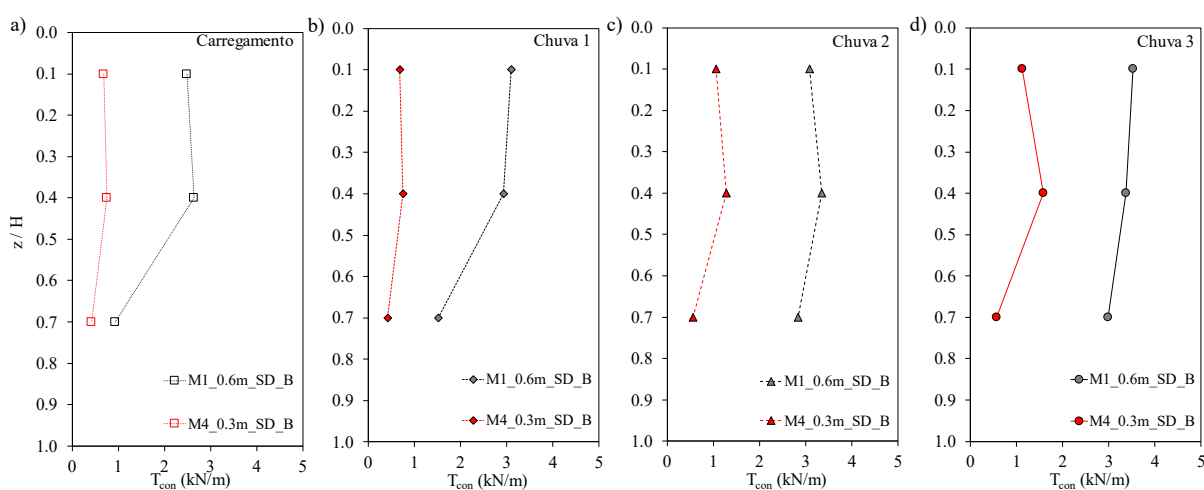


Figura 7.13: Tração máxima nas conexões nos modelos M1 e M4 para os estágios: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Após a ocorrência dos eventos de chuva, observa-se uma redistribuição das cargas de tração nas conexões, com um aumento das trações de conexão reforço R2 do modelo M4_0.3m_SD_B, que atingiu um valor máximo de aproximadamente 1.6 kN/m. Apesar desse

acréscimo, os valores ainda permanecem inferiores aos registrados no modelo M1. A comparação entre os diferentes estágios (carregamento e eventos de chuva) evidencia que o modelo M4 mobilizou menores cargas de conexão em comparação com as observadas nos modelos com reforços mais rígidos e maior espaçamento vertical, mesmo sob condições de umedecimento. Tal desempenho reforça a eficiência da configuração do modelo M4 na distribuição dos esforços para a face do muro, possivelmente associada à maior quantidade de reforços, que promoveu um maior confinamento do solo de aterro e menores deslocamentos relativos na interface solo-reforço.

7.7 Tensão lateral

A Figura 7.14 apresenta a evolução da tensão lateral registrada pela célula de tensão total instalada na profundidade de 1.30 m, posicionada acima do reforço R1, para o modelo M4_0.3m_SD_B. Na mesma figura, também são exibidas as cargas de conexão obtidas para os reforços R3, R2 e R1 do modelo ao longo do tempo. Para fins comparativos, foi incluída a curva de tensão lateral correspondente ao modelo M1_0.6m_SD_B, permitindo avaliar os efeitos da redução do espaçamento vertical entre reforços sobre o comportamento das tensões laterais. Conforme discutido no Capítulo 4, as cargas de conexão foram estimadas a partir das leituras de tensão lateral nas células de tensão total, dividindo-se os valores registrados pela área tributária correspondente a dois blocos de face ($2 \cdot h_{\text{bloco}}$). Essa metodologia foi adotada para garantir que as cargas obtidas refletissem as forças laterais efetivamente transmitidas na interface entre os blocos e a geogrelha.

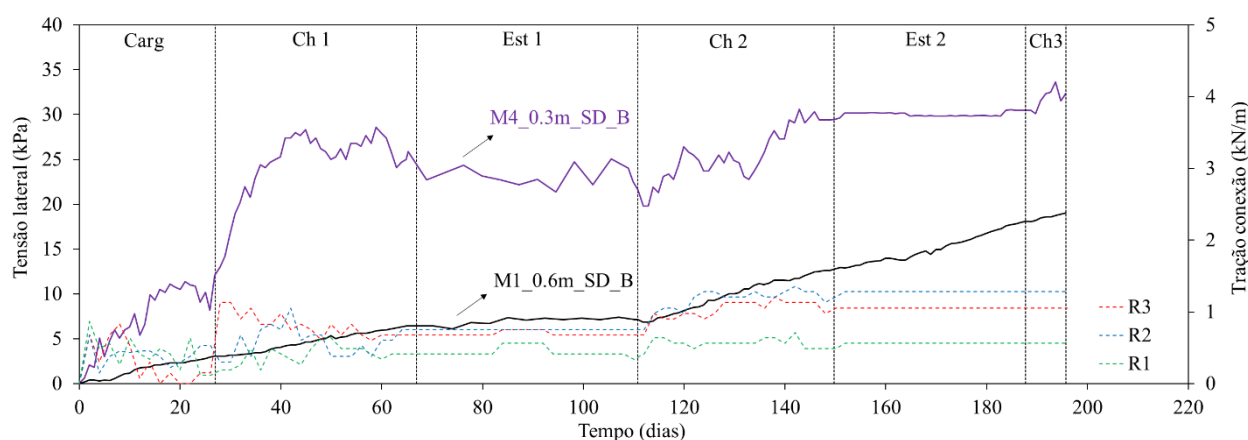


Figura 7.14: Tensão lateral medida pela célula de tensão total e cargas de conexão das geogrelhas para o modelo M4_0.3m_SD_B.

Observa-se que, durante a fase de carregamento, os níveis de tensão lateral aumentaram gradualmente, estabilizando-se em torno de 10 kPa ao final do estágio. Esse comportamento corresponde a resposta esperada devido ao incremento da sobrecarga vertical, sob condições de umidade constante. Com a ocorrência do primeiro evento de chuva (Ch 1), houve um aumento expressivo da tensão lateral, atingindo valores próximos a 25 kPa. Tal elevação pode ser atribuída à infiltração da água no solo de aterro, que provocou uma redução da sucção matricial, diminuindo a resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Essa perda de resistência ocasionou a redistribuição de esforços no interior da estrutura, aumentando as tensões laterais registradas, especialmente nas regiões próximas à face da estrutura. Durante o período subsequente de estiagem, os níveis de tensão lateral se mantiveram relativamente estáveis, sem mudanças significativas. Contudo, os eventos de chuva subsequentes (Ch 2 e Ch 3) resultaram novamente em aumentos nas tensões laterais, com destaque para o valor máximo de 33 kPa registrado após a última chuva. Esse padrão recorrente reforça a influência da frente de infiltração no comportamento mecânico do solo de aterro na redistribuição das tensões laterais presente na face do modelo.

A comparação entre os modelos M1 e M4 evidencia o impacto da redução do espaçamento vertical entre os reforços. O modelo M4, com espaçamento de 0.3 m, apresentou tensões laterais significativamente superior em comparação ao modelo M1, com espaçamento de 0.6 m. Essa diferença — que chega a ser cerca de cinco vezes maior — evidencia o aumento do confinamento proporcionado pela maior quantidade de reforços empregados, resultando em uma maior restrição das tensões laterais para a face da estrutura. Os resultados presentes na Figura 7.14 estão de acordo com o discutido por Jiang et al. (2016) sobre a inclusão de reforços secundário em estruturas de solo reforçado, os quais diminuíram o espaçamento vertical entre os reforços próximos a face, tornando o perfil de tensões lateral mais uniforme ao longo da altura do muro.

Com relação às cargas de tração nas conexões, calculadas a partir das tensões laterais e indicadas na mesma figura para os reforços R1, R2 e R3, nota-se que os valores estimados foram compatíveis com os obtidos por meio das deformações até o final da fase de carregamento. No entanto, após o início dos eventos de chuva, observa-se um descolamento entre o aumento da tensão lateral e as cargas nas conexões, as quais permaneceram praticamente constantes, especialmente para os reforços superiores. Essa divergência sugere que o aumento da tração mobilizada ocorreu predominantemente ao longo do comprimento dos reforços, com maior concentração de deformações nas porções centrais, em detrimento das extremidades

próximas à conexão. Como evidenciado na Figura 7.9, o aumento das deformações nos reforços após as chuvas pode ser associado à redução da sucção matricial e à consequente diminuição da rigidez do solo, permitindo maiores deslocamentos sem, necessariamente, refletir em aumento de carga na conexão. A redução progressiva da rigidez do solo também contribuiu para o deslocamento da zona de mobilização de esforços ao longo do reforço. Adicionalmente, o reforço R2 apresentou aumento nas deformações de compressão nas proximidades da face, o que reforça a hipótese de que o sistema passou a acomodar parte das deformações nessa região, contribuindo para a estabilização ou até redução das cargas nas conexões, mesmo diante do aumento das tensões laterais.

7.8 Conclusões

O modelo físico M4_0.3m_SD_B (espaçamento vertical de 0.3 m entre reforços, sem sistema de drenagem interna e com face composta por blocos segmentais de concreto) teve como objetivo principal a avaliação da influência do espaçamento vertical entre reforços no comportamento hidráulico-mecânico de muros de solo reforçado sob diferentes eventos de chuvas. Com base nos resultados experimentais, são destacadas as seguintes conclusões:

- Apesar da redução no espaçamento vertical entre os reforços, o modelo M4 apresentou comportamento hidráulico similar ao modelo de referência M1 (espaçamento de 0.6 m). As séries temporais de umidade e sucção, juntamente com os perfis de tensão de sucção indicaram que o espaçamento entre reforços não impactou significativamente o avanço frente de umedecimento, a taxa de infiltração ou a distribuição de umidade, onde ambos os modelos permaneceram em condições não saturadas mesmo após longos períodos de chuva;
- O modelo M4 apresentou menores deslocamentos horizontais da face, mesmo empregando geogrelhas com metade da rigidez do modelo M1. Tal comportamento evidencia que a maior quantidade de camadas reforçadas proporcionou uma melhor distribuição dos esforços, garantindo menores deslocamentos frente à redução da sucção decorrente dos eventos de chuva;
- As deformações registradas nos reforços inseridos na massa de solo e nas conexões do modelo M4 foram significativamente inferiores às observadas no modelo M1 ao longo de todos os estágios. Este comportamento foi particularmente evidente nos reforços superiores, onde o menor confinamento

foi compensado pelo espaçamento reduzido. Mesmo sob chuvas intensas, o modelo M4 manteve um padrão de deformações mais uniforme;

- O espaçamento reduzido permitiu que as cargas de tração fossem redistribuídas de maneira uniforme ao longo da altura do modelo, reduzindo significativamente os picos de tração nas conexões, mesmo sob condições de umedecimento. Isso é particularmente relevante considerando a menor rigidez das geogrelhas utilizadas no modelo M4;
- As tensões laterais registradas na face do modelo M4 aumentaram com os eventos de chuva, resultado da perda de sucção e consequente redução da resistência do solo. Contudo, a estrutura manteve-se estável, e o sistema de reforços foi eficaz em absorver e redistribuir essas tensões sem gerar deslocamentos excessivos;
- Mesmo na ausência de um sistema de drenagem interna, o modelo M4 demonstrou resiliência mecânica e hidráulica. Isso indica que a estratégia de redução do espaçamento vertical entre reforços pode ser uma alternativa viável para mitigar os efeitos negativos de chuvas em estruturas reforçadas com geogrelhas.

Dessa forma, os resultados obtidos com o modelo físico M4_0.3m_SD_B demonstram que a adoção de um espaçamento vertical reduzido entre reforços, mesmo com a utilização de geogrelhas de menor rigidez, é uma estratégia eficaz para o controle de deformações e redistribuição de esforços em muros de solo reforçado submetidos a processos de umedecimento prolongado decorrentes de eventos de chuvas. A maior quantidade de reforços promoveu não apenas um confinamento mais eficiente da massa de solo, mas também uma resposta mecânica mais estável diante da perda de sucção induzida pelas chuvas. A análise integrada do comportamento hidráulico e mecânico evidencia o potencial dessa configuração para aplicações em cenários sujeitos a variações climáticas intensas, frente aos cenários impostos pelas mudanças climáticas.

8 COMPARAÇÕES DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO-MECÂNICO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE INUNDAÇÕES

Este capítulo apresenta a análise comparativa do comportamento hidráulico-mecânico dos modelos físicos de muros em solo reforçado com geogrelhas submetidos a diferentes cenários de inundação. A segunda etapa experimental foi delineada com o objetivo de investigar os efeitos da elevação do nível d'água considerando tanto inundações graduais quanto súbitas. Inicialmente, após um período de estiagem de 6 dias após o último evento de chuva, os modelos foram submetidos a duas inundações consecutivas com lâminas d'água de 0.3 m e 0.6 m de altura, mantidas por 4 dias cada, em condição de sobrecarga constante (120 kPa). Após a fase inicial, seguiu-se um intervalo de 71 dias sem novos eventos, seguido por três inundações adicionais com alturas progressivas de 0.05m, 0.5m e 1.0m, com durações de 4, 13 e 15 dias, respectivamente. A sequência inundações permitiu avaliar a resposta dos modelos diante de cenários mais severos, representativos de eventos extremos. Durante toda a campanha experimental, os dados dos sensores foram registrados continuamente, permitindo o monitoramento detalhado das variações de teor de umidade volumétrica, sucção matricial, deslocamentos da face e deformações das geogrelhas. A seguir, na Figura 8.1, está presente a etapa experimental referente aos eventos de inundação.



Figura 8.1: Eventos de inundação: a) Configuração exterior; b) Interior da caixa de ensaios.

8.1 Comportamento não saturado

Os teores de umidade volumétrica medidos nas diversas profundidades ao longo dos eventos de inundação estão apresentados na Figura 8.2. Os diferentes estágios de inundação, bem como a identificação dos modelos físicos analisados, encontram-se indicados na parte superior dos gráficos. Observa-se que, na porção superior das estruturas, especificamente na profundidade de 0.35 m, ocorreram variações pouco significativas nos teores de umidade ao longo de todos os eventos simulados. Esse comportamento está diretamente relacionado à distância vertical entre essa cota e os níveis máximos de inundação aplicados, uma vez que mesmo o evento de maior severidade (I_1.0 m) não atingiu a região avaliada, limitando a influência da água sobre o teor de umidade nessa faixa do perfil dos modelos.

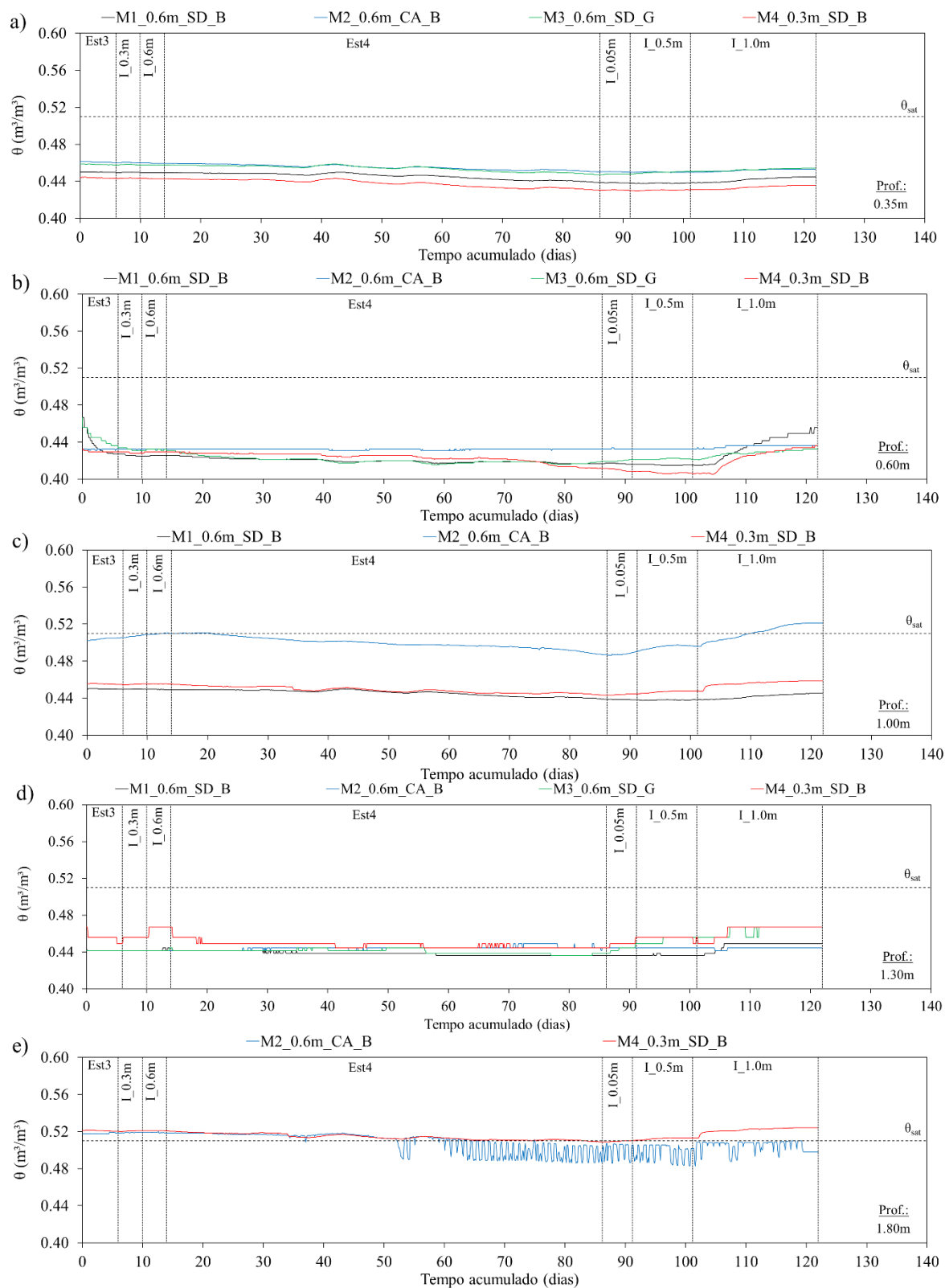


Figura 8.2: Teor de umidade volumétrica nos modelos físicos durante os eventos de inundações nas profundidades: a) 0.35m; b) 0.60m; c) 1.00m; d) 1.30m; e) 1.80m.

A Figura 8.2b apresenta os teores de umidade volumétrica registrados pelos sensores instalados na profundidade de 0.60m. Durante o período de estiagem inicial, observou-se uma redução nos teores de umidade nos modelos M2_0.6m_SD_B e M3_0.6m_SD_G, comportamento atribuído à presença de elementos drenantes nesses modelos, como os colchões de areia e a face em gabião, respectivamente. Os primeiros eventos de inundação (I_0.3m e I_0.6m) não provocaram alterações significativas nos teores de umidade em nenhum dos modelos físicos, mantendo-se os valores praticamente estáveis, resultado da distância vertical entre a cota monitorada e os níveis máximos de inundação impostos nos estágios. No entanto, a partir dos eventos de inundação mais intensos e prolongados, especialmente no caso da lâmina d'água de 1.0 m, foi registrado um aumento notável nos teores de umidade nos modelos M1 e M4, e em menor magnitude nos modelos M2 e M3. Tal comportamento está associado ao maior tempo de exposição à água promovido por esses eventos finais, o que favoreceu a ascensão capilar da umidade para cotas superiores ao nível máximo de inundação. A presença do colchão de areia no modelo M2, por sua vez, aparentemente retardou esse processo, refletido nos menores incrementos de umidade registrados nesse modelo ao longo da fase final dos ensaios.

Os teores de umidade na profundidade de 1.00 m ao longo dos diferentes estágios de inundação estão apresentados na Figura 8.2d. Nesta cota, observa-se um comportamento semelhante ao verificado na porção superior, com teores de umidade relativamente estáveis durante os eventos iniciais de inundação (I_0.3 m e I_0.6 m), indicando que essas lâminas d'água não foram suficientes para impactar significativamente a região central dos modelos. A partir da aplicação do evento I_1.0 m, no entanto, todos os modelos físicos passaram a apresentar aumentos progressivos nos teores de umidade, com destaque para o modelo M2, que atingiu níveis próximos à saturação do solo ao final do ensaio. Esse comportamento foi atribuído à presença do colchão de areia no modelo M2, que facilitou a entrada e redistribuição da água no interior da massa de solo reforçado, promovendo o acúmulo da umidade. Cabe ressaltar que a lâmina d'água de 1.0 m aplicada neste evento de inundação coincide com a profundidade do sensor. Por outro lado, os modelos M1 e M4, compostos somente pelo solo de aterro com baixa permeabilidade e desprovidos de sistemas internos de drenagem, apresentaram elevações mais moderadas nos teores de umidade.

O sensor instalado na profundidade de 1.30 m apresentou comportamento semelhante ao dos demais sensores durante os eventos iniciais de inundação, com altura d'água de 0.3 m e 0.6 m, não sendo observadas variações significativas no teor de umidade. Apenas no evento final de inundação, com altura de 1.0 m, foram registradas alterações expressivas no conteúdo

de umidade em todos os modelos físicos, atingindo valores próximos àqueles observados no início do experimento, os quais também representaram os maiores teores registrados ao longo do ensaio. Na profundidade de 1.80 m, os sensores mantiveram níveis constantes de umidade, compatíveis com a condição de saturação do solo, sem qualquer variação ao longo do tempo. Ressalta-se que, nesse nível mais profundo, apenas os sensores dos modelos M2 e M4 forneceram leituras durante os eventos de inundação. Contudo, ambos apresentaram comportamento semelhante ao longo do monitoramento.

Os eventos de inundação, com diferentes alturas e durações, impactaram os teores de umidade ao longo de todo o perfil dos modelos físicos. Desde a porção superior, onde foi possível observar a ascensão capilar, até a base das estruturas, que atingiu rapidamente a condição de saturação devido à proximidade com o fundo impermeável, houve influência direta na umidade do solo de aterro. Nas regiões centrais dos modelos, mesmo sem que o nível da lâmina d'água ultrapassasse as cotas dos sensores, verificou-se um aumento nos teores de umidade, indicando a propagação do umedecimento. No entanto, os valores observados nessas camadas intermediárias permaneceram próximos aos máximos previamente registrados durante os eventos de chuva, evidenciando que as inundações, contribuíram para o aumento da umidade até níveis registrados anteriormente.

A Figura 8.3 apresenta a variação da sucção matricial nos modelos físicos em função dos diferentes eventos de inundação. Na porção superior (profundidade de 0.35 m), os eventos iniciais, com alturas de 0.3 m e 0.60 m, não provocaram alterações significativas nos valores de sucção, que permaneceram inferiores a 7 kPa. No entanto, durante o quarto período de estiagem, observou-se um aumento expressivo nos níveis de sucção, especialmente nos modelos M1 e M4, que não possuem elementos drenantes. Esse aumento pode indicar a perda de umidade superficial por evaporação ou pela percolação devido a gravidade, sendo posteriormente estabilizado. Ao final do evento de maior intensidade (1.00 m), observou-se uma discreta redução nos valores de sucção, que se mantiveram próximos de 10 kPa ao final do processo.

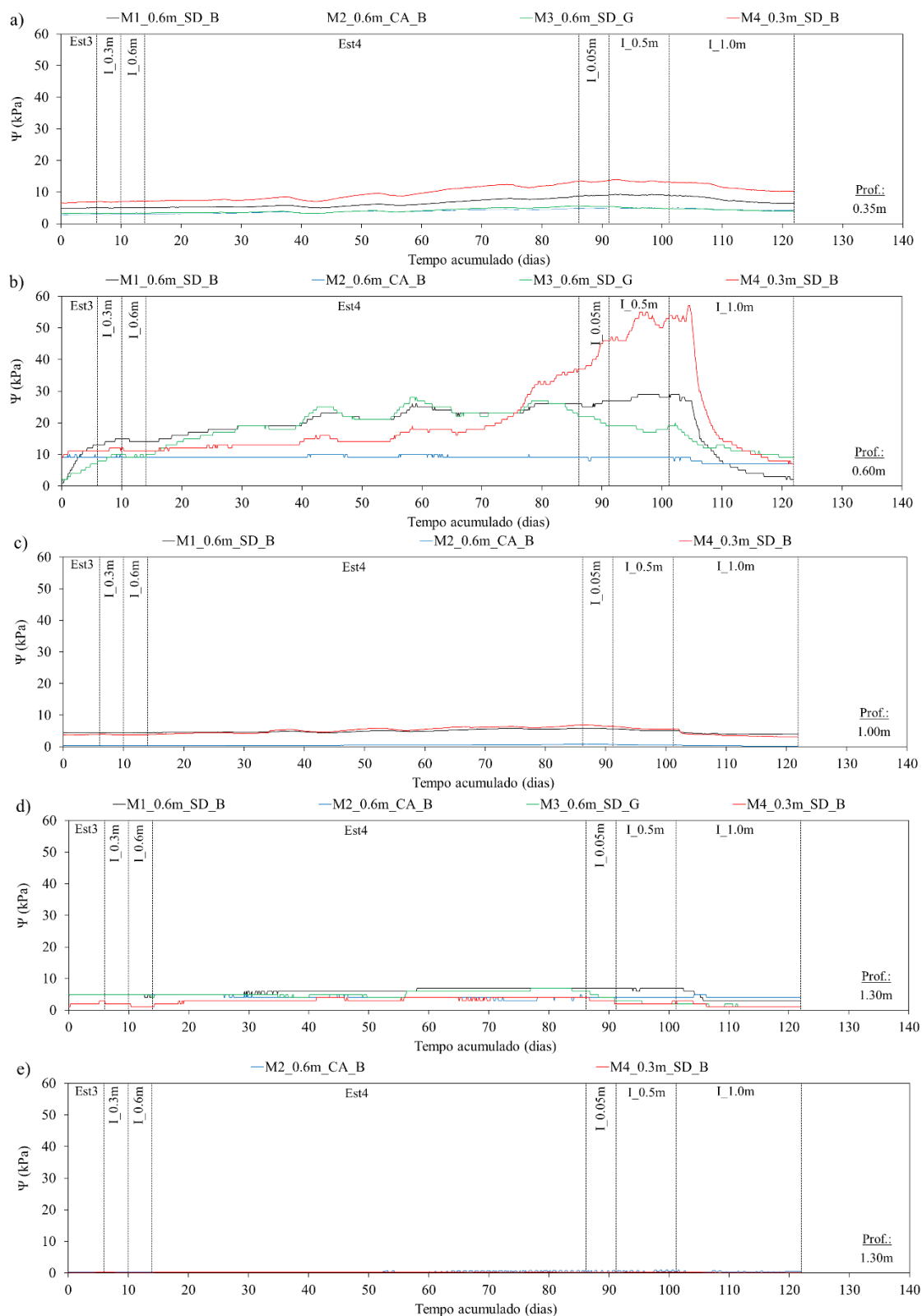


Figura 8.3: Sucção matricial nos modelos físicos durante os eventos de inundações nas profundidades: a) 0.35m; b) 0.60m; c) 1.00m; d) 1.30m; e) 1.80m.

Os sensores posicionados na profundidade de 0.60 m foram os que mais registraram variações nos valores de sucção matricial ao longo dos eventos de inundação, conforme ilustrado na Figura 8.3b. Após o primeiro período de estiagem, os modelos M1 e M3 apresentaram uma recuperação nos níveis de sucção, alcançando valores similares aos registrados nos modelos M2 e M4 durante os eventos iniciais de inundação (I_0.3 m e I_0.6 m). O intervalo subsequente sem eventos de inundação ocasionou um aumento expressivo na sucção, com valores finais próximos a 30 kPa para os modelos M1 e M3, e superiores a 50 kPa para o modelo M4. Contudo, os eventos finais de inundação, em particular o evento mais intenso com 1.0 m de altura, resultaram em uma redução acentuada da sucção, efeito atribuído à ascensão capilar, dado que a cota de 0.60 m está acima do nível máximo da lâmina d'água aplicada. Ao término dos eventos de inundação, os valores de sucção estabilizaram-se em torno de 8 kPa nos modelos M2, M3 e M4, e em aproximadamente 4 kPa no modelo M1. Destaca-se que apenas o modelo M2 apresentou níveis de sucção praticamente estáveis ao longo de todo o experimento, comportamento este que pode estar relacionado à presença do colchão drenante de areia, o qual, devido à sua maior porosidade, atua restringindo a mobilidade da água no solo de aterro.

As leituras de sucção registradas pelos sensores instalados na porção central-inferior dos modelos estão apresentadas nas Figura 8.3c-e, correspondentes às profundidades de 1.00 m, 1.30 m e 1.80 m, respectivamente. De modo geral, os valores de sucção nessas camadas mais profundas exibiram comportamento semelhante entre todos os modelos, com variações discretas ao longo do tempo. Observa-se que apenas o evento de inundação mais intenso, com altura de 1.0 m, foi capaz de promover uma leve redução nos níveis de sucção. Esse comportamento se deve ao fato de que, nessas profundidades, os solos já se encontravam próximos à condição de saturação, com sucções naturalmente reduzidas. A influência dos eventos de chuva anteriores aos de inundação foi determinante para a significativa diminuição da sucção nesses níveis, não havendo recuperação expressiva durante os períodos de estiagem. Conseqüentemente, os eventos de inundação subsequentes pouco alteraram essa condição, e os sensores registraram valores de sucção próximos a zero ao final do experimento, especialmente nas profundidades de 1.30 m e 1.80 m, em todos os modelos físicos avaliados. As características drenantes presentes nos modelos M2 e M3 não proporcionaram a manutenção da sucção do solo de aterro perante eventos extremos de inundação.

8.2 Deslocamentos face

Os deslocamentos máximos das faces, normalizados pela altura equivalente, obtidos por meio dos extensômetros são apresentados na Figura 8.4 para os diferentes eventos de inundação. Ressalta-se que não foi possível registrar os deslocamentos diretamente na face externa dos modelos, uma vez que a caixa de ensaio precisou ser selada para possibilitar a aplicação controlada das lâminas d'água nos diversos níveis. De modo geral, observou-se um aumento dos deslocamentos nas faces dos modelos após os eventos de inundação, independentemente da geometria ou configuração estrutural adotada. Esse comportamento é coerente com aquele previamente verificado durante os eventos de chuva, mantendo-se o mesmo perfil de deformação ao longo da profundidade normalizada. Cabe destacar que, mesmo com a elevação dos teores de umidade e a consequente redução dos níveis de sucção para valores semelhantes aos observados nos eventos de chuvas, ainda assim foram registrados deslocamentos nas faces dos modelos. Tal comportamento pode ser atribuído à ação da pressão hidrostática exercida pelos eventos de inundação, especialmente na região inferior das estruturas, a qual contribuiu para o desenvolvimento de deslocamentos localizados. Apesar das porções superiores dos modelos estarem acima do nível máximo das lâminas impostas, os efeitos hidráulicos associados à inundação ainda impactaram a resposta deformacional das faces.

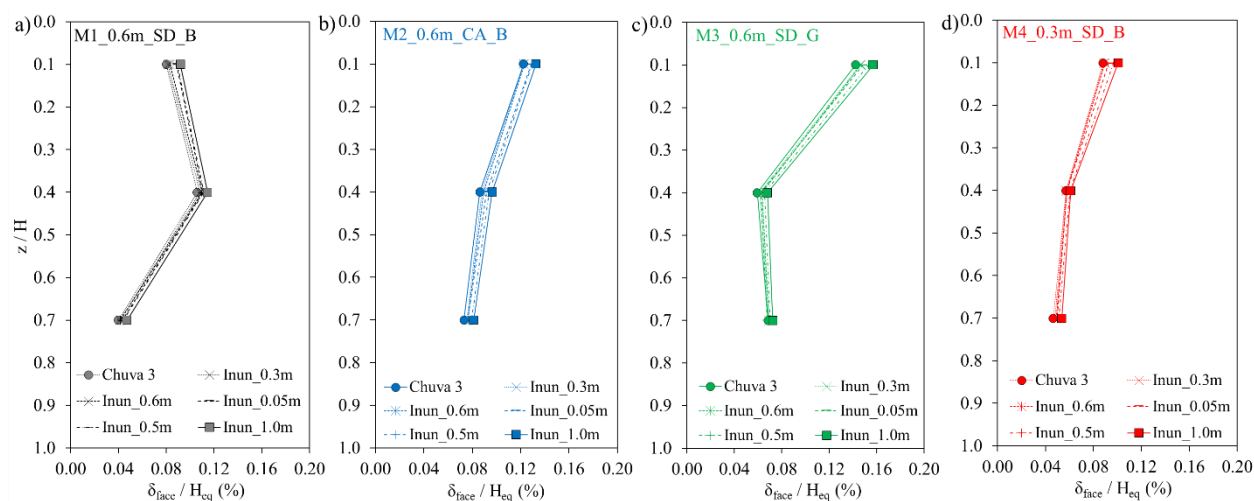


Figura 8.4: Deslocamentos da face dos modelos físicos nos eventos de inundações obtidos pelos extensômetros: a) M1; b) M2; c) M3; d) M4.

Em particular, os deslocamentos observados na face do modelo M3, caracterizado pela face em gabião, confirmam a sensibilidade desse tipo de estrutura frente às pressões hidrostáticas geradas durante eventos de inundação. Tal comportamento é compatível com os resultados de Koseki e Shibuya (2014), que relataram o comportamento de muros em solo reforçado com geogrelhas submetidos a tsunamis e chuvas intensas, os quais apresentaram maiores deslocamentos quando adotadas faces de menor rigidez. Os resultados experimentais contribuem para reforçar a recomendação de uso de paramentos mais rígidos e/ou elementos de drenagem internos eficientes em projetos localizados em regiões suscetíveis a extremos climáticos.

8.3 Deformações geogrelhas

A Figura 8.5a–c apresenta a distribuição das deformações ao longo das geogrelhas no modelo M1_0.6m_SD_B (espaçamento vertical entre reforços de 0.6 m, ausência de sistema de drenagem interno e face composta por blocos segmentais de concreto). Após os eventos de inundação, observou-se um aumento nas deformações em todas as geogrelhas, com destaque para o reforço intermediário R2, cuja deformação máxima ocorreu na região central da geogrelha. Esse comportamento é comum em estruturas reforçadas, pois a zona central dos reforços tende a concentrar maiores tensões devido à mobilização do atrito solo-reforço e à ausência de contenção rígida lateral, conforme discutido por Bathurst e Hatami (1998). Além disso, foram registradas deformações significativas nas conexões entre as geogrelhas e os blocos da face, indicando que essas regiões atuam como zonas críticas de transferência de esforços. A atuação da pressão hidrostática na face, resultante da elevação do nível de água, possivelmente influenciou diretamente essa resposta, promovendo deslocamentos localizados nas conexões.

Curiosamente, o reforço inferior R1, embora mais próximo da base e das lâminas d'água impostas nos eventos de inundação, apresentou os menores acréscimos de deformação. Tal comportamento pode estar associado à proximidade da base da estrutura, que confere maior rigidez na base, restringindo o desenvolvimento de deslocamentos. Essa interpretação é compatível com os resultados apresentados por Mirmorad et al. (2016) e Mirmorad e Ehrlich (2017), que demonstraram que os níveis de deformação lateral em muros reforçados tendem a ser menores nas proximidades da fundação devido à maior restrição imposta pelas condições de apoio. Adicionalmente, o espaçamento vertical de 0.6 m entre os reforços mostrou-se

eficiente para limitar a magnitude das deformações, apresentando uma distribuição dos esforços ao longo da altura da estrutura. Os resultados obtidos para o modelo M1 evidenciaram a sensibilidade das estruturas reforçadas com geogrelhas aos eventos de inundação. No entanto, a estrutura apresentou uma resposta mecânica satisfatória aos eventos, com níveis de deformações aceitáveis para as condições de trabalhos presentes no modelo (ALLEN et al., 2002; YANG et al., 2022).

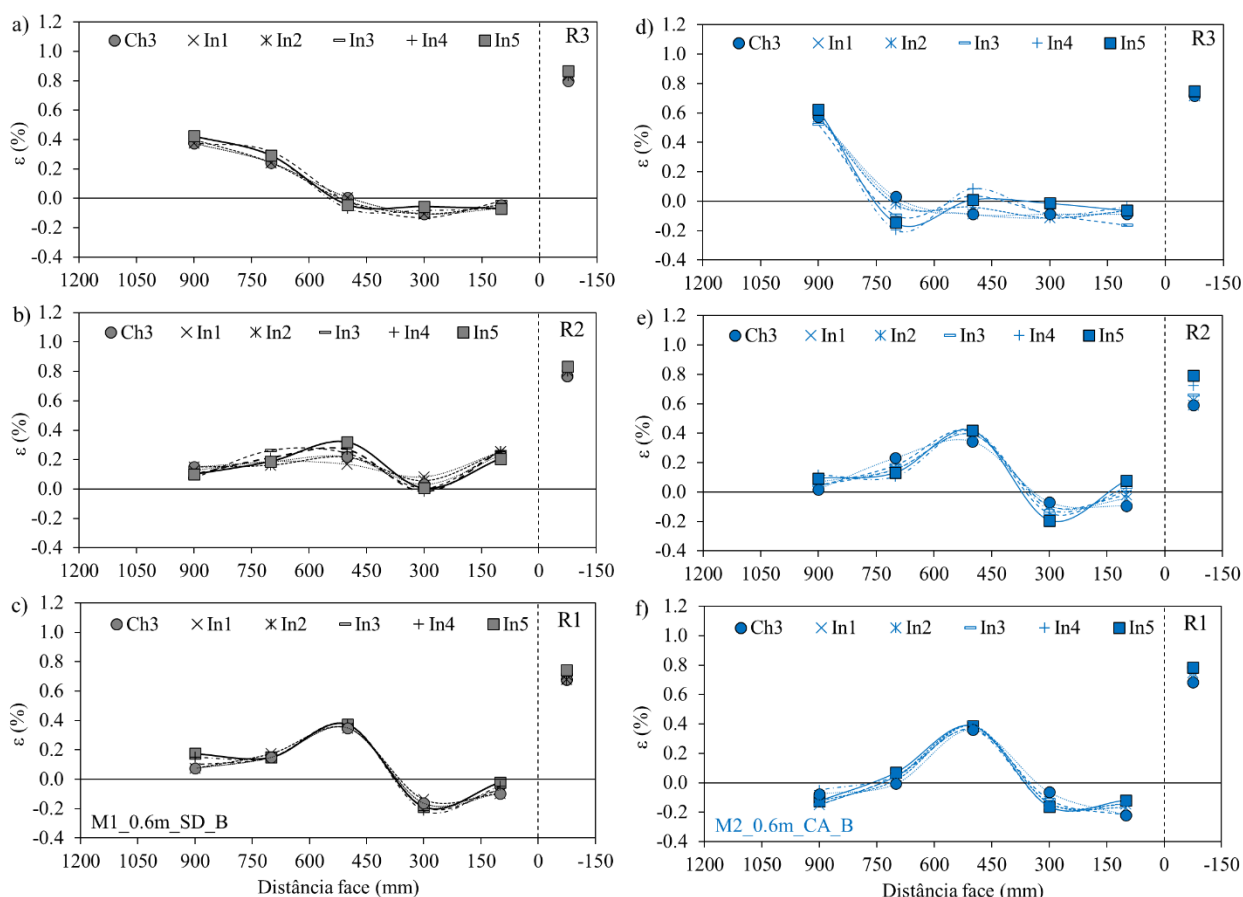


Figura 8.5: Distribuição das deformações nas geogrelhas nos eventos de inundações. Modelo M1_0.6m_SD_B: a) R3; b) R2; c) R1. Modelo M2_0.6m_CA_B: d) R3; e) R2; f) R1.

O modelo M2_0.6m_CA_B, caracterizado pelo espaçamento vertical de 0.6 m entre reforços, presença de colchões de areia e face composta por blocos segmentais (Figura 8.5d-f), apresentou as maiores variações de deformação ao longo do comprimento das geogrelhas em resposta aos eventos de inundação. Observa-se que os reforços R3 e R2, posicionados no topo e na região intermediária do modelo, respectivamente, foram os que registraram as deformações mais significativas. Em especial, o reforço superior apresentou incrementos notáveis nas deformações nas regiões mais distantes da face. Esse comportamento pode ser atribuído à sua

localização dentro da cunha ativa de Rankine, o que o torna mais suscetível tanto à mobilização de esforços devido ao carregamento vertical quanto à redução da resistência ao cisalhamento ocasionada pelo aumento de umidade durante os eventos de chuva. Além disso, os níveis de deformação observados, especialmente no reforço intermediário, indicam que os colchões de areia podem ter favorecido a entrada de água a partir da face, promovendo o aumento de umidade no interior da massa de solo reforçado e intensificando a mobilização da geogrelha.

A Figura 8.6a–c apresenta a distribuição das deformações ao longo dos reforços no modelo M3_0.6m_SD_G, o qual possui espaçamento vertical de 0.6 m entre reforços, ausência de sistema de drenagem interno e face composta por gabião. De maneira similar aos modelos M1 e M2, os eventos de inundação provocaram incremento nas deformações em todos os reforços, com destaque para as regiões próximas à face e à conexão. Esse comportamento está associado à menor rigidez do paramento em gabião, que favoreceu os deslocamentos da face sob ação das pressões hidrostáticas existentes durante os períodos de inundação. Ressalta-se também o comportamento do reforço inferior (R1), que apresentou deformações mais acentuadas na região central de sua extensão, indicando que, mesmo próximo à base do modelo, a face influencia significativamente a mobilização do reforço. Esses resultados demonstram que a interação entre a rigidez da face, a posição vertical dos reforços e a ação de eventos climáticos extremos exerceu influência nos níveis de deformações ao longo das geogrelhas. Conforme descrito por Koseki e Shibuya (2014), faces com menos rígidas em muros de solo reforçado, como telas metálicas preenchidas com matérias granulares, foram suscetíveis a maiores deslocamentos sob a ação de pressões hidrostáticas geradas por eventos extremos, como tsunamis e chuvas intensas associadas a terremotos, contexto este observado no Japão. De forma complementar, os deslocamentos observados na face do modelo M3, corroboram os achados de Kurokawa et al. (2025), os quais demonstraram, por meio de experimentos em canal aberto, que muros com face em gabião apresentam rápida mobilização de deformações sob ação de inundações.

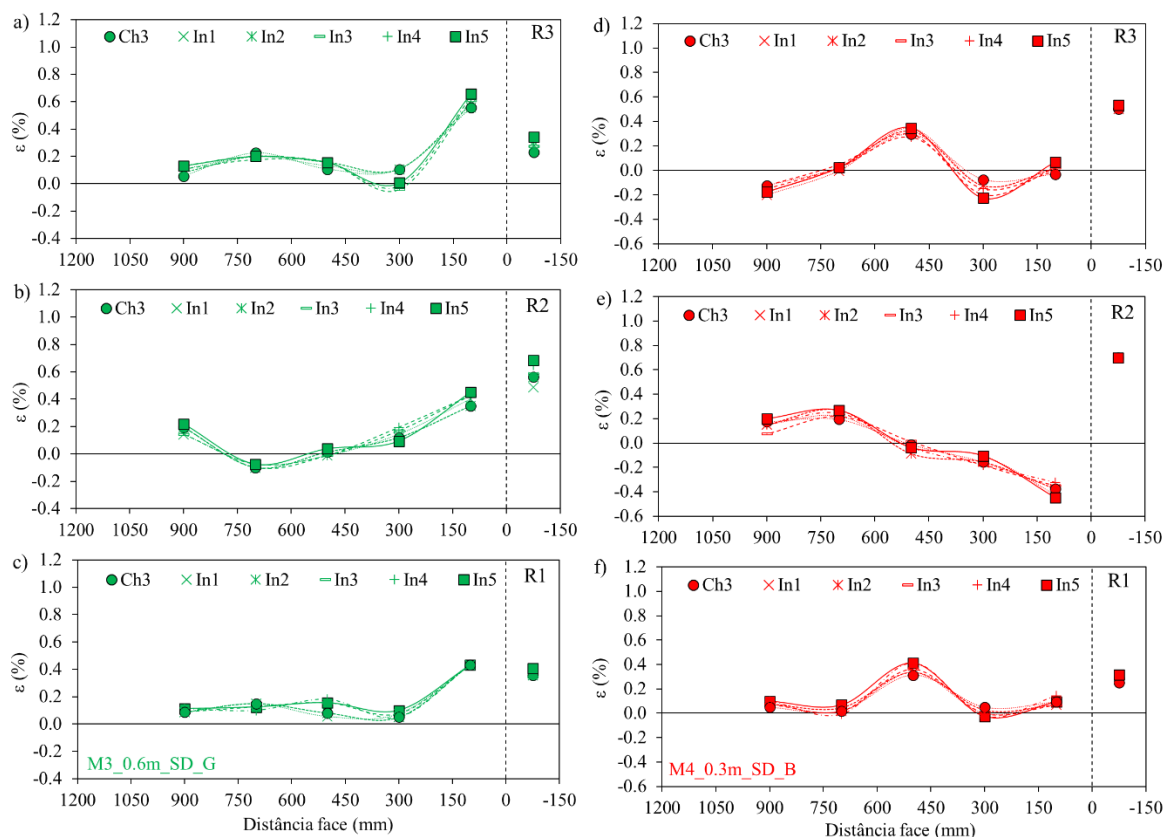


Figura 8.6: Distribuição das deformações nas geogrelhas nos eventos de inundações. Modelo M3_0.6m_SD_G: a) R3; b) R2; c) R1. Modelo M4_0.3m_SD_B: d) R3; e) R2; f) R1.

O modelo M4_0.3m_SD_B, caracterizado por um espaçamento vertical reduzido de 0.3 m entre reforços, ausência de sistema de drenagem interna e face composta por blocos segmentais (Figura 8.6d–f), apresentou os menores níveis de variação de deformação ao longo do comprimento das geogrelhas em resposta aos eventos de inundação, quando comparado aos demais modelos analisados. Esse comportamento pode ser atribuído, principalmente, à maior densidade de reforços, que favoreceu a distribuição mais uniforme dos esforços ao longo da massa de solo reforçado e restringiu deslocamentos localizados. Dentre os reforços instrumentados, o inferior (R1) foi o que apresentou os maiores incrementos de deformação, especialmente na porção central da geogrelha e na região de conexão com a face, refletindo o efeito direto da proximidade com os níveis de inundação aplicados. Tal comportamento já era esperado, dado que as cotas dos níveis de inundação coincidem com a posição vertical desse reforço, aumentando a mobilização durante os eventos. Além disso, observa-se que a distribuição espacial das deformações ao longo das geogrelhas manteve o mesmo padrão estabelecido durante o carregamento inicial e os eventos de chuvas anteriores. Isso indica que, embora os eventos de inundação tenham causado aumento nas deformações, os mecanismos de

transferência de esforços internos já haviam sido definidos nas fases iniciais, sendo apenas intensificados com a elevação do teor de umidade e a consequente redução da resistência ao cisalhamento do solo.

Com base nos resultados das Figura 8.5 e Figura 8.6, é possível concluir que o comportamento das deformações das estruturas de solo reforçado com geogrelhas frente aos eventos de inundação está condicionado à geometria da estrutura, à presença de elementos drenantes e à rigidez da face. O modelo M1, tomado como referência, apresentou uma resposta mecânica satisfatória, com deformações concentradas nas zonas centrais dos reforços e nas conexões com a face segmental. Já o modelo M2, com características similares ao M1, mas com colchões drenantes de areia, evidenciou os maiores níveis de deformação, sobretudo nos reforços superiores, indicando que a presença de elementos drenantes junto à face pode potencializar a entrada de água na massa de solo, elevando os níveis de umidade e, conseqüentemente, aumentando a mobilização dos reforços. Por outro lado, o modelo M3, que possui face em gabião e também não conta com drenagem interna, demonstrou um comportamento intermediário, com deformações mais acentuadas junto à face, resultado atribuído à menor rigidez do paramento frente às pressões hidrostáticas. Por fim, o modelo M4, com espaçamento vertical reduzido (0.3 m), destacou-se por apresentar as menores variações de deformação, o que evidencia a eficácia da redução no espaçamento entre reforços na contenção de deslocamentos mesmo em eventos climáticos extremos como inundações. Em síntese, os resultados obtidos confirmam que a combinação entre maior densidade de reforços, rigidez da face e controle da entrada de água na massa de solo é essencial para garantir níveis aceitáveis de deformações nos reforços.

Para ilustrar a influência das características construtivas dos modelos físicos na resposta aos eventos de inundação, a Figura 8.7 apresenta os valores máximos de deformação registrados nas geogrelhas inseridas na massa de solo. Observa-se que os maiores níveis de deformação ocorreram nos modelos M2 e M3, sendo que no M2 esse comportamento está diretamente relacionado à presença dos colchões de areia, que favoreceram a entrada de água pela face, promovendo a umidificação do interior da estrutura e a consequente mobilização dos reforços. No modelo M3, por sua vez, os elevados níveis de deformação foram atribuídos à menor rigidez da face em gabião, que permitiu maiores deslocamentos sob a ação das pressões hidrostáticas. Em contraste, os modelos M1 e M4 apresentaram valores de deformação significativamente inferiores, e em níveis semelhantes entre si. Embora os modelos M1 e M4 possuam diferenças

quanto ao número de reforços e ao espaçamento entre eles, ambos apresentam o mesmo valor de rigidez global, o que explica o desempenho equivalente frente aos eventos de inundação.

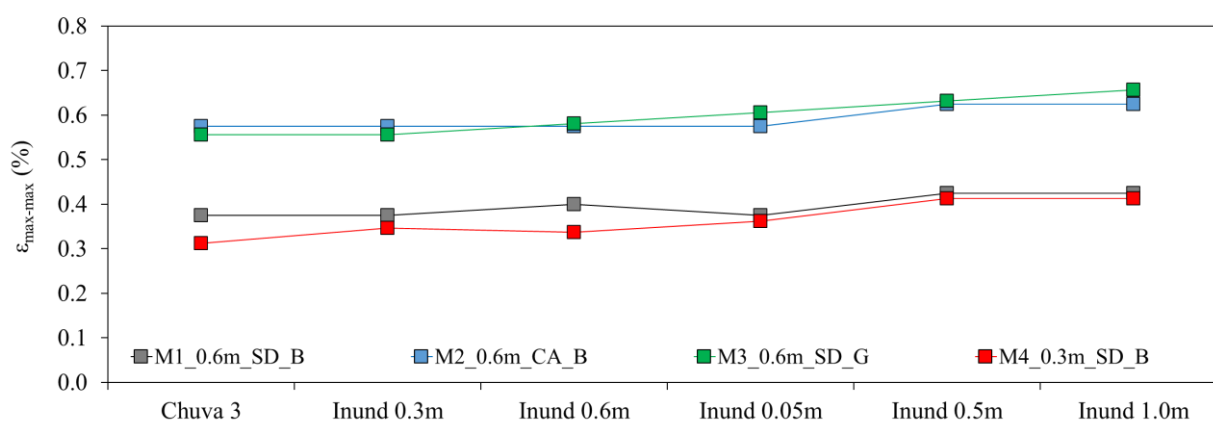


Figura 8.7: Deformações máximas geogrelha inserida na massa de solo nos eventos de inundações.

As deformações máximas registradas nas geogrelhas inseridas na massa de solo nos modelos físicos foram comparadas com valores observados em estruturas reais de solo reforçado, construídas em escala real e operando sob condições de trabalho, conforme documentado na literatura técnica e ilustrado na Figura 8.8. Para efeito de comparação, adotou-se a rigidez global da estrutura (S_{global}) como parâmetro representativo do comportamento mecânico global. Foram selecionadas referências de estruturas cujos aterros foram compostos por materiais granulares (marcadores amarelos) e por solos finos compactados (marcadores cinza). Os modelos físicos desenvolvidos neste trabalho se enquadram em uma faixa de rigidez global inferior a 1.000 kPa, compatível com aquela comumente utilizada em estruturas reais de solo reforçado. Dentro dessa faixa, os níveis de deformação variam consideravelmente, desde 0.1% (MIYATA e BATHURST, 2007 – GW32R) até 3.5% (FARRAG et al., 2004 – Section 1). Segundo Allen et al. (2002), estruturas de solo reforçado que apresentaram bom desempenho geralmente exibem deformações inferiores a 3%. Assim, pode-se inferir que os modelos físicos avaliados neste estudo demonstraram um comportamento mecânico satisfatório mesmo após a ocorrência de diferentes eventos de chuvas e inundações, apresentando níveis de deformação compatíveis com os limites observados em estruturas bem-sucedidas reportadas na literatura técnica.

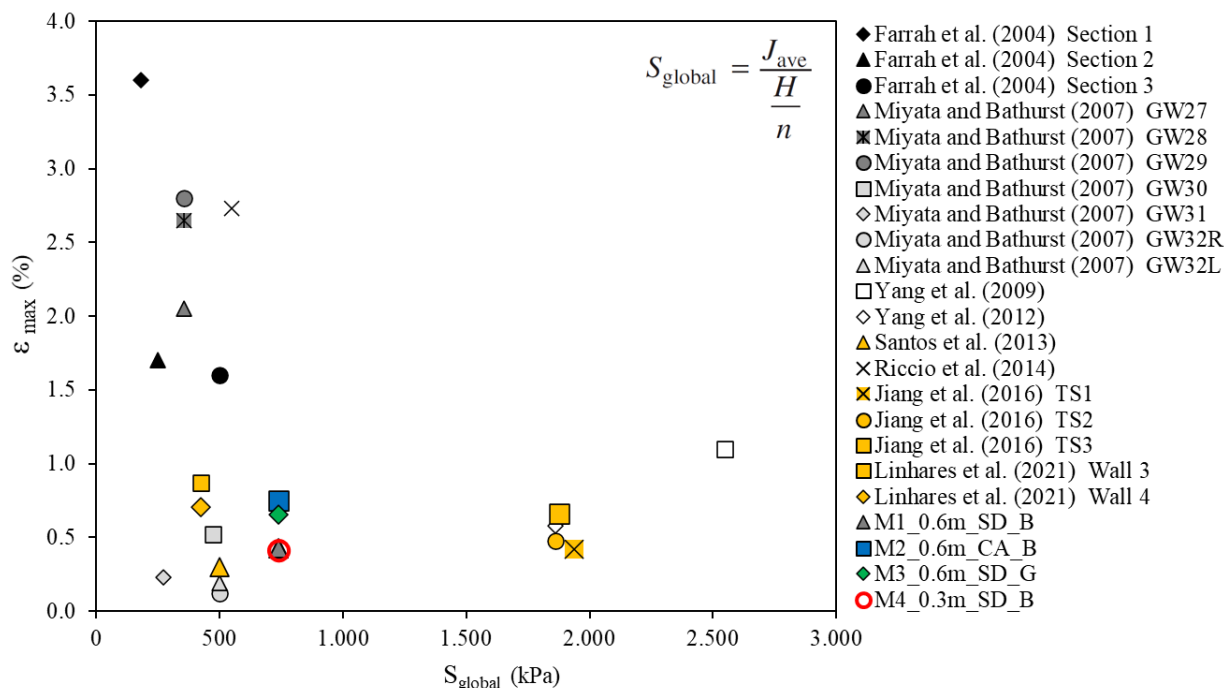


Figura 8.8: Deformações máximas registradas nos modelos físicos e modelos de campo/escala real de muros em solo reforçado com geogrelhas.

8.4 Cargas de tração

Com base nas deformações máximas registradas em cada reforço, foram estimadas as cargas de tração mobilizadas pelas geogrelhas inseridas na massa de solo com base na multiplicação pelo módulo de rigidez das geogrelhas. Para os modelos M1, M2 e M3, foi adotado um módulo de rigidez à deformação de 1% igual a 440 kN/m, enquanto para o modelo M4, esse valor foi de 226 kN/m, refletindo as características específicas das geogrelhas empregados. A Figura 8.9 apresenta a distribuição das cargas máximas de tração em função da profundidade normalizada para todos os modelos físicos durante os eventos de inundação. O modelo M1_0.6m_SD_B apresentou incrementos notáveis nas cargas de tração, especialmente nas regiões superior e intermediária, com os maiores valores concentrados no topo da estrutura. Curiosamente, os aumentos de carga mobilizada ocorreram mesmo em profundidades onde as lâminas de inundação não atingiram diretamente as cotas dos reforços, evidenciando a influência da ascensão capilar, conforme registrado pelos sensores de umidade e sucção instalados na parte superior do modelo. Ao término dos eventos de inundação, observou-se uma distribuição relativamente uniforme das cargas de tração ao longo da profundidade, com valores próximos a 2 kN/m, indicando um efeito global da elevação do teor de umidade na mobilização dos reforços.

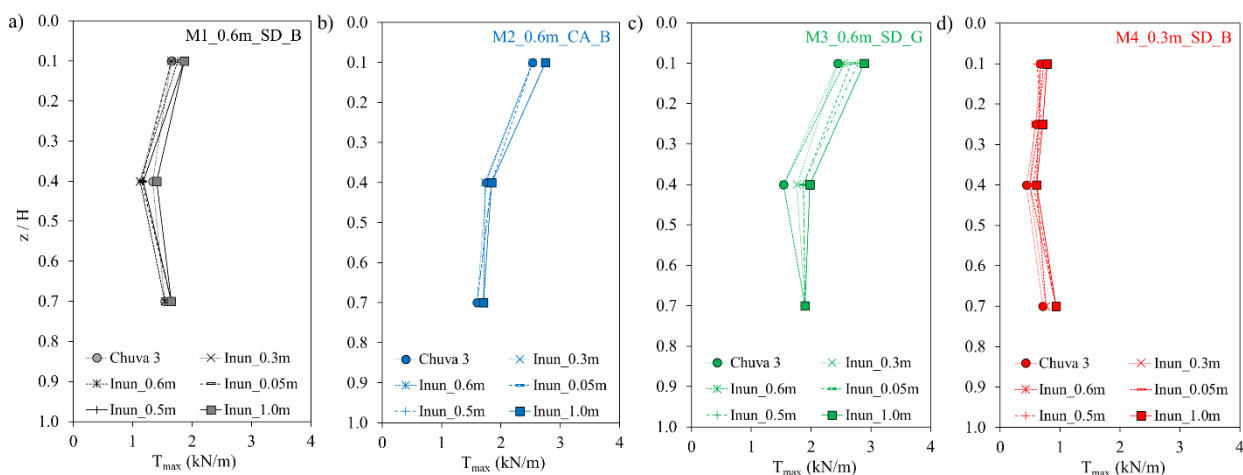


Figura 8.9: Cargas máximas de tração na geogrelha inserida na massa de solo nos eventos de inundações: a) M1; b) M2; c) M3; d) M4.

O modelo M2, que incorpora colchões de areia junto aos reforços, apresentou menores variações nas cargas de tração mobilizadas pelas geogrelhas ao longo dos eventos de inundação. O perfil das cargas em função da profundidade normalizada manteve o mesmo padrão observado no início das inundações, com os maiores valores concentrados no topo da estrutura. Embora os colchões de areia tenham favorecido a entrada de água na massa de solo reforçado, o material granular presente no sistema de drenagem interno atuou como um elemento atenuador, absorvendo parte dos efeitos negativos da elevação do teor de umidade como a redução da resistência ao cisalhamento do solo de aterro. Esse efeito foi particularmente evidente na profundidade normalizada de 0.7, onde a mobilização de tração pela geogrelha apresentou menores valores. Ao final dos eventos de inundação, os maiores valores de tração mobilizada permaneceram concentrados na parte superior do modelo, com magnitudes próximas a 3 kN/m, reduzindo-se gradativamente com a profundidade para valores da ordem de 2 kN/m nas demais cotas analisadas. Esses resultados indicam que, embora o sistema drenante tenha permitido a entrada de água, sua composição granular contribuiu para restringir a propagação da perda de resistência e, conseqüentemente, menores valores de tração mobilizadas nas geogrelhas.

Os maiores incrementos nas cargas de tração mobilizadas foram registrados no modelo M3, cuja face é composta por gabião (Figura 8.9c). As regiões superior e intermediária do modelo apresentaram os aumentos mais expressivos nas cargas ao longo de todos os eventos de inundação, enquanto a porção inferior permaneceu com variações pouco significativas. Como

discutido anteriormente, os teores de umidade se mantiveram elevados durante os eventos, o que promoveu a redução da resistência do solo de aterro. Simultaneamente, a elevação das lâminas d'água gerou pressões hidrostáticas atuando diretamente sobre a face, induzindo a deslocamentos. A combinação dessas condições com a menor rigidez da face em gabião resultou em maiores deformações nas geogrelhas próximas à face, conforme já observado na Figura 9.6. Consequentemente, durante a progressão dos eventos de inundação, o modelo com face drenante apresentou aumento gradual das cargas de tração mobilizadas pelas geogrelhas. Ao término dos ensaios, o perfil de tração em função da profundidade normalizada apresentou comportamento decrescente, com valores máximos próximos a 3 kN/m na porção superior, reduzindo-se nas camadas inferiores da estrutura.

Por fim, o modelo M4_0.3m_SD_B apresentou incrementos perceptíveis nas cargas de tração ao longo de todos os reforços avaliados, com destaque para a porção inferior da estrutura, onde os aumentos foram mais expressivos. No entanto, os valores absolutos de tração mobilizada foram os menores entre todos os modelos físicos, resultado diretamente relacionado ao módulo de rigidez da geogrelha empregada, que foi aproximadamente metade daquele adotado nos demais modelos. De forma geral, o perfil de tração ao longo da profundidade normalizada apresentou comportamento uniforme, com valores inferiores a 1 kN/m em todas as profundidades normalizadas analisadas. Embora o modelo M4 não conte com elementos drenantes, a maior quantidade de reforços, decorrente do menor espaçamento vertical (0.3 m), compensou parcialmente a menor rigidez da geogrelha, resultando em um comportamento mecânico mais eficiente em termos de controle das deformações e redistribuição das cargas de tração, quando comparado às demais características avaliadas nos outros modelos.

Com base nos resultados presentes na Figura 8.9, é possível concluir que a distribuição e magnitude das cargas de tração mobilizadas nas geogrelhas foram fortemente influenciadas pelas características construtivas de cada modelo físico. O modelo M3, com face em gabião, apresentou os maiores incrementos nas cargas de tração, sobretudo nas regiões superiores e intermediárias, comportamento atribuído à menor rigidez da face e às pressões hidrostáticas induzidas pelas inundações. Já o modelo M2, equipado com colchões de areia, exibiu cargas elevadas no topo, porém com menor variação ao longo da profundidade, em razão da atenuação dos efeitos da umidificação proporcionada pelo material granular do sistema drenante. O modelo M1, mesmo sem sistema de drenagem, apresentou um perfil relativamente uniforme de tração, muito similar ao, o modelo M4, que apesar de apresentar as menores cargas absolutas, consequência direta de seu módulo de rigidez inferior, destacou-se pela distribuição mais

equilibrada das cargas, atribuída à maior densidade de reforços. Esses achados evidenciam que a rigidez da face, o controle da umidificação interna e a configuração geométrica dos reforços foram os fatores que influenciaram o comportamento dos modelos físicos de estruturas de solo reforçado submetidas a eventos de inundação, tanto para a magnitude quanto para o padrão de mobilização das cargas de tração. A distribuição das cargas de tração mobilizadas ao longo da profundidade normalizada refletiu um comportamento estrutural estável sob os efeitos de inundações prolongadas. Esse padrão de mobilização foi compatível com os resultados apresentados por Watanabe et al. (2020), que verificaram que aterros reforçados com geossintéticos mantiveram a integridade e resistiram à ação prolongada da água sem mobilizações excessivas ou colapsos localizados, reforçando o papel dos reforços na contenção de deformações.

De maneira similar às cargas de tração mobilizadas nas geogrelhas inseridas na massa de solo, também foram estimadas as cargas de tração nas conexões entre os reforços e a face para todos os modelos físicos, conforme ilustrado na Figura 8.10. O modelo M1 apresentou um perfil de cargas máximas na conexão relativamente uniforme, com aumentos graduais observados ao longo dos diferentes eventos de inundação. Os valores de tração na conexão foram superiores aos registrados nas geogrelhas ao longo da massa de solo, alcançando níveis próximos a 4 kN/m na porção superior da estrutura. Esse aumento uniforme pode estar associado à ausência de elementos drenantes e à presença de uma face composta por blocos segmentais de concreto, cuja elevada rigidez favoreceu a mobilização de maiores esforços na interface solo-reforço. Adicionalmente, as pressões hidrostáticas geradas pelas lâminas d'água durante os eventos de chuva podem ter atuado diretamente sobre a face, intensificando a mobilização das conexões e, conseqüentemente, elevando as cargas de tração transferidas nessa região.

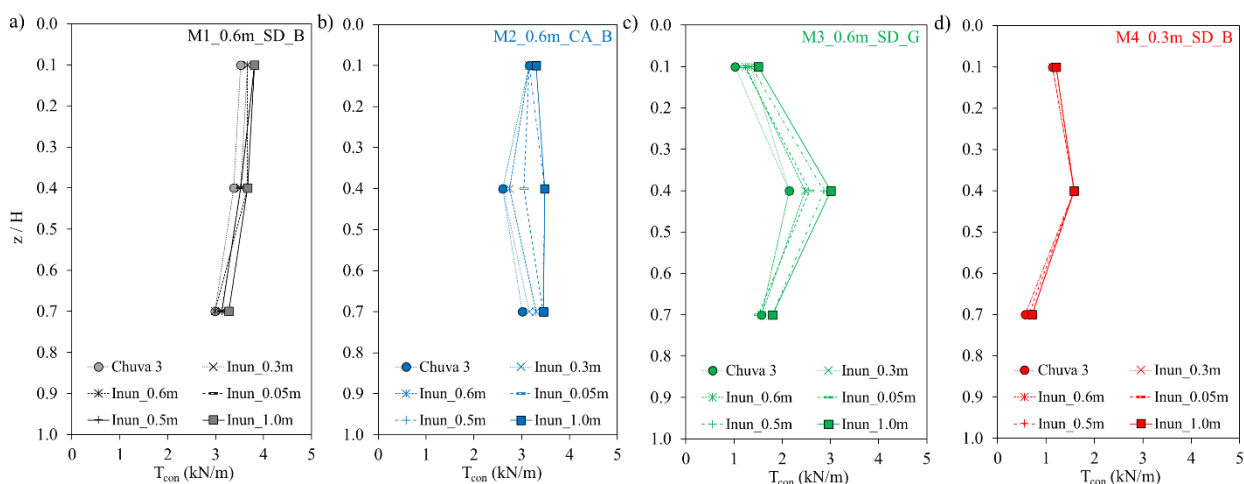


Figura 8.10: Cargas máximas de tração na conexão da geogrelha com a face nos eventos de Inundações: a) M1; b) M2; c) M3; d) M4.

O modelo M2, por sua vez, apresentou aumentos significativos nas cargas de tração nas conexões, com destaque para os reforços localizados nas porções central e inferior da estrutura. Esse comportamento está diretamente relacionado à entrada de água pelos colchões de areia, o que promoveu o aumento e acúmulo de umidade no interior da massa de solo reforçado. Os eventos de inundação alteraram o perfil das cargas máximas de conexão, que inicialmente apresentava maior concentração na parte superior e, ao final dos eventos, passou a exibir uma distribuição mais uniforme ao longo da profundidade normalizada. Os valores máximos de tração na conexão atingiram cerca de 3.5 kN/m, sendo superiores aos registrados nas geogrelhas inseridas na massa de solo. Esses resultados evidenciam que, apesar da função drenante dos colchões de areia nos eventos de chuvas, a entrada direta de água pela face contribuiu para a intensificação dos esforços na interface entre os reforços e a face segmental, especialmente para os eventos de inundações.

Os maiores incrementos nas cargas de tração nas conexões foram observados no modelo físico M3, resultado atribuído à menor rigidez da face composta por gabião. Ao longo dos eventos de inundação, a porção central da estrutura foi a que apresentou os maiores aumentos, com valores de tração na conexão próximos a 3 kN/m. Embora os reforços tenham registrado aumento nas cargas devido à flexibilidade da face e à ação das pressões hidrostáticas, os valores mobilizados nas conexões foram inferiores àqueles observados nas geogrelhas inseridas no interior da massa de solo reforçado. Esse comportamento indica que, durante eventos de inundação, tanto as cargas de tração internas quanto nas conexões são influenciadas pelas

condições hidráulicas, porém em proporções distintas, dependendo das características estruturais, em especial da rigidez da face e o espaçamento vertical entre os reforços.

Em contraste com os demais modelos, o modelo M4 apresentou as menores variações nas cargas de tração nas conexões em resposta aos eventos de inundação. Os perfis de carga permaneceram praticamente inalterados ao longo dos diferentes estágios de ensaio, com apenas pequenos incrementos registrados na porção inferior, associados às pressões hidrostáticas geradas pelas lâminas d'água nas distintas alturas de inundação. Esse comportamento uniforme e estável pode ser atribuído à maior quantidade de reforços ao longo da altura da estrutura, decorrente do menor espaçamento vertical (0.3 m), o que favoreceu uma distribuição mais eficiente das tensões entre os reforços. Além disso, a presença da face em blocos segmentais de concreto, que possui elevada rigidez, contribuiu para um comportamento estrutural mais homogêneo, limitando a mobilização localizada de cargas nas conexões e favorecendo as menores mobilizações na interface solo-reforço.

Os resultados experimentais deste capítulo estão alinhados com as observações de Kandalai et al. (2023), que apresentaram uma revisão abrangente sobre os impactos das mudanças climáticas em infraestruturas geotécnicas, destacando o aumento da infiltração, elevação das poropressões e redução da sucção frente aos eventos extremos. A elevação do teor de umidade, a redução da sucção e a maior mobilização de deformações observadas nos modelos físicos refletem diretamente esses processos de instabilidade. Assim, reforça-se a importância de estratégias de projetos adaptativas, como o uso de drenagem eficiente, maior rigidez de face e reforços mais densos, visando aumentar a resiliência das estruturas de contenção em cenários de intensificação climática. De maneira complementar, Vahedifard et al. (2017) realizaram uma avaliação quantitativa da resiliência de muros de solo em solos finos reforçados com geogrelhas, submetidos a eventos extremos de precipitação associados às mudanças climáticas. O trabalho evidenciou que o aumento da umidade no solo impacta significativamente as propriedades hidráulicas e mecânicas, influenciando diretamente a estabilidade e a carga de tração mobilizada pelas geogrelhas.

8.5 Conclusões

O presente capítulo teve como objetivo avaliar, de forma comparativa, o comportamento hidráulico-mecânico de modelos físicos de muros em solo reforçado com geogrelhas submetidos a diferentes cenários de inundação. A análise englobou os parâmetros de teor de umidade volumétrica, sucção matricial, deslocamentos da face, deformações nas geogrelhas e cargas de tração mobilizadas tanto ao longo dos reforços quanto nas conexões com a face. A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas com base nos resultados experimentais e discussões desenvolvidas ao longo do capítulo:

- O aumento dos teores de umidade ao longo dos eventos de inundação impactou significativamente o comportamento não saturado dos modelos, com destaque para a ascensão capilar nas porções superiores e a saturação progressiva nas regiões centrais e inferiores da massa de solo;
- Os modelos que incorporaram elementos drenantes (M2 e M3) apresentaram menores níveis de sucção ao longo dos ensaios, sendo que o modelo M2, com colchões de areia, demonstrou maior estabilidade nos valores de sucção durante todo o período monitorado;
- Os deslocamentos da face aumentaram após os eventos de inundação em todos os modelos, mesmo nas porções que se encontravam acima do nível da lâmina d'água, indicando que a pressão hidrostática contribuiu para o desenvolvimento de deformações, especialmente na porção inferior dos modelos;
- As maiores deformações nas geogrelhas foram observadas nos modelos M2 e M3. No modelo M2, a presença de colchões de areia favoreceu a entrada de água pela face, enquanto no modelo M3, a menor rigidez da face em gabião potencializou os deslocamentos. Em contrapartida, o modelo M4, com maior densidade de reforços, apresentou as menores variações de deformação;
- A comparação entre os modelos indicou que a combinação entre menor espaçamento vertical entre os reforços e maior rigidez da face contribuiu para a uniformidade da distribuição dos esforços e o controle das deformações;
- As cargas de tração mobilizadas nas geogrelhas apresentaram comportamento variável com a profundidade e foram influenciadas pelas características estruturais de cada modelo. O modelo M3 exibiu os maiores valores, enquanto o modelo M4, apesar da menor rigidez da geogrelha, apresentou uma distribuição mais equilibrada devido à sua maior densidade de reforços;

- As cargas de tração nas conexões foram, em geral, superiores às registradas no interior da massa de solo, evidenciando a importância da interface solo-reforço como zona crítica. O modelo M1 apresentou valores mais elevados, enquanto o modelo M4 destacou-se pela estabilidade das cargas ao longo da altura da estrutura;
- De modo geral, os resultados indicam que o desempenho de estruturas em solo reforçado submetidas a eventos de inundação está diretamente relacionado à interação entre rigidez da face, densidade de reforços, configuração geométrica e controle da entrada de água no solo de aterro.

Os resultados discutidos neste estudo capítulo reforçam a importância de considerar cenários de mudanças climáticas e a ocorrência de eventos extremos nas análises de estruturas de solo reforçado com geogrelhas. As simulações de inundação conduzidas demonstraram que elevações súbitas ou prolongadas do nível d'água podem comprometer significativamente o comportamento hidráulico-mecânico, promovendo aumento a saturação do solo de aterro, deformações localizadas e intensificação das cargas de tração. Tais efeitos foram mais pronunciados em configurações com menor rigidez de face ou com entrada facilitada de água, como observado nos modelos com gabiões e colchões de areia. Em contraposição, soluções que contemplam maior densidade de reforços e faces mais rígidas demonstraram um melhor desempenho, mesmo sob condições de inundação intensa. Portanto, torna-se evidente que o projeto de muros de contenção em regiões sujeitas a variações hidrológicas acentuadas deve considerar medidas que aumentem a rigidez global e restrinjam o ingresso de água, a fim de garantir a resiliência e segurança da estrutura frente às alterações climáticas futuras.

9 ESTIMATIVA DE CARGAS DE TRAÇÃO EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADOS COM GEOGRELHAS SOB EVENTOS DE CHUVAS

Análises de estabilidade interna de estruturas de solo reforçado com geossintéticos são, em geral, conduzidas com base em teorias de empuxo ou em análises de estado limite, nas quais o coeficiente de empuxo ativo é o principal parâmetro de dimensionamento (BERG et al., 2009; NCMA, 2010; BS 8006-1, 2010). Essas abordagens assumem a mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo, utilizando o empuxo ativo de Rankine para estimar as cargas atuantes nos reforços. No entanto, esse procedimento tende a superestimar as cargas de tração nos geossintéticos, uma vez que desconsidera as condições reais de serviço. Adicionalmente, outros fatores conservadores contribuem para essa superestimação, como a suposição de solo totalmente saturado, a desconsideração da rigidez do reforço e do solo, bem como os efeitos associados à face da estrutura (VAHEDIFARD et al., 2016; WANG et al., 2018).

Diversas metodologias têm sido propostas para a análise da estabilidade interna em projetos de ESRG, visando à estimativa mais realista das cargas de tração nos reforços sob condições de serviço (LIU e WON, 2014; EHRlich e MIRMORADI, 2016; LIU, 2016; LIU et al., 2017; WANG et al., 2018). Entre as abordagens, destaca-se o método *K-stiffness* (ALLEN et al., 2003; MIYATA e BATHURST, 2007), desenvolvido com base em regressões estatísticas de dados de desempenho de estruturas reais. Esse método considera a influência de diferentes fatores, como rigidez local e global do sistema, rigidez da face, rigidez do reforço e resistência do solo. O método foi progressivamente aprimorado, culminando na proposta do *Simplified Stiffness Method* por Allen e Bathurst (2015), uma versão mais prática e de aplicação direta para a estimativa das cargas de tração nos reforços em estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Essa versão simplificada realiza ajustes nos fatores de influência utilizados pelo método original e propõe a utilização do ângulo de atrito obtido por meio de ensaios triaxiais, em substituição àquele derivado de ensaios em condição de deformação plana.

Para quantificar as cargas de tração nos reforços por meio do mecanismo de interação solo-reforço, o método E&M, proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) e posteriormente aperfeiçoado por Ehrlich e Mirmoradi (2016), apresenta uma abordagem racional que incorpora os efeitos da compactação do solo. Nesse modelo, o comportamento não linear do solo sob condições de serviço é descrito com base na relação tensão-deformação hiperbólica proposta por Duncan et al. (1980), assumindo uma razão de Poisson constante. Outros trabalhos

relevantes, como a formulação proposta por Liu e Won (2014), baseiam-se na teoria elástica não linear aliada à teoria tensão-dilatância. O método analítico desenvolvido por esses autores foi concebido para estimar as cargas de tração nos reforços de ESRG verticais antes da mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo e considerando a compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço. Além disso, os efeitos da compactação do aterro e da rigidez da face foram incorporados ao modelo por meio de dois fatores de tensão adicionais introduzidos na formulação analítica.

Posteriormente, Wang et al. (2018) expandiram essa abordagem ao incorporar o coeficiente de empuxo ativo à formulação, conferindo maior realismo à modelagem das condições de carregamento lateral atuantes nas estruturas. No entanto, as diretrizes de projeto atualmente em vigor continuam baseadas em premissas clássicas da mecânica dos solos, considerando o solo de aterro em condição totalmente saturada e desprezando os efeitos da sucção matricial ao longo da vida útil da estrutura (FWHA, 2009; BS 8006-1, 2010; NCMA, 2010; AASHTO, 2020).

Embora amplamente negligenciada nas análises convencionais, a sucção matricial exerce influência significativa na resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, contribuindo para a redução das tensões horizontais no interior do aterro (VAHEDIFARD et al., 2014; 2015; 2016; LI e YANG, 2018; SHAHROKHABADI et al., 2019). No entanto, a variação no teor de umidade, especialmente em função de eventos climáticos, afeta substancialmente o estado de tensões e torna a incorporação da sucção nos modelos de projeto uma tarefa de difícil prática. Nesse contexto, os recentes cenários de mudanças climáticas têm intensificado as preocupações quanto à adoção de análises mais realistas para estruturas de solo reforçado, considerando o comportamento não saturado. Evidências históricas apontam para um aumento significativo na frequência e intensidade de eventos pluviométricos, seguidos por períodos de seca prolongada e elevação das temperaturas médias (PEARCE et al., 2014; VAHEDIFARD et al., 2017; SHAHROKHABADI et al., 2019), o que reforça a necessidade de rever os critérios atuais de projeto frente às novas demandas ambientais. Observou-se que diversas ESRG apresentaram rupturas quando o solo de aterro foi submetido a alterações no teor de umidade devido a eventos climáticos extremos (YOO e JUNG, 2006; KIM e BORDEN, 2013; YANG et al., 2019), o que destaca a necessidade de avaliar o comportamento das estruturas sob condições não saturadas. Conforme relatado por diversos autores (VAHEDIFARD et al., 2017, LI e YANG, 2018; YANG et al., 2019) a intensidade e a duração da precipitação afetaram a sucção matricial e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento

na zona reforçada, a qual ocasiona um aumento na tensão horizontal e afeta diretamente o comportamento das estruturas.

Vahedifard et al. (2016) avaliaram o coeficiente de empuxo ativo em aterros não saturados sob condições de fluxo constante, com base em uma formulação que considera a tensão de sucção. Os autores derivaram uma solução analítica unidimensional para o fluxo constante e a integraram a uma análise de equilíbrio limite, fundamentada no conceito de tensão efetiva. A partir dessa abordagem, quantificaram o papel da tensão de sucção na redistribuição das tensões horizontais e, conseqüentemente, na carga de tração mobilizada nos reforços. Os resultados indicaram que a presença de sucção contribui significativamente para a redução das cargas nos reforços, em comparação com aquelas estimadas por métodos clássicos baseados no empuxo ativo em solos saturados. Complementarmente, Shahrokhbadi et al. (2019) desenvolveram uma estrutura analítica para a determinação das tensões horizontais em solos não saturados sob infiltração transiente. A formulação incorpora uma solução fechada para o fluxo unidimensional transiente em solos não saturados, utilizando a abordagem de tensão efetiva e de sucção proposta por Lu e Likos (2006) e Lu et al. (2010). Com isso, os parâmetros de sucção matricial, tensão de sucção e resistência ao cisalhamento são obtidos diretamente a partir da modelagem teórica.

Com base nos estudos mencionados, nota-se uma lacuna na previsão das cargas de tração mobilizadas pelos reforços em solos não saturados. O comportamento do reforço deve ser avaliado considerando a condição de tensão de trabalho e os efeitos da infiltração no desempenho da ESRG. Assim, o presente capítulo tem como objetivo desenvolver uma formulação analítica de ESRG para estimar as cargas de tração nos reforços considerando as condições operacionais de trabalho, solo de aterro não saturado e eventos de chuva. A seguir, a metodologia baseada nas condições de trabalho e na tensão de sucção é apresentada para obter o coeficiente de empuxo de solo reforçado não saturado.

9.1 Coeficiente de empuxo de solo reforçado não saturado K_{ru}

O coeficiente de empuxo de solo reforçado pode ser determinado a partir dos métodos propostos por Liu e Won (2014) e Wang et al. (2018). A formulação segue as seguintes premissas: 1) ESRG trabalham na condição de deformação plana; 2) ESRG possuem elementos de face verticais; 3) as camadas de reforço permanecem horizontais sob condições de trabalho;

4) tensão vertical e a tensão horizontal são consideradas as tensões principais maior e menor do elemento de solo reforçado; 5) a carga máxima em cada camada de reforço está localizada na potencial superfície de ruptura; 6) as deformações entre o solo e o reforço são compatíveis.

Conforme apontado por Liu (2016), o coeficiente de empuxo em um sistema reforçado é calculado assumindo a compatibilidade das deformações entre o solo de aterro e o reforço na intersecção com a potencial superfície de ruptura. Assim, a carga de tração do reforço em cada camada reforçada pode ser calculada como:

$$T = K_r \cdot \sigma_v \cdot S_v \quad (9.1)$$

onde T = carga de tração, K_r = coeficiente de empuxo de solo reforçado, σ_v = tensão vertical do solo na elevação da camada de reforço e S_v = espaçamento vertical entre os reforços. Os estados de tensões no elemento reforçado são as tensões verticais e horizontais, expressas como:

$$\sigma_h = K_r \cdot \sigma_v \quad (9.2)$$

onde σ_h = tensão horizontal do solo. Wang et al. (2018) obtiveram o coeficiente de empuxo de solo reforçado através de um processo de derivação. Os autores assumiram um incremento de tensão infinitesimal virtual na tensão vertical do solo, a qual aumentou a tensão do solo para $\sigma_v + \Delta\sigma_v$. Assim, o valor numérico de K_r variaria ligeiramente com $\Delta\sigma_v$ e a relação presente na Eq. (10.2) ainda é válida. Conforme mencionado por Liu e Won (2014) e Wang et al. (2021), a relação com métodos incrementais é uma ferramenta útil na qual um incremento de tensão vertical do solo virtual é aplicado e cancelado no processo de derivação, e o coeficiente de empuxo de solo reforçado passa a ser expresso como:

$$K_r = \frac{\sigma_h + \Delta\sigma_h}{\sigma_v + \Delta\sigma_v} \quad (9.3)$$

De acordo com a Eq. (9.1) e com o equilíbrio de forças, um incremento na carga no reforço é expresso como:

$$\Delta T = K_r \cdot S_v \cdot \Delta\sigma_v \quad (9.4)$$

Juntamente com a potencial superfície de ruptura entre o reforço e o solo, a relação tensão-deformação foi assumida em uma condição de deformação plana. Para representar este estado, o modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980; FUKUSHIMA e TATSUOKA, 1984;

TATSUOKA et al., 1993; KONGKITKUL et al., 2007) de deformação plana foi então aplicado para desenvolver o método, expresso como:

$$\sigma_v - \sigma_h = \frac{\varepsilon_v}{\frac{1}{C_0} + \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi') \cdot \varepsilon_v}{2 \cdot c' \cdot \cos \phi' + 2 \cdot \sigma_h \cdot \sin \phi'}} \quad (9.5)$$

onde C_0 = inclinação inicial da curva de $\sigma_v - \sigma_h$ versus ε_v em uma condição de deformação plana, ε_v = deformação vertical do solo reforçado, R_f = taxa de ruptura, c' = coesão efetiva e ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo de aterro. Liu e Won (2014) derivaram a Eq. (9.5) para:

$$d\sigma_v - d\sigma_h = E_t \cdot d\varepsilon_v \quad (9.6)$$

na forma incremental:

$$\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_h = E_t \cdot \Delta\varepsilon_v \quad (9.7)$$

onde E_t = módulo tangencial da curva $\sigma_v - \sigma_h$ versus ε_v na condição de deformação plana, definido como:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) \cdot (\sigma_v - \sigma_h)}{2 \cdot C \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_h \cdot \sin \phi} \right]^2 \cdot C_0 \quad (9.8)$$

onde a inclinação inicial C_0 é considerada dependente da tensão:

$$C_0 = k_0 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_h}{P_a} \right)^{n_0} \quad (9.9)$$

onde P_a = pressão atmosférica (geralmente 101 kPa), k_0 = número do módulo e n_0 = expoente do módulo. Liu e Won (2014) assumiram que a deformação volumétrica do solo é inelástica e segue a relação tensão-dilatância proposta por Rowe (1962). Os autores negligenciaram as deformações elásticas e a relação tensão-dilatância em condições de deformação plana pode ser escrita como Rowe (1969) descreve:

$$\frac{\sigma_v \cdot (d\varepsilon_v)}{\sigma_h \cdot (d\varepsilon_h)} = R \quad (9.10)$$

ou na forma incremental:

$$\frac{\sigma_v \cdot (\Delta\varepsilon_v)}{\sigma_h \cdot (\Delta\varepsilon_h)} = R \quad (9.11)$$

onde R = constante de dilatância de Rowe e ε_h = deformação horizontal do solo. Para solos com coesão, a constante de dilatância de Rowe pode ser expressa como (ROWE et al., 1963):

$$R = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_{cs}}{2} \right) + \frac{2 \cdot c}{\sigma_h} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi_{cs}}{2} \right) \quad (9.12)$$

onde ϕ_{cs} = ângulo de atrito do estado crítico, o qual pode ser assumido como igual ao ângulo de atrito efetivo. Assim, reorganizando a Eq. (9.11), as variações de deformação vertical são expressas como:

$$\Delta\varepsilon_v = R \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \cdot \Delta\varepsilon_h \quad (9.13)$$

Assume-se aqui que as deformações horizontais no solo e no reforço são compatíveis ($\Delta\varepsilon_g = \Delta\varepsilon_h$), conforme declarado na hipótese vi e que a tensão horizontal do solo está diretamente relacionada à carga de tração por metro conforme as seguintes equações:

$$\sigma_h = \frac{T}{S_v} \quad (9.14)$$

$$\varepsilon_g = \frac{T}{J} \quad (9.15)$$

ou na forma incremental:

$$\Delta\sigma_h = \frac{J \cdot \Delta\varepsilon_g}{S_v} \quad (10.16)$$

onde J = módulo de rigidez e ε_g = deformação do geossintético. Portanto, a substituição das equações (9.13) e (9.16) na equação (9.7) resulta na seguinte equação para a deformação horizontal:

$$\Delta\sigma_v - \frac{J \cdot \Delta\varepsilon_g}{S_v} = E_t \cdot \left(R \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \cdot \Delta\varepsilon_g \right) \quad (9.17)$$

$$\Delta\varepsilon_g = \frac{\Delta\sigma_v}{R \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \cdot E_t + \frac{J}{S_v}} \quad (9.18)$$

Por fim, Liu e Won (2014) incorporaram a Eq. (9.18) na Eq. (9.15) e sugeriram que o incremento de carga na camada de reforço pode ser obtido como:

$$\Delta T = \frac{J \cdot \Delta \sigma_v}{R \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \cdot E_t + \frac{J}{S_v}} \quad (9.19)$$

Com base no método analítico mencionado, Wang et al. (2018) sugeriram uma nova abordagem para a solução do coeficiente de empuxo de solos reforçados. Neste método, o aumento da carga de reforço pode ser calculado diretamente pela Eq. (9.19). Reorganizando as Eq. (9.9) e (9.24):

$$K_{r0} \cdot S_v \cdot \Delta \sigma_v = \frac{J \cdot \Delta \sigma_v}{R \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \cdot E_t + \frac{J}{S_v}} \quad (9.20)$$

Ainda, a tensão horizontal do solo é expressa como presente na Eq. (9.2). Portanto, por meio das deformações compatíveis entre o solo e o reforço na potencial superfície de ruptura, o coeficiente de empuxo do solo reforçado pode ser expresso como:

$$K_{r0} = \frac{J / S_v}{R \cdot \left(\frac{K_{r0} \cdot \sigma_v}{\sigma_v} \right) \cdot E_t + \frac{J}{S_v}} = \frac{J / S_v}{R \cdot K_{r0} \cdot E_t + \frac{J}{S_v}} \quad (9.21)$$

A Eq. (9.21) é uma função implícita de K_{r0} e pode ser resolvida por processos de iteração.

A seguir, as formulações que incorporam a sucção matricial, a tensão de sucção e a tensão efetiva, conforme estendidas a partir da teoria de empuxo de Rankine, são desenvolvidas para a determinação do coeficiente de empuxo em solos reforçados não saturados. A partir da condição não saturado do solo de aterro, a tensão de sucção pode-se calculada como (LU e LIKOS; 2006):

$$\sigma^s = - (u_a - u_w) \text{ se } (u_a - u_w) < 0 \quad (9.22)$$

$$\sigma^s = - S_e \cdot (u_a - u_w) \text{ se } (u_a - u_w) \geq 0 \quad (9.23)$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (9.24)$$

onde σ^s = tensão de sucção, u_w = pressão da água dos poros, S_e = grau efetivo de saturação, θ = teor de umidade volumétrico, θ_r = teor de umidade volumétrico residual, θ_s = teor de umidade volumétrico saturado e o termo $(u_a - u_w)$ representa a sucção matricial, onde a pressão do ar dos poros é assumida como $u_a = 0$ kPa. Com base na teoria unificada da tensão efetiva (LU et al., 2009), a condição de ruptura de Mohr-Coulomb foi estendida e a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é expressa como:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + c_{app} \quad (9.25)$$

onde τ_f = resistência não saturada ao cisalhamento do solo, $(\sigma - u_a)$ = tensão líquida no plano de ruptura e c_{app} = coesão aparente, definida como a resistência ao cisalhamento mobilizada pela tensão de sucção através do ângulo interno de atrito, calculada como (LU et al., 2010; VAHEDIFARD et al., 2015):

$$c_{app} = -\sigma^s \cdot \tan \phi' \quad (9.26)$$

A representação da tensão efetiva baseada na tensão de sucção proposta por Lu e Likos (2006) e Lu e Godt (2008) através da expressão da tensão efetiva de Bishop (1959) foi utilizada para definir a tensão efetiva para solos saturados e não saturados:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \sigma^s \quad (9.27)$$

onde σ = tensão total e σ' = tensão efetiva.

Os métodos de projeto de estruturas de solo reforçados com geossintéticos são, em sua maioria, realizados aplicando-se o coeficiente de empuxo ativo de Rankine (FWHA, 2009; AASHTO, 2020). O estado ativo de ruptura de Rankine considera as direções vertical e horizontal como as tensões principais, e assume uma condição de contorno sem atrito. Com base nessas premissas, Lu e Likos (2004) definiram o estado ativo de tensões no critério de ruptura ativa de Mohr-Coulomb como:

$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (9.28)$$

onde σ_h' = tensão efetiva horizontal, σ_v' = tensão efetiva vertical e K_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine, calculado como:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (9.29)$$

Para condições de solo não saturado, a Eq. (9.27) pode ser incorporada à Eq. (9.28), resultando na equação:

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a) \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} - (K_a - 1) \cdot \sigma^s \quad (9.30)$$

A Eq. (9.30) estendeu a teoria de Rankine para solos não saturados, contabilizando a contribuição da tensão de sucção (LU e LIKOS, 2004; 2006). A Figura 9.1 a seguir apresenta

as contribuições do empuxo ativo para cada componente. Na figura, o primeiro termo promove a tensão horizontal devido ao próprio peso da massa de solo, o segundo (c') e o terceiro (σ^s) termos contribuem para as tensões devido à coesão efetiva e de sucção, respectivamente. O peso próprio do solo aumenta linearmente com a profundidade e a contribuição da coesão mobilizada é assumida com um valor constante. No entanto, Shahrokhbadi et al. (2019) mencionaram que a tensão de sucção exibe um comportamento não linear de acordo com a profundidade e o tempo. Além disso, a partir da Eq. (10.30), Lu e Likos (2004) definiram o coeficiente de empuxo ativo não saturado como:

$$K_{au} = \frac{\sigma_h - u_a}{\sigma_v - u_a} = K_a - \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}}{\sigma_v - u_a} - \frac{(K_a - 1) \cdot \sigma^s}{\sigma_v - u_a} \quad (9.31)$$

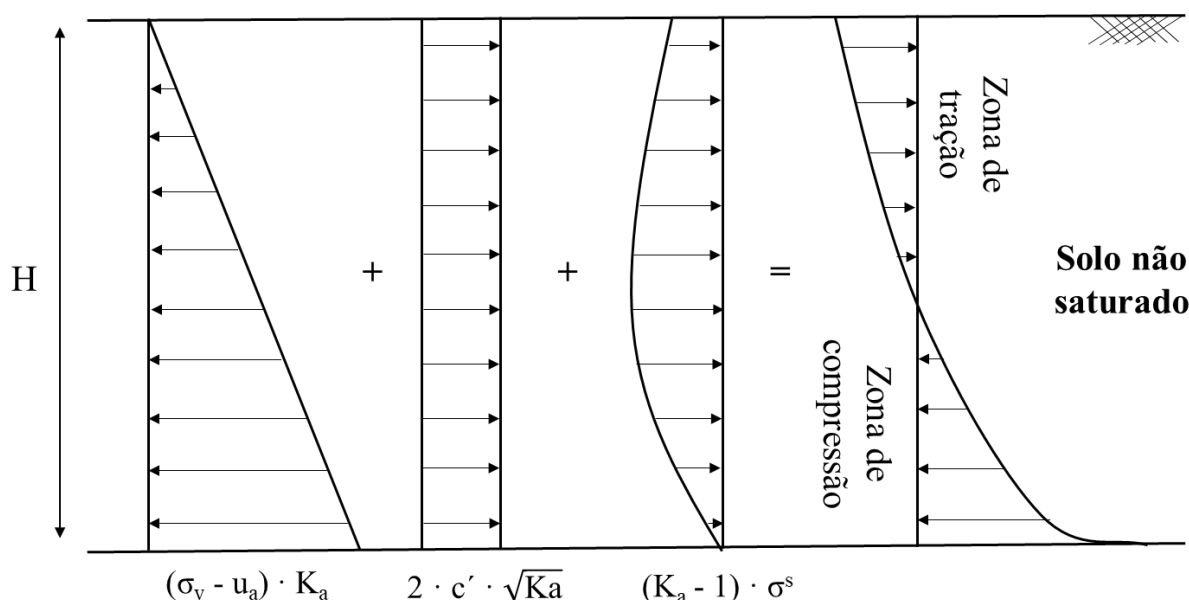


Figura 9.1: Componentes do empuxo ativo *versus* profundidade devido as tensões de sobrecarga, coesão e de sucção sob fluxo não saturado (adaptado de Shahrokhbadi et al., 2019).

O presente estudo utiliza a formulação presente na Eq. (9.2) para a determinação dos parâmetros necessários ao coeficiente de empuxo de solo reforçado não saturado. Assim, a coesão efetiva é usada para calcular o módulo tangencial e a constante de dilatância de Rowe para solos coesivos. O módulo tangencial, constante de Rowe e o coeficiente de empuxo de solo reforçado são calculados como:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi') \cdot (\sigma_v - K_R \cdot \sigma_v)}{2 \cdot c' \cdot \cos \phi' + 2 \cdot (K_R \cdot \sigma_v) \cdot \sin \phi'} \right]^2 \cdot C_0 \quad (9.32)$$

$$C_0 = k_0 \cdot P_a \cdot \left(\frac{K_r \cdot \sigma_v}{P_a} \right)^{n_0} \quad (9.33)$$

$$R = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + \frac{2 \cdot c'}{K_r \cdot \sigma_v} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (9.34)$$

$$K_r = \frac{J / S_v}{R \cdot K_r \cdot Et + \frac{J}{S_v}} \quad (9.35)$$

onde K_r é determinado via processo de iteração. Então, o coeficiente de empuxo de solo reforçado não saturado, levando em conta a coesão efetiva do solo e a tensão de sucção é calculado como:

$$K_{ru} = K_r - \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_r}}{\sigma_v - u_a} - \frac{(K_r - 1) \cdot \sigma^s}{\sigma_v - u_a} \quad (9.36)$$

No presente trabalho, o procedimento de cálculo para a estimativa de carga de tração em estruturas de solo reforçados considerando o solo não saturado e os efeitos de chuvas é denominado Método K_{ru} . Após a determinação do coeficiente K_{ru} , aplica-se a Eq. (9.1) para a estimativa da carga de tração no reforço.

9.2 Método simplificado e *Simplified Stiffness Method*

As cargas de tração no reforço também foram estimadas através de dois métodos amplamente utilizados no dimensionamento de ESRG: o Método Simplificado (AASHTO, 2020) e o *Simplified Stiffness Method* (ALLEN e BATHURST, 2015). A carga máxima do reforço usando o Método Simplificado foi calculada como presente na Eq. (9.37):

$$T_{\max} = S_v \cdot K_a \cdot (\gamma_r \cdot z + s) \quad \text{Eq. (9.37)}$$

onde S_v = espaçamento vertical entre reforços; K_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine; z = profundidade abaixo do topo do muro ao nível do reforço; s = tensão vertical média devido à sobrecarga do solo no topo da massa de solo reforçado. No presente capítulo, na utilização da Eq. (9.37) foi empregado o empuxo ativo de Rankine considerando o estado não saturado do solo (K_{au}), conforme presente na Eq. (9.31).

O *Simplified Stiffness Method* considera a rigidez do reforço para estimar a distribuição e magnitude da carga máxima de tração sob condições de trabalho. O método foi sido calibrado com casos históricos monitorados e a carga máxima o no reforço pode ser escrita como:

$$T_{\max} = S_v \cdot [\gamma_r \cdot H \cdot D_{\max} + (H_{\text{ref}}/H) \cdot \gamma_r \cdot P] \cdot K_{\text{av}} \cdot \Phi_{\text{fb}} \cdot \Phi_g \cdot \Phi_{\text{fs}} \cdot \Phi_{\text{local}} \cdot \Phi_c \quad \text{Eq. (9.38)}$$

onde D_{\max} = fator de distribuição; H_{ref} = altura de referência = 6 m; P = profundidade média da sobrecarga do solo acima do topo do muro usando um peso unitário de sobrecarga do solo γ_r ; K_{av} = coeficiente de empuxo ativo para uma estrutura vertical (ângulo de atrito obtido no ensaio triaxial); Φ_{fb} = fator de inclinação da face; Φ_g = fator de rigidez global; Φ_{fs} = fator de rigidez da face; Φ_{local} = fator de rigidez local; Φ_c = fator de coesão do solo. A Eq. (9.38) é semelhante ao Método Simplificado, porém inclui fatores empíricos para ajustar a magnitude de T_{\max} . As formulações de fatores usadas no *Simplified Stiffness Method* podem ser encontradas em Allen e Bathurst (2015). Neste estudo, a condição não saturada foi incorporada na formulação por meio do fator de coesão, adotando a coesão total do solo, expresso na Eq. (9.26):

$$\Phi_c = e^{\lambda [c / (\gamma_r H)]} \quad \text{Eq. (9.39)}$$

onde λ = coeficiente de coesão (-16) e c = coesão total.

9.3 Estimativas de carga de tração no reforço

Os parâmetros do modelo hiperbólico necessários para a utilização do método K_{ru} são apresentados na Tabela 9.1. O modelo leva em conta o critério de ruptura em condições de deformação plana (MATSUOKA e NAKAI, 1974; GEORGIADIS et al., 2004). No entanto, o ângulo de atrito dos ensaios triaxiais pode ser convertido para a condição de deformação plana seguindo as Eq. (9.40) e (9.41) propostas por Lade e Lee (1976), conforme amplamente discutido por Bathurst et al. (2008). Os parâmetros hiperbólicos do solo foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais saturados para ambos os solos fino (aterro) e granular (colchão de areia). As curvas estão presentes na Figura 9.2. Os valores dos parâmetros hiperbólicos estão de acordo com os resultados obtidos por Ehrlich e Becker (2009) para solos compactados brasileiros.

Tabela 9.1: Parâmetros modelo hiperbólico.

Tipo de solo	ϕ' (°)	c' (kPa)	k_0	n_0	R_f
Solo fino – Aterro compactado	32.5	19.3	500	0.8	1.00
Solo granular - Colchão de areia	37.8	0.0	900	1.3	0.96

$$\phi_{ps} = 1.5 \cdot \phi_{tx} - 17 \quad \text{se } > 32^\circ \quad \text{Eq. (9.40)}$$

$$\phi_{ps} = \phi_{tx} \quad \text{se } < 32^\circ \quad \text{Eq. (9.41)}$$

onde ϕ_{ps} = ângulo de atrito obtido em ensaios de deformação plana e ϕ_{tx} = ângulo de atrito obtido em ensaios triaxiais. Adicionalmente, para a aplicação completa do Método K_{ru} , foi considerada uma sobrecarga vertical de 120 kPa, aplicada uniformemente em todos os modelos físicos. Por fim, adotou-se a rigidez de 440 kN/m para a geogrelha nos modelos físicos 1, 2 e 3, enquanto, para o modelo físico 4, foi utilizada a rigidez de 226 kN/m.

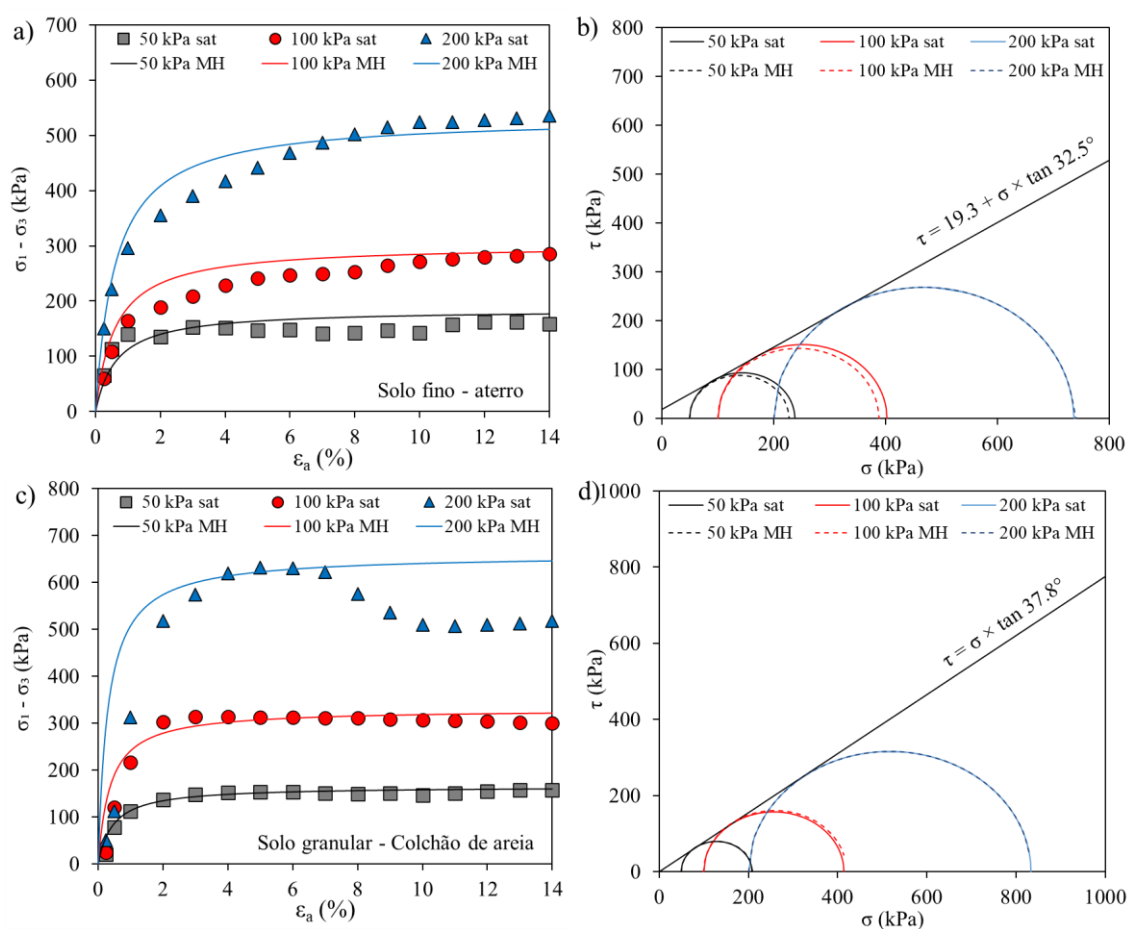


Figura 9.2: Modelo hiperbólico ensaios triaxiais saturados: a) Solo fino – aterro; b) Solo granular – Colchão de areia.

A seguir, são apresentadas as estimativas de carga de tração no reforço considerando os efeitos de chuvas. A Figura 9.3 apresenta as cargas de tração no reforço obtidas experimentalmente para o modelo M1 (espaçamento vertical de 0.6m entre os reforços, sem sistema de drenagem interno e face com blocos segmentais de concreto) e as previstas obtidas

utilizando o Método K_{ru} , Método Simplificado e o *Simplified Stiffness Method* (denominado nos gráficos como Simplified K-Stiffness).

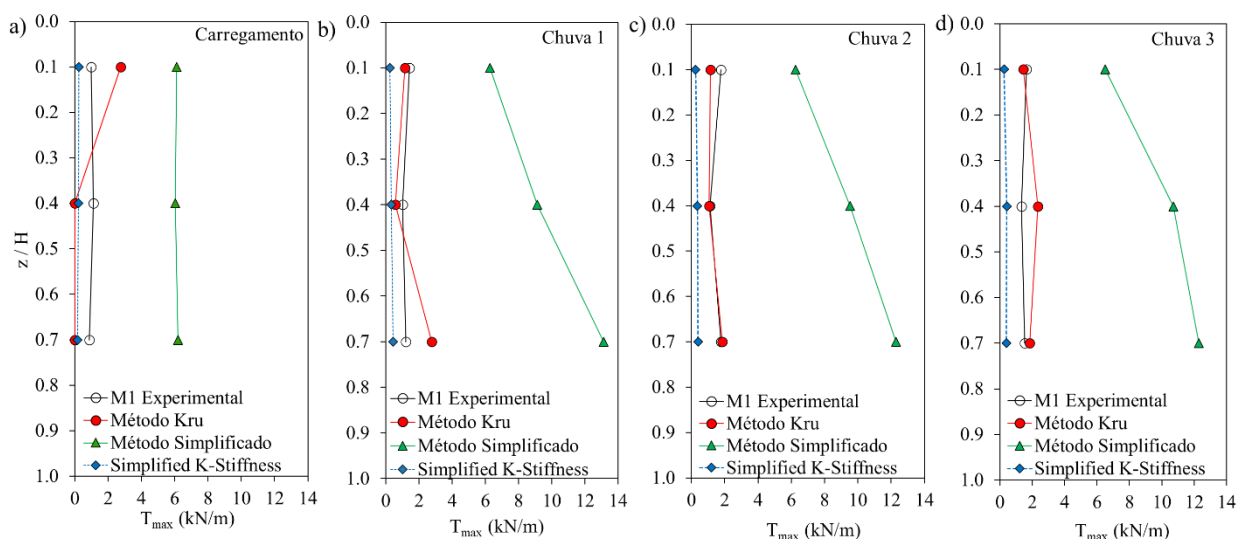


Figura 9.3: Estimativa cargas máximas no modelo físico M1: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Embora a incorporação da coesão efetiva e da coesão aparente devido a condições não saturadas seja considerada no coeficiente de empuxo ativo do solo através das Eq. (10.31) e (10.37), as cargas de tração estimadas pelo Método Simplificado foram as maiores do que aquelas medidas no modelo físico e estimadas pelas demais métodos. Essa discrepância destaca uma limitação na aplicação da teoria de Rankine em estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho. A teoria de Rankine foi originalmente formulada para estados de tensão na ruptura e não leva em conta a presença de reforço. Como o modelo físico permaneceu dentro das condições típicas de tensão de trabalho, mesmo após diversos períodos de chuva, o mesmo não se aproximou do estado de ruptura.

As cargas de tração previstas pelo *Simplified K-stiffness* apresentaram valores menores do que os resultados experimentais. Em geral, as cargas calculadas usando a coesão total foram relativamente baixas em todos os estágios. Essa discrepância pode ser atribuída principalmente ao alto valor inicial de coesão efetiva. Além disso, os eventos de chuva, que diminuíram a resistência ao cisalhamento não saturado, tiveram um efeito insignificante nos valores finais de carga de tração. No entanto, as previsões do *Simplified K-stiffness* demonstraram um melhor alinhamento com os resultados experimentais em magnitude e distribuição de acordo com a profundidade em comparação com aquelas do Método Simplificado.

As estimativas das cargas de tração obtidas pelo Método K_{ru} apresentaram valores significativamente próximos aos observados experimentalmente para o modelo físico 1. Em específico, no estágio de carregamento, os resultados obtidos através do método apresentaram valores negativos de tração, o que indica que as tensões presentes nas profundidades avaliadas não foram transmitidas aos reforços. Esse resultado está diretamente relacionado à condição não saturada do solo de aterro neste estágio, que, combinada com a elevada coesão efetiva inicial, conduziu a coeficientes de empuxo reduzidos para solos não saturados reforçados. Importante destacar que as tensões de sucção foram determinadas a partir dos perfis apresentados na Figura 4.6, referentes ao modelo físico 1. Os eventos de chuva subsequentes provocaram uma redução significativa dessas tensões, especialmente nas regiões central e inferior do modelo, o que resultou no aumento das estimativas de carga de tração. Devido às condições iniciais observadas nas porções superior e central do modelo, as estimativas de carga de tração nessas regiões permaneceram próximas aos valores obtidos experimentalmente. Vale destacar que, embora o Método K_{ru} incorpore em sua formulação o comportamento tensão-deformação do solo, a condição não saturada e a rigidez dos reforços inseridos na massa de solo, ele não considera fatores como a rigidez da face nem a posição relativa dos reforços em relação à base da estrutura, aspectos que são contemplados no método *Simplified K-stiffness*. Este último, por sua vez, adota uma abordagem estatística fundamentada em dados de estruturas reais em solo reforçado, embora não descreva diretamente os mecanismos atuantes nas estruturas. Esse conjunto de diferenças pode justificar as variações entre os valores estimados por cada método e os resultados experimentais observados.

Importante destacar que a Eq. (9.31) foi desenvolvida para estimar o empuxo ativo em solos não saturados sob condições de fluxo transiente, assumindo um solo homogêneo em termos de condutividade hidráulica e comportamento mecânico. No caso do modelo físico 1, reforçado com geogrelhas, a suposição de homogeneidade se mostra adequada, uma vez que o comportamento hidráulico e as características de retenção de água não apresentaram influência significativa no processo de infiltração, conforme amplamente discutido no Capítulo 4. Do ponto de vista mecânico, a hipótese também é válida, considerando o baixo nível de deformações registradas na geogrelha devido a compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço, conforme as hipóteses assumidas pelo modelo proposto por Wang et al. (2018). Os valores dos parâmetros estimados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 1 estão apresentados na Tabela 9.2.

Tabela 9.2: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 1.

Estágio	Reforço	σ^s (kPa)	R (Rowe)	E_t (kPa)	K_r	K_{ru}
Carregamento	R3	5.6	5.8	2036	0.239	0.046
	R2	13.6	5.9	1797	0.231	-0.010
	R1	18.1	5.9	1797	0.231	-0.039
Chuva 1	R3	5.2	5.8	2036	0.239	0.019
	R2	6.2	5.9	1797	0.231	0.008
	R1	1.5	5.9	1797	0.231	0.038
Chuva 2	R3	5.2	5.8	2036	0.239	0.019
	R2	5.2	5.9	1797	0.231	0.015
	R1	3.5	5.9	1797	0.231	0.026
Chuva 3	R3	4.5	5.8	2036	0.239	0.024
	R2	2.4	5.9	1797	0.231	0.033
	R1	3.5	5.9	1797	0.231	0.026

A Figura 9.4 apresenta a comparação entre as estimativas das cargas de tração para o modelo M2 (espaçamento vertical de 0.6 m entre os reforços, presença de colchões de areia e face em blocos segmentais de concreto) e os valores obtidos experimentalmente. Como os reforços se encontram inseridos nos colchões de areia no modelo físico 2, as estimativas de carga de tração foram realizadas com base nos parâmetros de resistência do material granular. Ressalta-se que a condição não saturada do solo de aterro, avaliada neste estudo por meio das tensões de sucção medidas, não foi considerada nas formulações, uma vez que os colchões de areia, por suas características hidráulicas suprimem os efeitos da sucção no solo ao entorno das geogrelhas.

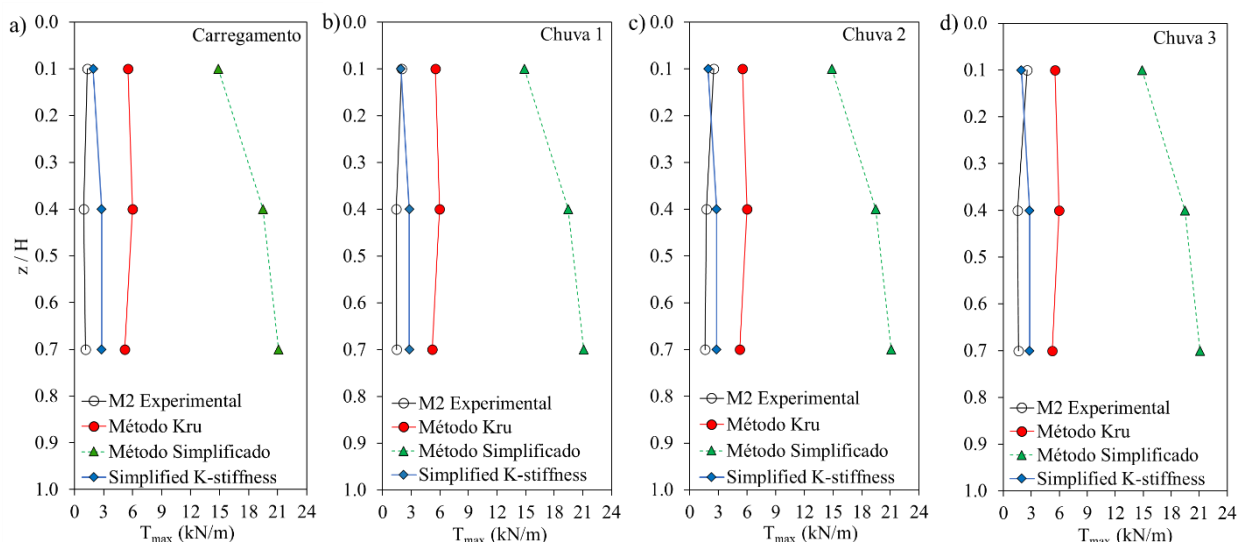


Figura 9.4: Estimativa cargas máximas no modelo físico M2: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

A estimativa de carga obtida por meio do Método Simplificado apresentou valores significativamente superiores aos registrados experimentalmente. Embora o material granular possua um ângulo de atrito efetivo elevado, a desconsideração da coesão efetiva nos parâmetros de resistência e da tensão de sucção, a qual existe no solo de aterro compactado, resultou em valores aproximadamente oito vezes maiores que os observados experimentalmente no modelo físico 2. Os resultados obtidos com base exclusivamente no empuxo ativo de Rankine evidenciam o caráter conservador do método e sua tendência a superestimar as cargas de tração em estruturas de solo reforçado.

Em contrapartida, as cargas estimadas por meio do método *Simplified K-stiffness* apresentaram concordância com os resultados experimentais em todos os eventos avaliados. As trações mobilizadas pelos reforços localizados nas porções central e inferior do modelo M2 foram ligeiramente inferiores às calculadas pelo método, diferença que pode ser atribuída ao comportamento do solo de aterro compactado. Embora o modelo físico 2 contenha colchões de areia, o material granular representa apenas 22% do volume total, sendo o solo de aterro compactado o principal componente da estrutura. Dessa forma, as condições não saturadas observadas durante os eventos de precipitação contribuíram para a menor mobilização das tensões nos reforços, fator que não foi diretamente considerado nas formulações do *Simplified K-stiffness*. Cabe destacar que, para fins de cálculo, o fator de coesão Φ_c foi assumido igual a 1.0, com o objetivo de representar a não consideração do componente de coesão devido aos colchões de areia ao redor dos reforços.

Adicionalmente, as estimativas de carga obtidas por meio do Método K_{ru} apresentaram maiores valores dos que os registrados experimentalmente. Para a aplicação deste método, as tensões de sucção foram assumidas como nulas, de modo a representar as condições predominantes nos colchões de areia. Apesar da não consideração do acréscimo de tensões efetivas decorrente da sucção na condição não saturada do solo de aterro, o método forneceu estimativas compatíveis com os resultados obtidos no modelo físico 2 nas condições de trabalho. A incorporação do comportamento tensão-deformação do solo, aliada à rigidez dos reforços, conforme previsto na formulação do método, contribuiu para a representatividade das condições reais de estruturas em solo reforçado. As discrepâncias observadas entre os valores experimentais e as estimativas podem ser atribuídas à influência do solo de aterro compactado, cuja participação não foi considerada diretamente na formulação, mas que impacta significativamente na mobilização da tração nos reforços. Ainda, como o método não contempla os efeitos da sucção nas estimativas de tração, os eventos de precipitação apresentados na Figura 9.4 exerceram influência limitada sobre os resultados analíticos. A seguir, na Tabela 9.3 estão presentes os valores dos parâmetros estimados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 2.

Tabela 9.3: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 2.

Estágio	Reforço	σ^s (kPa)	R (Rowe)	E_t (kPa)	K_r	K_{ru}
	R3	0	4.2	20308	0.092	0.092
Todos	R2	0	4.2	24692	0.083	0.083
	R1	0	4.2	31194	0.072	0.072

A Figura 9.5 apresenta as cargas de tração estimadas pelos diferentes métodos para o modelo físico 3, caracterizado por espaçamento vertical de 0.6 m entre os reforços, ausência de sistemas de drenagem internos e face em gabião. Novamente, o Método Simplificado resultou nas maiores estimativas de tração nos reforços, tanto em comparação aos valores experimentais quanto aos demais métodos avaliados. Observa-se, ainda, um aumento progressivo nas cargas de tração ao longo dos eventos de precipitação, comportamento atribuído à variação das tensões de sucção durante o processo de infiltração. Tal influência é justificada pelo fato de o coeficiente de empuxo ativo adotado no Método Simplificado incorporar os efeitos da condição não saturada do solo de aterro, conforme estabelecido na Eq. (9.31).

As cargas estimadas pelo método *Simplified K-stiffness* foram inferiores às registradas experimentalmente, embora tenham apresentado boa concordância ao longo de todos os eventos avaliados. Os menores valores previstos podem ser atribuídos à elevada coesão efetiva do

material de aterro e à condição não saturada do solo, marcada por tensões de sucção inicialmente elevadas. Além disso, a presença da face em gabião reduziu a infiltração de água da chuva, limitando a mobilização das tensões nos reforços ao longo do tempo. No entanto, é importante observar que o método Simplified K-stiffness considera implicitamente a restrição à movimentação da base da estrutura, condição que não se verifica no modelo físico analisado, cuja base era livre devido a lubrificação da mesma. Essa diferença pode ter contribuído para a subestimação das cargas previstas pelo método. Para fins de cálculo, foi adotado um fator de rigidez da face Φ_{fb} igual a 1.0, representando um comportamento flexível, conforme recomendado por Allen et al. (2015).

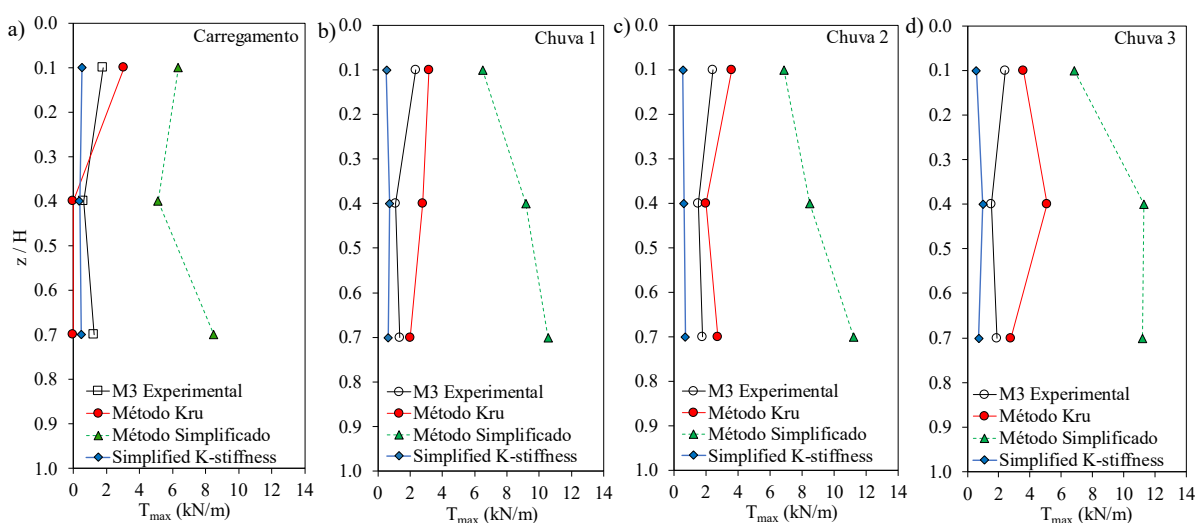


Figura 9.5: Estimativa cargas máximas no modelo físico M3: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

Por fim, as estimativas de carga obtidas por meio do Método K_{ru} apresentaram boa concordância com os resultados experimentais para o modelo físico 3. Durante o estágio de carregamento, em função das condições iniciais que resultaram em tensões de sucção elevadas, o método previu valores nulos de tração, compatíveis com os dados experimentais e com a distribuição em função da profundidade normalizada. Apenas o reforço localizado na porção superior do modelo apresentou valores significativos de tração, em virtude das condições iniciais mais úmidas a região. Os eventos de chuva subsequentes promoveram alterações na sucção do solo, resultando em maiores valores de tração estimados pelo método, que, ainda assim, permaneceram próximos aos valores medidos experimentalmente. Apenas o reforço central, no evento de chuva 3, apresentou estimativas superiores às observadas, o que pode ser

atribuído à tensão de sucção nula registrada durante os ensaios nessa região. Os valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 3 encontram-se na Tabela 9.4.

Tabela 9.4: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 3.

Estágio	Reforço	σ^s (kPa)	R (Rowe)	E_t (kPa)	K_r	K_{ru}
Carregamento	R3	4.9	5.8	2036	0.239	0.051
	R2	15.7	5.9	1797	0.231	-0.024
	R1	12.5	5.8	1815	0.232	-0.003
Chuva 1	R3	4.5	5.8	2036	0.239	0.053
	R2	6.0	5.9	1797	0.231	0.038
	R1	7.6	5.9	1797	0.231	0.028
Chuva 2	R3	3.4	5.8	2036	0.239	0.060
	R2	7.6	5.9	1797	0.231	0.028
	R1	6.0	5.9	1797	0.231	0.038
Chuva 3	R3	3.4	5.8	2036	0.239	0.060
	R2	0.9	5.9	1797	0.231	0.071
	R1	3.0	5.9	1797	0.231	0.038

A Figura 9.6 apresenta as cargas de tração estimadas para o modelo físico 4, o qual se caracteriza por espaçamento vertical de 0.3m entre os reforços, ausência de sistemas de drenagem internos e face em blocos segmentais de concreto. Mesmo com um espaçamento vertical entre os reforços duas vezes menor do que o adotado nos demais modelos, o Método Simplificado apresentou as maiores estimativas de tração, tanto em comparação aos valores experimentais quanto aos demais métodos avaliados. Observou-se, ainda, um aumento progressivo das cargas de tração ao longo dos eventos de precipitação, comportamento atribuído às variações nas tensões de sucção ocorridas durante o processo de infiltração.

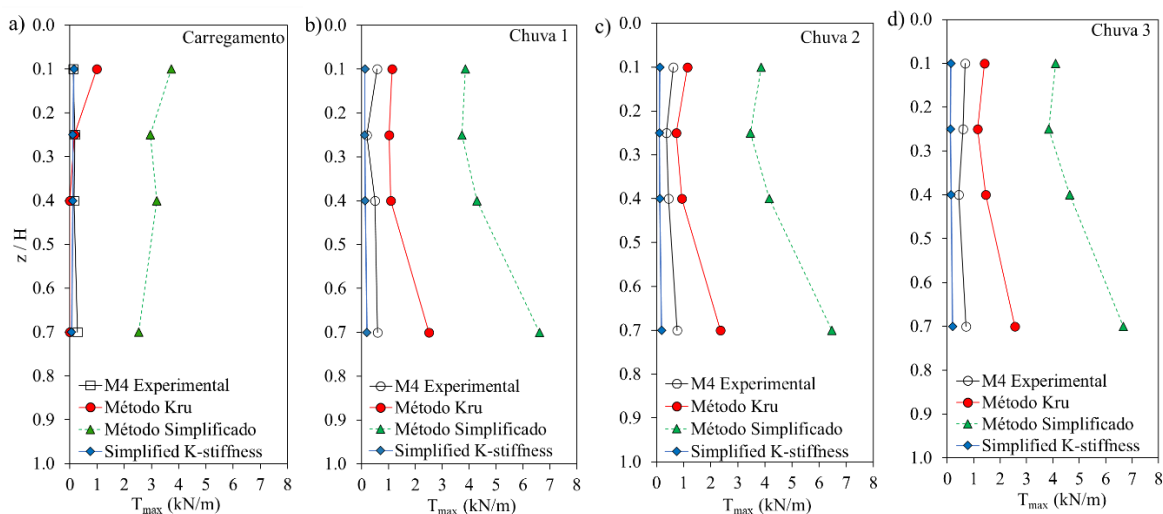


Figura 9.6: Estimativa cargas máximas no modelo físico M4: a) Carregamento; b) Chuva 1; c) Chuva 2; d) Chuva 3.

As cargas de tração estimadas por meio do método *Simplified K-stiffness* apresentaram valores ligeiramente inferiores aos resultados experimentais em todos os eventos avaliados. Essa subestimação pode ser atribuída, principalmente, ao elevado valor de coesão efetiva inicial do solo de aterro, aliado ao reduzido espaçamento vertical entre os reforços, que contribui para a menor deformação relativa entre camadas e menor mobilização da tração nos reforços. Além disso, os eventos de precipitação, embora tenham provocado uma redução na resistência ao cisalhamento do solo não saturado, exerceram impacto pouco significativo nas cargas de tração. Esse comportamento é consistente com aquele observado anteriormente no modelo físico 1, no qual as condições iniciais de sucção resultaram em menor variação nas forças mobilizadas. Ainda assim, as estimativas fornecidas pelo método *Simplified K-stiffness* apresentaram uma melhor correspondência com os resultados experimentais, tanto em termos de magnitude quanto na distribuição das cargas de tração ao longo da profundidade, especialmente quando comparadas às previsões obtidas pelo Método Simplificado, que superestimou significativamente os valores ao longo de todos os eventos.

As estimativas de carga de tração obtidas por meio do Método K_{ru} apresentaram boa concordância com os dados experimentais para o modelo físico 4, especialmente nas porções central e superior da estrutura. No estágio de carregamento, observa-se que o método previu valores nulos ou até negativos de tração ao longo de grande parte da altura da estrutura, o que indica que, sob as condições iniciais, as tensões atuantes não foram suficientemente para mobilizar cargas de tração nos reforços. Esse comportamento está diretamente associado à condição não saturada do solo de aterro nesse estágio inicial, combinada com a elevada coesão

efetiva, resultando em baixos coeficientes de empuxo e , conseqüentemente a não mobilização dos reforços. À medida que os eventos de chuva ocorreram, houve uma progressiva redução das tensões de sucção no interior da massa de solo, especialmente nas camadas inferiores, promovendo um aumento nas estimativas de carga de tração previstas pelo método. Esse efeito é observado nos eventos de Chuva 1, 2 e 3, nos quais nota-se o crescimento dos valores de tração nas regiões mais profundas, alinhando-se com o comportamento dos resultados experimentais. A correspondência nas regiões superior e central da estrutura ao longo dos diferentes eventos indica que o Método K_{ru} , ao incorporar o comportamento tensão-deformação do solo e a rigidez dos reforços, consegue capturar com realidade o desenvolvimento das cargas ao longo da profundidade.

Contudo, conforme destacado anteriormente, o método não contempla diretamente a influência da rigidez da face nem a variação da mobilização de esforços em função da posição relativa dos reforços em relação à base da estrutura, aspectos este que podem impactar as estimativas. Ainda assim, os resultados obtidos pelo Método K_{ru} mostraram-se coerentes com o comportamento observado nos ensaios, especialmente na evolução das cargas de tração em resposta ao processo de umedecimento. Os valores dos parâmetros estimados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 4 estão apresentados na Tabela 9.5 e os parâmetros utilizados no método *Simplified K-Stiffness* para todos os modelos físicos estão presentes na Tabela 9.6.

Tabela 9.5: Valores dos parâmetros utilizados pelo Método K_{ru} para o modelo físico 4.

Estágio	Reforço	σ^s (kPa)	R (Rowe)	E_t (kPa)	K_r	K_{ru}
Carregamento	R3	7.8	5.9	1645	0.227	0.024
	Ri	11.4	5.8	1830	0.232	0.005
	R2	12.7	5.8	1859	0.233	-0.003
	R1	20.7	5.8	1902	0.235	-0.053
Chuva 1	R3	7.2	5.9	1645	0.227	0.027
	Ri	7.7	5.8	1830	0.232	0.028
	R2	7.4	5.8	1859	0.233	0.031
	R1	1.2	5.8	1902	0.235	0.071
Chuva 2	R3	7.2	5.9	1645	0.227	0.027
	Ri	9.0	5.8	1830	0.232	0.020
	R2	8.0	5.8	1859	0.233	0.027
	R1	1.9	5.8	1902	0.235	0.067
Chuva 3	R3	6.2	5.9	1645	0.227	0.033
	Ri	7.2	5.8	1830	0.232	0.032

R2	5.8	5.8	1859	0.233	0.041
R1	1.0	5.8	1902	0.235	0.073

Tabela 9.6: Parâmetros utilizados no método *Simplified K-Stiffness*.

Modelo_Reforço	z (m)	S _{local} (kPa)	D _{tmax}	F _f	Φ _{global} ^c	Φ _{local} ^d	Φ _{fb}	Φ _{fs}
M1_R3	0.2	880	0.25	0.29 ^a	0.27	1.15	1.00	0.47 ^e
M1_R2	0.8	733	1.00	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e
M1_R1	1.4	733	1.00	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e
M2_R3	0.2	880	0.25	0.29 ^a	0.27	1.15	1.00	0.47 ^e
M2_R2	0.8	733	1.00	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e
M2_R1	1.4	733	1.00	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e
M3_R3	0.2	880	0.25	0.40 ^b	0.27	1.15	1.00	1.00 ^f
M3_R2	0.8	733	1.00	0.40 ^b	0.27	1.05	1.00	1.00 ^f
M3_R1	1.4	733	1.00	0.40 ^b	0.27	1.05	1.00	1.00 ^f
M4_R3	0.2	646	0.25	0.29 ^a	0.27	0.98	1.00	0.47 ^e
M4_Ri	0.5	753	0.63	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e
M4_R2	0.8	753	1.00	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e
M4_R1	0.8	753	1.00	0.29 ^a	0.27	1.05	1.00	0.47 ^e

^a Parâmetro de face F_f calculado h_{eff} = 0.20m, b = 0.15m, L = 1.0m e E = 25.000 MPa.

^b Parâmetro de face F_f calculado h_{eff} = 0.60m, b = 0.20m, L = 1.0m e E = 2.500 MPa.

^c Fator de rigidez de reforço global calculado α = 0.16 e β = 0.26.

^d Fator de rigidez de reforço local calculado a = 0.5.

^e Fator de rigidez de face calculado η = 0.57 e κ = 0.15.

^f Valor referência para faces flexíveis (Allen et al., 2015).

9.4 Estimativas de cargas de conexão

Estimativas para as cargas de conexão foram conduzidas usando os métodos descritos por Soong e Koerner (1997) e Wu (2001). Ambos os métodos assumem que a tensão lateral na face atinge o mesmo valor máximo, mas diferem na distribuição. A tensão lateral na face é calculada como presente na Eq. (9.42):

$$\sigma_{h,face} = K_a \cdot \gamma_r \cdot S_v \quad \text{Eq. (9.42)}$$

onde $\sigma_{h,face}$ = tensão lateral contra a face. Soong e Koerner (1997) propõem que a distribuição da tensão lateral se inicia em zero e aumenta linearmente em um padrão triangular até a profundidade do reforço. Em contraste, Wu (2001) sugere que a distribuição se inicia a um terço da tensão lateral máxima na face, aumenta para o valor máximo em $0.7 S_v$ de profundidade e então diminui para dois terços do máximo na profundidade do reforço. A Figura 9.7 ilustra as distribuições das tensões lateral obtidas de ambos os métodos. As cargas de conexão podem ser então determinadas a partir do cálculo da área sob o diagrama de tensão lateral atuante na face.

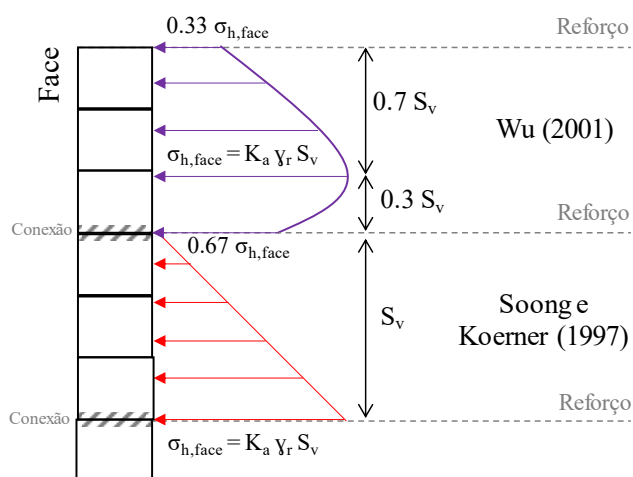


Figura 9.7: Distribuição das tensões laterais na face da ESRG.

A Figura 9.8 apresenta a distribuição das cargas de conexão calculadas usando os métodos de Soong e Koerner (1997) e Wu (2001) junto com aqueles estimados experimentalmente através das deformações presentes nas conexões da face em todos os modelos físicos. Vale ressaltar que as cargas de conexão calculadas usando o método de Wu (2001) foram aproximadamente 44% maiores do que as previstas por Soong e Koerner (1997). As cargas de tração de conexão para o modelo físico 1 estão presentes na Figura 10.8a. Inicialmente, os valores estimados pelos métodos corresponderam aos resultados experimentais durante os estágios de carregamento e Chuva 1 para o R1. No entanto, eventos de chuvas

subsequentes levaram ao aumento das cargas de conexão, superando as estimativas analíticas. Notavelmente, embora os valores experimentais tenham sido maiores, sua distribuição seguiu o mesmo padrão uniforme descrito pelos métodos analíticos. As porções central e superior do modelo apresentaram resultados experimentais superiores aos métodos em todos os eventos avaliados.

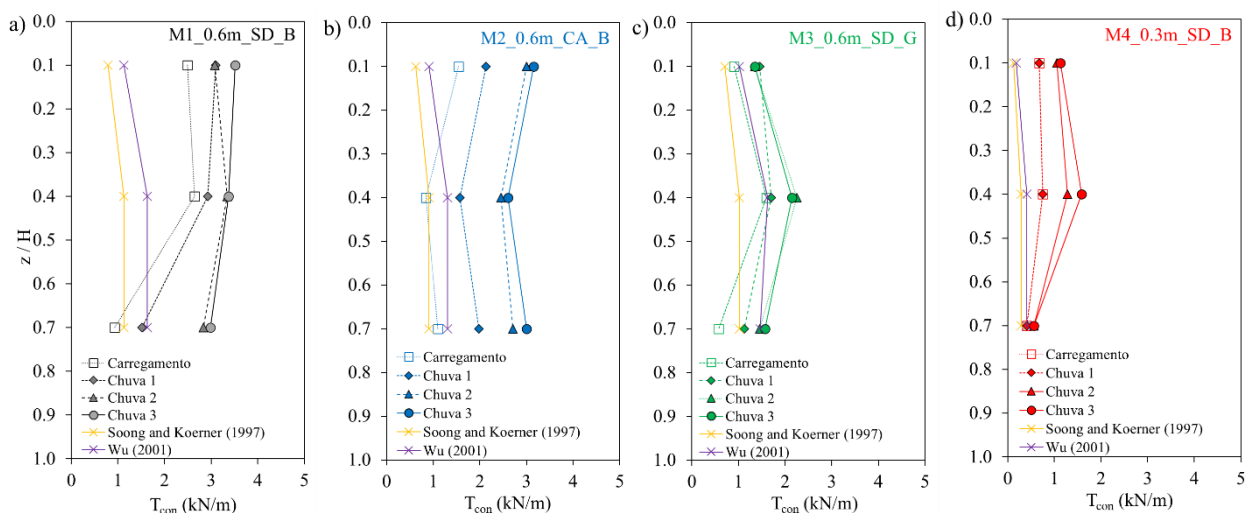


Figura 9.8: Estimativa das cargas na conexão: a) Modelo físico 1; b) Modelo físico 2; c) Modelo físico 3; d) Modelo físico 4.

De maneira semelhante ao observado anteriormente, o modelo físico M2, caracterizado pela presença de colchões de areia, apresentou estimativas de carga de conexão próximas aos valores experimentais obtidos nos reforços centrais e inferiores durante os estágios de carregamento inicial e chuva 1. No entanto, os eventos subsequentes de chuvas resultaram em um aumento expressivo das cargas de conexão, especialmente nas camadas superiores da estrutura. Esse comportamento pode ser atribuído à resposta hidráulica observada no modelo, conforme discutido no Capítulo 5, a qual indicou um breve acúmulo de água no interior da massa de solo reforçado durante os períodos de chuva. Além disso, o aumento progressivo das cargas de tração nas conexões também pode estar relacionado ao fenômeno *reinforcement down-drag*, conforme descrito por Morsy (2021) e Portelinha et al. (2024). No contexto de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, *reinforcement down-drag* refere-se à força vertical descendente exercida sobre o reforço na região próxima a face da estrutura, gerada por movimentos diferenciais entre o solo adjacente e os elementos de face. Esse mecanismo, geralmente induzido por recalques ou carregamentos externos, tende a ser mais pronunciado

em solos granulares e pode intensificar as solicitações nas conexões entre o reforço e os blocos segmentais.

A Figura 9.8c apresenta os resultados experimentais das cargas de conexão para o modelo físico 3, caracterizado pela utilização de face em gabião. Durante o estágio inicial de carregamento, os valores de tração permaneceram relativamente baixos e próximos àqueles estimados pelos métodos de Song e Koerner (1997) e Wu (2001). Essa concordância pode ser atribuída à flexibilidade da face em gabião, a qual influencia diretamente a mobilização de esforços nas conexões. Conforme discutido no Capítulo 6, as deformações observadas nos reforços inseridos na massa de solo foram superiores às deformações registradas na conexão com a face, evidenciando que a baixa rigidez da estrutura de contenção permitiu a acomodação da face sem a transferência de esforços significativos para a conexão. Como os métodos de Song e Koerner (1997) e Wu (2001) baseiam-se na teoria do empuxo ativo de Rankine, que pressupõe a mobilização total da resistência do solo de aterro, as estimativas analíticas tenderam a se aproximar dos valores observados no ensaio. Contudo, com a progressão dos eventos de chuvas, observou-se um aumento nas cargas de conexão. Essa elevação das solicitações provocou um descolamento dos resultados experimentais em relação às estimativas fornecidas pelos métodos analíticos, que não consideram os efeitos associados à infiltração de água.

Os resultados das cargas de conexão para o modelo físico 4, caracterizado pela utilização de blocos segmentais de concreto e pelo espaçamento vertical reduzido entre os reforços (0.3 m), são apresentados na Figura 10.8d. Durante o estágio de carregamento, os valores de tração nas conexões mantiveram-se baixos, refletindo a condição inicial de equilíbrio e o estado não saturado do solo de aterro. Neste estágio, os resultados experimentais mostraram-se relativamente próximos às estimativas fornecidas pelos métodos de Song e Koerner (1997) e Wu (2001), embora essas metodologias tenham subestimado os valores observados em ensaio. Com a progressão dos eventos de chuvas, foi observado um aumento contínuo das cargas de tração nas conexões, especialmente nas camadas inferiores da estrutura. Esse comportamento evidencia uma intensificação dos mecanismos de interação solo-reforço-face, induzida pela percolação de água e pela redução da sucção no interior da massa de solo reforçado. O aumento do teor de umidade e a consequente redistribuição das tensões promovem deslocamentos relativos entre o solo e os blocos de face, o que contribuiu diretamente para a elevação das cargas nas conexões. A crescente discrepância entre os valores experimentais e aqueles previstos pelos métodos analíticos ressalta as limitações destas abordagens em representar adequadamente os efeitos hidromecânicos decorrentes do processo de umidificação. Por

assumirem condições estáticas e mobilização plena do empuxo ativo, os métodos de Song e Koerner (1997) e Wu (2001) não contemplam os efeitos associados a redução da resistência devido a variação na sucção nem a ocorrência de movimentos diferenciais ao longo da face.

9.5 Conclusões

O presente capítulo apresentou uma análise detalhada da estimativa de cargas de tração em estruturas de solo reforçado com geogrelhas submetidas à ação de eventos de chuvas, com ênfase no comportamento em condição não saturada e na resposta dos diferentes modelos físicos. Foram comparadas as estimativas obtidas a partir de três métodos analíticos (Método K_{ru} , Método Simplificado e *Simplified K-Stiffness*), bem como a avaliação das cargas de conexão utilizando os métodos propostos por Song e Koerner (1997) e Wu (2001). Os resultados obtidos permitiram avaliar a adequação de cada abordagem frente às condições hidráulicas e mecânicas observadas nos modelos físicos. Com base nas análises desenvolvidas, destacam-se as seguintes conclusões:

- O Método Simplificado, amplamente empregado em diretrizes de projeto, apresentou valores significativamente superiores aos obtidos experimentalmente em todos os modelos físicos. Essa superestimação decorre da aplicação do empuxo ativo de Rankine sem considerar as condições de trabalho das estruturas, como rigidez do sistema ou os efeitos da condição não saturado do material de aterro;
- O Método K_{ru} , proposto neste trabalho, apresentou uma significativa correspondência com os resultados experimentais, especialmente durante os eventos de carregamento e os primeiros eventos de chuvas. A incorporação direta da tensão de sucção, do comportamento tensão-deformação do solo e da rigidez do reforço, conforme metodologia apresentada, permitiu estimativas realistas e condizentes com os resultados experimentais;
- O método *Simplified K-Stiffness*, apesar de empírico, demonstrou boa distribuição das cargas estimadas ao longo da altura das estruturas, mesmo que com valores ligeiramente inferiores aos experimentais. A formulação, calibrada com base em estruturas reais, mostrou-se particularmente eficaz para modelos com menor espaçamento vertical e faces rígidas;

- As cargas de conexão estimadas pelos métodos de Song e Koerner (1997) e Wu (2001) foram compatíveis com os resultados experimentais apenas no estágio inicial de carregamento. Os eventos de precipitação geraram incrementos nas cargas de conexão, especialmente nas camadas superiores, e os métodos analíticos passaram a subestimar os esforços mobilizados. A diferença está associada à não consideração da infiltração e do efeito de *reinforcement down-drag*;

Os resultados confirmam que modelos que consideram simultaneamente a rigidez do reforço, a compatibilidade de deformações e os efeitos da condição não saturada do solo de aterro são mais adequados à simulação do comportamento real de ESRG com solos finos. A formulação do Método K_{ru} , ao incorporar tais aspectos, mostrou-se mais representativa, enquanto métodos baseados apenas no empuxo ativo apresentaram desempenho conservador e menos aderente às condições reais de trabalho.

10 CONCLUSÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal investigar, por meio de ensaios experimentais em larga escala, o comportamento hidráulico-mecânico de muros de solo reforçado com geogrelhas construídos com solos finos quando submetidos a diferentes eventos climáticos intensos, como chuvas, estiagens e inundações. Para alcançar tal objetivo, foram estabelecidos objetivos específicos que compreenderam: analisar o comportamento hidráulico-mecânico de muros em solo reforçado em condições de chuva, avaliar a influência de sistemas de drenagem interna por colchões de areia, verificar a influência do tipo de face no desempenho das estruturas, estudar o efeito do espaçamento vertical entre reforços, realizar comparações entre diferentes configurações de muros frente a eventos de chuva e inundações, e propor uma metodologia de estimativa de cargas de tração considerando as condições não saturadas do solo de aterro e eventos de chuvas. Com base nos resultados apresentados e discutidos, as seguintes conclusões foram obtidas:

- Comportamento muro de referência sob chuvas: Os eventos de precipitação reduziram significativamente a sucção matricial e aumentaram o teor de umidade do solo, o que levou a incrementos nas cargas de tração dos reforços. Contudo, mesmo sob condições de próximas a saturação, a coesão efetiva do solo de aterro foi determinante para os baixos níveis de deformações registradas nas geogrelhas;
- Influência de colchões de areia: A inclusão de colchões de areia promoveu drenagem interna, reduzindo deslocamentos de face e redistribuindo esforços da conexão para a massa de solo. Não se observou a formação de barreiras capilares, e o desempenho hidráulico-mecânico global do muro foi superior em relação ao modelo de referência;
- Influência do tipo de face: O uso de face em gabião mostrou comportamento altamente drenante, favorecendo escoamento superficial e interno, mas resultou em maiores deslocamentos horizontais devido à menor rigidez. Essa flexibilidade ocasionou uma redistribuição dos esforços, com uma redução nas cargas mobilizadas nas conexões e aumentou nas deformações dos reforços inseridos na massa de solo;

- Influência do espaçamento vertical entre reforços: A redução do espaçamento vertical de 0.6 m para 0.3 m levou a uma redistribuição uniforme das tensões, menores deslocamentos da face e menores deformações nas conexões, mesmo utilizando geogrelhas de menor rigidez. Este comportamento demonstrou que o aumento na quantidade de reforços é uma estratégia eficaz para mitigar efeitos adversos de chuvas intensas;
- Comparações sob chuvas: A análise dos modelos evidenciou que a configuração com menor espaçamento entre reforços (M4) apresentou melhor desempenho global, enquanto o modelo com face em gabião apresentou maiores deslocamentos. A presença de drenagem interna (M2) e de face drenante (M3) alterou a dinâmica de infiltração, mas não foi suficiente para superar a eficiência mecânica obtida com o menor espaçamento vertical;
- Comparações sob inundações: As inundações geraram saturação progressiva do solo, afetando mais intensamente os modelos com elementos drenantes, que se tornaram vias preferenciais de entrada de água. O modelo M4 apresentou maior resiliência devido à maior densidade de reforços, enquanto a face em gabião (M3) apresentou maiores deslocamentos. Os resultados confirmaram que a rigidez da face e o espaçamento entre reforços foram fatores-chave para o desempenho estrutural sob inundação;
- Estimativa de cargas de tração: O método K_{ru} , proposto neste trabalho, apresentou significativa compatibilidade com os resultados experimentais, incorporando o efeito da condição não saturada e suas respectivas mudanças pelos eventos de chuvas. O método *Simplified K-Stiffness* também apresentou boa distribuição das cargas ao longo da altura, ainda que com valores ligeiramente inferiores aos medidos. Por fim, o método clássico de Rankine superestimou significativamente as cargas nos reforços;
- Efeitos da sucção e condição não saturada: Os resultados demonstraram que a sucção matricial exerceu papel fundamental no comportamento hidráulico-mecânico dos muros em solo reforçado. Mesmo sob eventos intensos, a condição não saturada conferiu rigidez ao solo de aterro, retardou a perda de resistência e a mobilização dos reforços. Isso sugere que análises de projeto devem considerar parâmetros de sucção e coesão efetiva, e não apenas a condição saturada;

- Avaliação da interação solo-reforço: As cargas de tração foram para os modelos M1 e M4, maiores nas conexões com a face do que na massa de solo, destacando a interface solo-reforço como zona crítica. O comportamento foi influenciado tanto pela rigidez do reforço quanto pela configuração geométrica, reforçando a necessidade de análises diferenciadas para o reforço e para a conexão;
- Todos os modelos apresentaram desempenho hidráulico-mecânico satisfatório, mesmo sob cenários críticos de chuvas e inundações. O desempenho foi significativamente influenciado pelo espaçamento vertical entre reforços e pela rigidez da face, enquanto a drenagem interna contribuiu para a redistribuição de esforços, mas não se mostrou tão eficaz quanto a redução do espaçamento entre reforços.

Apesar da abrangência experimental, este estudo apresenta limitações inerentes à utilização de modelos em larga escala. A geometria reduzida, a ausência de variação real de regimes pluviométricos de longo prazo e a restrição de condições de contorno se apresentam como as maiores limitações deste estudo. Além disso, apenas um tipo de solo fino foi avaliado, limitando a generalização dos resultados para diferentes materiais de aterro. A instrumentação, embora detalhada, também apresentou limitações quanto à distribuição espacial de algumas medições, especialmente nas interfaces solo-reforço.

Sugere-se a realização de estudos complementares com diferentes tipos de solos finos, ampliando a variabilidade de condições hidráulicas e mecânicas. Ensaios em campo, em escala real, devem ser conduzidos para validar e calibrar os resultados aqui obtidos em ambiente controlado. Ainda, a análise de regimes pluviométricos mais complexos deve ser avaliada, incluindo ciclos mais prolongados de umedecimento e secagem, bem como a investigação de soluções híbridas de reforço e drenagem, como geocompostos. Por fim, destaca-se a necessidade de avanços em métodos de cálculo que determinem a tração mobilizada na conexão com a face, fortalecendo a aplicação prática do método K_{ru} proposto nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS

AASHTO. LRFD Bridge design specifications. 9. ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020. 1661 p.

ABDI, M. R.; SADRNEJAD, A.; ARJOMAND, M. A. Strength enhancement of clay by encapsulating geogrids in thin layers of sand. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 27, n. 6, p. 447-455, 2009.

ABDI, M. R.; ZANDIEH, A. R. Experimental and numerical analysis of large scale pull out tests conducted on clays reinforced with geogrids encapsulated with coarse material. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 42, n. 5, p. 494-504, 2014.

ALBINO, U. D. R.; PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G.; FUTAI, M. M. Numerical simulation of infiltration into the fill of a wall reinforced with nonwoven geotextiles. *Computers and Geotechnics*, v. 108, p. 27-39, 2019.

ALBINO, U. R.; PORTELINHA, F. H. M.; FUTAI, M. M. Numerical simulation of a geotextile soil wall considering soil-atmosphere interaction. *Geosynthetics International*, v. 27, n. 4, p. 394-413, 2020.

ALEOTTI, P. A warning system for rainfall-induced shallow failures. *Engineering Geology*, v. 73, n. 3-4, p. 247-265, 2004.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Soil reinforcement loads in geosynthetic walls at working stress conditions. *Geosynthetics International*, v. 9, n. 5-6, p. 525-566, 2002.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Improved simplified method for prediction of loads in reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 141, n. 11, p. 04015049, 2015.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Performance of an 11 m high block-faced geogrid wall designed using the K-stiffness method. *Geosynthetics International*, London, v. 20, n. 2, p. 108-130, 2013. DOI: 10.1680/gein.13.00004.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Design and performance of 6.3-m-high, block-faced geogrid wall designed using K-stiffness method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 140, n. 1, art. 04013002, 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000997.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Soil reinforcement loads in geosynthetic walls at working stress conditions. *Geosynthetics International*, v. 9, n. 5-6, p. 525-566, 2002.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Improved simplified method for prediction of loads in reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 141, n. 11, p. 04015049, 2015.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Soil reinforcement loads in geosynthetic walls at working stress conditions. *Geosynthetics International*, v. 9, n. 5-6, p. 525-566, 2002.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J.; HOLTZ, R. D.; WALTERS, D.; LEE, W. F. A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40, n. 5, p. 976–994, 2003.

ARTHUR, J. R. F.; ROSCOE, K. H. An examination of the edge effects in plane-strain model earth pressure tests. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 6., 1965, Montreal. *Proceedings...* Montreal: ICSMFE, 1965. v. II, div. 3-6, p. 363–367.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de águas. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14545: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argiloso à carga variável. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16843. Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16840: Solo – Determinação do índice de vazios máximos de solos não-coesivos. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12569:2022 – Geotêxteis – Determinação da espessura. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12568:2022 – Geossintéticos – Determinação da massa por unidade de área. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 10319:2021 – Geossintéticos – Ensaio de tração de faixa larga. Rio de Janeiro, 2021

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15226:2022 – Geossintéticos – Determinação do comportamento de deformação e na ruptura, por fluência sob tração não confinada. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASTM D4643. Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Method. West Conshohocken: ASTM International, 2017.

ASTM INTERNATIONAL. ASTM D7181-20: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020.

BALAKRISHNAN, S.; VISWANADHAM, B. V. S. Centrifuge model studies on the performance of soil walls reinforced with sand-cushioned geogrid layers. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 47, n. 6, p. 803-814, 2019.

BATHURST, R. J.; WALTERS, D.; VLACHOPOULOS, N.; BURGESS, P.; ALLEN, T. M. Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. In: *Advances in transportation and geoenvironmental systems using geosynthetics*, 2000. p. 201-217.

BATHURST, R. J.; MIYATA, Y.; ALLEN, T. M. Facing displacements in geosynthetic reinforced soil walls. In: *Earth Retention Conference*, 3., 2010, [local da conferência, se conhecido]. *Anais...* p. 442-459.

BATHURST, R. J.; NAFTCHALI, F. M. Geosynthetic reinforcement stiffness for analytical and numerical modelling of reinforced soil structures. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 49, n. 4, p. 921–940, 2021.

BATHURST, R. J.; VLACHOPOULOS, N.; WALTERS, D. L.; BURGESS, P. G.; ALLEN, T. M. The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 43, n. 12, p. 1225-1237, 2006.

BATHURST, R. J.; NERNHEIM, A.; WALTERS, D. L.; ALLEN, T. M.; BURGESS, P.; SAUNDERS, D. D. Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, London, v. 16, n. 1, p. 43–59, 2009. DOI: 10.1680/gein.2009.16.1.43.

BATHURST, R. J.; HATAMI, K. Seismic response analysis of reinforced soil segmental walls. *Geosynthetics International*, [S.l.], v. 5, n. 1-2, p. 127–166, 1998. DOI:

BATHURST, R. J.; MIYATA, Y.; NERNHEIM, A.; ALLEN, A. M. Refinement of K-stiffness method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, v. 15, n. 4, p. 269–295, 2008.

BENJAMIM, C. V. dos S.; BUENO, B. de S.; ZORNBERG, J. G. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. *Geosynthetics International*, v. 14, n. 2, p. 100–118, 2007.

BERG, Ryan R.; CHRISTOPHER, Barry Rodney; SAMTANI, Naresh C. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Washington, DC: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 2009.

BHATTACHERJEE, D.; VISWANADHAM, B. V. S. Centrifuge model studies on performance of hybrid geosynthetic–reinforced slopes with poorly draining soil subjected to rainfall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 145, n. 12, p. 04019108, 2019.

BHATTACHERJEE, D.; VISWANADHAM, B. V. S. Numerical studies on the performance of hybrid-geosynthetic-reinforced soil slopes subjected to rainfall. *Geosynthetics International*, v. 22, n. 6, p. 411-427, 2015.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, v. 106, n. 39, p. 859–863, 1959.

BOUAZZA, A.; ZORNBERG, J.; MCCARTNEY, J. S.; SINGH, R. M. Unsaturated geotechnics applied to geoenvironmental engineering problems involving geosynthetics. *Engineering Geology*, v. 165, p. 143-153, 2013.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills: BS 8006-1:2010. London: BSI, 2010.

BUENO, B. S.; BENJAMIM, C. V. S.; ZORNBERG, J. G. Field performance of a full-scale retaining wall reinforced with nonwoven geotextiles. In: *SLOPES AND RETAINING STRUCTURES UNDER SEISMIC AND STATIC CONDITIONS*, 2005. p. 1-9.

BUI VAN, D.; CHINKULKIJNIWAT, A.; HORPIBULSUK, S.; YUBONCHIT, S.; LIMRAT, I.; ARULRAJAH, A.; JOTHITYANGKOON, C. Steady flow in mechanically stabilised earth walls using marginal soils with geocomposites. *Geosynthetics International*, v. 24, n. 6, p. 590-606, 2017.

CAI, X.; ZHANG, S.; LI, S.; XU, H.; HUANG, X.; ZHU, C.; LIU, X. Dynamic characteristics of reinforced soil retaining wall with composite gabion based on time domain identification method. *Sustainability*, v. 14, n. 23, p. 16321, 2022. DOI: <https://doi.org/10.3390/su142316321>.

CAINE, N. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows. *Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography*, v. 62, n. 1-2, p. 23-27, 1980.

CARVALHO, P. A. S.; PEDROSA, J. A. B. A.; WOLLE, C. M. Aterro reforçado com geotêxtil – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 8., 1986, Porto Alegre. Anais... São Paulo: ABMS, 1986. p. 169-178.

CHANG, C.C.; CHENG, D.H. Predicting the soil water retention curve from the particle size distribution based on a pore space geometry containing slit-shaped spaces. *Hydrology and Earth System Sciences*, v. 22, n. 9, p. 4621-4632, 2018.

CHEN, H. T.; HUNG, W. Y.; CHANG, C. C.; CHEN, Y. J.; LEE, C. J. Centrifuge modeling test of a geotextile-reinforced wall with a very wet clayey backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 25, n. 6, p. 346-359, 2007.

CHENG, L.; AGHAKOUCHAK, A. Nonstationary precipitation intensity-duration-frequency curves for infrastructure design in a changing climate. *Scientific Reports*, v. 4, n. 1, p. 1-6, 2014.

CHRISTOPHER, B. R.; ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. Design guidance for reinforced soil structures with marginal soil backfills. In: *Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, Georgia, v. 2, n. 6, p. 797-804, mar. 1998.

CHRISTOPHER, B. R. et al. Reinforced soil structures. Volume 1: Design and construction guidelines (Report No. FHWA-RD-89-043). Washington, D.C.: Federal Highway Administration (FHWA), 1990.

COOLEY, D.; PERIODS, R.; CHANGE, R. L. U. C. Extremes in a changing climate: detection, analysis and uncertainty. p. 97-114, 2013.

CROZIER, M. J. Deciphering the effect of climate change on landslide activity: a review. *Geomorphology*, v. 124, n. 3-4, p. 260-267, 2010.

DAMIANS, I. P.; BATHURST, R. J.; JOSA, A.; LLORET, A. Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 8, n. 3, p. 247-259, 2014.

DHANYA, K. A.; DIVYA, P. V. Hydro-mechanical behaviour of composite-geosynthetic-reinforced soil walls with marginal lateritic backfills through instrumented model tests. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 53, n. 1, p. 474-495, 2025.

DUNCAN, J. M. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil. *Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GT/80-01*, 1980.

DURNER, W. Le Livre Du Seigle. *Water Resources Research*, v. 30, n. 2, p. 211-223, 1994.

EHRlich, M.; VIDAL, D.; CARVALHO, P. A. Performance of two geotextile reinforced soil slopes. In: *INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANIS*, 1997, Rio de Janeiro. *Proceedings*. Rotterdam: Balkema, 1997. p. 415-420.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H.; SARAMAGO, R. P. Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 34, p. 108-115, 2012.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 40, p. 28-36, 2013.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. A simplified working stress design method for reinforced soil walls. *Géotechnique*, v. 66, n. 10, p. 854–863, 2016.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 4, p. 625–645, 1994.

EHRlich, M.; BECKER, L. Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

ESMAILI, D.; HATAMI, K.; MILLER, G. A. Influence of matric suction on geotextile reinforcement-marginal soil interface strength. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 42, n. 2, p. 139-153, 2014.

FARRAG, Khalid; ABU-FARSAKH, Murad; MORVANT, Mark. Stress and strain monitoring of reinforced soil test wall. *Transportation Research Record*, v. 1868, n. 1, p. 89–99, 2004.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, 2009

FUKUSHIMA, S.; TATSUOKA, F. Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, v. 24, n. 4, p. 30–48, 1984.

GARCIA, E. F.; GALLAGE, C. P. K.; UCHIMURA, T. Function of permeable geosynthetics in unsaturated embankments subjected to rainfall infiltration. *Geosynthetics International*, v. 14, n. 2, p. 89–99, 2007.

GEORGIADIS, K.; POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. Modelling the shear strength of soils in the general stress space. *Computers and Geotechnics*, v. 31, n. 5, p. 357–364, 2004.

HAO, Z.; AGHAKOUCHAK, A.; PHILLIPS, T. J. Changes in concurrent monthly precipitation and temperature extremes. *Environmental Research Letters*, v. 8, n. 3, p. 034014, 2013.

HATAMI, K.; ESMAILI, D.; CHAN, E. C.; MILLER, G. A. Moisture reduction factors for shear strength of unsaturated reinforced embankments. *International Journal of Geomechanics*, v. 16, n. 6, p. D4016001, 2016.

HATAMI, K.; ESMAILI, D. Unsaturated soil–woven geotextile interface strength properties from small-scale pullout and interface tests. *Geosynthetics International*, v. 22, n. 2, p. 161–172, 2015.

HEAD, K. H. *Manual of Soil Laboratory Testing*, vol. 3. London: Pentech Press, 1986.

HELWANY, M. B.; TATSUOKA, F.; TATEYAMA, M.; KOJIMA, K. Effects of facing rigidity on the performance of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. *Soils and Foundations*, v. 36, n. 1, p. 27-38, 1996.

HILF, J. W. An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils. 1956. 109 f. PhD thesis — Faculty of Graduate School, University of Colorado, Denver, 1956.

HONG, M.; KIM, J.; JEONG, S. Rainfall intensity-duration thresholds for landslide prediction in South Korea by considering the effects of antecedent rainfall. *Landslides*, v. 15, n. 3, p. 523-534, 2018.

HOSSAIN, M. S.; KIBRIA, G.; KHAN, M. S.; HOSSAIN, J.; TAUFIQ, T. Effects of backfill soil on excessive movement of MSE wall. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 26, n. 6, p. 793-802, 2012.

INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE – IPCC. Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group 1 to Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. In press, 2021.

IRYO, T.; ROWE, R. K. Numerical study of infiltration into a soil–geotextile column. *Geosynthetics International*, v. 11, n. 5, p. 377–389, 2004.

IRYO, T.; ROWE, R. K. Infiltration into an embankment reinforced by nonwoven geotextiles. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 42, n. 4, p. 1145–1159, 2005.

JAKOB, D.; AGHAKOUCHAK, A.; EASTERLING, D.; HSU, K.; SCHUBERT, S.; SOROOSHIAN, S. Extremes in a changing climate. *Extremes in a Changing Climate*, v. 65, p. 347-361, 2013.

JAYANANDAN, M.; VISWANADHAM, B. V. S. Geogrid reinforced soil walls with marginal backfills subjected to rainfall: numerical study. *Indian Geotechnical Journal*, v. 50, n. 2, p. 238-251, 2020.

JAYANANDAN, A.; VISWANADHAM, B. V. S. Evaluation of the behavior of geogrid-reinforced soil walls subjected to rainfall through centrifuge model tests. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 51, n. 6, art. 100927, 2023. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2023.100927.

JIANG, Y.; HAN, J.; PARSONS, R. L.; BRENNAN, J. J. Field instrumentation and evaluation of modular-block MSE walls with secondary geogrid layers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 142, n. 12, p. 05016002, 2016.

JIANG, Y.; HAN, J.; PARSONS, R. L.; BRENNAN, J. J. Field instrumentation and evaluation of modularblock MSE walls with secondary geogrid layers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 142, n. 12, art. 05016002, dez. 2016.

KANDALAI, S.; JOHN, N. J.; PATEL, A. Effects of climate change on geotechnical infrastructures—state of the art. *Environmental Science and Pollution Research*, v. 30, n. 7, p. 16878-16904, 2023.

KATZ, R. W. Statistics of extremes in climate change. *Climatic Change*, v. 100, n. 1, p. 71-76, 2010.

KIM, W. S.; BORDEN, R. H. Numerical simulation of MSE wall behavior induced by surface-water infiltration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 139, n. 12, p. 2110-2124, 2013.

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R. The importance of drainage control for geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth walls. *Journal of GeoEngineering*, v. 6, n. 1, p. 3-13, 2011.

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R. A data base, statistics and recommendations regarding 171 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 40, p. 20-27, 2013.

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R. An extended data base and recommendations regarding 320 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46, n. 6, p. 904-912, 2018.

KOERNER, R. M.; SOONG, T. Y. Geosynthetic reinforced segmental retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 19, n. 6, p. 359-386, 2001.

KONGKITKUL, W.; HIRAKAWA, D.; TATSUOKA, F.; KANEMARU, T. Effects of geosynthetic reinforcement type on the strength and stiffness of reinforced sand in plane strain compression. *Soils and Foundations*, v. 47, n. 6, p. 1109–1122, 2007.

KOSEKI, Junichi; SHIBUYA, Satoru. Mitigation of disasters by earthquakes, tsunamis, and rains by means of geosynthetic-reinforced soil retaining walls and embankments. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, [S.l.], v. 1, p. 231–261, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1007/s40515-014-0017-6>.

KUNKEL, K. E. et al. Monitoring and understanding trends in extreme storms: State of knowledge. *Bulletin of the American Meteorological Society*, v. 94, n. 4, p. 499-514, 2013.

KUROKAWA, Masahiro et al. Study on reinforcing effect of gabion wall facing with reinforcing materials during flooding using open-channel experiments. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, [S.l.], v. 12, n. 5, p. 1–21, 2025. DOI: .

LADE, P.; LEE, K. L. *Engineering properties of soils*. Berkeley: Mechanics and Structures Department, School of Engineering and Applied Science, University of California, 1976.

LEONARDS, G. A.; FROST, J. D.; BRAY, J. D. Collapse of geogrid-reinforced retaining structure. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 8, n. 4, p. 274-292, nov. 1994.

LESHCHINSKY, D.; KANG, B.; HAN, J.; LING, H. Framework for limit state design of geosynthetic-reinforced walls and slopes. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, v. 1, n. 2, p. 129-164, 2014.

LESHCHINSKY, D. On global equilibrium in design of geosynthetic reinforced walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 3, p. 309–315, 2009.

LESHCHINSKY, D.; VAHEDIFARD, F. Impact of toe resistance in reinforced masonry block walls: design dilemma. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 138, n. 2, p. 236–240, 2012.

LI, Z. W.; YANG, X. L. Stability of 3D slope under steady unsaturated flow condition. *Engineering Geology*, v. 242, p. 150–159, 2018.

LINHARES, R. M.; MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Evaluation of the effect of surcharge on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Transportation Geotechnics*, v. 31, p. 100634, 2021.

LIU, C.-N.; YANG, K.-H.; HO, Y.-H.; CHANG, C.-M. Lessons learned from three failures on a high steep geogrid-reinforced slope. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 34, p. 131–143, 2012.

LIU, H.; WON, M. S. Stress dilatancy and reinforcement load of vertical-reinforced soil composite: Analytical method. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 140, n. 3, p. 630–639, 2014.

LIU, H. Required reinforcement stiffness for vertical geosynthetic-reinforced-soil walls at strength limit state. *Géotechnique*, v. 66, n. 5, p. 424–434, 2016.

LIU, H.; YANG, G.; HUNG, C. Analyzing reinforcement loads of vertical geosynthetic-reinforced soil walls considering toe restraint. *International Journal of Geomechanics*, v. 17, n. 6, p. 04016140, 2017.

LU, N.; LIKOS, W. J. *Unsaturated soil mechanics*. New York: Wiley, 2004.

LU, N.; GODT, J. W.; WU, D. T. A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil. *Water Resources Research*, v. 46, n. 5, p. W05515, 2010.

LU, N.; LIKOS, W. J. Suction stress characteristic curve for unsaturated soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 2, p. 131–142, 2006.

LU, N.; KIM, T. H.; STURE, S.; LIKOS, W. J. Tensile strength of unsaturated sand. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 135, n. 12, p. 1410–1419, 2009.

LU, N.; GODT, J. Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions. *Water Resources Research*, v. 44, n. 11, 2008.

MCCARTNEY, J. S.; KUHN, J. A.; ZORNBERG, J. G. Geosynthetic drainage layers in contact with unsaturated soils. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Amsterdam: IOS Press, 2005.

MAMAGHANIAN, J.; VISWANADHAM, B. V. S.; RAZEGHI, H. R. Centrifuge model studies on geocomposite reinforced soil walls subjected to seepage. *Geosynthetics International*, v. 26, n. 4, p. 371-387, 2019.

MATSUOKA, H.; NAKAI, T. Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, v. 1974, n. 232, 1974.

MCCARTNEY, J. S.; ZORNBERG, J. G. Effects of infiltration and evaporation on geosynthetic capillary barrier performance. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 47, n. 11, p. 1201-1213, 2010.

MELILLO, J. M.; RICHMOND, T. T.; YOHE, G. Climate change impacts in the United States. *Third National Climate Assessment*, p. 150-174, 2014.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. *Geotextiles and Geomembranes, London*, v. 45, n. 1, p. 67-76, jan. 2017. DOI: 10.1680/jgeen.23.00048.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M.; DIEGUEZ, C. Evaluation of the combined effect of toe resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes, [S.l.]*, v. 44, n. 3, p. 287-294, 2016.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. *Geotextiles and Geomembranes, [S.l.]*, v. 45, n. 1, p. 67-76, 2017.

MITCHELL, J. K.; ZORNBERG, J. G. Reinforced soil structures with poorly draining backfills part II: case histories and applications. *Geosynthetics International*, v. 2, n. 1, p. 265-307, 1995.

MIYATA, Y.; SHINODA, M. A case study of damages of geogrid reinforced soil walls triggered by rainfall. In: *Proceedings of the 6th Asian Regional Conference on Geosynthetics: Geosynthetics for Infrastructure Development, 2016, [local desconhecido]*. p. 450-454.

MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. Development of the K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c- ϕ soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 44, n. 12, p. 1391-1416, 2007.

MIYATA, Yoshihisa; BATHURST, Richard J. Development of the K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c- ϕ soils. *Canadian Geotechnical Journal, Ottawa*, v. 44, n. 12, p. 1391-1416, 2007.

MORSY, A. M.; ZORNBERG, J. G.; LESHCHINSKY, D.; HAN, J. Soil-reinforcement interaction: effect of reinforcement spacing and normal stress. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 145, n. 12, art. 04019115, dez. 2019.

MORSY, A. M.; ZORNBERG, J. G.; LESHCHINSKY, D.; CHRISTOPHER, B. R.; HAN, J.; TANYU, B. F. Experimental evaluation of the interaction among neighboring reinforcements in geosynthetic reinforced soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 146, n. 10, art. 04020107, out. 2020.

MORSY, Amr M. Analytical framework for prediction of facing connection loads in reinforced soil walls considering reinforcement downdrag. *Transportation Geotechnics*, v. 30, p. 100537, 2021.

MUALEM, Y. A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, v. 12, p. 513-522, 1976.

NCMA. Design manual for segmental retaining walls. *Geosynthetics*, v. 32, n. 1, 2010.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Editora Villibor, 1995.

NUNES, G. B.; PORTELINHA, F. H. M.; FUTAI, M. M.; YOO, C. Numerical study of the impact of climate conditions on stability of geocomposite and geogrid reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 50, n. 4, p. 807–824, 2022.

OKE, T. R. *Guide to Instruments and Methods of Observation*. Geneva: World Meteorological Organization, 2018. 426 p. (WMO-No. 8).

PALMEIRA, Ennio M.; GARDONI, Maria G. Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 20, n. 2, p. 97-115, 2002.

PEARCE, W.; HOLMBERG, K.; HELLSTEN, I.; NERLICH, B. Climate change on Twitter: topics, communities and conversations about the 2013 IPCC Working Group 1 report. *PLoS ONE*, v. 9, n. 4, p. e94785, 2014.

PESSOA, T. N.; BOVI, R. C.; NUNES, M. R.; COOPER, M.; UTEAU, D.; PETH, S.; LIBARDI, P. L. Clay mineral composition drives soil structure behavior and the associated physical properties in Brazilian Oxisols. *Geoderma Regional*, v. 38, e00837, 2024.

PHAM, T. A.; HASHEMI, A.; SUTMAN, M.; MEDERO, G. M. Effect of temperature on the soil–water retention characteristics in unsaturated soils: Analytical and experimental approaches. *Soils and Foundations*, v. 63, n. 3, p. 101301, 2023.

PLÁCIDO, R.; PORTELINHA, F. H. M.; FUTAI, M. M. Field and laboratory time-dependent behaviors of geotextiles in reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, v. 25, n. 2, p. 215-229, 2018.

PORTELINHA, F. H. M.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Performance of nonwoven geotextile-reinforced walls under wetting conditions: laboratory and field investigations. *Geosynthetics International*, v. 20, n. 2, p. 90-104, 2013.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G.; PIMENTEL, V. Field performance of retaining walls reinforced with woven and nonwoven geotextiles. *Geosynthetics International*, v. 21, n. 4, p. 270-284, 2014.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 45, n. 3, p. 211-226, 2017.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G.; PIMENTEL, V. Field performance of retaining walls reinforced with woven and nonwoven geotextiles. *Geosynthetics International*, v. 21, n. 4, p. 270-284, 2014.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 45, n. 3, p. 211-226, 2017.

PORTELINHA, F. H. M.; FIGUEIREDO, P. V. C.; ZORNBERG, J. G. Experimental evaluation of geosynthetic-modular block connection loads. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 52, n. 4, p. 574-584, 2024.

PORTELINHA, F. H. M.; SANTOS, M. C.; FUTAI, M. M. A laboratory evaluation of reinforcement loads induced by rainfall infiltration in geosynthetic mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 49, n. 5, p. 1427-1439, 2021.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 45, n. 3, p. 211-226, 2017.

RAHARDJO, H.; KIM, Y.; GOFAR, N.; SATYANAGA, A. Analyses and design of steep slope with GeoBarrier system (GBS) under heavy rainfall. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 48, n. 2, p. 157-169, 2020.

RAHIMI, A.; RAHARDJO, H.; LEONG, E.-C. Effect of antecedent rainfall patterns on rainfall-induced slope failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 137, n. 5, p. 483-491, 2011.

RAISINGHANI, D. V.; VISWANADHAM, B. V. S. Evaluation of permeability characteristics of a geosynthetic-reinforced soil through laboratory tests. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 28, n. 6, p. 579-588, 2010.

RAISINGHANI, D. V.; VISWANADHAM, B. V. S. Centrifuge model study on low permeable slope reinforced by hybrid geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 29, n. 6, p. 567-580, 2011.

RAZEGHI, H. R.; VISWANADHAM, B. V. S.; MAMAGHANIAN, J. Centrifuge and numerical model studies on the behaviour of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without geocomposite layers. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 47, n. 5, p. 671-684, 2019.

RICCIO, M.; EHRLICH, M.; DIAS, D. Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 42, n. 2, p. 127-138, 2014.

RICCIO, F. M. V. Comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais. In: *TERRITÓRIO, meio ambiente e conflitos: estudo de caso do Parque Nacional da Restinga de Jurubatiba*. [S.l.]: [s.n.], 2007.

RICHARDSON, G. N. Fundamental mistakes in slope design. *Geotechnical Fabrics Report*, v. 15, n. 2, p. 15-17, 1997.

ROBINSON, J. D.; VAHEDIFARD, F.; AGHAKOUCHAK, A. Rainfall-triggered slope instabilities under a changing climate: comparative study using historical and projected precipitation extremes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 54, n. 1, p. 117-127, 2017.

ROWE, P. W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, v. 269, n. 1339, p. 500-527, 1962.

ROWE, P. W. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct. *Geotechnique*, v. 19, n. 1, p. 75-86, 1969.

ROWE, P. W.; OATES, D. B.; SKERMER, N. A. The stress-dilatancy performance of two clays. In: *LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS*. ASTM International, 1963.

SANTOS, Eder C. G.; PALMEIRA, Ennio M.; BATHURST, Richard J. Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 39, p. 9-19, 2013.

SANTOS, E. C. G.; PALMEIRA, E. M.; BATHURST, R. J. Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 39, p. 9-19, 2013.

SANTOS, E. C. G.; PALMEIRA, E. M.; BATHURST, R. J. Performance of two geosynthetic reinforced walls with recycled construction waste backfill and constructed on collapsible ground. *Geosynthetics International*, v. 21, n. 4, p. 256-269, 2014.

SCOTT, J. D.; SEGO, D. C.; HOFMANN, B. A.; RICHARDS, E. A.; BURCH, E. R. Design of the Devon Geogrid Test Fill. In: *PROCEEDINGS OF GEOSYNTHETICS '87*, New Orleans, LA, USA, February 1987. IFAI, 1987. v. 1, p. 157-168.

SEGO, D. C.; SCOTT, E. A.; RICHARDS, E. A.; LIU, Y. Performance of a Geogrid in a Cohesive Soil Test Embankment. In: *PROCEEDINGS OF FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS*, The Hague, Netherlands, May 1990. Rotterdam: Balkema, 1990. v. 1, p. 67-72.

SHAHROKHABADI, S.; et al. Earth pressure profiles in unsaturated soils under transient flow. *Engineering Geology*, v. 260, p. 105218, 2019.

SHIBUYA, S.; KAWAGUCHI, T.; CHAE, J. Failure of reinforced earth as attacked by typhoon No. 23 in 2004. *Soils and Foundations*, v. 47, n. 1, p. 153-160, 2007.

SOONG, T.-Y.; KOERNER, R. M. On the required connection strength of geosynthetically reinforced walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 15, n. 4–6, p. 377–393, 1997.

STORMONT, J. C.; MORRIS, C. E. Characterization of unsaturated nonwoven geotextiles. In: *Advances in Unsaturated Geotechnics*. p. 153–164, 2000.

TAN, S. A. et al. Large-scale drainage behaviour of composite geotextile and geogrid in residual soil. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 19, n. 3, p. 163-176, 2001.

TATSUOKA, F.; YAMAUCHI, H. A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 4, n. 3–4, p. 241–268, 1986.

TATSUOKA, F.; MURATA, O.; TATEYAMA, M.; NAKAMURA, K.; TAMURA, Y.; LING, H. I.; IWASAKI, K.; YAMAUCHI, H. Reinforcing steep clay slopes with a non-woven geotextile. In: MCGOWN, A.; YEO, K.; ANDRAWES, K. Z. (Ed.). *Performance of Reinforced Soil Structures. Proceedings of the International Reinforced Soil Conference held in Glasgow, Scotland, September 1990*. London: Thomas Telford, 1991. p. 141-146.

TATSUOKA, F. Keynote lecture: roles of facing rigidity in soil reinforcing. In: *INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON EARTH REINFORCEMENT PRACTICE, 1993*, Fukuoka. *Proceedings*, v. 2. Edited by H. Ochiai, S. Hayashi, and J. Otani. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 801–830.

TATSUOKA, F.; SIDDIQUEE, M. S.; PARK, C.; SAKAMOTO, M.; ABE, F. Modelling stress-strain relations of sand. *Soils and Foundations*, v. 33, n. 2, p. 60–81, 1993.

TEJA, T. S.; DIKSHIT, A.; SATYAM, N. Determination of rainfall thresholds for landslide prediction using an algorithm-based approach: Case study in the Darjeeling Himalayas, India. *Geosciences*, v. 9, n. 7, p. 302, 2019.

TERLIEN, M. T. The determination of statistical and deterministic hydrological landslide-triggering thresholds. *Environmental Geology*, v. 35, n. 2, p. 124-130, 1998.

THUO, J. N.; YANG, K. H.; HUANG, C. C. Infiltration into unsaturated reinforced slopes with nonwoven geotextile drains sandwiched in sand layers. *Geosynthetics International*, v. 22, n. 6, p. 457-474, 2015.

THUO, J. N.; YANG, K. H.; HUANG, C. C. Infiltration into unsaturated reinforced slopes with nonwoven geotextile drains sandwiched in sand layers. *Geosynthetics International*, v. 22, n. 6, p. 457–474, 2015.

TOWNSEND, F. C. Geotechnical characteristics of residual soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 1, p. 77-94, 1985.

TSAI, T.-L.; WANG, J.-K. Examination of influences of rainfall patterns on shallow landslides due to dissipation of matric suction. *Environmental Earth Sciences*, v. 63, n. 1, p. 65-75, 2011.

UNNIKRISHNAN, N.; RAJAGOPAL, K.; KRISHNASWAMY, N. R. Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 20, n. 2, p. 117-133, 2002.

VAHEDIFARD, F.; TEHRANI, F. S.; GALAVI, V.; RAGNO, E.; AGHAKOUCHAK, A. Resilience of MSE walls with marginal backfill under a changing climate: Quantitative assessment for extreme precipitation events. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 143, n. 9, p. 04017056, 2017.

VAHEDIFARD, F.; MORTEZAEI, K.; LESHCHINSKY, B. A.; LESHCHINSKY, D.; LU, N. Role of suction stress on service state behavior of geosynthetic-reinforced soil structures. *Transportation Geotechnics*, v. 8, p. 45-56, 2016.

VAHEDIFARD, F.; LESHCHINSKY, B. A.; MORTEZAEI, K.; LU, N. Active earth pressures for unsaturated retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 141, n. 11, p. 04015048, 2015.

VAHEDIFARD, F.; et al. Resilience of MSE walls with marginal backfill under a changing climate: quantitative assessment for extreme precipitation events. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 143, n. 9, p. 04017056, 2017.

VAHEDIFARD, F.; MORTEZAEI, K.; LESHCHINSKY, B. A.; LESHCHINSKY, D.; LU, N. Role of suction stress on service state behavior of geosynthetic-reinforced soil structures. *Transportation Geotechnics*, v. 8, p. 45–56, 2016.

VAHEDIFARD, F.; LESHCHINSKY, B. A.; SEHAT, S.; LESHCHINSKY, D. Impact of cohesion on seismic design of geosynthetic-reinforced earth structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 140, n. 6, p. 04014016, 2014.

VAHEDIFARD, F.; et al. Active earth pressures for unsaturated retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 141, n. 11, p. 04015048, 2015.

VAHEDIFARD, F.; et al. Resilience of MSE walls with marginal backfill under a changing climate: quantitative assessment for extreme precipitation events. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 143, n. 9, p. 04017056, 2017.

VAN GENUCHTEN. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity. *Soil Science of America Journal*, v. 44, n. 5, p. 892–898, 1980.

VIBHA, S.; DIVYA, P. V. Performance of geosynthetic reinforced MSE walls with marginal backfills at the onset of rainfall infiltration. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, v. 7, n. 1, p. 9, 2021.

VIDAL, D.; CARVALHO, P. A. S.; EHRLICH, M.; SILVIA, L. F. M. Analysis of a reinforced soil structure through laboratory tests and field instrumentation. In: BRAZILIAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS, 1990, Salvador, BA. Proceedings. v. 1, p. 35–37.

VISWANADHAM, B. V. S.; RAZEGHI, H. R.; MAMAGHANIAN, J.; MANIKUMAR, C. H. S. G. Centrifuge model study on geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without chimney sand drain. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 45, n. 5, p. 430-446, 2017.

WANG, Y.; NAZEM, M.; SMITH, J. V. Effect of dimension variables on the behaviour of slopes stabilised by an integrated method combining gabion-faced geogrid-reinforced retaining wall with embedded piles. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, [S.l.], v. 8, n. 5, p. 65, 2022. DOI: <https://doi.org/10.1007/s40891-022-00411-0>.

WANG, L.; LIU, H.; WANG, C. Earth pressure coefficients for reinforcement loads of vertical geosynthetic-reinforced soil retaining walls under working stress conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46, n. 4, p. 486–496, 2018.

WANG, L.; WANG, C.; LIU, H.; HUNG, C. One-step analytical method for required reinforcement stiffness of vertical reinforced soil wall with given factor of safety on backfill soil. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 49, n. 1, p. 343–350, 2021.

WATANABE, K.; NAKAJIMA, S.; FUJII, K.; MATSUURA, K.; KUDO, A.; NONAKA, T.; AOYAGI, Y. Development of geosynthetic-reinforced soil embankment resistant to severe earthquakes and prolonged overflows due to tsunamis. *Soils and Foundations*, v. 60, n. 6, p. 1371–1386, 2020.

WAYNE, M. H.; PETRASIC, K. W.; WILCOSKY, E.; RAFTER, T. J. An innovative use of a nonwoven geotextile in the restoration of ennsylvania R. In: GEOFILTER '9. Proceedings, Montreal, Canada, 1996. p. 513-521.

WESLEY, L. D. *Geotechnical engineering in residual soils*. Hoboken: John Wiley & Sons, 2010.

WU, J. T. H. Revising the AASHTO guidelines for design and construction of GRS walls. Relatório nº CILOT-D1D-R-2001-16. Washington, DC: United States. Federal Highway Administration, 2001.

YANG, K. H.; NGUYEN, T. S.; LI, Y. H.; LESHCHINSKY, B. Performance and design of reinforced slopes considering regional hydrological conditions. *Geosynthetics International*, v. 26, n. 5, p. 451–473, 2019.

YANG, K. H.; WU, H. M.; TSENG, T. L.; YOO, C. Model tests of geosynthetic-reinforced soil walls with marginal backfill subjected to rainfall. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 51, n. 2, p. 342–359, 2023.

YANG, K. H.; HUYNH, V. D. A.; NGUYEN, T. S.; PORTELINHA, F. H. M. Numerical evaluation of reinforced slopes with various backfill-reinforcement-drainage systems subject to rainfall infiltration. *Computers and Geotechnics*, v. 96, p. 25-39, 2018.

YANG, K.-H.; YALEW, W. M.; NGUYEN, M. D. Behavior of geotextile-reinforced clay with a coarse material sandwich technique under unconsolidated-undrained triaxial compression. *International Journal of Geomechanics*, v. 16, n. 3, p. 04015083, 2016.

YANG, G.; ZHANG, B.; LV, P.; ZHOU, Q. Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 27, n. 5, p. 350–356, 2009.

YANG, G.; LIU, H.; LV, P.; ZHANG, B. Geogrid-reinforced lime-treated cohesive soil retaining wall: Case study and implications. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 35, p. 112–118, 2012.

YANG, Kuo-Hsin; WU, Hsin-Ming; TSENG, Ting-Ling; YOO, Chungsik. Model tests of geosynthetic-reinforced soil walls with marginal backfill subjected to rainfall. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 51, n. 2, p. 342-359, 2023.

YANG, Guangqing et al. Analysis of the working performance of a back-to-back geosynthetic-reinforced soil wall. *Applied Sciences*, [S.l.], v. 12, n. 1, p. 516, 2022. DOI:

YANG, K. H.; THUO, J. N.; CHEN, J. W.; LIU, C. N. Failure investigation of a geosynthetic-reinforced soil slope subjected to rainfall. *Geosynthetics International*, v. 26, n. 1, p. 42–65, 2019.

YOO, C.; JUNG, H. Y. Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 12, p. 1538-1548, 2006.

YOO, C. Effect of rainfall on performance of geosynthetic reinforced soil wall using stress-pore pressure coupled analysis. In: *Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III*, 2013. p. 566-573.

YOO, C.; TABISH, A.; YANG, J. W.; ABBAS, Q.; SONG, J. S. Effect of internal drainage on deformation behavior of GRS wall during rainfall. *Geosynthetics International*, v. 29, n. 2, p. 137-150, 2022.

YOO, C.; JUNG, H. Y. Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 12, p. 1538–1548, 2006.

ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interactions and functions. *Geosynthetics International*, v. 1, n. 2, p. 103-147, 1994.

ZORNBERG, J. G.; BOUAZZA, A.; MCCARTNEY, J. S. Geosynthetic capillary barriers: current state of knowledge. *Geosynthetics International*, v. 17, n. 5, p. 273-300, 2010.

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO – Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

B – Bloco

CA – Colchão de Areia

Carg – Carregamento

CD – Consolidado Drenado

CD_{sat} – Consolidado Drenado saturado

CD_{uc} – Consolidado Drenado umidade constante

Ch 1 – Chuva 1

Ch 2 – Chuva 2

Ch 3 – Chuva 3

CTT – Células de Tensão Total

ESRG – Estruturas em Solo Reforçado com Geossintéticos

Est 1 – Estiagem 1

Est 2 – Estiagem 2

Est 3 – Estiagem 3

Est 4 – Estiagem 4

FDR – Frequency Domain Reflectometry

FHWA – Federal Highway Administration

G – Gabião

GC – Grau de Compactação

GG1 – Geogrelha 1

GG2 – Geogrelha 2

I_{0.05m} – Inundação 0.05m

I_{0.3m} – Inundação 0.3m

I_{0.5m} – Inundação 0.5m

I_0.6m – Inundação 0.6m

I_1.0m – Inundação 1.0m

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

LABGEO – Laboratório de Geotecnia

M1_0.6m_SD_B – Modelo 1, 0.6m de espaçamento vertical, sem drenagem, face em blocos

M2_0.6m_CA_B – Modelo 2, 0.6m de espaçamento vertical, colchão de areia, face em blocos

M3_0.6m_SD_G – Modelo 3, 0.6m de espaçamento vertical, sem drenagem, face em gabião

M4_0.3m_SD_B – Modelo 4, 0.3m de espaçamento vertical, sem drenagem, face em blocos

MCT – Miniatura Compactada Tropical

NCMA – National Concrete Masonry Association

NETPRE – Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto

PVC – Policloreto de Vinila

R – Reforço

S – Grau de saturação

SD – Sem drenagem

SUV – Sensores de Umidade Volumétrica

LISTA DE SIMBOLOS

- c – Coesão total do solo (kPa)
 c' – Coesão efetiva do solo (kPa)
 D_{\max} – Fator de distribuição (adimensional)
 E_t – Módulo tangencial (kPa)
 F_f – Parâmetro de face (adimensional)
 H – Altura (m)
 H_{eq} – Altura equivalente (m)
 H_{ref} – Altura de referência (m)
 J – Rigidez do reforço (kN/m)
 J_{med} – Rigidez média do reforço (kN/m)
 K_a – Coeficiente de empuxo ativo de Rankine (adimensional)
 K_{au} – Coeficiente de empuxo ativo não saturado de Rankine (adimensional)
 $k(\theta)$ – Função de condutividade hidráulica não saturada (adimensional)
 k_0 – Número do módulo (adimensional)
 k_{sat} – Condutividade hidráulica saturada
 K_r – Coeficiente de empuxo de solo reforçado (adimensional)
 K_{ru} – Coeficiente de empuxo de solo reforçado não saturado (adimensional)
 λ – Coeficiente de coesão (adimensional)
 n_0 – Expoente do módulo (adimensional)
 P – Profundidade média da sobrecarga do solo (m)
 P_a – Pressão atmosférica (kPa)
 q – Intensidade chuva (mm)
 R – Constante de dilatância de Rowe (adimensional)
 R_f – Taxa de ruptura (adimensional)
 S_{global} – Rigidez global (kN/m)
 S_e – Grau de saturação efetivo (adimensional)
 S_v – Espaçamento vertical entre os reforços (m)

- T – Tração no reforço (kN/m)
- T_{con} – Tração na conexão (kN/m)
- T_{max} – Tração máxima no reforço (kN/m)
- Θ – Teor de umidade volumétrica normalizado (adimensional)
- θ – Teor de umidade volumétrico (m^3/m^3)
- θ_{eq} – Teor de umidade volumétrico de equilíbrio (m^3/m^3)
- θ_i – Teor de umidade volumétrico inicial (m^3/m^3)
- θ_n – Teor de umidade volumétrico normalizado (adimensional)
- θ_r – Teor de umidade volumétrico residual (m^3/m^3)
- θ_{sat} – Teor de umidade volumétrico saturado (m^3/m^3)
- τ_f – Resistência ao cisalhamento do solo (kPa)
- u_a – Pressão de ar (kPa)
- u_v – Pressão de água (kPa)
- w – Teor de umidade gravimétrico (%)
- w_{ot} – Teor de umidade gravimétrico ótimo (%)
- w_{sat} – Teor de umidade gravimétrico na saturação (%)
- z – Profundidade (m)
- γ_r – Peso específico do solo reforçado (kN/m^3)
- ε – Deformação no reforço (%)
- ε_{con} – Deformação na conexão (%)
- ε_g – Deformação do geossintético (%)
- ε_h – Deformação horizontal do solo (%)
- ε_{max} – Deformação máxima no reforço (%)
- ε_v – Deformação vertical no solo (%)
- Φ_c – Fator de coesão do solo (adimensional)
- Φ_{fb} – Fator de inclinação da face (adimensional)
- Φ_{fs} – Fator de rigidez da face (adimensional)
- Φ_g – Fator de rigidez global (adimensional)
- Φ_{local} – Fator de rigidez local (adimensional)

- ϕ' – Ângulo de atrito interno efetivo (graus)
- ϕ_{ps} – Ângulo de atrito em ensaio de deformação plana (graus)
- ϕ_{tx} – Ângulo de atrito em ensaio triaxial (graus)
- Ψ – Sucção matricial (kPa)
- Ψ_b – Sucção matricial de ruptura (kPa)
- Ψ_r – Sucção matricial residual (kPa)
- σ – Tensão total no solo (kN/m²)
- σ' – Tensão efetiva no solo (kN/m²)
- σ_h – Tensão total horizontal do solo (kN/m²)
- σ_h' – Tensão efetiva horizontal do solo (kN/m²)
- $\sigma_{h,face}$ – Tensão lateral contra a face (kPa)
- σ^s – Tensão de sucção (kPa)
- σ_v – Tensão total vertical do solo (kN/m²)
- σ_v' – Tensão efetiva vertical do solo (kN/m²)