



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PALOMA COLMANA MARTINS DE FIGUEIREDO

**INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO VERTICAL ENTRE REFORÇOS NOS
DESLOCAMENTOS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO PARA
CONDIÇÕES DE MUROS PORTANTES.**

NATAL/RN

2020

PALOMA COLMANA MARTINS DE FIGUEIREDO

INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO VERTICAL ENTRE REFORÇOS NOS
DESLOCAMENTOS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO PARA
CONDIÇÕES DE MUROS PORTANTES.

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa.

Coorientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatoba Costa.

NATAL/RN

2020

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Figueiredo, Paloma Colmana Martins de.

Influência do espaçamento vertical entre reforços nos deslocamentos de solo reforçado com geossintético para condições de muros portantes / Paloma Colmana Martins de Figueiredo. - 2020.

111 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, RN, 2020.

Orientadora: Profa. Dra. Carina Maia Lins Costa.

Coorientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatoba Costa.

1. Muro portante - Dissertação. 2. Deslocamento lateral - Dissertação. 3. Recalque - Dissertação. 4. Espaçamento vertical - Dissertação. 5. Simulação numérica - Dissertação. I. Costa, Carina Maia Lins. II. Costa, Yuri Daniel Jatoba. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

PALOMA COLMANA MARTINS DE FIGUEIREDO

INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO VERTICAL ENTRE REFORÇOS NOS
DESLOCAMENTOS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO PARA
CONDIÇÕES DE MUROS PORTANTES.

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatoba Costa – Co-orientador (UFRN)

Prof^a. Dr^a. Ana Patricia Nunes Bandeira – Examinador Externo (UFCA)

Prof. Dr^a. Luciane Marcela Filizola de Oliveira – Examinador Externo (UEL)

Natal, 19 de outubro de 2020.

Aos meus pais, Afonso e Lucinha;
ao meu noivo, Paulo César;
aos meus sobrinhos, Isaac e Pedro
dedico esta dissertação.

AGRADECIMENTOS

À Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa, pela paciência e excelente orientação durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores Dr. Yuri Daniel Jatoba Costa e Dr. Enio Fernandes Amorim pelas sugestões apresentadas no exame de Qualificação.

À equipe de professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PEC) da UFRN, por todo conhecimento transmitido.

Aos funcionários do PEC, especialmente à secretária Viviane Regina Rodrigues de Sena, pela disposição em sempre ajudar.

Ao amigo Pedro Henrique dos Santos Silva, pela ajuda com as simulações numéricas.

À família Ferreira, especialmente à Salete Ferreira por me acolher em sua casa em Natal/RN.

Ao meu noivo Paulo César Ferreira Dias Filho, pelo apoio de sempre.

À minha família, pelo apoio e incentivo nos momentos difíceis.

RESUMO

Os muros de Solo Reforçado com Geossintéticos (SRG) portantes correspondem a estruturas nas quais o tabuleiro da ponte ou do viaduto é apoiado diretamente sobre o aterro reforçado, assim, a estrutura de solo reforçado exerce simultaneamente as funções de contenção e fundação. Entre as vantagens associadas aos muros portantes estão: redução de custos, agilidade da técnica de construção, capacidade de suportar recalques diferenciais e bom desempenho sísmico. No entanto, por ser um método construtivo relativamente recente, ainda são escassos os trabalhos que tratam do assunto, principalmente em relação ao efeito do espaçamento vertical entre reforços, mantendo-se uma relação constante entre rigidez do reforço (J) e espaçamento vertical (S_v). Nessa pesquisa, investigou-se, através de simulações numéricas, a influência do espaçamento vertical do reforço no comportamento de uma massa de solo reforçado, mantendo-se a relação J/S_v constante. Pequenos valores de espaçamento vertical foram adotados como tipicamente utilizados em muros de SRG portantes em encontro de pontes. Para esse fim, foi utilizado o programa computacional de elementos finitos PLAXIS 2D (versão 2016). A validação do modelo foi feita utilizando-se resultados de ensaios de laboratório realizados na Universidade do Texas em Austin, EUA. Os ensaios foram realizados em uma caixa rígida de grandes dimensões, na qual era permitida a movimentação da parede frontal da caixa. Assim, foi possível simular deslocamentos oriundos da movimentação da face da contenção do encontro de ponte que ocorrem na situação real de campo. As simulações numéricas para estudo paramétrico foram realizadas variando-se o espaçamento vertical, a rigidez de reforço, a altura e o comprimento do solo reforçado. Os resultados indicaram que o aumento dos valores de rigidez e a diminuição do espaçamento vertical do reforço, provoca uma diminuição dos deslocamentos laterais e do recalque. No entanto, observou-se que o espaçamento vertical produziu um efeito mais significativo do que a rigidez do reforço. Para menores valores da relação J/S_v , as modificações do espaçamento vertical geraram diferença nos deslocamentos, porém, para maiores valores dessa relação esse efeito não foi perceptível.

Palavras-chave: Muro portante. Deslocamento lateral. Recalque. Espaçamento vertical.

Simulação numérica.

ABSTRACT

The Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) bridge-supporting walls are structures in which the bridge abutment is supported directly by the reinforced fill, allowing the reinforced soil structure to function both as a retaining element and as a foundation one. The advantages of GRS bridge-supporting walls include cost reduction, rapid construction, ability of supporting differential settlements, and good seismic performance. However, due to being a recent construction method, there are few studies regarding this topic. Especially concerning the effect of vertical spacing between reinforcement layers for a constant ratio of geosynthetic stiffness (J) to the vertical spacing (S_v). This research investigated the influence of the vertical spacing between geosynthetic layers on the reinforced soil mass performance considering the effect of the J/S_v ratio. The finite element software PLAXIS 2D (2016 version) was used to perform numerical simulations and small values of vertical spacing were assumed, according to the typically used distances in GRS bridge-supporting walls. The validation of the numerical model was performed using results of laboratory tests conducted at The University of Texas at Austin, USA. The tests were carried out using a large rigid box, in which the frontal wall allows for lateral movements. Thereby, it was possible to simulate displacements from the facing of the real retaining structure at the bridge abutment in the field. A parametric analysis was performed by varying the vertical spacing, the reinforcement stiffness, the height, and the length of the reinforced soil. The results indicated that the increase in the stiffness and decrease in the vertical spacing of the geosynthetic layers led to smaller lateral displacements and smaller settlements. Nevertheless, the decrease in the vertical spacing was perceived as a more significant aspect than the reinforcement stiffness. The variation of the vertical spacing caused different displacements for smaller values of the J/S_v ratio. However, no significant changes were observed for larger values of the J/S_v ratio.

Keywords: Bridge-supporting wall. Lateral displacement. Settlement. Vertical spacing. Numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 –	Esquema de um GRS-IBS.....	19
Figura 2.2 –	Configuração do ensaio de mini-pier a) Vista de planta, b) Vista frontal do mini-pier, c) Detalhe do bloco da face.....	23
Figura 2.3 –	Procedimentos de construção da face. a) Detalhe de execução, b) colocação do geossintético, c) Detalhe da face antes da concretagem, d) Trabalhos de concretagem da face.....	28
Figura 2.4 –	Muro SRG portante com face em placas de alumínio.....	29
Figura 2.5 –	Efeito do espaçamento do geossintético. a) Deslocamento vertical, b) Deslocamento horizontal, c) deslocamento da face, d) Distorção.....	36
Figura 2.6 –	Efeito do espaçamento do reforço no deslocamento da face lateral para uma rigidez do reforço (J) igual 600 kN/m.....	37
Figura 2.7 –	Efeito da rigidez no deslocamento da face lateral para um espaçamento vertical (S_v) igual a 0,2 m.....	38
Figura 2.8 –	Efeito do espaçamento vertical e resistência a tração. a) Ensaio com face em blocos de concreto, b) Ensaio sem face.....	41
Figura 2.9 –	Efeito do espaçamento entre reforços e rigidez à tração no comportamento das estruturas SRG: (a) Dados de Zornberg <i>et al.</i> (1998); (b) Dados de Zhang <i>et al.</i> (2002)	42
Figura 2.10 –	Efeito combinado da rigidez e espaçamento vertical do reforço. a) Modelo numérico 3D, b) Modelo numérico 2D.....	44
Figura 3.1 –	Caixa de testes com solo reforçado.....	47
Figura 3.2 –	Esquema geral da geometria e dos elementos componentes do modelo..	50
Figura 3.3 –	Malha de processamento e condições de contorno.....	51
Figura 3.4 –	Representação da geometria das condições dos ensaios para validação do modelo numérico. a) Condição 1, b) Condição 2 e c) Condição 3.....	52
Figura 3.5 –	Disposição das camadas de reforço a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,10$ m, c) $S_v = 0,20$ m e d) $S_v = 0,40$ m.....	60
Figura 4.1 –	Deslocamento lateral na face no ponto A em função da pressão vertical. a) Ensaio SR-A-0,2; b) Ensaio SR-B-0,2; c) Ensaio SR-B-0,4.....	63
Figura 4.2 –	Recalque no ponto B em função da pressão vertical. a) Ensaio SR-A-0,2; b) Ensaio SR-B-0,2; c) Ensaio SR-B-0,4.....	65

Figura 4.3 –	Efeito da rigidez do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 1. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m.....	66
Figura 4.4 –	Efeito da rigidez do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 2. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m.....	67
Figura 4.5 –	Efeito da rigidez do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 3. a) $S_v = 0,1$ m, b) $S_v = 0,2$ m, c) $S_v = 0,4$ m.....	68
Figura 4.6 –	Efeito da rigidez do reforço no resultado do recalque para Seção 1. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m.....	71
Figura 4.7 –	Efeito da rigidez do reforço no resultado do recalque para Seção 2. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m.....	72
Figura 4.8 –	Efeito da rigidez do reforço no resultado do recalque para Seção 3. a) b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m.....	73
Figura 4.9 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 1. a) $J = 150$ kN/m, b) $J = 300$ kN/m, c) $J = 600$ kN/m, d) $J = 1200$ kN/m.....	74
Figura 4.10 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 2. a) $J = 150$ kN/m, b) $J = 300$ kN/m, c) $J = 600$ kN/m, d) $J = 1200$ kN/m.....	75
Figura 4.11 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 3. a) $J = 300$ kN/m, b) $J = 600$ kN/m, c) $J = 1200$ kN/m.....	76
Figura 4.12 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do recalque para Seção 1. a) $J = 150$ kN/m, b) $J = 300$ kN/m, c) $J = 600$ kN/m, d) $J = 1200$ kN/m.....	80
Figura 4.13 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do recalque para Seção 2. a) $J = 150$ kN/m, b) $J = 300$ kN/m, c) $J = 600$ kN/m, d) $J = 1200$ kN/m.....	81
Figura 4.14 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do recalque para Seção 3. a) $J = 300$ kN/m, b) $J = 600$ kN/m, c) $J = 1200$ kN/m.....	82
Figura 4.15 –	Efeito do espaçamento vertical do reforço considerando a relação J/S_v no deslocamento lateral. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3.....	84
Figura 4.16 –	Vetores de deslocamento lateral da massa de solo reforçada. Seção 1. a) $S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m, b) $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m.....	86

Figura 4.17 – Deslocamento lateral no ponto A, para 200 kPa com diferentes razões de J/Sv. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3.....	87
Figura 4.18 – Deslocamento lateral no ponto A, para 50 kPa com diferentes razões de J/Sv. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3.....	89
Figura 4.19 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no recalque para J/Sv=3000 kN/m/m. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3.....	91
Figura 4.20 – Perfil do recalque. Seção 1. a) Sv=0,05 m e J=150 kN/m, b) Sv=0,4 m e J=1200 kN/m.....	93
Figura 4.21 – Recalque no ponto B, para 200 kPa com diferentes razões de J/Sv. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3.....	94
Figura 4.22 – Recalque no ponto B, para 50 kPa com diferentes razões de J/Sv. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3.....	96
Figura 4.23 – Deslocamento lateral ao longo da altura da face. a) Face com menor rigidez e b) Face com maior rigidez.....	98
Figura 4.24 – Deslocamento lateral no ponto A, de acordo com a pressão aplicada a) Face com menor rigidez e b) Face com maior rigidez.....	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 –	Características do geotêxtil.....	48
Tabela 3.2 –	Condições simuladas para validação do modelo numérico.....	52
Tabela 3.3 –	Parâmetros do solo.....	53
Tabela 3.4 –	Valores de rigidez (J).....	56
Tabela 3.5 –	Parâmetros da placa.....	56
Tabela 3.6 –	Simulações realizadas variando os parâmetros de rigidez (J) do reforço e espaçamento vertical (S_v) e dimensões da caixa.....	58
Tabela 3.7 –	Número de camadas de acordo com espaçamento vertical e dimensões das seções.....	60
Tabela 3.8 –	Simulações numéricas complementares com rigidez de face menor.....	61
Tabela 3.9 –	Parâmetros de rigidez da face.....	62
Tabela 4.1 –	Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de rigidez do reforço. Seção 1.....	69
Tabela 4.2 –	Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de rigidez do reforço. Seção 2.....	70
Tabela 4.3 –	Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de rigidez do reforço. Seção 3.....	70
Tabela 4.4 –	Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de espaçamento vertical do reforço. Seção 1.....	78
Tabela 4.5 –	Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de espaçamento vertical do reforço. Seção 2.....	78
Tabela 4.6 –	Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de espaçamento vertical do reforço. Seção 3.....	79
Tabela 4.7 –	Aumento percentual do deslocamento lateral considerando a relação $J/S_v=3000$ kN/m/m.....	85
Tabela 4.8 –	Aumento percentual do recalque considerando a relação $J/S_v=3000$ kN/m/m.....	92
Tabela 4.9 –	Comparação de aumento percentual para face com menor rigidez e face com maior rigidez.....	99

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	Objetivos do trabalho.....	16
1.1.1	Objetivo geral.....	16
1.1.2	Objetivos específicos.....	16
1.2	Organização do texto.....	16
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	18
2.1	Muros portantes: definição e aspectos gerais.....	18
2.2	Desempenho de muros portantes.....	19
2.2.1	Monitoramento de campo.....	20
2.2.2	Estudos de laboratório.....	22
2.3	Simulações numéricas de muros portantes.....	23
2.4	Alguns fatores que influenciam o comportamento de muros de SRG.....	26
2.4.1	Tipo de face.....	26
2.4.2	Rigidez e espaçamento vertical do reforço.....	32
2.4.2.1	<i>Estudos que não consideram a relação T/S_v (ou J/S_v)</i>	<i>35</i>
2.4.2.2	<i>Estudos que consideram a relação T/S_v (ou J/S_v)</i>	<i>40</i>
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	46
3.1	Ensaio de Laboratório para validação do modelo numérico.....	46
3.2	Validação do modelo numérico.....	49
3.2.1	Software Utilizado.....	49
3.2.2	Características gerais e geometria do modelo.....	50
3.2.3	Propriedades dos Materiais.....	53
3.2.3.1	<i>Solo.....</i>	<i>53</i>
3.2.3.2	<i>Reforço.....</i>	<i>54</i>
3.2.3.3	<i>Face.....</i>	<i>56</i>
3.3	Estudo paramétrico.....	57
4	RESULTADOS.....	63
4.1	Validação numérica.....	63
4.2	Análises Paramétricas.....	65
4.2.1	Efeito da rigidez do reforço.....	65
4.2.2	Efeito do espaçamento vertical do reforço sem considerar a relação J/S_v	73

4.2.3	Efeito do espaçamento vertical considerando a relação J/Sv.....	83
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	101
5.1	Conclusões.....	101
5.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	102
	REFERÊNCIAS.....	104

1 INTRODUÇÃO

A inclusão de reforços no solo resulta em um material composto que tem melhor comportamento mecânico do que o solo isolado. Na antiguidade, galhos e raízes já eram utilizados em camadas de solo com objetivo de reforçá-lo; indícios do emprego dessa técnica são encontrados, por exemplo, em trechos da Muralha da China.

Os métodos modernos de reforço do solo para construção datam da década de 60, quando Henri Vidal patenteou a técnica denominada Terra Armada, um sistema no qual é usado tiras metálicas para reforço do solo. Os principais componentes de um muro de solo reforçado são: o reforço, o material do aterro e os elementos de face. Materiais granulares bem graduados são normalmente usados como material de aterro para garantir uma interação adequada do reforço com o solo e boas condições de drenagem para o sistema. Os reforços são tipicamente classificados em duas categorias: reforços inextensíveis (por exemplo, tiras de aço, barras de aço, malha de arame de aço soldada) e reforços extensíveis (por exemplo, geogrelhas, geotêxteis, geocélulas). Há também uma variedade de opções para elementos da face, incluindo painéis de altura total, painéis segmentados pré-fabricados, blocos modulares de concreto, face envelopada com geossintético, gabiões construídos com malha de arame soldada, entre outros (BERG *et al.* 2009).

Com o desenvolvimento da indústria petroquímica e aproveitando o conhecimento sobre solo reforçado, começaram a surgir, materiais sintéticos de boa resistência à tração, denominados geossintéticos, capazes de reforçar o solo. Desde então, uma quantidade significativa de pesquisas e observações de obras instrumentadas expandiu o uso da tecnologia de solo reforçado com geossintético em diversas aplicações, incluindo taludes reforçados e estruturas de contenção.

Em relação ao uso de muros de Solo Reforçado com Geossintéticos (SRG) para encontros de pontes, quando o tabuleiro da ponte (ou viaduto) se apoia diretamente sobre o aterro reforçado, o muro de SRG é chamado de portante. Vários fatores desencadearam o uso crescente do sistema de muro SRG portante, incluindo redução de custos, técnicas de construção rápidas, a capacidade de suportar recalques diferenciais e bom desempenho sísmico sem danos a estrutura. Essas vantagens chamaram a atenção para o conceito e se desenvolveu um interesse de pesquisa sobre essa tecnologia (por exemplo, Tatsuoka *et al.*, 2009; Munoz *et al.*, 2012; Saghebfar *et al.*, 2017; Abu-Farsakh *et al.*, 2018).

Dentre os estudos realizados sobre o comportamento de muros SRG portantes, os métodos numéricos, com técnicas de elementos finitos ou diferenças finitas, apresentam

algumas vantagens, por exemplo, para obtenção de resultados mais abrangentes. É possível investigar efeitos de diferentes condições de carga e estudar o efeito de diferentes variáveis e parâmetros. Resultados de simulações numéricas em muro de SRG portante para pontes (ARDAH *et al.*, 2017, 2018; ZHENG *et al.*, 2017, SHEN *et al.*, 2019) mostraram que o espaçamento de reforço, compactação do solo de aterro, rigidez de reforço e carga da ponte têm efeitos significativos sobre o desempenho do muro.

O muro de SRG portante embora tenha muitas vantagens ainda é uma estrutura relativamente recente. Por isso, ainda são poucos trabalhos que pesquisaram o comportamento dessa estrutura, que é mais complexo do que o muro de SRG sem ser portante porque apresenta uma outra variável que é o carregamento externo aplicado. Além disso, em muros portantes, valores pequenos de espaçamento vertical (S_v) são muitas vezes adotados ($S_v < 0,30\text{m}$). Segundo Mohamed *et al.* (2017), esse menor valor de espaçamento vertical entre reforços pode alterar o processo de interação solo-reforço e provocar um impacto relevante no comportamento do solo reforçado. Esse aspecto ainda não é considerado nos métodos tradicionais de cálculo de muros de SRG.

Em relação à influência do espaçamento vertical do reforço (S_v) nos muros de SRG, os métodos de dimensionamento indicam, adotando-se os demais parâmetros constantes, que uma diminuição do espaçamento vertical reduz a tensão e conseqüentemente as deformações no reforço. Por outro lado, a tensão no reforço também é diretamente proporcional à rigidez do reforço (J). Assim, os métodos de projeto assumem que um mesmo valor de deformação será obtido reduzindo-se o espaçamento vertical, desde que ocorra uma diminuição proporcional da rigidez do reforço. Ou seja, uma relação constante entre esses dois parâmetros (J/S_v), deve resultar em um mesmo valor de deformação.

No entanto, para avaliar a influência do espaçamento vertical do reforço, poucas pesquisas foram realizadas reduzindo o espaçamento entre as camadas, mantendo-se uma relação entre rigidez e espaçamento vertical (J/S_v) constante. Ou seja, o espaçamento vertical e a rigidez sendo alterados proporcionalmente a fim de não alterar a deformação no reforço. Essa abordagem facilita a observação de efeitos adicionais de S_v não considerados atualmente em projetos, como a redução de deslocamentos por uma melhor interação solo-reforço quando o espaçamento é reduzido.

Diante do exposto, o presente trabalho investiga, através de simulações numéricas, a influência do espaçamento vertical do reforço no comportamento de solo reforçado com geossintéticos, considerando a relação J/S_v . Esse estudo envolve a utilização de pequenos valores de espaçamento entre reforços, como comumente adotado em muros de SRG em

encontro de pontes. Para esse fim, um modelo numérico com base no método dos elementos finitos foi criado por meio do programa computacional PLAXIS 2D (versão 2016). A validação do modelo de solo reforçado foi feita utilizando resultados de ensaios de laboratório realizados por Costa (2019) na Universidade do Texas em Austin.

1.1 Objetivos do trabalho

1.1.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a influência do espaçamento vertical do reforço em relação ao comportamento de uma massa de solo reforçado, considerando sua aplicação em muros de SRG em encontro de pontes.

1.1.2 Objetivos específicos

- i. Analisar o efeito do espaçamento vertical entre reforços (S_v) em relação ao efeito da rigidez (J) do reforço nos deslocamentos horizontais e recalque da massa de solo;
- ii. Estudar o efeito da relação J/S_v nos deslocamentos no solo reforçado;
- iii. Averiguar a interferência das dimensões do modelo simulado (altura e comprimento da massa reforçada) na influência do S_v no deslocamento horizontal e no recalque do solo reforçado.

1.2 Organização do texto

Além deste capítulo, a presente dissertação comporta mais quatro divisões. O capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura relativa a muros de SRG portante, abordando inicialmente sua definição e aspectos gerais. Em seguida, foi realizado um levantamento sobre trabalhos que estudaram o desempenho de muros portantes através de monitoramento de campo, estudos de laboratório e simulações numéricas. Por fim, são mostrados fatores que influenciam o desempenho do muro de SRG, tais como: tipo de face, rigidez do reforço e espaçamento vertical do reforço.

No capítulo 3, são mostrados os ensaios de laboratório cujos resultados foram utilizados para validação do modelo numérico. É realizada uma descrição da geometria do modelo numérico, propriedades dos materiais, modelo constitutivo utilizado, condições de

contorno. Por fim, apresenta-se a metodologia adotada para simulação numérica do estudo paramétrico.

No capítulo 4, estão dispostos os resultados da validação da simulação, bem como as simulações realizadas com alteração de alguns parâmetros, procedendo-se sua discussão com relação ao efeito do espaçamento vertical considerando a relação (J/Sv) constante. Finalmente, o capítulo 5 expõe as principais conclusões obtidas no trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO DE LITERATURA

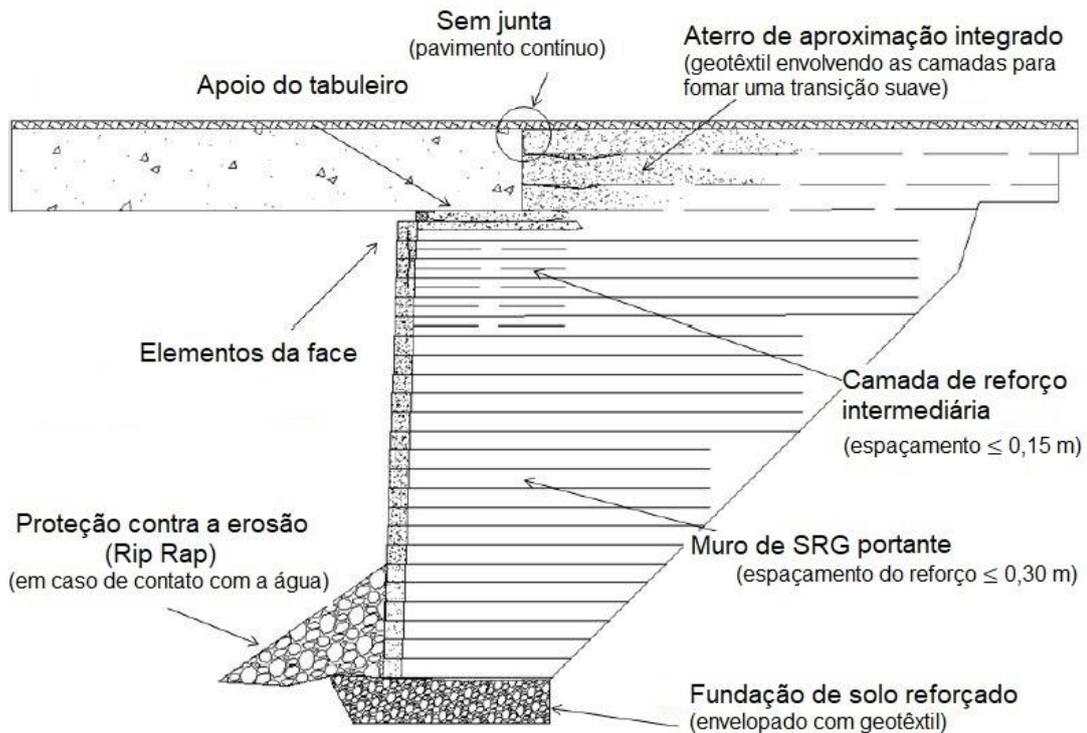
2.1 Muros portantes: definição e aspectos gerais

Existem diversas soluções possíveis que podem ser aplicadas na contenção de solos, como: terra armada, estruturas de solo reforçado em geossintéticos e muros de gravidade. Cada solução apresenta características próprias em relação a materiais envolvidos, custos e tempo de execução. Uma estrutura de contenção pode também receber outras estruturas com fundação direta apoiada no topo do aterro arrimado. Isso ocorre em pontes e viadutos quando o tabuleiro é apoiado diretamente sobre a estrutura de contenção. No caso de muros de solo reforçado com geossintéticos, essa configuração recebe o nome de muro portante. E resulta em muitas vantagens sobre os projetos tradicionais apoiados por estacas, incluindo custo mais baixo, construção mais rápida e fácil, além de uma transição mais suave entre a ponte e a via de acesso (ZHENG, 2017).

Os muros portantes exercem simultaneamente função de contenção e de fundação do tabuleiro de pontes ou viadutos. As pesquisas sobre projeto e execução de um muro de solo reforçado com geossintético (SRG) portante apresentam especificações elaboradas de acordo com a realidade do país. Nos EUA, um exemplo de muro SRG portante ocorre como parte do Sistema de Ponte Integrada (IBS – Integrated Bridge System). a Federal Highway Administration (FHWA) refinou o método de cálculo de um muro de SRG, para que fosse possível suportar aplicações de carga vertical, resultando no desenvolvimento do Sistema de Ponte Integrada de Solo Reforçado com Geossintéticos (GRS-IBS), tecnologia na qual as cargas das pontes são aplicadas diretamente no topo da massa de solo reforçada (ARDAH *et al.*, 2018).

O GRS-IBS corresponde a um sistema com muro SRG portante que consiste em três componentes principais: Fundação de solo reforçado, o muro SRG e o aterro de aproximação integrado. O muro é construído usando solo de aterro compactado e reforço geossintético, esse tipo de estrutura possui valores pequenos de espaçamentos verticais, que conforme recomendado por Adams *et al.* (2012) devem ser menores que 0,30 m. Para criar uma transição suave, a via de acesso é integrada a ponte (ou seja, sem nenhuma junta), a Figura 2.1 apresenta um esquema de um GRS-IBS.

Figura 2.1 - Esquema de um GRS-IBS



Fonte: Adams *et al.* (2012, p. 02).

Os principais componentes de um muro SRG são: o reforço, o material do aterro e os elementos de face. Embora esses sejam os principais componentes, ressalta-se que o comportamento do muro, em termos de deformação, também depende do solo de fundação. Além das características ligadas ao tipo de reforço, ao solo de aterro e ao tipo de face, pode-se destacar ainda a influência do processo construtivo (efeito da compactação do solo, escoramento ou não da face, entre outros) no comportamento do muro. A disposição dos reforços no solo afeta significativamente o desempenho da estrutura; reduzir o espaçamento entre as camadas dispostas no solo de aterro aumenta o número de reforços utilizados, contribuindo para a estabilidade da estrutura. (ADMS *et al.*, 2014).

2.2 Desempenho de muros portantes

Devido ao fato dos muros portantes apresentarem vantagens como o custo mais baixo, construção mais rápida e fácil (ZHENG, 2017), um crescente número de pesquisas de monitoramento de campo, ensaios em laboratórios e simulações numéricas têm sido conduzidos

nos últimos anos com objetivo de entender como determinados fatores influenciam no desempenho de um muro SRG.

2.2.1 Monitoramento de campo

Talebi *et al.* (2017) estudaram uma estrutura GRS-IBS com uma altura máxima de 4,8 m que substituiu uma ponte já existente em Delaware (EUA), que estava chegando ao fim de sua vida útil. Os autores utilizaram dados de campo coletados com a instrumentação da estrutura com objetivo de realizar uma abordagem empírica para determinar a distribuição de pressão aplicada sob a fundação do solo reforçado, composta por uma camada de argila com profundidade de aproximadamente 3 m, seguida por uma camada de areia que se estendia por pouco mais de 7 m de profundidade.

A instrumentação concebida por Talebi *et al.* (2017) foi distribuída para medir valores de pressão aplicadas diretamente abaixo da fundação, para isso, quatro transdutores de pressão foram utilizados e instalados abaixo da fundação de solo reforçado com geotêxtil. O sistema de instrumentação foi utilizado para monitorar o comportamento da estrutura durante a construção e por um período de tempo pós-construção. Os resultados mostraram que a fundação se comportou de maneira bastante flexível sob carga, produzindo uma distribuição de pressão aplicada que não é uniforme e nem trapezoidal. Esse comportamento é significativamente diferente do previsto por metodologias convencionais de projeto utilizadas em estruturas GRS-IBS. A abordagem empírica apresentada pelos autores, concordam muito mais com os valores medidos em campo do que com as metodologias convencionais de projeto.

Saghebfar *et al.* (2017) trazem detalhes sobre o plano de instrumentação, monitoramento a curto prazo e experiências obtidas com a implementação do primeiro projeto do GRS-IBS na ponte Maree Michel em Louisiana, EUA. O geossintético utilizado foi um geotêxtil polipropileno, o material de aterro do muro SRG portante consistia em uma rocha britada de graduação aberta com dimensão máxima da partícula de 0,0127 m e menos de 5% passando na peneira N°. 16. Quanto aos elementos de face, estes consistiam em blocos de concreto de 0,203 m x 0,203 m x 0,406 m. O espaçamento entre as camadas do reforço de SRG foi de 0,20 m. No entanto, para as 5 camadas superiores do muro SRG portante, um reforço secundário (i.e, não conectado à face) foi adicionado no meio de cada camada para aumentar a capacidade de carga.

O programa de monitoramento contava com medição de deformações da ponte, recalques e deformações ao longo do reforço, tensões verticais e horizontais dentro do muro

SRG e medidas de poropressão. Para monitorar e avaliar o desempenho do sistema GRS-IBS em serviço, foram utilizados tipos diferentes de instrumentação, como por exemplo: células de pressão, extensômetros, piezômetros e termopares, além de inspeções conduzidas na superfície da ponte após a conclusão da construção.

Após medições e monitoramentos, resultados importantes foram encontrados por Saghebfar et. al (2017) em relação ao comportamento do muro. O recalque da fundação do solo aumentou com o acréscimo das cargas de construção e tráfego, com mais movimentos ocorridos próximo ao centro do muro SRG do que nas bordas. As medições das deformações indicaram que o máximo valor recalque em todo o muro SRG foi significativamente menor que o valor do projeto. A maior parte da deformação vertical (~ 70%) deveu-se ao recalque do solo de fundação, enquanto menos de 30% da deformação total ocorreu dentro do muro SRG.

A pressão vertical máxima no muro foi inferior a 45% do valor máximo especificado pela FHWA. Em relação ao movimento lateral máximo, ele foi observado próximo ao topo do muro. A adição de reforço secundários dentro das camadas superiores do muro SRG reduziu significativamente o empuxo. As deformações observadas no geotêxtil estavam bem dentro do critério de aceitação local (menos de 2%).

A magnitude e distribuição das deformações nas camadas geossintéticas variaram com a profundidade do muro. Medidas de deformações mostram que o local da superfície de deslizamento mudou significativamente após a construção do tabuleiro da ponte. Antes do tabuleiro ser construído, o local de deformação máxima formou uma superfície bilinear com um ângulo próximo ao de superfície de ruptura teórica até certa altura, seguido por uma superfície vertical. No entanto, após a colocação do tabuleiro, Saghebfar et. al (2017) verificaram que a distância da superfície linear até a face, que representa o local das deformações máximas, aumentou nos níveis mais baixos do muro SRG e diminuiu acentuadamente em suas camadas superiores.

Algumas estruturas monitoradas em campo são ainda referentes a avaliações sobre comportamento sísmico. Nesse sentido, a literatura técnica indica que o muro se comporta bem diante de abalo sísmico. É o que mostra as observações pós-terremoto de Malue, que ocorreu no Chile em 2010, realizadas por Yen *et al.* (2011). Trinta e dois muros SRG foram visitados, entre eles, o muro SRG portante no Estribo Francisco Mostazal. Um muro reforçado com geogrelha suportava diretamente as cargas da ponte que sofreu danos relativamente pequenos. O muro SRG portante não apresentou sinais de movimento lateral ou vertical após o tremor.

2.2.2 Estudos de laboratório

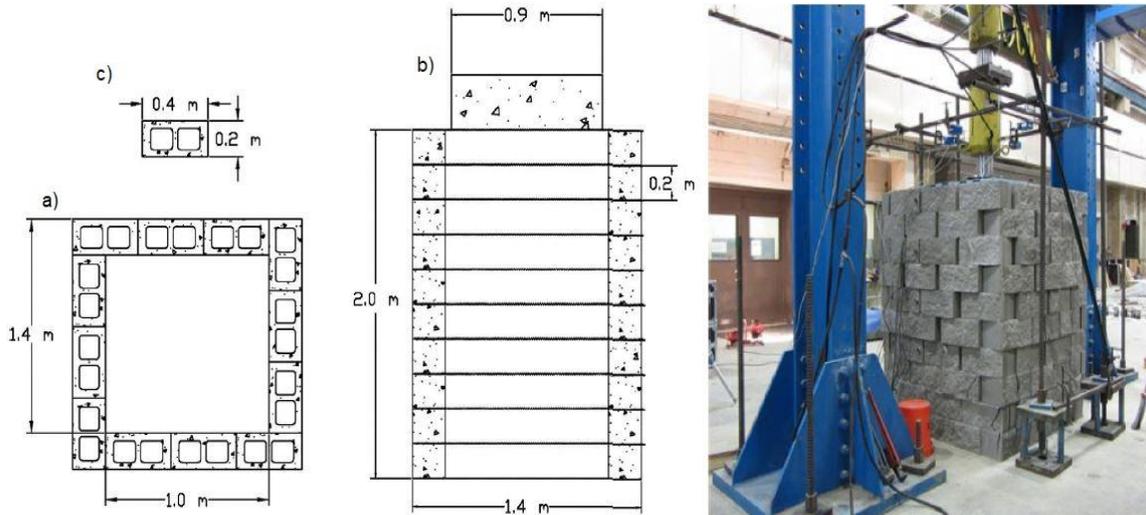
Alguns pesquisadores também realizaram estudos de laboratório para analisar o comportamento de muros SRG. Dentre os estudos, alguns foram conduzidos para avaliar o desempenho sísmico de uma estrutura que simulava um muro portante. Esses ensaios de laboratório foram realizados utilizando-se uma mesa vibratória para modelos físicos em pequenas escalas (LING *et al.*, 2012; TATSUOKA *et al.* 2009; MUNOZ *et al.* 2012; GULER e SELEK, 2014; LATHA e SANTHANAKUMAR 2015; ZHENG *et al.* 2018a). Os resultados mostraram um bom desempenho da estrutura portante em relação a abalos sísmicos.

É bastante comum também utilizar os ensaios denominados “ensaios de mini-pier” para analisar muros de solo reforçado portantes. O ensaio de mini-pier do solo reforçado com geossintéticos foi desenvolvido pela FHWA para avaliar as propriedades de resistência de materiais de muro SRG construídos com uma combinação única de reforço, solo de aterro compactado e elementos de face. A Figura 2.2 (a) apresenta o ensaio de mini-pier, que consiste na construção de um sistema de solo reforçado em que a face circunda o solo reforçado em forma de uma coluna quadrada. A Figura 2.2 (b) ilustra a preparação das camadas alternadas de solo de aterro granular compactado e reforço geossintético com um elemento de face que é conectado por atrito ao reforço. A Figura 2.2 (c) mostra os blocos que são utilizados como face.

Adams *et al.* (2014) descrevem como é o modelo tradicional do ensaio de mini-pier do solo reforçado com geossintético. Construído com blocos de concreto vazados de dimensões iguais a 0,2 m x 0,4 m x 0,2 m (profundidade, comprimento, altura). A altura do ensaio de mini-pier é cerca de 2 m. As dimensões internas do compósito devem ser iguais a 1 x 1 m (Figura 2.2). Cada ensaio de mini-pier é instrumentado para medir a resposta da carga aplicada no topo do composto de solo reforçado com geossintético; no mínimo, o deslocamento vertical e a carga aplicada devem ser monitorados. Os resultados podem ser usados diretamente no projeto do muro SRG (ADAMS *et al.*, 2014).

Uma série de ensaios de mini-pier foi conduzida para investigar os efeitos de vários fatores no comportamento do composto SRG (ADAMS *et al.* 2014; IWAMOTO *et al.*, 2015; EHRLICH *et al.*, 2016). Os resultados indicaram que o espaçamento e a rigidez do reforço têm os efeitos mais importantes na capacidade de carga do sistema. Os reforços secundários são eficazes para aumentar a capacidade de carga máxima, mas não podem reduzir as deformações para as condições de carga de serviço. Além disso, níveis crescentes de compactação de aterro e uso de materiais de aterro bem graduados podem aumentar a rigidez do sistema.

Figura 2.2 - Configuração do ensaio de mini-pier a) Vista de planta, b) Vista frontal do mini-pier, c) Detalhe do bloco da face



Fonte: ADAMS *et al.* (2014, p. 886)

2.3 Simulações numéricas de muros portantes

Ardah *et al.* (2017, 2018) descrevem os resultados numéricos do desempenho do GRS-IBS devido ao recalque diferencial associado aos três elementos previamente mostrados na Figura 2.1 (aterro de aproximação integrado, muro SRG portante e fundação de solo reforçado). As simulações foram conduzidas utilizando o programa de método dos elementos finitos (MEF) PLAXIS 2016 bidimensional (2D). O modelo constitutivo de Hardening Soil foi usado para simular o comportamento do material de aterro, enquanto o reforço e o bloco de face foram simulados usando o modelo elástico linear. O modelo numérico desenvolvido foi primeiramente verificado e validado usando as medidas de campo do GRS-IBS na ponte Maree Michel em Louisina, EUA. Quatro diferentes valores de recalque diferencial de 0,050, 0,10, 0,15 e 0,20 m foram selecionados para serem o limite tolerado neste estudo, sob três diferentes condições de carga de serviço, correspondentes a vãos de ponte de 24,4; 30,5 e 36,6 m. O desempenho do GRS-IBS foi avaliado em termos de deslocamento de face lateral, recalque na via de acesso. Conclui-se que o recalque diferencial para a fundação de solo reforçado tem um alto impacto no desempenho do GRS-IBS em termos de distribuição de deformação ao longo dos geossintéticos e no deslocamento lateral da face. O deslocamento lateral da face aumenta com o aumento do recalque diferencial, para uma mesma carga de ponte, mesmo assim a deformação máxima prevista no reforço não ultrapassou o valor admissível recomendado.

O recalque diferencial tem um impacto médio no empuxo, constatando-se que o topo do muro GRS-IBS é o local mais afetado, no qual o empuxo diminui à medida que o recalque diferencial aumenta. Por fim, concluiu-se que para recalque diferencial de até 0,150 m, acompanhado de uma extensão de ponte de até 30,5 m, sob a zona reforçada sujeita a carregamento de superfície não criará um sério problema de conforto na via de tráfego de veículos. No entanto, os autores alertam que devem ser tomados cuidados para vãos de ponte maiores que 30,5 m construídos em solos moles ou especiais próximos à água.

Estudos numéricos foram realizados por Zheng e Fox (2017) e Zheng *et al.* (2018b, 2018c, 2018d) analisando vários parâmetros para observar o comportamento de um muro SRG portante, incluindo efeitos da compactação do solo de aterro, comprimento e rigidez do reforço, carga da ponte e altura do muro SRG.

Zheng e Fox (2017) realizaram simulações numéricas do desempenho do GRS-IBS sob condições de carga estática, para isso o programa bidimensional de diferenças finitas FLAC versão 7.0 foi utilizado. O modelo GRS-IGS baseava-se, em geral, no projeto *Bowman Road Bridge* localizada em *Defiance County*, Ohio. A altura do muro era de 4,8 m, o solo do aterro era pedregulho mal graduado, o reforço era constituído de geotêxtil com espaçamento vertical (S_v) igual a 0,2 m. O solo de aterro foi modelado usando a relação hiperbólica de Duncan-Chang e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o geotêxtil foi representado usando elementos de cabo e viga, e várias interfaces entre aterro, reforço geossintético, bloco da face e estrutura da ponte foram modeladas para permitir deslizamentos. Dos resultados obtidos, destaca-se que o recalque diferencial entre a ponte e a via de aproximação é mínimo. Além disso, as forças de tração do reforço aumentam significativamente devido às cargas de sobrecarga da ponte e do tráfego, especialmente para as camadas de reforço superiores. Por fim, um estudo paramétrico indicou que a rigidez de reforço, a carga da ponte e a altura do muro têm as influências mais significativas no desempenho do GRS-IBS sob carga estática.

Zheng *et al.* (2018b, 2018c) apresentam estudos numéricos da força de tração máxima do geossintético e o comportamento de deformação e ruptura do SRG em muros portantes de encontro de pontes portante. O programa bidimensional de diferenças finitas FLAC versão 7.0 foi utilizado e a caracterização do solo de aterro foi realizada usando-se um modelo constitutivo elastoplástico não-linear, que incorpora uma relação tensão-deformação hiperbólica com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os resultados indicaram que o espaçamento vertical entre reforços e o ângulo de atrito do solo de aterro têm os efeitos mais significativos nas magnitudes das forças de tração máxima na condição de carga de serviço.

Zheng *et al.* (2018d) investigaram, através de simulação numérica, a resposta de deformação de mini-piers de solo reforçado com geossintéticos sob condições de carga de serviço. O programa de diferenças finitas FLAC3D Version 5.0 foi empregado e o modelo numérico tridimensional (3D) foi validado usando dados experimentais de ensaios de carregamento de mini-pier SRG, descrito por Nicks *et al.* (2016), incluindo recalques e deslocamentos máximos da face. Os mini-piers possuíam diferentes solos de aterro e a mesma geometria e materiais geossintéticos. Os resultados das simulações numéricas 3D foram comparados com resultados experimentais, incluindo recalques e deslocamentos de faces laterais. O ângulo de atrito do solo de aterro, a coesão do solo de aterro, o espaçamento vertical e a rigidez do reforço mostraram efeitos mais significativos nos recalques e deslocamentos laterais para os mini-piers SRG sob condições de carga de serviço.

Abu-Farsakh *et al.* (2018) desenvolveram uma análise tridimensional (3D) pelo método de elementos finitos (MEF) para simular o sistema instrumentado um GRS-IBS, na ponte Maree Michel em Louisiana. O programa de computador PLAXIS 3D 2016 foi selecionado para simular o comportamento GRS-IBS sob diferentes condições de carga. Os resultados do modelo 3D foram comparados e verificados com medidas de deslocamentos horizontais e recalque do solo, deformação do reforço e tensões horizontais e verticais do sistema GRS-IBS na Maree Michel Bridge. Os resultados do modelo 3D também foram comparados com os resultados do modelo 2D e então usados para simular o carregamento de serviço e condições não usuais de carregamento.

O modelo constitutivo Hardening soil foi selecionado para simular o material de aterro granular. Além deste, um modelo elástico linear incorporado com critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi selecionado para simular o comportamento mecânico da interface entre o material de aterro e geotêxtil e os blocos da face. Nesse caso, um fator de redução ($R_{int} \leq 1,0$) foi utilizado ($R_{int} = 1,0$, para uma interface sem deslizamento). Três condições de carga diferentes foram consideradas neste estudo: No final da construção da ponte (Caso 1); carga superficial (caso 2); e no carregamento não usual (Caso 3), que é igual ao peso próprio da estrutura da ponte mais três vezes o carregamento de serviço.

Os resultados previstos usando o modelo 3D mostraram que o intervalo de deformação máxima no reforço sob carga de serviço varia entre 0,6% e 1,5%, dependendo da localização da camada de reforço. O deslocamento lateral máximo na face foi entre 0,003 m (deformação lateral de 0,07%) em caso de carga de serviço e 0,007 m (deformação lateral de 0,3%) para o caso de carga não usual. O recalque máximo do GRS-IBS devido ao carregamento de serviço foi de 0,009 m (deformação vertical de 0,3%). A comparação entre as análises 2D e 3D

demonstrou que a análise de deformação plana (2D) pode ser usado para simular o desempenho de GRS-IBS com resultados satisfatórios.

2.4 Alguns fatores que influenciam o comportamento de muros de SRG

Vários fatores afetam no comportamento de muros de SRG (portante ou não). Pode-se citar, por exemplo, o próprio aspecto construtivo do muro. Nesse caso, se destaca o efeito da compactação do solo de aterro que gera melhorias das propriedades mecânicas do solo. Assim, pesquisadores realizaram experimentos para compreender essa influência em muros de SRG (BATHURST *et al.*, 2006, 2009; EHRLICH *et al.*, 2012). Além disso vários estudos estão relacionados a representação desse efeito em modelos numéricos (MIRMORADI e EHRLICH, 2014, 2018a, 2018b; ZHENG *et al.*, 2017). Os resultados das pesquisas indicaram que o efeito do esforço de compactação é muito importante no final da construção. No entanto, observou-se que a diferença nas tensões mobilizadas diminuiu com o aumento do valor da sobrecarga aplicada.

A face do muro também influencia o desempenho dos muros de SRG, destacando-se aspectos como tipo e inclinação da face. Outros fatores como comprimento, rigidez e espaçamento vertical do reforço também exercem papel importante no comportamento dos muros de SRG. Alguns fatores que influenciam muros de SRG (portante ou não) e que apresentam maior relevância para esta pesquisa são discutidos em maiores detalhes a seguir, sendo eles: tipo de face, rigidez e espaçamento vertical do reforço.

2.4.1 Tipo de face

As faces de muros SRG podem ser classificadas em flexíveis ou rígidas, essa classificação tem dependência direta dos materiais utilizados. Elementos rígidos (e.g. faces de concreto) geralmente apresentam menores deformações, quando submetidos a esforços semelhantes, em comparação a uma face flexível (e. g. faces constituídas de geossintéticos). A face pode apresentar diversas formatações, apresentando reflexos no comportamento da estrutura a depender de sua rigidez.

A diversidade de sistemas de face provoca uma ampla variedade de valores de rigidez de face (VIEIRA *et al.*, 2008). Como pode ser observado na literatura técnica, são muitas as opções para os elementos de face de muros SRG seja ele portante ou não portante de acordo com a realidade de cada obra (por exemplo: Herold *et al.*, 2008; Da Silva *et al.*, 2012; van

Duijnen *et al.*, 2012.; Mirlatifi e Fatahi, 2012; Wadey e Idrees, 2014; Lenart *et al.*, 2016). Geralmente a face dessas estruturas incluem: painéis segmentados pré-fabricados, blocos modulares de concreto, face envelopada com geossintético, gabiões construídos com malha de arame soldada, entre outros.

Herold *et al.* (2008), Mirlatifi e Fatahi (2012), Mirlatifi (2012) e Van Duijnen *et al.* (2012) utilizaram gabião como elemento de face para muros SRG. Herold *et al.* (2008) realizaram uma pesquisa apresentando os conceitos e discussões sobre muro SRG com função portante, no ensaio é apresentada a estrutura que foi considerada a primeira ponte permanente construída nesse padrão na Alemanha em Ilsenburg no ano 2000. A face consistia em gabiões galvanizados cheios de pedras rip-rap e reforçados por hastes de metal diagonais. As camadas de reforço foram fixadas mecanicamente à face, envolvendo as extremidades em torno dos gabiões por 1,0 m.

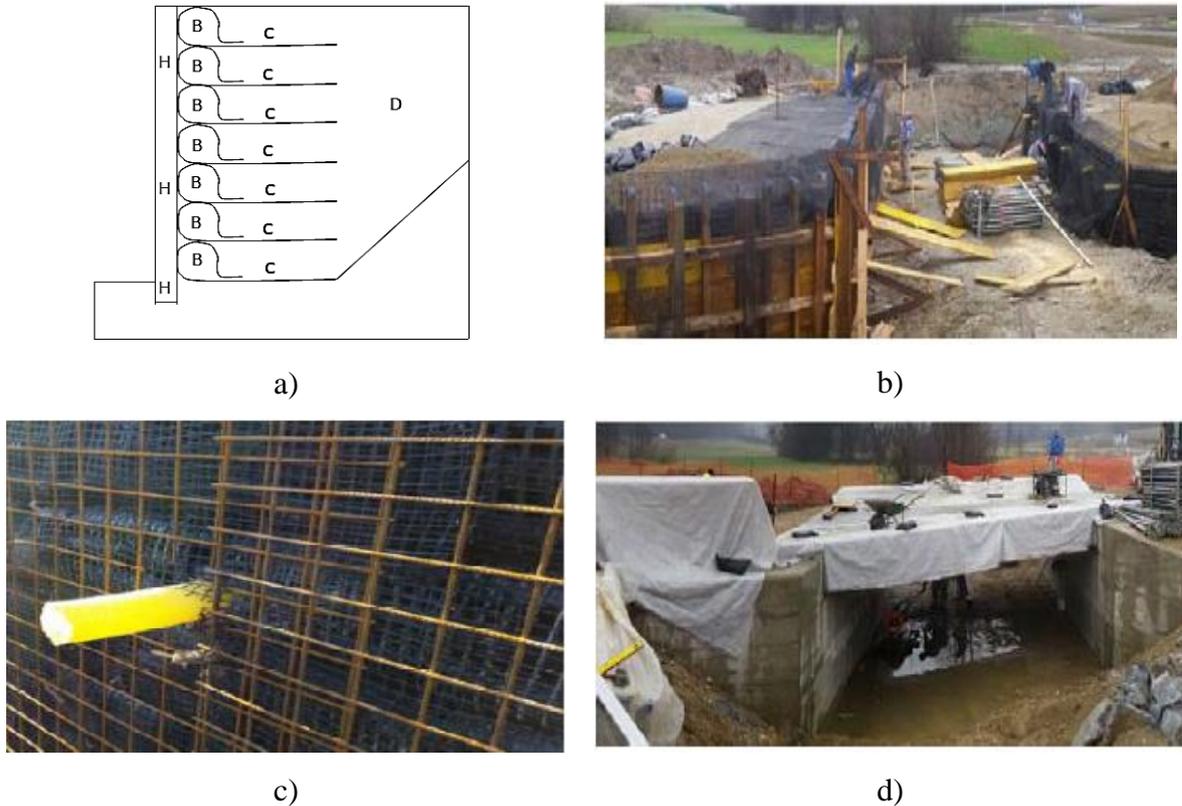
Mirlatifi e Fatahi (2012) e Mirlatifi (2012), analisaram o projeto e execução da ponte que fornece acesso a Torre de Milad em Teerã, no Irã, concluída em 2009. Após finalizar a construção do muro SRG, a face de gabião foi empregada para fins estéticos. Van Duijnen *et al.* (2012) detalharam um estudo de monitoramento de campo durante a construção em um muro SRG para suportar dois viadutos no sudeste da Holanda, por motivos de proteção e estética utilizaram gabiões para a face.

Estruturas recentes adotam, para a face blocos modulares de concreto com conexão de atrito às camadas de reforço, onde as camadas de reforço são encaixadas entre as fileiras de blocos modulares (ADAMS *et al.*, 2012). Da Silva *et al.* (2012) e Brugger *et al.* (2012) utilizaram blocos segmentares para a face de um muro para contenção de um aterro para execução de viaduto rodoviário sobre uma linha férrea, projetado em uma concepção de muro portante. Os blocos eram ocos e foram preenchidos com material granular para melhorar a conexão de atrito com as camadas de reforço.

O sistema de face rígida foi adotado para construção do muro portante para uma ponte na Eslovênia. A face é composta por concreto armado moldado in loco e apoiados em camadas reforçadas envelopadas com geossintético. Sacos preenchidos com material granular são usados para cada camada de reforço na qual a camada é envolvida. Barras de aço são usadas para fixar a face de concreto ao solo, essas barras de aço têm um gancho semicircular embutido na face de concreto e do outro lado uma ancoragem contínua. O tipo de face mostrou excelente desempenho na resistência a cargas laterais sísmicas geradas por superestruturas de pontes e na limitação da deformação lateral (Lenart *et al.* 2016). O esquema das etapas de construção da face é mostrado na Figura 2.3, onde: B - os sacos de gabião, C - a camada de reforço

geossintético, D - o material de preenchimento e H – a face de concreto armado moldado in loco.

Figura 2.3 – Procedimentos de construção da face. a) Detalhe de execução, b) colocação do geossintético, c) Detalhe da face antes da concretagem, d) Trabalhos de concretagem da face



Fonte: LENART *et al.* (2016, p. 31).

Tatsuoka *et al.* (1997) destacaram que muro SRG de face rígida são utilizados tanto para contenção de ferrovias quanto para suporte de tabuleiros de pontes no Japão. Os autores ressaltam que esse tipo de estrutura tem implantação fácil, já que a face rígida pode ser efetuada em etapas usando procedimentos práticos e versáteis, destacando-se também a possibilidade do uso de reforços geossintéticos adequados para cada situação. Os autores destacam, por exemplo, o uso de geogrelhas para solos granulares a fim de garantir uma boa aderência solo - reforço, ou geotêxtil (tecido ou não tecido) para solos coesivos a fim de facilitar a drenagem.

Wadey e Idrees (2014) relatam a utilização de placas de alumínio onduladas com aproximadamente 0,0032 m de espessura para a face de um muro SRG portante em uma ponte no Canadá, esse tipo de face foi utilizado com objetivo de acelerar a construção. Apesar de fornecer uma face mais vertical e evitar o desgaste e a erosão, dificuldades na execução foram

encontradas no que se refere ao monitoramento da verticalidade da face. A Figura 2.4 apresenta a etapa de construção e finalização da ponte.

Figura 2.4 – Muro SRG portante com face em placas de alumínio



Fonte: Wadey e Idrees (2014, p. 14).

Estudos com intuito de analisar fatores como rigidez e inclinação da face de muros SRG também foram realizados (por exemplo, TATSUOKA, 1997; GUEDES, 2004; EHRLICH e BECKER, 2010; EHRLICH e MIRMORADI, 2013; YU *et al.*, 2017; EDDINE E MEKKI, 2017; CORDOVA, 2018). Ressalta-se que embora a grande maioria das pesquisas sobre o efeito da face tenha sido desenvolvida para estruturas não portantes, efeitos semelhantes devem ser encontrados em muros portantes com relação à rigidez da face. Todos os trabalhos a seguir são para muros não portantes.

Bathurst *et al.* (2000) e Bathurst *et al.* (2009) apresentaram resultados de quatro muros SRG de um programa de ensaios experimentais no Canadá. Dos muros, três eram de face rígida (blocos de alvenaria) e um de face flexível (envelopada), todos tinham inclinação de face de 8° (1H:7V) em condições de tensões superiores às de trabalho. O geossintético utilizado no reforço foi uma geogrelha de polipropileno. Os resultados mostraram que as deformações no muro de face flexível foram quatro vezes maiores que as ocorridas no muro de face rígida, as maiores deformações nos reforços ocorrem próximos à face em função da movimentação desta durante o processo construtivo e devido ao recalque do solo. Nos muros com face de blocos, as maiores tensões no reforço ao final da construção foram na conexão face-reforço. A face rígida reduz a magnitude das deformações que se desenvolveriam no muro, quando comparada com o caso de face flexível. Os autores concluíram que quanto maior a rigidez da face, menores foram os deslocamentos da face do muro e as deformações no reforço.

Barboza Junior (2003) analisou três modelos físicos de muros SRG com face inclinada de 6° (1H:10V) com a vertical, reforçados com geogrelha. Um muro foi construído com face envelopada e os outros dois muros com a face de blocos pré-moldados de concreto. Verificou-se a influência da face e da compactação no desempenho do muro sob condições de trabalho. Durante os ensaios foram monitorados os recalques, os deslocamentos horizontais da face e as tensões nos reforços. Ressalta-se que durante o período construtivo dos muros com face rígida, quando a compactação não é efetuada junto à face, as cargas na conexão entre o reforço e a face apresentam-se nulas. Por outro lado, uma compactação próxima à face promove acréscimos de tensão na conexão dos reforços com a face. Porém, quando foi aplicada a sobrecarga, os acréscimos de carga no muro que não teve compactação junto à face foram superiores às verificadas no muro no qual as camadas de solo foram integralmente compactadas. Para muros de face flexível, observou-se que as cargas junto à face se apresentaram nulas, tanto na construção, quanto no carregamento, verificando ainda deformações significativas localizadas junto à face. Foi determinado que um adequado processo de compactação proporciona maiores deslocamentos no decorrer do período construtivo e promove redução de recalques e deslocamentos horizontais no período pós-construção.

Um estudo numérico foi realizado por Vieira *et al.* (2008) para analisar a influência da rigidez da face e da altura do muro nas deformações horizontais de muros de contenção de solos reforçados com geossintéticos com painel de face contínuo. O estudo refere-se a um muro reforçado de altura (H) igual 6 m com 10 camadas de reforço horizontal, espaçadas uniformemente, de comprimento (L) igual 4,2 m, presas a uma face contínua. Foi utilizado o programa FLAC para a modelagem. O comprimento do reforço, foi selecionado para fornecer $L/H = 0,7$. Esse valor da relação L/H é o mínimo recomendado por FHWA (2001) para o projeto. A largura do aterro foi estendida para 35 m além da parte traseira do painel frontal para representar uma região infinitamente ampla. Para este caso, assumiu-se que o muro de contenção de solo reforçado foi construído de forma incremental, o que significa que o suporte é fornecido apenas a cada elevação do solo à medida que é colocada. Através dos resultados, os autores concluíram que o padrão dos deslocamentos horizontais e a distribuição da carga do reforço são amplamente influenciados pela rigidez à flexão da face. Quando a rigidez da face aumenta, a localização do deslocamento horizontal máximo ocorre para uma maior altura em relação ao pé da estrutura. A influência da espessura da face para a mesma rigidez total equivalente é mais significativa quando a face é construída de forma incremental.

Kongkitkul (2008) fez um levantamento de construções de muros SRG recém-construídos e aqueles construídos para substituir antigos muros, bem como casos de utilização

desses muros com função portante para ponte. Dentre as análises, realizou-se o estudo da influência das cargas na conexão do reforço com a face rígida de um muro SRG. O autor ressalta que na ausência de ligação entre as camadas de reforço e a face rígida, não poderiam ser desenvolvidos esforços de tração na conexão e empuxo de terra significativo no tardo do muro. Contrariamente, uma conexão firme entre o reforço e a face altamente rígida levaria a valores de empuxo de terra relativamente elevados.

Ehrlich e Mirmoradi (2013) apresentam estudos de modelo físico e numérico para avaliar o efeito da rigidez do elemento de face. Para isso, dois muros foram construídos usando o mesmo tipo de solo, reforço e espaçamento, diferenciavam-se apenas pelo tipo de face. O muro 1 era composto com blocos modulares de concreto, já o muro 2, a face era envelopada com geossintético. Foram analisados para cada muro a condição com os deslocamentos da base impedidos e sem impedimento, designados muro fixo e livre, respectivamente. As tensões ao longo dos reforços e os movimentos laterais e verticais do muro foram monitorados.

Os resultados mostraram que, para o caso em que a base da face não estava fixa, a rigidez não afetou significativamente a tensão mobilizada nos reforços. No entanto, com a base da face fixa, a variação da rigidez da face pode desempenhar um papel efetivo na magnitude das tensões no reforço. Outro resultado observado foi que a magnitude da tensão de reforço não está associada apenas à rigidez da face, mas também ao atrito mobilizado ao longo da face e entre o solo reforçado e o solo da fundação, Por fim, os deslocamento laterais observados no muro envelopado com geossintético eram muito maiores do que os verificados no muro com blocos modulares de concreto, isso poderia estar relacionado a movimentos locais próximos à face dos muros.

Mirmoradi *et al.* (2016) realizaram uma avaliação experimental do efeito combinado da resistência na base e da inclinação da face no comportamento dos muros SRG. Os dois muros eram semelhantes, exceto pela inclinação da face. O efeito da restrição na base da face dos muros pode ser considerado entre condições fixas e livres, esse fator foi avaliado liberando gradualmente a base da face. A construção do muro ocorreu em dois estágios por camada de solo: primeiro realizou a colocação do solo e segundo foi feita a compactação do solo colocado. Três camadas de reforço foram instaladas ao longo da altura do muro com espaçamento de 0,2 m. Após o término da construção, foi aplicado um carregamento adicional até 100 kPa em toda a superfície do solo de aterro, enquanto isso, a base do muro foi liberada passo a passo, alternando da condição fixa para condição livre. Os resultados mostraram que no muro de menor inclinação, tração de reforço mais altas foram medidas durante os períodos de carregamento e liberação do muro.

Eddine e Mekki (2017) utilizaram software FLAC para uma modelagem numérica com objetivo de investigar a influência da inclinação da face, das diferentes dimensões e das diferentes classes de resistência dos elementos de face do muro composto por blocos modulares. O muro considerado na modelagem tinha 3,6 m de altura, reforço de geogrelha e uma face com diferentes inclinações com a vertical (0°, 8°, 15° e 22°). Utilizou-se para modelar o solo um modelo linear elástico e perfeitamente plástico obedecendo o critério de Mohr-Coulomb. Os resultados da pesquisa indicaram que a inclinação da face é de grande relevância no dimensionamento de um muro SRG com face de blocos segmentares e pode proporcionar uma contribuição importante na estabilidade deste tipo de muro. Quanto maior a inclinação da face com a vertical menores serão os empuxos no tardo da face e os valores da tensão de tração nas camadas de reforço, já os deslocamentos laterais do muro diminuiram de forma significativa. Outra observação foi em relação as dimensões e as características mecânicas dos blocos modulares que teve um efeito notável no comportamento do muro, diminuindo os deslocamentos laterais do muro e os valores da tensão de tração nas camadas de reforço.

Yu *et al.* (2017) realizaram estudos de modelagem numérica com o objetivo de avaliar o desempenho de dois muros de SRG de face envelopada, o primeiro muro teve a face envelopada com geogrelha e o segundo a face foi envelopada com uma malha de arame soldado, com inclinação de 8° (1H:7V) com a vertical e 3.6 m de altura. Estes muros fazem parte do programa de pesquisas realizadas por Bathurst *et al.* (2006), um dos objetivos do estudo foi verificar a influência do tipo e inclinação da face do muro. Os modelos numéricos foram executados no programa FLAC. Os resultados numéricos foram comparados com as características de desempenho medidas e com os valores estimados pelo método Simplificado AASHTO (2014) e Allen e Bathurst (2015). As previsões numéricas dos deslocamentos horizontais da face e das tensões máximas no reforço foram menos precisas para o muro com face envelopada com geogrelha em relação aos valores previstos no muro com face envelopada com malha de arame soldado. Os autores afirmaram que a baixa concordância entre as previsões numéricas dos deslocamentos da face do muro e as maiores deformações medidas no muro da face envolvida da geogrelha são provavelmente relacionadas à flexibilidade da face.

2.4.2 Rigidez e espaçamento vertical do reforço

A rigidez e espaçamento vertical do reforço são parâmetros chave no projeto de muros SRG, pesquisas apontam que o espaçamento vertical tem maior influência no comportamento

do muro do que a rigidez do reforço (ADAMS *et al.*, 2012; NICKS *et al.*, 2016; MOHAMED *et al.*, 2017; ABU-FARSAKH *et al.*, 2019).

Em relação a valores de espaçamento verticais entre reforços adotados em muros de SRG portantes, Mohamed (2017) realizou um levantamento dos valores utilizados na prática em diferentes continentes. Os resultados mostraram que o espaçamento vertical variou de 0,2 m a 0,6 m. O espaçamento de 0,2 m foi adotado por muitas estruturas nos EUA e um espaçamento máximo de 0,6 m foi identificado em pontes na América do Sul, Europa e Oceania. Em se tratando dos valores de rigidez usuais para muros de SRG portantes foi observado em alguns trabalhos (Zheng e Fox, 2017; Shen *et al.*, 2019; Abu-Farsakh *et al.*, 2019) que a faixa de valores usuais varia entre 250 a 1500 kN/m.

Yang (1972) considerou a contribuição do reforço geossintético como fornecendo uma pressão de confinamento aparente 3 para o solo dentro de uma área de influência, conforme mostrado na Equação 2.1

$$\Delta\sigma_3 = \frac{T}{S_v} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde,

T é a resistência à tração do reforço e S_v é o espaçamento vertical do reforço.

Schlosser e Long (1974), por outro lado, concluíram que a presença de reforço geossintético resulta em uma coesão aparente no solo. Com base nos conceitos de coesão aparente e pressão de confinamento aparente, Wu e Pham (2013) sugeriram que a Equação 2.2 fosse utilizada para avaliar a coesão aparente c_R devido à existência de reforço geossintético.

$$c_R = \frac{T_f \sqrt{K_p}}{2S_v} + c \quad \text{Equação 2.2}$$

No qual,

K_p é o coeficiente de empuxo passivo e c é a coesão do solo.

Ambas as equações implicam que o aumento na resistência do reforço (T) e uma diminuição do espaçamento vertical (S_v) devem proporcionar um melhor desempenho do solo reforçado. Porém, essas expressões também indicam que um aumento na resistência do reforço associado a um aumento proporcional no espaçamento vertical do reforço teria o mesmo efeito no comportamento do solo reforçado. Esta é uma suposição fundamental feita nos métodos de

projeto atuais (por exemplo, FHWA e AASHTO) para estruturas de solo reforçado com geossintéticos (Wu e Pham, 2013).

Assim, algumas pesquisas foram realizadas alterando-se proporcionalmente o espaçamento vertical e a resistência à tração do reforço, adotando-se os demais parâmetros constantes (por exemplo, SHEN *et al.*, 2019; MOHAMED, 2017). Ou seja, para que isso aconteça a relação entre a resistência do reforço e o espaçamento vertical tem que ser mantida constante conforme Equação 2.3.

$$\frac{T}{S_v} = \text{constante} \quad \text{Equação 2.3}$$

Uma vez que a força no reforço T é proporcional à rigidez do reforço, como mostrado na Equação 2.4, um mesmo valor de deformação será obtido aumentando-se o espaçamento vertical, desde que ocorra um aumento proporcional da rigidez do reforço. Ou seja, os métodos de dimensionamento assumem que uma relação constante entre esses dois parâmetros como indicado na Equação 2.5, deve resultar em um mesmo valor de deformação. Segundo Mohamed (2017) é apropriado usar a relação entre a rigidez e o espaçamento vertical do reforço (Equação 2.5) para avaliar o efeito do espaçamento entre reforço nos níveis de tensão de trabalho.

$$T = J \cdot \varepsilon \quad \text{Equação 2.4}$$

$$\frac{J}{S_v} = \text{constante} \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde,

J é a rigidez do reforço e ε é a deformação.

Estudos que avaliaram o efeito do espaçamento vertical no comportamento de SRG, foram conduzidos segundo duas abordagens diferentes: sem considerar e considerando a relação T/S_v (ou J/S_v) nas análises. Nesse último caso, tem-se uma abordagem mais adequada para avaliar se uma diminuição do espaçamento entre reforços provoca alguma modificação na interação solo-reforço capaz de aumentar o efeito benéfico do reforço, efeito não previsto pela Equação 2.1 ou 2.2. Estudos sobre o efeito do espaçamento vertical considerando as duas abordagens citadas são apresentados a seguir.

2.4.2.1 Estudos que não consideram a relação T/S_v (ou J/S_v)

Alguns estudos foram realizados com intuito de identificar o efeito da rigidez e do espaçamento vertical do reforço no comportamento de muros de SRG, porém sem avaliar o valor dessa relação (por exemplo, ELTON E PATAWARAN 2005; ADAMS *et al.* 2007; ZIEGLER *et al.* 2008). Os resultados mostraram que essas duas variáveis afetam o comportamento do solo reforçado, como pode ser antecipado ao se considerar a Equação 2.1. Porém, o espaçamento do reforço tem mais efeito do que a rigidez do reforço.

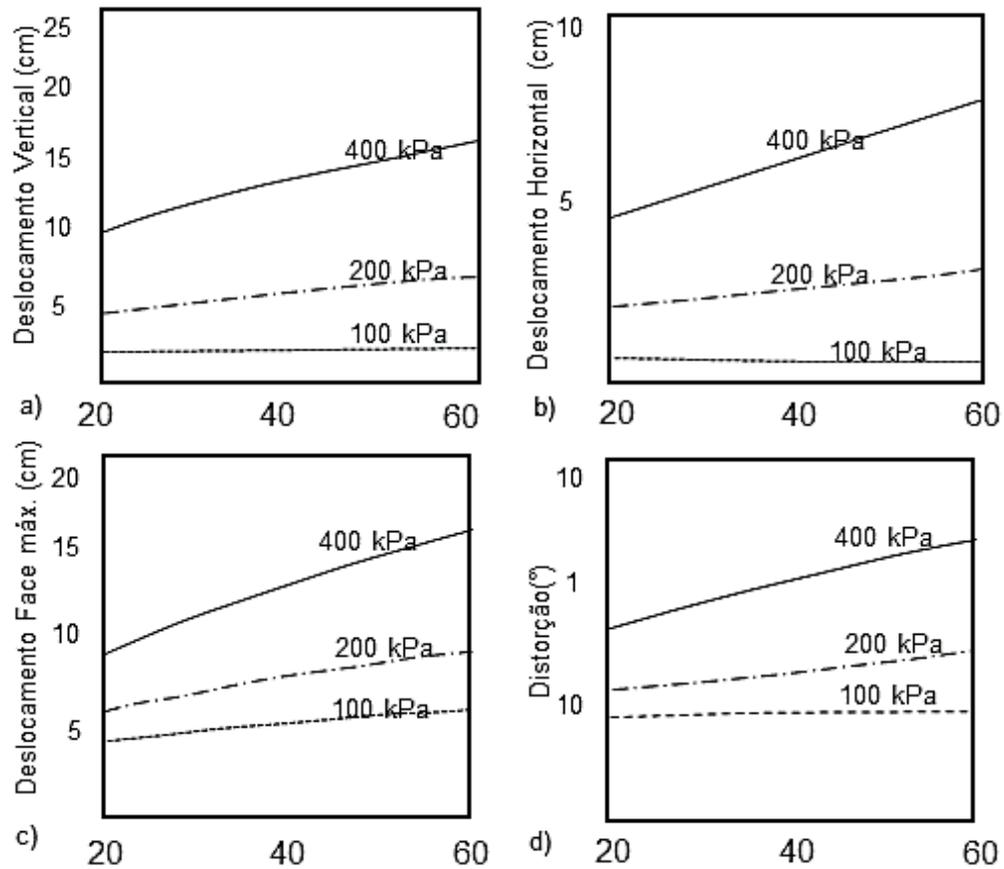
Helwany *et al.* (2007) descreveram as análises de elementos finitos, de dois ensaios de carga em grande escala, de um muro SRG portante de ponte, referentes ao experimento da National Cooperative Highway Research Program (NCHRP); o experimento foi realizado no Centro de Pesquisa Turner-Fairbank Highway, em McLean, Virgínia, em 2003. A análise foi realizada usando o programa computacional Dyna3D que simulou o comportamento do muro com o aumento de cargas estáticas até a ruptura. Os autores também exploraram os efeitos das propriedades de aterro, rigidez do reforço e espaçamento vertical do reforço. O modelo simulado contava com uma altura total de 7,1 m, a face era de blocos de concreto e para o reforço foram utilizados geotêxtis com comprimento de 5,28 m. O solo foi simulado com ângulo de atrito de 34° e coesão 0 (zero). A carga vertical foi distribuída uniformemente e aumentada gradativamente até a ruptura ou até ser atingido 1000 kPa. Para obter resultados sobre o efeito do espaçamento vertical os autores utilizaram três valores diferentes de espaçamento: 0,20; 0,40 e 0,60 m.

Os resultados obtidos relacionam o aumento do espaçamento vertical com: deslocamento vertical, deslocamento horizontal, o deslocamento máximo na face de blocos de concreto e a distorção. A Figura 2.5 mostra os efeitos do aumento do espaçamento nos parâmetros de desempenho selecionados. Figura 2.5a mostra que o deslocamento vertical aumenta com o aumento do espaçamento. O aumento no deslocamento se torna mais significativo à medida que a pressão aplicada aumenta. A 200 kPa de pressão aplicada, há um aumento de 24% no deslocamento vertical no espaçamento de 0,40 m, em comparação com o espaçamento de 0,20 m.

Tendências semelhantes com aumentos similares são observadas para o deslocamento horizontal (Figura 2.5b) e para o deslocamento lateral máximo da face (Figura 2.5c). A distorção, como mostrado Figura 2.5d, variou de $+0,1^\circ$ para 0,20 m de espaçamento a $+0,41^\circ$ para 0,60 m de espaçamento. Os autores concluíram que o espaçamento vertical afeta o desempenho do muro de SRG portante e que os valores dos movimentos vertical e horizontal

com pressão aplicada de 200 kPa foram aceitáveis, isso implica que é improvável que os deslocamentos causem qualquer dano às superestruturas da ponte. Os deslocamentos verticais e horizontais para a pressão aplicada de 400 kPa são inaceitáveis: o deslocamento vertical é de 0,103 m e a horizontal é de 0,046 m.

Figura 2.5 – Efeito do espaçamento do geossintético. a) Deslocamento vertical, b) Deslocamento horizontal, c) deslocamento da face, d) Distorção

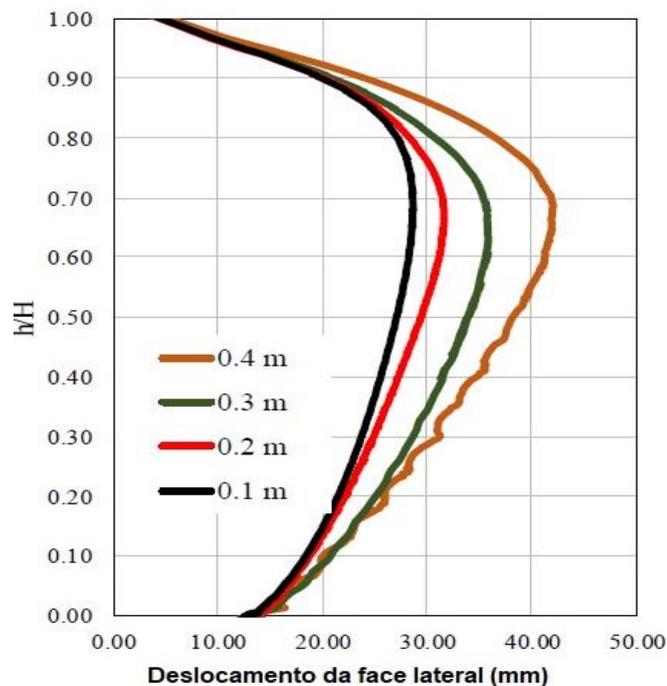


Fonte: Helwany *et al.* (2007, p. 1237).

Abu-Farsakh *et al.* (2019) realizaram simulações numéricas no programa PLAXIS 2D, o modelo numérico foi verificado usando os resultados de um estudo de caso realizado em *Maree Michel* GRS-IBS, Louisiana, EUA. Estudos paramétricos foram realizados para investigar os efeitos do comprimento do vão, espaçamento e rigidez do reforço no desempenho do muro portante. A altura total do muro era de 3,8 m, uma carga distribuída de 63 kPa foi aplicada na parte superior e inferior de cada camada de solo durante o processo de construção em etapas para simular a compactação do solo. Quatro diferentes espaçamentos verticais de reforço foram considerados e avaliados neste estudo: 0,1 m, 0,2 m, 0,3 m e 0,4 m.

Os resultados mostraram que em todos os casos a envoltória de deformação máxima está localizada muito próximo da face do muro, a 0,2 da altura (H) do muro, e se move para cerca de 1,2 m de distância da face do muro, a 0,8 H. A magnitude da deformação máxima aumentou com o aumento do espaçamento do reforço. A deformação máxima aumenta de 0,62% para um espaçamento de reforço de 0,1 m a 1,63% para um espaçamento de reforço de 0,4 m a 0,8 H. A Figura 2.6 apresenta o efeito do espaçamento do reforço no deslocamento da face, H representa a altura total e h a altura de cada nível, assim h/H representa a altura relativa da altura total (H). O deslocamento máximo da face aumenta de 0,028 m para um espaçamento de reforço de 0,2 m a cerca de 0,042 m para um espaçamento de reforço de 0,4 m (um aumento percentual de aproximadamente 50%).

Figura 2.6 - Efeito do espaçamento do reforço no deslocamento da face lateral para uma rigidez do reforço (J) igual 600 kN/m



Fonte: Abu-Farsakh *et al.* (2019, p. 04).

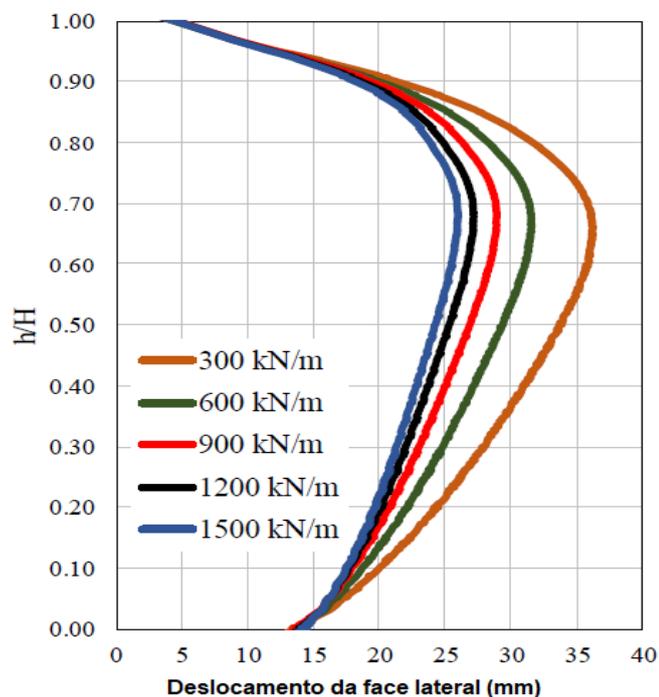
Além de variar o espaçamento vertical, os pesquisadores variaram os valores de rigidez do reforço. Para isso, cinco valores de rigidez diferentes foram considerados e avaliados: 300, 600, 900, 1200 e 1500 kN/m. Semelhante ao efeito do espaçamento do reforço, a rigidez do reforço afeta a magnitude da deformação, mas não afeta o formato da distribuição da deformação nem a localização da deformação máxima.

Os resultados mostraram que o aumento da rigidez do reforço de 300 kN/m para 900 kN/m tem efeito significativo sobre a tensão no reforço (por exemplo, a tensão diminui de 1,3%

para 0,68% a 0,8 H da altura do muro). No entanto, depois disso, o efeito da rigidez do reforço tende a diminuir, por exemplo, a tensão diminui de 0,6% a 0,5% quando a rigidez do reforço aumenta de 900 kN/m para 1500 kN/m a 0,8H da altura do muro.

A Figura 2.7 apresenta o efeito da rigidez do reforço no deslocamento lateral do muro. O deslocamento máximo da face diminui de 0,037 m para uma rigidez de reforço de 300 kN/m a 0,026 m para uma rigidez de 1500 kN/m (diferença percentual de aproximadamente 42%).

Figura 2.7 - Efeito da rigidez no deslocamento da face lateral para um espaçamento vertical (S_v) igual a 0,2 m



Fonte: Fonte: Abu-Farsakh *et al.* (2019, p. 04).

Os autores concluíram que o espaçamento do reforço tem influência significativa na distribuição da deformação ao longo do reforço e no deslocamento da face, e que a deformação máxima e o deslocamento lateral da face aumentam com o aumento do espaçamento do reforço. A rigidez do reforço tem influência significativa no comportamento do GRS-IBS em termos de redução do deslocamento da face lateral e da magnitude da distribuição da deformação ao longo do reforço com o aumento da rigidez até um certo ponto, após o qual esse impacto tende a diminuir ao contrário do efeito do espaçamento do reforço, que mostra um impacto constante no desempenho do GRS-IBS.

Mohamed *et al.* (2017) apresentaram uma reavaliação dos resultados obtidos por Leshchinsky *et al.* (1994) para avaliar o efeito do espaçamento vertical. Na metodologia do estudo foram feitas avaliações experimentais e análises numéricas com base em dados de monitoramento de campo com intuito de avaliar o comportamento do muro SRG portante.

Na avaliação experimental Mohamed *et al.* (2017) apresentam duas séries de ensaios. Na primeira série foi realizado um ensaio de arrancamento de uma única camada de reforço confinado em uma massa de solo (ensaio convencional de arrancamento). Já na segunda série, o ensaio de arrancamento foi realizado para duas camadas de reforço (com espaçamento vertical de 0,20 m) confinados no solo para avaliar o efeito da interação entre as camadas de reforço. Após análise dos resultados obtidos, foi concluído que o programa experimental, conduzido na segunda série, indicou uma diferença no mecanismo de deformação: o solo entre as camadas de reforço se comporta como um bloco monolítico.

Após essa análise experimental, Mohamed *et al.* (2017) conduziu uma análise numérica com base em dados de monitoramento de campo de dois muros de SRG portante construídos em Stockbridge, Geórgia. Os valores de deslocamento previstos numericamente foram inferiores aos medidos no campo. Entretanto, as curvas de distribuição dos deslocamentos com a profundidade foram semelhantes. Os autores destacaram que o efeito do espaçamento vertical aumenta com o aumento da resistência ao cisalhamento do material de aterro.

Para valores de espaçamento de reforço abaixo de 0,20 verificou-se que o solo reforçado se comporta como uma massa coerente e não desenvolve zonas plásticas internas. Por outro lado, um espaçamento comparativamente grande (além de 0,60 m) resultou em ruptura na conexão. No geral, os resultados numéricos indicaram que a interação de todos os componentes do muro (ou seja, face, fundação, solo reforçado e propriedades de reforço) pode afetar o desempenho do muro.

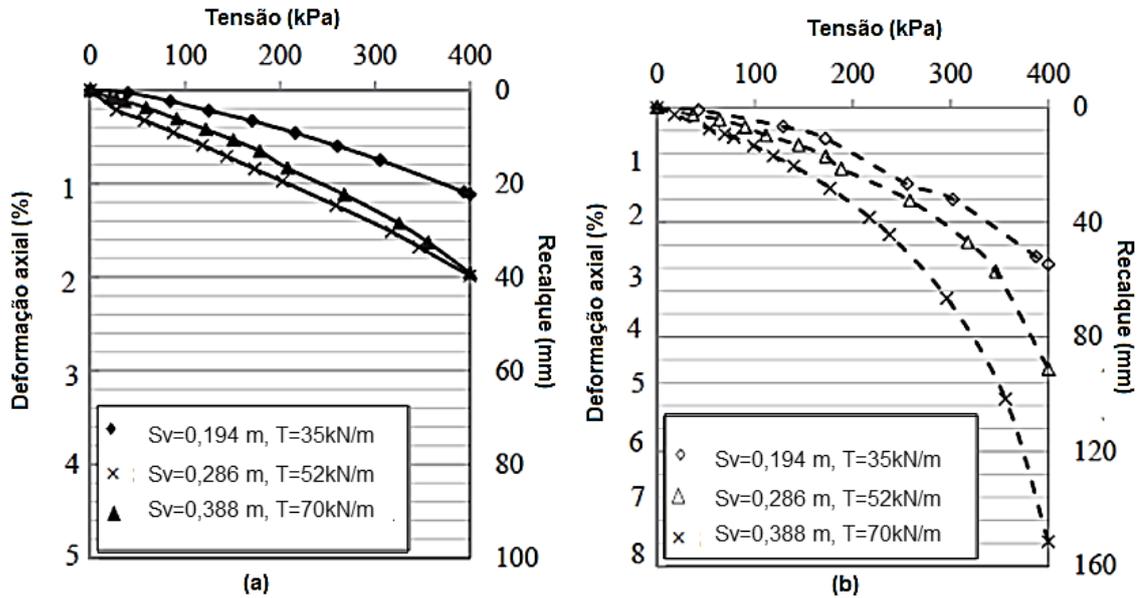
Foi concluído que a avaliação de campo, que incluiu a avaliação do comportamento de dois muros SRG portante, mostrou respostas consistentes com as da avaliação experimental. Mohamed *et al.* (2017) ainda comenta que embora tenha sido dada ênfase significativa na literatura técnica à interação entre aterro e reforço geossintético, os fenômenos associados que podem se desenvolver em uma massa de solo reforçada devido ao espaçamento vertical do reforço podem ter sido negligenciados. O efeito do espaçamento vertical do reforço pode ter um impacto relevante no comportamento do solo reforçado, por razões ainda desconhecidas, que geralmente não é considerado no projeto.

2.4.2.2 Estudos que consideram a relação T/S_v (ou J/S_v)

Nicks *et al.* (2016) realizaram estudos que analisaram o efeito do espaçamento vertical considerando a relação T/S_v constante. Para isso, ensaios de mini-pier foram realizados. O trabalho teve como foco analisar as deformações laterais e recalques do solo reforçado aplicando-se uma carga de 200 e 400 kPa. A carga de 400 kPa foi utilizada para obter informações adicionais sobre o comportamento dos muros. Dois tipos de ensaios foram realizados para avaliar também o tipo de face. No primeiro caso, a face foi executada com blocos de concreto vazado (tradicional do ensaio de mini-pier) e no outro, não utilizou face. Os valores de S_v e T utilizados foram: $S_v = 0,194$ m e $T=35$ kN/m, $S_v = 0,286$ m e $T=52$ kN/m, $S_v = 0,388$ m e $T=70$ kN/m, correspondendo a uma relação T/S_v constante aproximadamente igual a 180.

A Figura 2.8a e 2.8b mostram os resultados para o efeito do espaçamento e resistência a tração do reforço em termos de recalque e deformação axial para o muro com face e o muro sem a face, respectivamente. Os resultados indicaram que S_v teve um efeito no desempenho de estruturas de solo reforçadas além do previsto pela Equação 2.1, pois o ensaio com espaçamento vertical menor (0,194 m) e tração de reforço mais fraca (35 kN/m) sofreu a menor deformação em comparação com os dois ensaios projetados com a mesma razão T/S_v independentemente da condição da face do muro. A Figura 2.8b mostra o efeito do espaçamento do reforço no recalque sem a face em blocos de concreto, indicando curvas com comportamento não linear especialmente para os ensaios com $S_v = 0,286$ m e $S_v = 0,388$. Os resultados sugerem que o espaçamento do reforço teve mais influência para a face com envelopamento.

Figura 2.8 – Efeito do espaçamento vertical e resistência a tração. a) Ensaio com face em blocos de concreto, b) Ensaio sem face



Fonte: Nicks *et al.* (2016, p. 646).

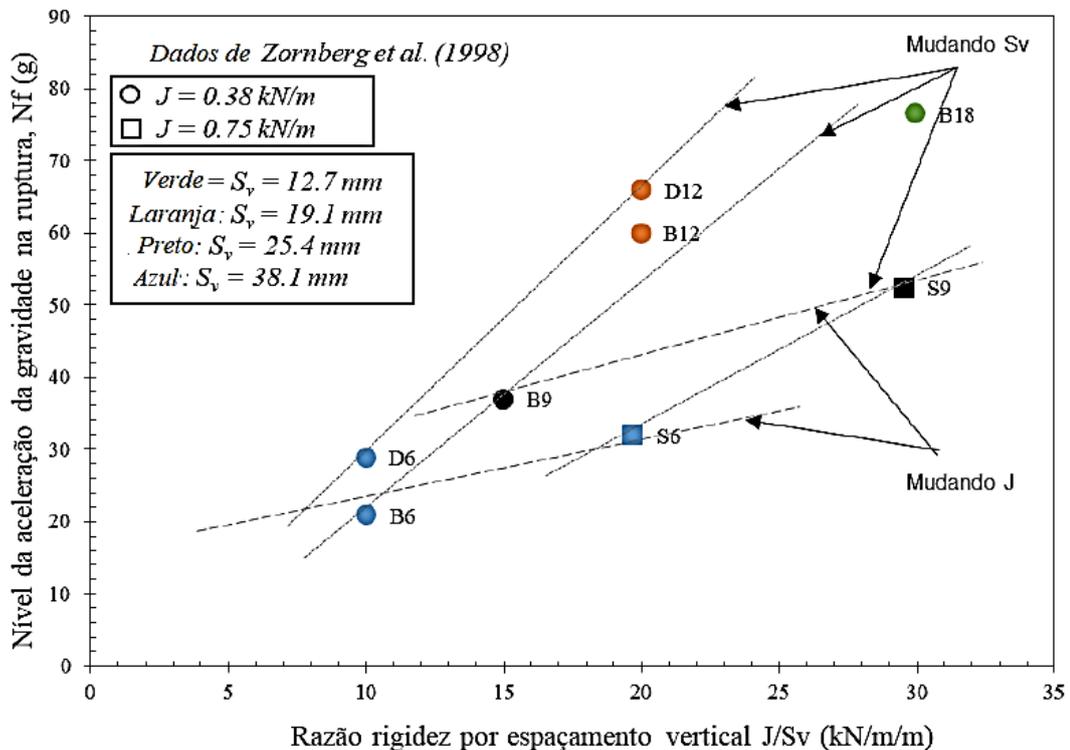
Mohamed (2017) com intuito de se avaliar o efeito do espaçamento vertical e da rigidez do reforço realizou um estudo fazendo comparações, entre esses parâmetros, a partir de dados compilados recuperados de estudos na literatura desenvolvidos pelos autores Zornberg *et al.*, (1998) e Zhang *et al.* (2002). Esses estudos envolveram ensaios de modelos reduzidos em centrífugas geotécnicas. O desempenho dos modelos foi comparado com base na razão da rigidez pelo espaçamento vertical (J/S_v).

Zornberg *et al.* (1998) investigaram os mecanismos de ruptura do talude do SRG. Seu estudo envolveu oito modelos de ensaio de centrífuga. Seu programa de ensaio incluiu vários valores de espaçamento vertical do reforço, resistência à tração do reforço e densidade relativa (D_r) do aterro. Observou-se que a localização da superfície de ruptura não foi afetada pelo espaçamento do reforço, resistência à tração do reforço ou densidade de aterro. Além disso, o recalque foi independente do espaçamento e da resistência à tração do reforço, mas foi afetado pela densidade do aterro.

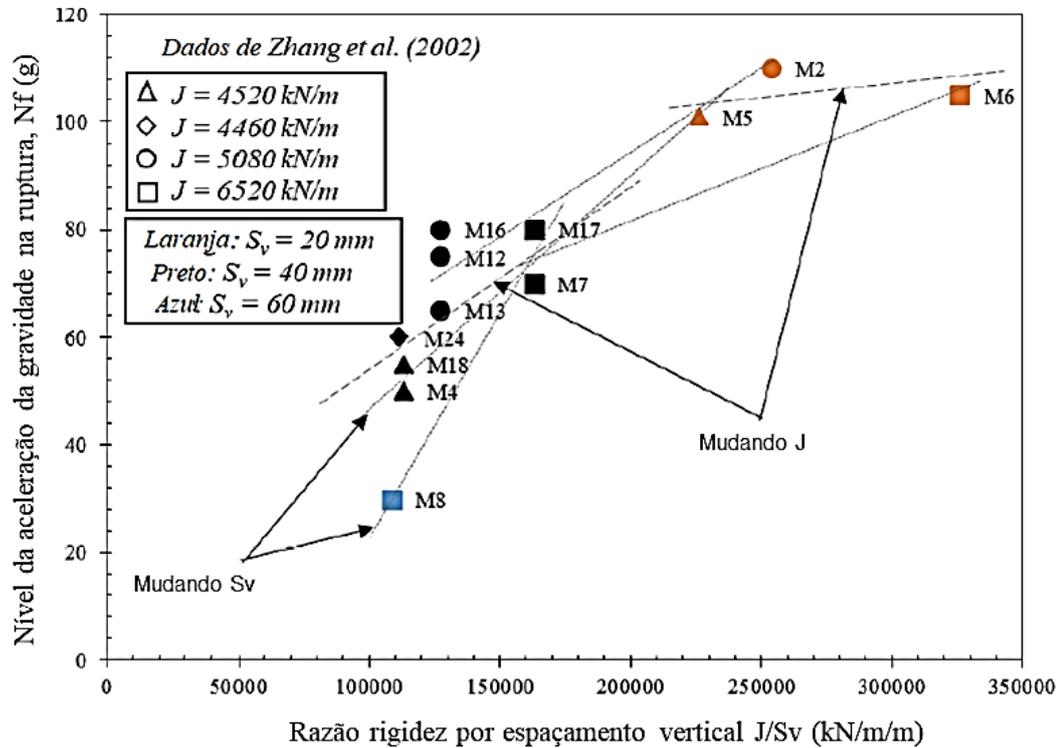
Zhang *et al.* (2002) realizaram um estudo abrangente sobre o comportamento dos muros SRG. Eles estudaram o comportamento de 24 modelos em centrífuga com vários parâmetros, incluindo as variáveis: resistência à tração do reforço, espaçamento vertical do reforço, comprimento do reforço, material de aterro, material de fundação. Nesse estudo, os autores abordaram o efeito da alteração dos parâmetros do muro nos mecanismos de deformação, modos de ruptura e superfícies de ruptura dos modelos de SRG. Nove modelos do ensaio foram utilizados na avaliação do espaçamento de reforço conduzidas por Mohamed (2017).

As Figuras 2.9a e 2.9b mostram o nível da aceleração da gravidade na ruptura versus a razão J/S_v para vários modelos de Zornberg *et al.* (1998) e Zhang *et al.* (2002), respectivamente. Linhas de contorno foram estabelecidas para modelos com o mesmo espaçamento de reforço ou rigidez de reforço. Esses contornos mostram o efeito de aumentar o espaçamento do reforço (mantendo-se a rigidez do reforço) ou aumentar a rigidez do reforço (mantendo-se o mesmo espaçamento de reforço) no comportamento dos muros SRG. Observou-se que o efeito do espaçamento do reforço supera o da rigidez do reforço na estabilidade estrutural dos muros. Essa observação foi considerada consistente entre todas as linhas de contorno estabelecidas para modelos do mesmo estudo e entre modelos de diferentes estudos.

Figura 2.9 - Efeito do espaçamento entre reforços e rigidez à tração no comportamento das estruturas SRG: (a) Dados de Zornberg *et al.* (1998); (b) Dados de Zhang *et al.* (2002)



a)



b)

Fonte: Mohamed (2017, p. 233)

Do levantamento feito por Mohamed (2017), o autor concluiu que reduzir o espaçamento vertical do reforço aumenta a estabilidade estrutural dos muros. A reavaliação dos dados indicou que a diminuição do espaçamento do reforço resulta em menor deslocamento lateral e menor recalque. Além disso, as estruturas de SRG construídas com a mesma capacidade de resistência à tração total e rigidez do reforço tiveram desempenho diferente quando seus reforços foram colocados em espaçamento vertical diferente.

Por fim, os autores afirmaram que uso de um número grande de camadas de reforço de resistência à tração e rigidez baixas, mas colocadas em um espaçamento vertical comparativamente pequeno, pode resultar em um desempenho estrutural geral melhor do que uma estrutura comparável com reforços de alta resistência à tração e rigidez, mas colocados em um valor de espaçamento vertical comparativamente grande. Essa diferença de desempenho deve-se ao grande número de interfaces de reforço do solo em estruturas com reforço espaçado, pois o grande número de interfaces aumenta a interação entre o solo e as camadas de reforço.

Shen *et al.* (2019) também realizaram análise do espaçamento considerando a relação J/Sv. Nesse caso, foram realizadas análises numéricas bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) de muros de SRG portante. O modelo numérico foi validado com resultados de ensaios de mini-pier encontrados na literatura. Após a validação, um estudo paramétrico foi conduzido

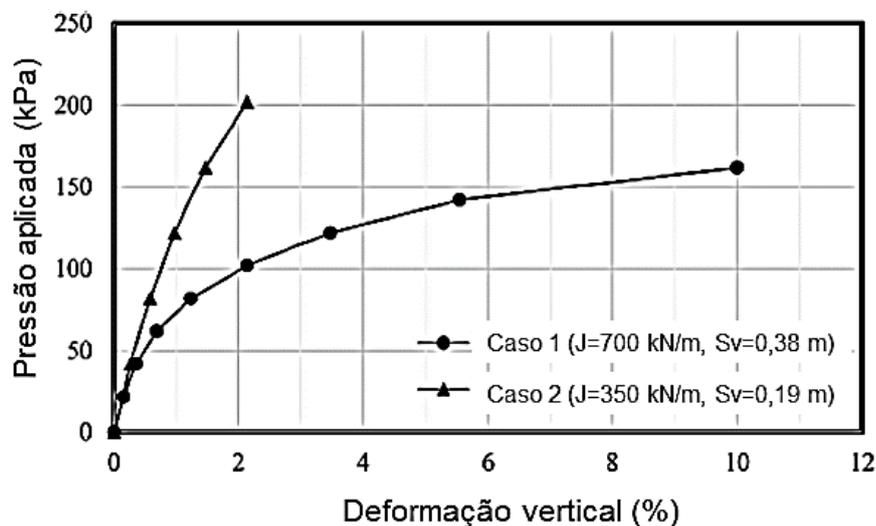
para investigar a influência da rigidez e espaçamento do reforço e a combinação de rigidez e espaçamento do reforço, considerando a razão J/S_v constante.

Programas baseados em diferenças finitas FLAC2D E FLAC3D foram usados para avaliar o comportamento dos muros de SRG portante. A face do muro era de blocos de concreto e o reforço utilizado foi um geotêxtil. A pressão aplicada foi de 200 kPa e as dimensões do muro eram: altura de 1,9 m, comprimento de 1,4 m e a largura de 1,4 m.

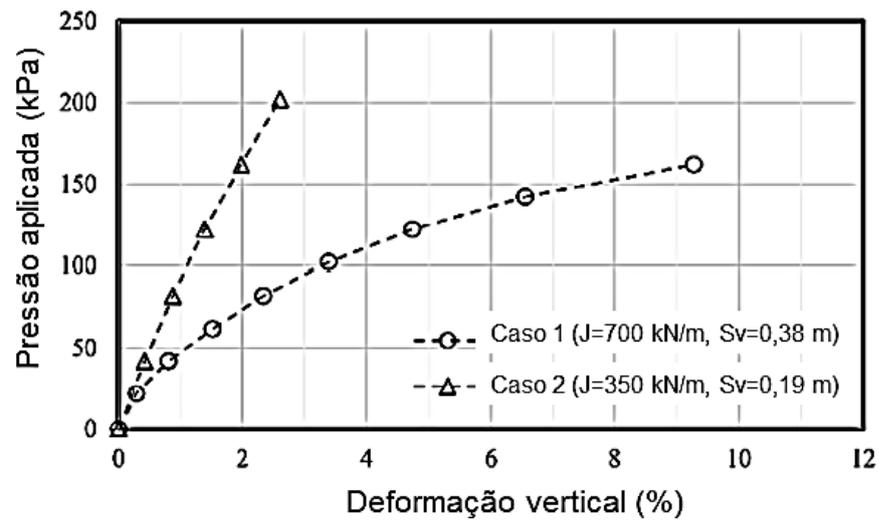
Para a análise que considerou a razão J/S_v constante, dois casos foram considerados: caso 1 ($J = 700 \text{ kN/m}$, $S = 0,38\text{m}$) e caso 2 ($J = 350 \text{ kN/m}$, $S = 0,19\text{m}$). Em ambos os casos, a proporção de rigidez de reforço para o espaçamento vertical era a mesmo $J/S_v = 1842 \text{ kN/m/m}$. No entanto, no primeiro caso tem-se maior espaçamento vertical do reforço com maior rigidez à tração do reforço, enquanto no segundo caso foi adotado menor espaçamento vertical com menor rigidez à tração do reforço.

A Figura 2.10 apresenta as curvas pressão vertical versus deformação vertical para muros SRG 2D e 3D com diferentes combinações de J e S_v , mas a mesma razão J/S_v . Ambos os modelos numéricos 2D e 3D mostraram que o caso 1 e o caso 2 tiveram resultados diferentes sob carregamento vertical. A capacidade de carga final do muro 3D no caso 1 foi inferior à pressão vertical de serviço recomendada pelo FHWA de 200 kPa (Adams *et al.*, 2011). A influência do espaçamento do reforço foi significativa. O caso 2, com menor espaçamento, apresentou mais camadas de reforço e a interação solo-reforço proporcionou maior confinamento ao solo, resultando em um aumento da capacidade de carga do muro SRG.

Figura 2.10 – Efeito combinado da rigidez e espaçamento vertical do reforço. a) Modelo numérico 3D, b) Modelo numérico 2D



a)



b)

Fonte: Mohamed (2017, p. 364)

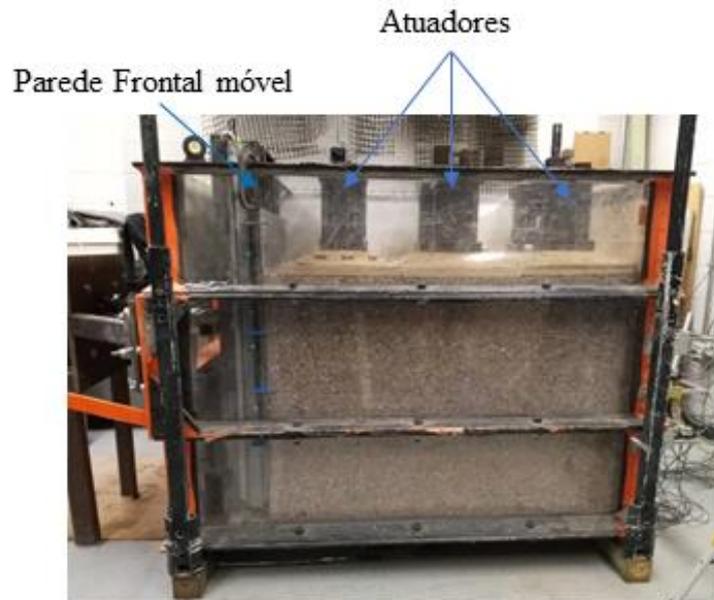
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Realizou-se uma investigação por meio de simulações numéricas para analisar a influência do espaçamento vertical entre reforços no comportamento de uma massa de solo reforçado, considerando condições específicas de muros de SRG em encontro de pontes. Para esse fim, foi utilizado o programa computacional de elementos finitos Plaxis 2D. Inicialmente, a modelagem numérica foi validada utilizando resultados de ensaios de laboratório realizados por Costa (2019). Após estar totalmente validado, o comportamento do solo reforçado foi estudado mediante análises paramétricas. Foi analisado como o solo reforçado se comporta com a alteração do espaçamento vertical (S_v), considerando diferentes valores de rigidez (J) do reforço e alterações nas dimensões do solo reforçado (altura e comprimento). A investigação do espaçamento vertical foi conduzida reduzindo o espaçamento entre as camadas, adotando-se os demais parâmetros constantes, mas também considerando um mesmo nível de solicitação no reforço. Ou seja, o espaçamento vertical e a rigidez foram alterados proporcionalmente a fim de não alterar a carga no reforço. Para tanto, a relação entre o espaçamento e a rigidez (J/S_v) foi mantida constante.

3.1 Ensaios de Laboratório para validação do modelo numérico

Os ensaios de laboratório, que foram utilizados para validação da modelagem numérica, foram realizados por Costa (2019) na Universidade do Texas em Austin. Nesses ensaios, uma massa de solo reforçado com geossintéticos foi submetida a uma pressão vertical crescente em uma caixa de testes de grandes dimensões (1,50 m de comprimento, 0,76 m de largura e 1,20 m de altura), mostrada na Figura 3.1. A caixa possuía três paredes fixas, sendo uma parede lateral transparente para a observação da massa de solo durante o ensaio. Sobre a estrutura foi aplicada uma pressão vertical máxima de 50 kPa. Todos os ensaios foram realizados permitindo a movimentação da parede frontal da caixa após a aplicação do carregamento, mediante rotação na base. Os materiais utilizados foram: um pedregulho limpo, depositado pelo rio Colorado perto de Austin, Texas e geotêxteis tecidos com diferentes valores de rigidez. A massa de solo reforçado possuía dimensões iguais a 1,30 x 0,76 x 0,80 m (comprimento, largura e altura, respectivamente), ocupando parcialmente a caixa de testes, como pode ser observado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Caixa de testes com solo reforçado



Fonte: Costa (2019).

O solo utilizado no ensaio foi classificado como GP (pedregulho mal graduado) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solo (SUCS) e classificado como A-1-a, de acordo com a classificação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). O material é composto por partículas sub-arredondadas a sub-angulares e consiste predominantemente de quartzo. A distribuição granulométrica do pedregulho utilizado está de acordo com a faixa padrão de distribuição de tamanho de grão AASHTO No. 8. O diâmetro das partículas do solo varia aproximadamente de 1 a 13 mm com um diâmetro médio de grão de 7 mm. Os coeficientes de uniformidade e de curvatura do pedregulho são iguais a 1,6 e 0,9, respectivamente.

O pedregulho possui massa específica dos sólidos igual a $2,62 \text{ g/cm}^3$ (ASTM D854), sendo 0,73 e 0,50, os valores de índice de vazios máximo e mínimo, respectivamente. Os valores máximo e mínimo de peso específico seco do material correspondem respectivamente a 15,1 (ASTM D4253) e $17,5 \text{ kN/m}^3$ (ASTM D4254). Nos ensaios, o material de aterro foi preparado com uma densidade relativa de 70%, o que corresponde a um peso específico seco igual a $16,67 \text{ kN/m}^3$ e a um índice de vazios de 0,57.

A resistência ao cisalhamento do solo usado neste estudo foi avaliada por Mohamed (2017) mediante a realização de uma série de ensaios triaxiais em corpos de prova de 152,4 mm (6 in) de diâmetro e 330,2 mm (13 in) de altura. Os ensaios foram conduzidos, aplicando-se

pressão de confinamento iguais a 35, 70 e 105 kPa, sempre com uma densidade relativa de 70%. O ângulo de atrito de pico corresponde a um valor igual a 41° , sendo a coesão nula.

Dois geotêxteis de polipropileno foram empregados nos ensaios, doravante designados por geotêxteis “A” e “B”. O geotêxtil A possuía a maior resistência, sendo produzido nos EUA pela empresa Tencate Industrial Fabrics e comercialmente conhecido como Mirafi HP270. Esse material foi inicialmente escolhido por se tratar de um geotêxtil da linha Mirafi HP que é composta por geotêxteis tecidos empregados com frequência em muros de solo reforçado nos EUA. Entretanto, o resultado do ensaio como o solo reforçado realizado com esse material na caixa de testes indicou um baixo nível de carga no reforço. Assim, um outro material com menor resistência foi selecionado (geotêxtil B) a fim de facilitar a visualização do processo de deformação nos ensaios com o solo reforçado.

O material designado como geotêxtil B é comercialmente conhecido como Agfabric, sendo fabricado pela Wellco Industries, INC e é comercializado para uso em atividades agrícolas. Nesse caso, é utilizado como elemento de proteção para evitar processo erosivos e carreamento de sementes plantadas no solo. Esse material foi selecionado diante da inexistência de um outro geotêxtil empregado para reforço de solos com resistência menor do que o geotêxtil A.. Na Tabela 3.1 são destacadas algumas características dos geotêxteis utilizados, mostrando a resistência à tração obtida nos ensaios. O coeficiente de variação (CV) encontrado para os valores de resistência dos geotêxteis A e B foi igual a 2,61% e 1,20%, respectivamente.

Tabela 3.1 – Características do geotêxtil

Característica	Geotêxtil A	Geotêxtil B
Polímero	PP	PP
Massa por unidade de área (g/m ²)	232	115
Resistência à tração (kN/m)	48,3	18,8
Deformação na ruptura (%)	15,2	21,3

Fonte: Costa (2019).

Os ensaios utilizados para validação numérica foram executados com o solo reforçado com os geotêxteis A e B e diferentes valores de espessura da camada de solo entre geossintético. O ensaio era iniciado aplicando-se uma pressão em atuadores posicionados na superfície do solo reforçado (ver Figura 3.1) correspondente a uma pressão vertical igual a 5 kPa, como forma de pré-carregamento. Após aplicação desse nível de pressão, o escoramento da face móvel era

removido podendo a mesma apresentar deslocamento mediante movimento de rotação em torno da base. Na sequência, a pressão vertical era aumentada em incrementos até se atingir valores iguais a 10, 20, 30, 40 e 50 kPa, que correspondia ao máximo valor possível para a caixa de testes disponível na UT/Austin.

Dois relógios comparadores foram utilizados para registrar o deslocamento da face e recalque. Um relógio foi responsável por acompanhar o deslocamento horizontal no topo da face móvel, ele foi posicionado a uma altura (H) de 0,8 m, já o outro foi colocado afastado da face a 0,0225 m na horizontal e H igual a 0,8 m para registrar recalques na superfície superior da massa reforçada.

3.2 Validação do modelo numérico

3.2.1 Software Utilizado

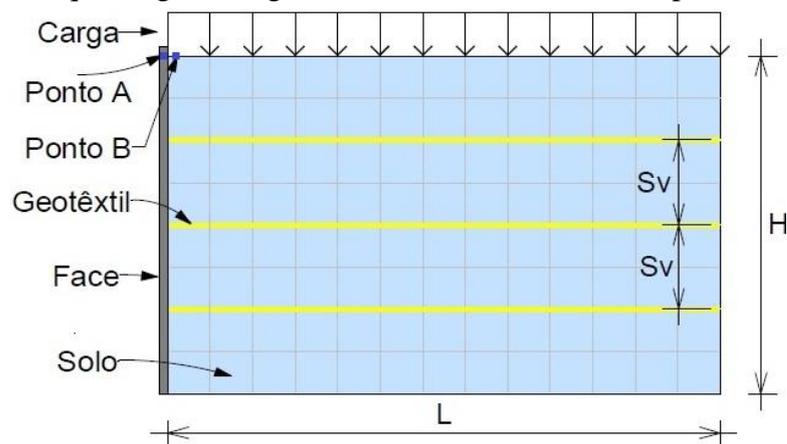
Esse trabalho foi desenvolvido utilizando-se o programa computacional Plaxis 2D, versão 2016. Esse *software* foi especialmente desenvolvido para análise do comportamento de obras geotécnicas. Os materiais são representados por elementos finitos de tal forma que a malha gerada pode se adequar aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo. O programa já foi testado e validado para diferentes problemas geotécnicos, incluindo a análise do comportamento de muros de SRG portantes (por exemplo: ARDAH *et al.*, 2017, 2018).

Em termos gerais, a estrutura computacional do programa é dividida em 4 sub-programas: *input*, *calculation*, *output* e *curves*. O *input*, consiste em uma sub-rotina de entrada de dado, sendo introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno. É definido também o tipo de problema, que pode ser axissimétrico ou em estado plano de deformação. O programa possui seis modelos constitutivos: linear elástico, Mohr-Coulomb, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. (BRINKGREVE, 2016). No sub-programa *calculation*, os cálculos são de fato realizados e no sub-programa *Output*, o usuário obtém os resultados, e a malha deformada, podendo ser avaliados as tensões, deformações, deslocamentos, entre outros. Esses resultados podem ser visualizados a partir de interface gráfica ou em forma de tabelas. Por fim, no *curves* são geradas curvas de tensão *versus* deformação, força *versus* deslocamento, deslocamento *versus* tempo, e trajetórias de tensão ou deformação.

3.2.2 Características gerais e geometria do modelo

Nas simulações numéricas, analisou-se o comportamento de uma massa de solo com altura H , com camadas de reforço com comprimento L , e espaçamento vertical S_v . Uma carga distribuída de 50 kPa foi aplicada sobre o solo em uma única fase de carregamento e para face foi permitido o movimento de rotação. Dois pontos foram selecionados, baseado no ensaio, para obtenção dos resultados da simulação. O primeiro ponto (A) localizava-se no topo da face a uma altura (H) de 0,8 m; neste ponto foram medidos os deslocamentos da face. O segundo ponto (B) se encontrava afastado da face a 0,0225 m na horizontal e com H igual a 0,8 m; neste ponto foram medidos os recalques. Figura 3.2 mostra um esquema geral da massa de solo reforçada simulada nesse trabalho, apresentando a geometria e os principais componentes envolvidos.

Figura 3.2 – Esquema geral da geometria e dos elementos componentes do modelo



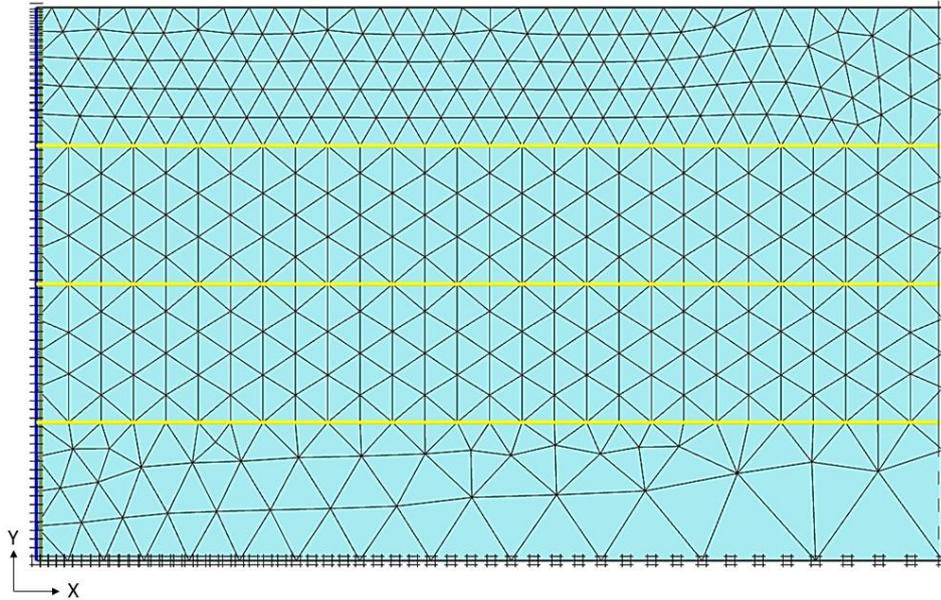
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As condições de contorno adotadas na simulação numérica não permitem a movimentação da base nas direções vertical e horizontal, para a massa de solo do lado direito não é permitido o movimento na direção horizontal. Para a face é consentido a movimentação na direção horizontal. No pé da face (lado esquerdo) não é permitido o movimento na direção horizontal e vertical, mas o movimento de rotação é liberado permitindo que a placa rotacione.

Realizou-se um estudo prévio do refinamento da malha. Percebeu-se que o refinamento máximo do software não ocasionou diferenças significativas nos resultados nem no tempo de processamento. Adotou-se então a malha mais densa possível em cada simulação. A Figura 3.3 mostra o modelo numérico com a malha de processamento com 767 elementos e 6360 nós, além

de apresentar as condições de contorno. A malha é dividida em elementos triangulares com 15 nós.

Figura 3.3 – Malha de processamento e condições de contorno gerada pelo programa Plaxis



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Várias simulações foram realizadas a fim de validar o modelo numérico, para isso três condições diferentes foram analisadas. Todas as características geométricas do modelo numérico foram baseadas nos ensaios com uma massa de solo reforçado descritos no item 3.1. Nas condições simuladas para validação, a caixa de teste possuía a mesma geometria, variando apenas a posição dos reforços e a rigidez (J) do elemento geossintético.

A Tabela 3.2 apresenta as condições simuladas com a designação adotada em cada caso (“SR” em referência à “solo reforçado”, seguido do geotêxtil utilizado “A” ou “B” e por último o espaçamento entre reforços no caso da condição 1 e 2). Para condição 3, tem-se a espessura da camada de solo (0,40 m) acima e abaixo da posição do reforço. Nesse caso, foram utilizadas três camadas de geotêxtil uma sobre a outra, com intuito de aumentar a rigidez. Esse procedimento tem por objetivo permitir níveis de carga semelhantes nos reforços nas condições 2 e 3.

A Figura 3.4 mostra as características geométrica da massa de solo reforçado que foram empregadas nas condições simuladas para validação.

Tabela 3.2 – Condições simuladas para validação do modelo numérico

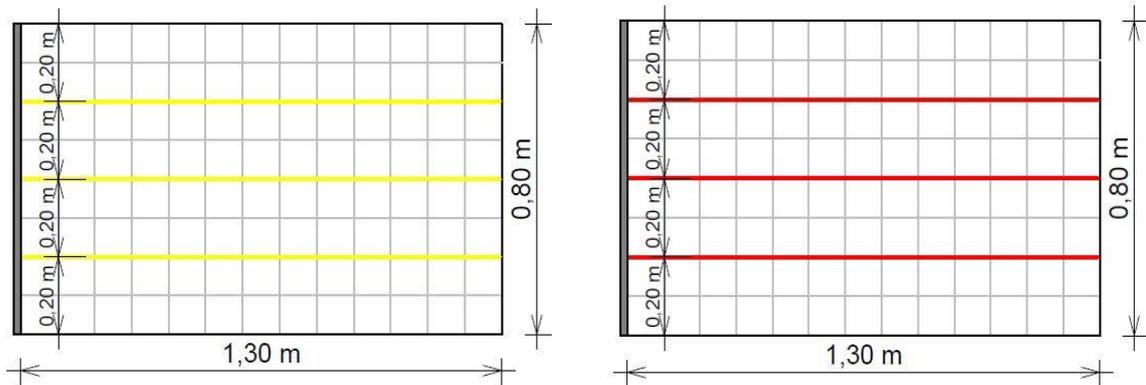
Condição	H (m)	L (m)	Geotêxtil	Sv (m)	Designação da simulação
1			A	0,20	SR-A-0,2
2	0,8	1,3	B	0,20	SR-B-0,2
3			B	0,40*	SR-B-0,4

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

H – Altura; L – Comprimento; Sv – Espaçamento vertical.

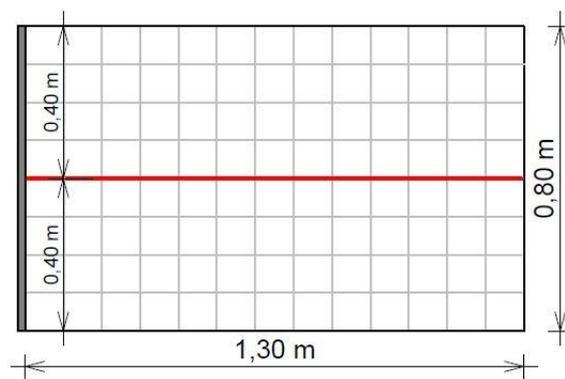
* espessura da camada de solo.

Figura 3.4 – Representação da geometria das condições dos ensaios para validação do modelo numérico. a) Condição 1, b) Condição 2 e c) Condição 3



a) SR-A-0,2

b) SR-B-0,2



c) SR-B-0,4

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.2.3 Propriedades dos Materiais

3.2.3.1 Solo

A maior dificuldade na modelagem numérica é a modelagem do solo. Solos são materiais naturais com grande diversidade na composição e comportamento mecânico, diferentemente dos materiais fabricados como geossintéticos e o da face da caixa. Diante desse fato, o Plaxis apresenta diferentes modelos constitutivos a serem escolhidos pelo usuário para melhor representar o comportamento do solo.

O comportamento tensão-deformação do solo foi representado pelo modelo constitutivo hiperbólico *Hardening soil* (HS). O modelo hiperbólico aproxima a curva tensão-deformação a uma hipérbole, assim, o módulo de elasticidade varia com o nível de tensão. O modelo HS é um modelo hiperbólico elastoplástico que considera o endurecimento do solo ao ser novamente submetido a uma tensão depois de sofrer descarregamento. O modelo pode ser usado para simular o comportamento de areias e pedregulhos, como também argilas e silte (BRINKGREVE, 2016). Os parâmetros para calibração do modelo são apresentados na Tabela 3.3.

O módulo de deformabilidade foi o parâmetro mais difícil de ser representado, Teixeira e Godoy (1998) sugerem uma faixa variando de 80 a 200 MPa. Diante dessa faixa de valores, e também variando os outros parâmetros do solo, várias simulações foram realizadas até encontrar o valor mais adequado, ou seja, que resultasse na melhor concordância entre os resultados dos ensaios e das simulações.

Tabela 3.3 – Parâmetros do solo

Parâmetros	Unidade	Valor
Peso específico não saturado (γ_{unsat})	(kN/m ³)	16,67
Peso específico saturado (γ_{sat})	(kN/m ³)	19,67
Módulo secante obtido no ensaio triaxial drenado (E_{50}^{ref})	(MPa)	160
Módulo edométrico tangente ($E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$)	(MPa)	140
Módulo de descarregamento/recarregamento ($E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$)	(MPa)	480
Coesão (c')	kN/m ²	1
Ângulo de atrito (φ')	°	41
Ângulo de dilatação (ψ')	°	11

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os valores do peso específico não saturado (γ_{unsat}) e do peso específico saturado (γ_{sat}) foram obtidos de acordo com os ensaios de Costa (2019). O parâmetro E_{50}^{ref} é o módulo secante obtido no ensaio triaxial drenado a 50% da tensão desviadora na ruptura, para o valor de pressão confinante de referência igual a 100 kPa. O valor de $E_{50}^{\text{ref}} = 160$ MPa foi obtido observando a faixa sugerida por Teixeira e Godoy (1998).

Conforme sugerido por Brinkgreve (2016), foram obedecidas as relações segundo Equação 3.1. No entanto, ao simular o modelo, o programa orientou que o valor de $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ fosse reduzido, por isso adotou-se um valor de 140 Mpa.

$$E_{ur}^{\text{ref}} = 3E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 3E_{50}^{\text{ref}} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde,

E_{50}^{ref} : Módulo secante obtido no ensaio triaxial drenado;

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$: Módulo edométrico tangente;

E_{ur}^{ref} : Módulo de descarregamento/re-carregamento.

Apesar do tipo de solo ser pedregulho, adotou-se uma coesão de 1 kN/m², prática comum em modelagem com o Plaxis, a fim de evitar rupturas localizadas. O ângulo de atrito do pico corresponde a um valor igual a 41°, com densidade relativa de 70% (Mohamed, 2017). De acordo com Bolton (1986) utilizou-se o ângulo de dilatância de 11° baseado na Equação 3.2.

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde,

ψ : Ângulo de dilatância

φ : Ângulo de atrito

30°: Ângulo de atrito crítico

3.2.3.2 Reforço

De forma geral, a simulação numérica do reforço compreende dois aspectos: a relação tensão-deformação até atingir a ruptura e a variação da aderência com o solo sob diferentes solicitações. Em relação a esses dois aspectos, alguns autores (Por exemplo: TRAN *et al.*, 2013; YU *et al.*, 2015) verificaram a eficiência da modelagem do reforço pelo método dos elementos finitos. Como resultados, observaram que a interação entre solo e reforço tem grande importância no comportamento tensão-deformação do muro de SRG nos casos em que a tensão é próxima à tensão de arrancamento. Na maior parte dos casos, um muro de SRG dificilmente atinge a tensão de arrancamento, pois a área de contato entre solo e reforço é grande. Dessa forma, pode-se considerar a mesma deformação para o solo e os reforços na interface entre eles, ou seja, é razoável considerar a hipótese da aderência perfeita entre o solo e os reforços (JEWEL, 1980; DYER e MILLIGAN, 1984; EHRLICH, 2009). Deste modo, para esse trabalho o reforço foi representado no modelo pelo elemento do Plaxis 2D denominado “geogrelha” considerando aderência perfeita solo-reforço. No software, o fato do elemento solo e elemento geogrelha compartilharem o mesmo nó produziu uma condição aderência perfeita.

Os valores de rigidez dos geossintéticos foram calculados através dos resultados do ensaio de tração não confinada para uma deformação de 2%. Na simulação com geotêxtil B com $S_v = 0,4$ m foi triplicado o valor da rigidez do geotêxtil a fim de simular as três camadas de geotêxtil que foram colocadas uma sobre a outra no ensaio. Quando adotados os parâmetros dos ensaios de tração dos geossintéticos, o modelo com geotêxtil A e $S_v = 0,2$ m obteve uma boa resposta nas simulações para validação. No entanto, para o geotêxtil B, as simulações não mostraram resultados próximos do ensaio, o modelo numérico mostrou maiores deslocamentos em relação aos ensaios.

Como mencionado no item 3.1, no ensaio, com intuito de obter uma resistência menor de geossintético foi utilizado como geotêxtil B, um geossintético que é comercializado para uso de atividades agrícolas. Devido às características desse geotêxtil, ele pode ter apresentado um incremento de rigidez pela interação com o solo nos ensaios realizados por Costa (2019). Sob o efeito do confinamento do solo, o geotêxtil pode ter sua deformabilidade controlada pela estrutura interna da manta e a interação solo-reforço. A penetração de grãos de solo na estrutura da manta, por exemplo, dificulta a movimentação dos filamentos quando o reforço é solicitado. Por esse conceito, pode-se entender que estruturas reforçadas com geotêxteis podem apresentar deformações menores que as esperadas, visto que, em geral estas deformações são previstas a partir da consideração de valores de rigidez determinados em ensaio de tração em isolamento,

sendo assim o confinamento pode levar a um incremento de rigidez no geotêxtil (YUAN *et al.*, 1998; COSTA, 1999, COSTA, 2004).

Autores constataram que o efeito de confinamento pode aumentar o valor da rigidez do geotêxtil em 1,2; 1,9; 3,7 vezes (LEVACHER *et al.*, 1994; YUAN *et al.*, 1998; ARRIAGA, 2003). A presença do solo, mesmo com a aplicação de uma tensão confinante de pequeno valor, já pode garantir uma maior resistência devido o travamento causado pela presença das partículas. Como tal efeito tende a não apresentar variação com o aumento da tensão confinante, todas as camadas de reforço no modelo podem manifestar uma mesma resistência confinada apesar de submetidas a tensões confinantes diferentes.

Embora o efeito do confinamento seja mais comum para geotêxteis não tecidos, é possível que o geotêxtil tecido B utilizado por Costa (2019) apresente efeito de confinamento. Como dito, esse material é utilizado para fins agrícolas e mediante inspeção visual foi possível perceber uma maior quantidade de espaços vazios entre as fibras que favorece a penetração e/ou intertravamento de partículas de solo. Por isso, aumentou-se a rigidez do geotêxtil nas simulações em relação ao valor previsto nos ensaios de tração não confinada. A Tabela 3.4 apresenta os valores de rigidez não confinada e a rigidez que foi utilizada na simulação.

Tabela 3.4 – Valores de rigidez (J)

Modelos	J não confinada (kN/m)	J adotada (kN/m)
SR_A_0.2	468	468
SR_B_0.2	125	240
SR_B_0.4	375	720

Fonte: Costa (2019).

3.2.3.3 Face

A Face foi modelada com a utilização do elemento de placa que apresenta como parâmetros rigidez à flexão (EI) e rigidez axial (EA). A face utilizada por Costa (2019) foi uma face metálica, bastante rígida, que não apresentou deformação durante os ensaios. Assim, valores elevados de rigidez foram adotados. Os valores utilizados para representar uma placa sólida sem deformação estão representados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Parâmetros da placa

Parâmetro	Unidade	Valor
Rigidez axial (EA)	(kN/m)	4,20E+07
Rigidez a flexão (EI)	(kNm ² /m)	1,40E+05
Peso(w)	(kN/m/m)	0
Coefficiente de Poisson ν		0,3

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A interação entre a estrutura e o solo é representada no *Plaxis* pelo elemento interface, com a adoção do fator de redução de interface (R_{inter}). A rugosidade existente entre o solo e a placa é modelada quantificando-se um valor para R_{inter} entre 0 e 1. Um valor de R_{inter} igual a 0,5 foi admitido no presente trabalho com base nas sugestões de Brinkgreve (2016) e Tije-Liong (2014).

De forma semelhante aos ensaios de Costa (2019), ocorre conexão entre reforço e face nos modelos. Ou seja, à medida que a face deslocava, o reforço, por estar conectado à face, também se deslocava. A vinculação reforço-face foi constituída ligando-se os dois elementos (geogrelha-placa) compartilhando um mesmo nó.

3.3 Estudo paramétrico

A partir do modelo calibrado, foi analisado o efeito da alteração de alguns parâmetros no comportamento do solo reforçado. A mesma configuração geral de solo reforçado descrita no item 3.2 foi simulada, variando-se nesse caso, a rigidez (J) do reforço, o espaçamento vertical (S_v), e as dimensões do solo reforçado (H e L). Porém, com intuito de simular condições específicas de muro de SRG em encontro de pontes foi utilizada uma pressão vertical de até 200 kPa, tendo em vista que esta é a carga de serviço tipicamente recomendada para muro de SRG portante (NICKS *et al.*, 2016).

A Tabela 3.6 apresenta as simulações realizadas variando os parâmetros de rigidez (J) do reforço, espaçamento vertical (S_v) e as dimensões do solo reforçado. Três seções de simulações foram realizadas (seções 1, 2 e 3) em função do efeito do espaçamento vertical a ser investigado. A seção 1 permitiu visualizar o efeito da rigidez do reforço com o mesmo espaçamento vertical, foi possível ainda analisar o efeito do espaçamento vertical sem considerar a relação J/S_v (ou seja, o efeito do espaçamento vertical para um mesmo valor de rigidez). Por fim, analisou-se o efeito do espaçamento vertical considerando a relação J/S_v constante.

Tabela 3.6 – Simulações realizadas variando os parâmetros de rigidez (J) do reforço e espaçamento vertical (Sv) e dimensões da caixa

Seção		L (m)				H (m)			
1		1,3				0,8			
Número de camadas	Sv	J	Sv	J	Sv	J	Sv	J	
	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	
16	0,05		0,05		0,05		0,05		
8	0,1	150	0,1	300	0,1	600	0,1	1200	
4	0,2		0,2		0,2		0,2		
2	0,4		0,4		0,4		0,4		
Seção		L (m)				H (m)			
2		2,6				1,6			
Número de camadas	Sv	J	Sv	J	Sv	J	Sv	J	
	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	
32	0,05		0,05		0,05		0,05		
16	0,1	150	0,1	300	0,1	600	0,1	1200	
8	0,2		0,2		0,2		0,2		
4	0,4		0,4		0,4		0,4		
Seção		L (m)				H (m)			
3		5,2				3,2			
Número de camadas	Sv	J	Sv	J	Sv	J	Sv	J	
	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	
32	0,1		0,1		0,1		0,1		
16	0,2	300	0,2	600	0,2	1200			
8	0,4		0,4		0,4				

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

L – Comprimento, H – Altura, Sv – Espaçamento vertical, J – Rigidez do reforço.

O mesmo tipo de análise da seção 1 foi realizada nas seções 2 e 3, porém para diferentes condições geométricas do solo reforçado. Nas seções 2 e 3 foram variadas proporcionalmente as dimensões de altura (H) e comprimento (L) do solo reforçado, permanecendo a relação L/H constante e igual a 1,625, como adotado por Costa (2019). Além disso, esse valor atende a uma relação L/H maior que 0,7, que é recomendado por FHWA (2001), para diminuir os deslocamentos da face, oriundos da deformação da massa de solo não reforçada atrás da massa reforçada. Assim, ressaltam-se os efeitos de alterações das características da zona reforçada (como rigidez e espaçamento vertical dos reforços) nos resultados da simulação.

Os valores de rigidez do reforço utilizados no presente estudo foram baseados em uma faixa de variação real para muros de SRG em encontro de pontes. Uma faixa variando entre 250

a 1500 kN/m foi observada na literatura. Por exemplo: Os valores utilizados por Zheng e Fox (2017) variaram de 250 a 1000 kN/m, Shen *et al.* (2019) utilizaram valores variando de 350 a 1400 kN/m e Abu-Farsakh *et al.* (2019) empregaram uma faixa de valores entre 300 a 1500 kN/m. Por outro lado, para avaliar a influência de J/S_y constante, foi necessário aumentar a rigidez do reforço, o que foi feito dobrando-se seus valores. Sendo assim, foram escolhidos para as simulações quatro valores de rigidez do reforço diferentes: 150; 300; 600 e 1200 kN/m.

Para muros de SRG em encontro de pontes são usuais valores pequenos de espaçamento vertical. Neste trabalho foram utilizados S_v baseados em valores usuais de obra, mas também considerando-se a necessidade de dobrar o valor de espaçamento a fim de atingir um mesmo valor de J/S_v . Quatro valores diferentes de espaçamentos verticais foram considerados (0,05 m; 0,10 m; 0,20 m; 0,40 m). Ressalta-se que os valores de S_v igual a 0,05 m e J igual a 150 kN/m não são representativos de condições em obra, mas foram adotados, na seção 1 e 2, a fim de auxiliar no entendimento do efeito do espaçamento vertical. Por serem valores não usuais e visando diminuir a quantidade de simulações, esses valores ($S_v = 0,05$ m e $J = 150$ kN/m) não foram considerados na seção 3.

Além disso, o número de camadas de reforço também seguiu uma proporção fixa. Ao se dobrar S_v , por exemplo, tem-se metade do número de camadas anterior. A disposição das camadas de reforço em cada modelo foi efetuada a fim de garantir uma mesma área (A) de influência do geossintético, que conforme mostrado na Figura 3.5 c), foi calculada considerando-se metade da camada de solo acima do geotêxtil e metade da camada abaixo. Desse modo, é possível analisar J/S_v constante garantindo camadas de reforço igualmente solicitadas, mesmo com o aumento do espaçamento. A Tabela 3.7 mostra o número de camadas de reforço adotado em cada simulação e as Figuras 3.5 (a), (b), (c), e (d) apresentam a disposição dos geossintéticos na seção 1 (dimensões: $L = 1,3$ m e $H = 0,8$ m).

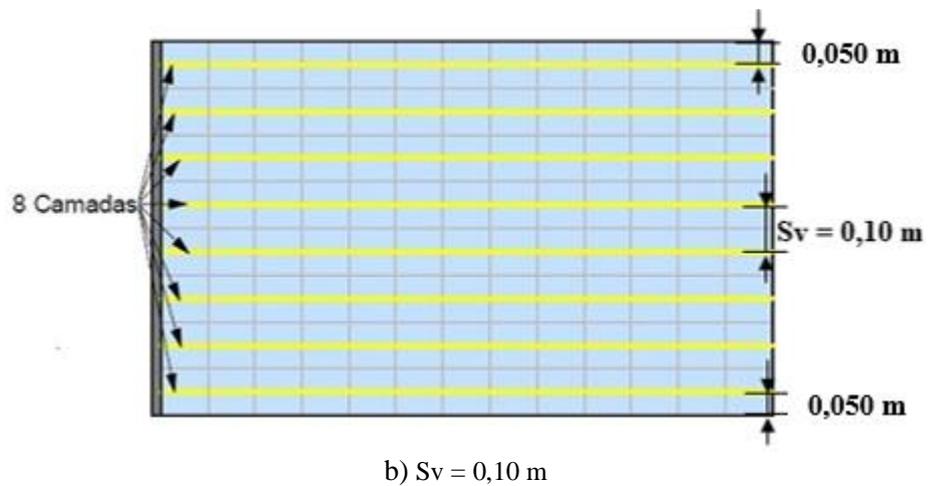
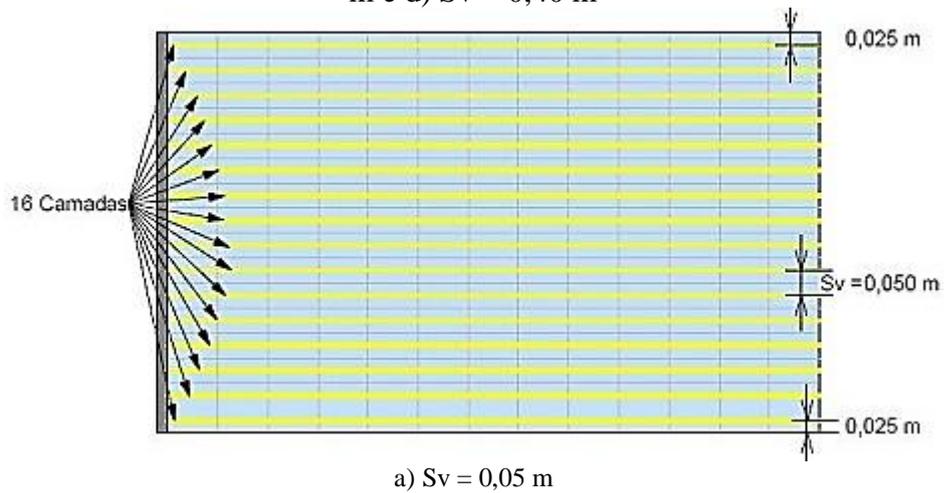
Tabela 3.7 – Número de camadas de acordo com espaçamento vertical e dimensões das seções

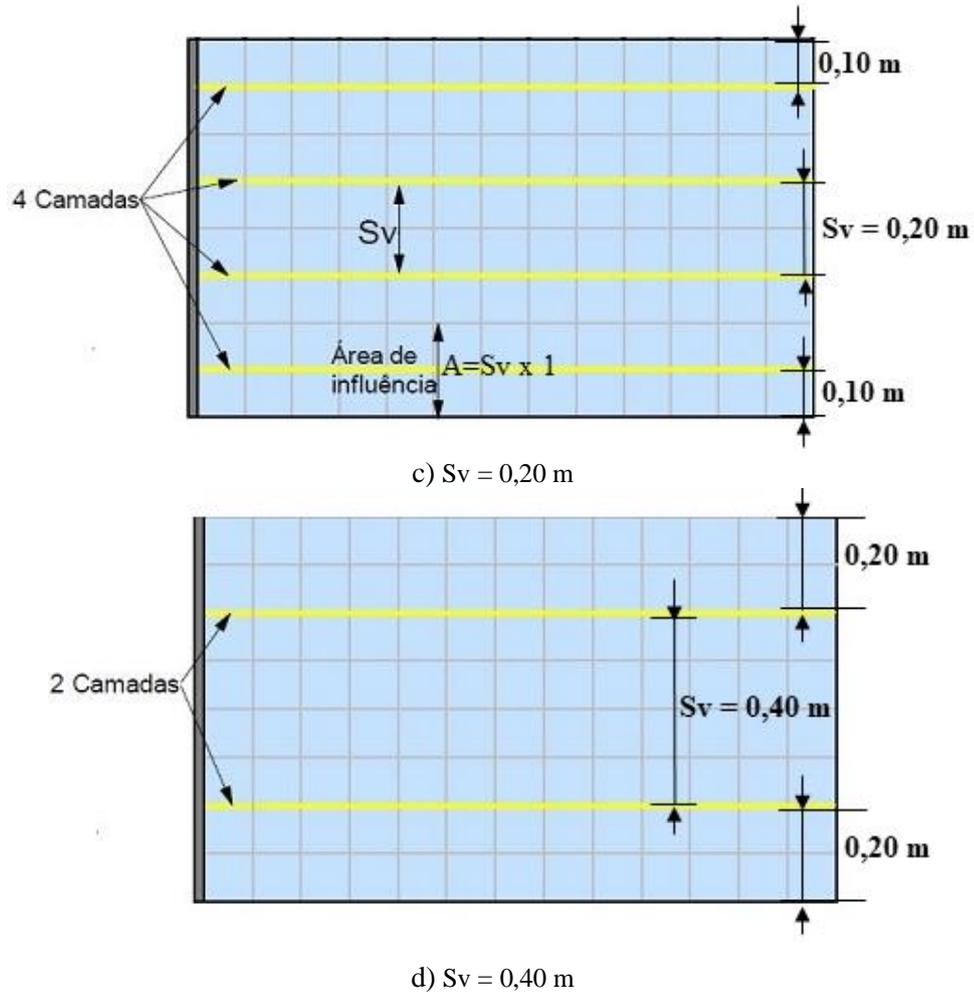
Seção 1		Seção 2		Seção 3	
L (m)	H (m)	L (m)	H (m)	L (m)	H (m)
1,3	0,8	2,6	1,6	5,2	3,2
Número de camadas	Sv (m)	Número de camadas	Sv (m)	Número de camadas	Sv (m)
16	0,05	32	0,05	32	0,1
8	0,1	16	0,1	16	0,2
4	0,2	8	0,2	8	0,4
2	0,4	4	0,4		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

L – Comprimento, H – Altura, Sv – Espaçamento vertical

Figura 3.5 – Disposição das camadas de reforço a) Sv = 0,05 m, b) Sv = 0,10 m, c) Sv = 0,20 m e d) Sv = 0,40 m





Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Análises complementares foram realizadas a fim de estudar a influência da rigidez da face no efeito do espaçamento vertical. Para isso, quatro simulações da seção 1 foram efetuadas com menor valor de rigidez da face. O valor menor de rigidez da placa foi variado de forma que apresentasse algum efeito suficiente para perceber uma deformata da face diferente de um linear. A Tabela 3.8 apresenta os valores de espaçamento vertical e rigidez do reforço das quatro simulações da seção 1 que foram realizadas.

Tabela 3.8 – Simulações numéricas complementares com rigidez de face menor

Seção	L (m)	H (m)
1	1,3	0,8
Número de camadas	S_v (m)	J (kN/m)
16	0,05	150
8	0,1	300
4	0,2	600
2	0,4	1200

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os resultados apresentados na simulação da nova face (de menor rigidez de face) foram comparados com a face que já vinha sendo usada nas simulações anteriores (de maior rigidez de face). A Tabela 3.9 apresenta a rigidez axial (EA) e a rigidez a flexão (EI) para a face de menor rigidez e para a face de maior rigidez.

Tabela 3.9 – Parâmetros de rigidez da face

Parâmetro	Unidade	Face com menor rigidez	Face com maior rigidez
		Valor	Valor
Rigidez axial (EA)	(kN/m)	1,05E+06	4,20E+07
Rigidez a flexão (EI)	(kNm ² /m)	2,19	1,40E+05

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

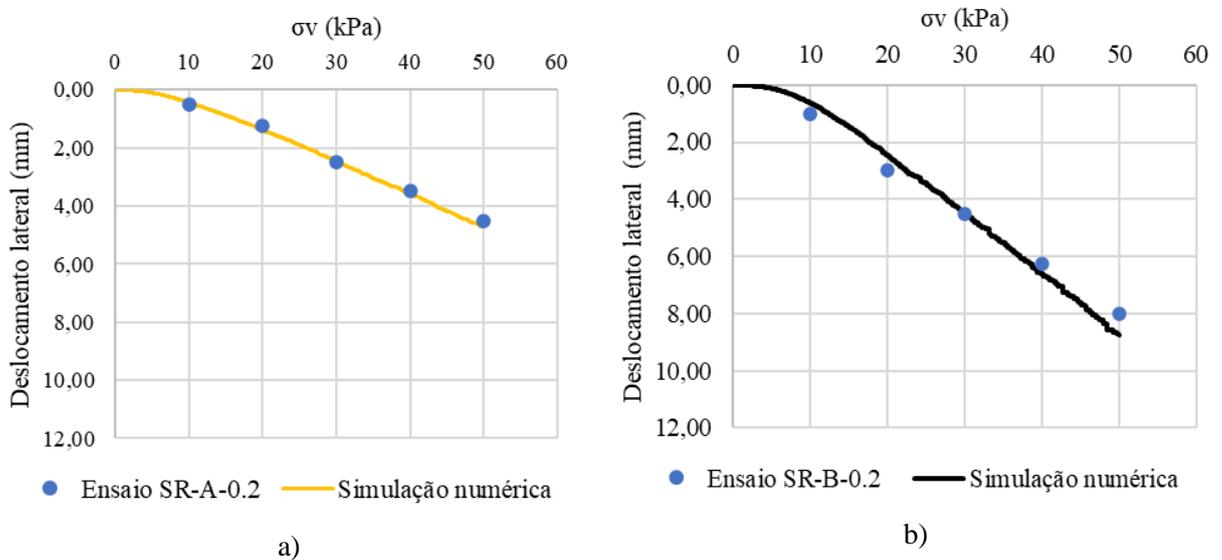
4 RESULTADOS

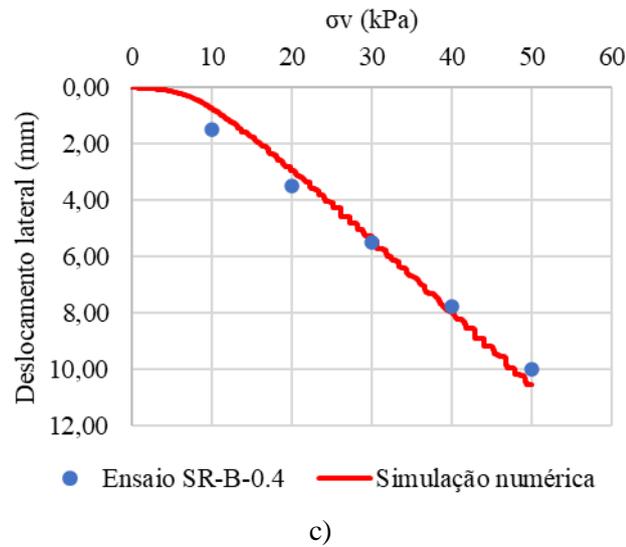
Este capítulo apresenta os resultados da validação do modelo numérico e das análises paramétricas realizadas no presente trabalho, alterando-se os parâmetros de rigidez do reforço, espaçamento vertical e dimensões do solo reforçado em cada série.

4.2 Validação numérica

Os resultados do modelo numérico foram comparados com os resultados dos ensaios. A Figura 4.1 apresenta a variação do deslocamento lateral até um valor de 50 kPa de pressão vertical. Como mencionado no capítulo 3, os valores de deslocamento foram medidos na face a uma altura igual a 0,8 m (nomeado de ponto A). Como pode ser observado, os resultados da simulação mostraram boa concordância com os três ensaios de laboratório realizados por Costa (2019).

Figura 4.1 – Deslocamento lateral na face no ponto A em função da pressão vertical. a) Ensaio SR-A-0,2; b) Ensaio SR-B-0,2; c) Ensaio SR-B-0,4

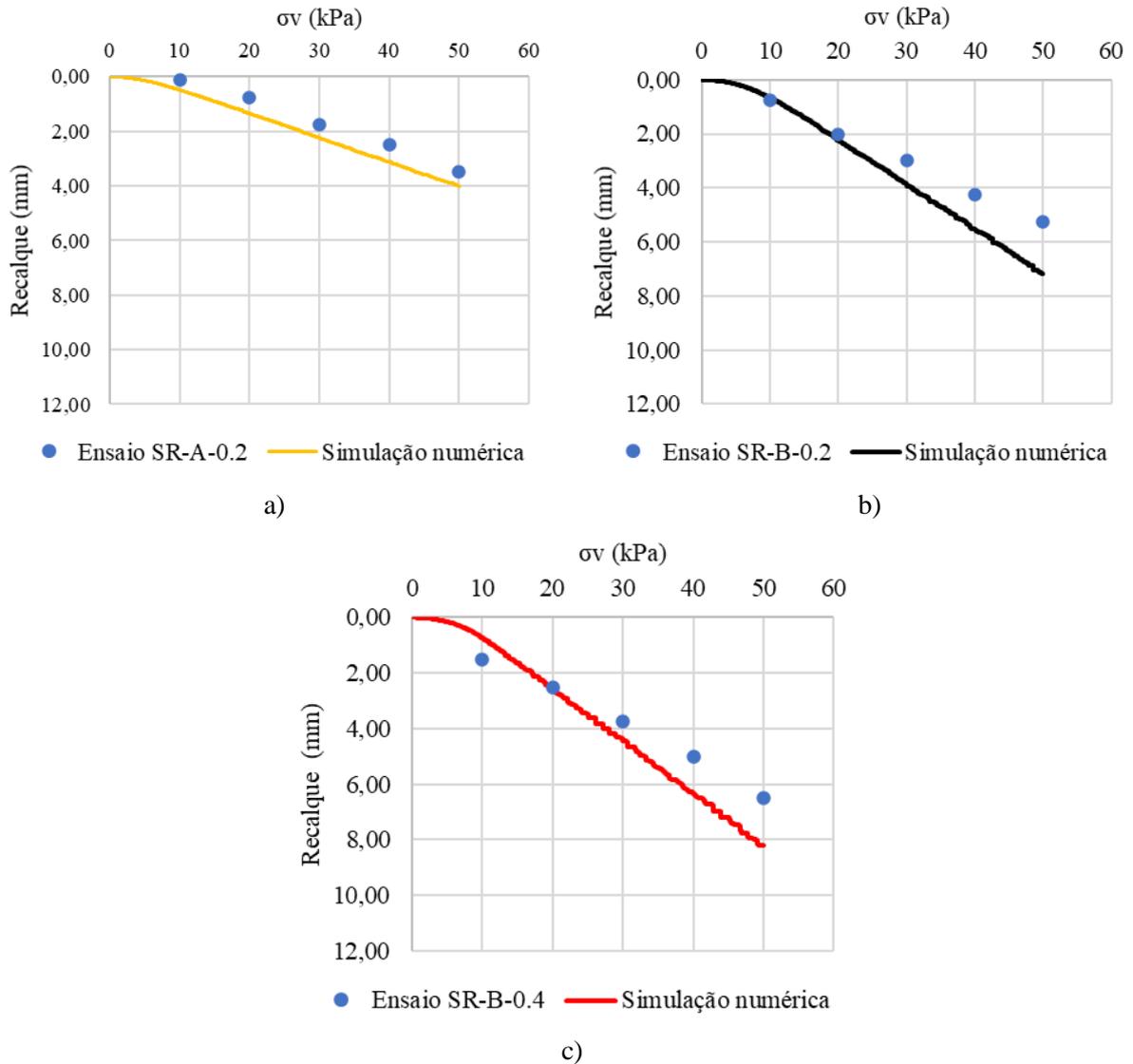




Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 4.2 apresenta os resultados dos recalques obtidos na simulação numérica e nos três ensaios de laboratórios (SR-A-0,2; SR-B-0,2; SR-B-0,4) medidos no ponto B, como mencionado no capítulo 3. Em geral, o modelo numérico apresentou valores de recalque maiores do que os obtidos nos ensaios. O recalque para $\sigma_v = 50$ kPa teve um aumento percentual de aproximadamente 14%; 37% e 26% em relação ao resultado dos ensaios SR-A-0,2; SR-B-0,2; SR-B-0,4, respectivamente. Esses valores são aceitáveis ao se comparar com modelos de validação para muros de SRG portantes de outros trabalhos, por exemplo: Zheng (2017) com aumento percentual de 40%, Ambauen *et al.* (2016) obteve um aumento de aproximadamente 29% e Abu-Farsakh *et al.* (2019) aproximadamente 20%. A princípio, uma possível explicação para essa diferença é que o modelo 2D assume estado plano de deformações, não considerando o atrito nas laterais da caixa de ensaios. Porém, como essa discrepância não foi observada nos deslocamentos laterais, acredita-se que há outro fator que interfere nesse comportamento. Costa (2019) utilizou, para medir o recalque, um relógio comparador apoiado no centro de uma placa rígida de 50 mm de largura. Pelo fato da placa ser rígida, a rotação da placa com a movimentação lateral da face pode afetar as leituras de recalque em relação ao valor de fato apresentado na superfície do solo, provocando uma maior discrepância entre simulação e ensaio no caso dos recalques.

Figura 4.2 – Recalque no ponto B em função da pressão vertical. a) Ensaio SR-A-0,2; b) Ensaio SR-B-0,2; c) Ensaio SR-B-0,4



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

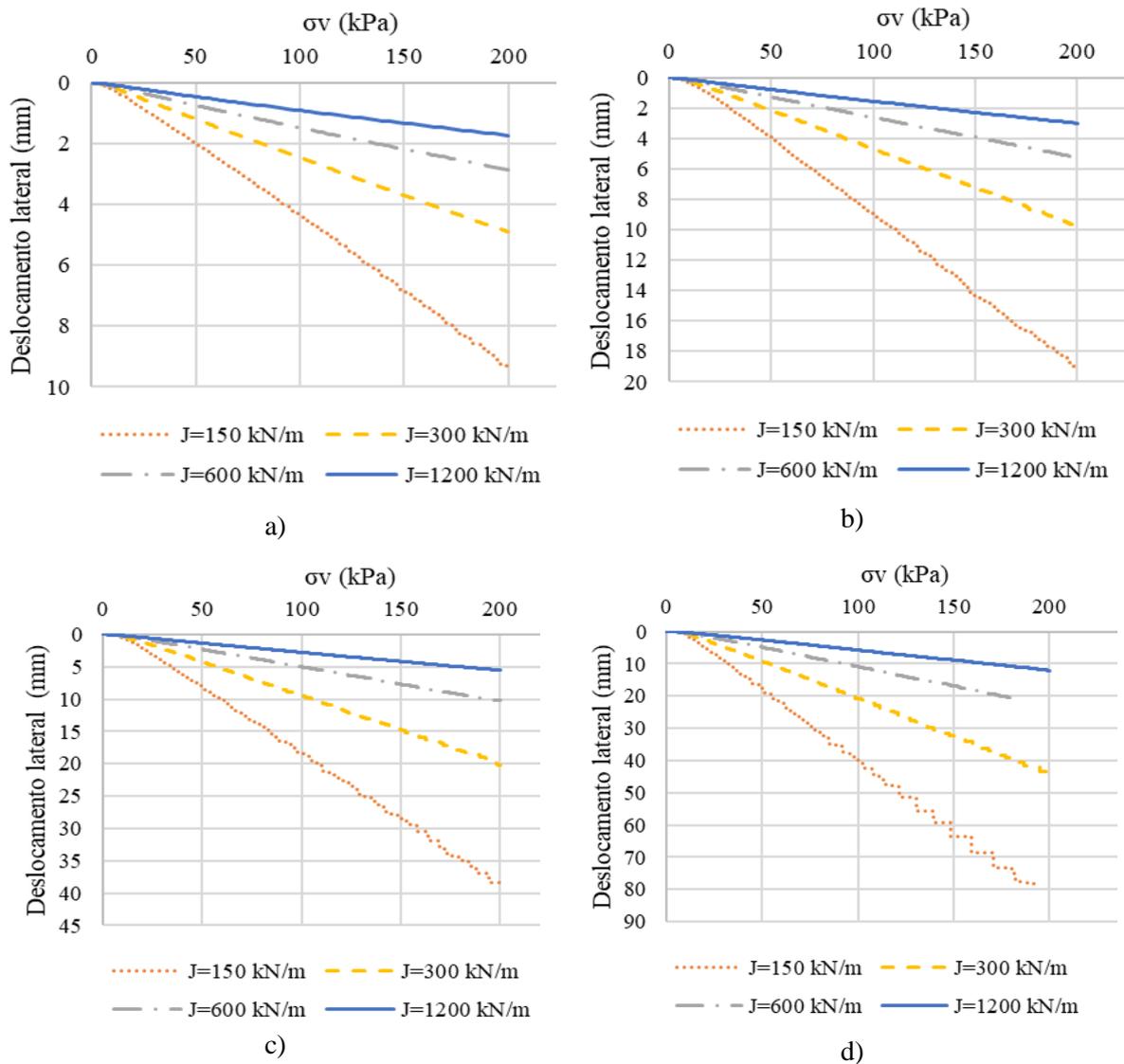
4.2 Análises Paramétricas

4.2.1 Efeito da rigidez do reforço

Para as análises paramétricas quatro casos com valores de rigidez de reforço que variavam em: 150, 300, 600 e 1200 kN/m foram estudados; para isso quatro valores de espaçamento vertical foram considerados constantes (0,05; 0,1; 0,2 e 0,4 m). A Figura 4.3 apresenta a curva de pressão vertical aplicada *versus* deslocamento lateral para seção 1, com dimensões de 0,8 m de altura e 1,3 m de comprimento. A carga aplicada foi encerrada com

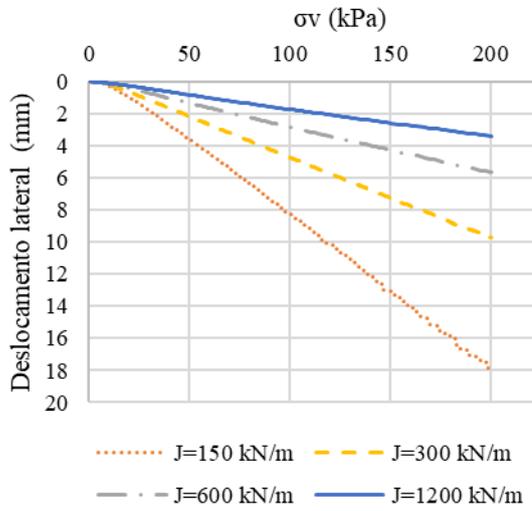
pressão vertical de 200 kPa, pois essa é a carga de serviço típicas para um muro de SRG em encontro de pontes recomendada pela FHWA (Adams *et al.*, 2011). A Figura 4.3a mostra os resultados para os quatro valores de rigidez com o mesmo espaçamento vertical 0,05 m; do mesmo modo, a Figura 4.3b; 4.3c e 4.3d para os valores de espaçamento vertical de 0,1; 0,2 e 0,4, respectivamente. A Figura 4.4 apresenta essas configurações para a seção 2, com dimensões de 1,6 m de altura e 2,6 m de comprimento. Do mesmo modo, a Figura 4.5 apresenta os resultados para a seção 3, com dimensões de 3,2 m de altura e 5,2 m de comprimento.

Figura 4.3 – Efeito da rigidez do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 1. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m

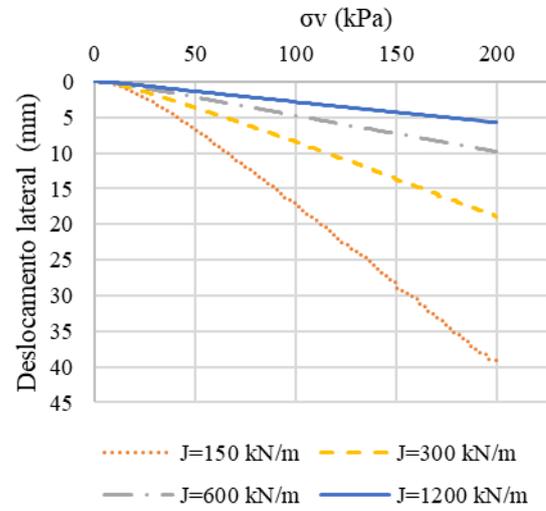


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

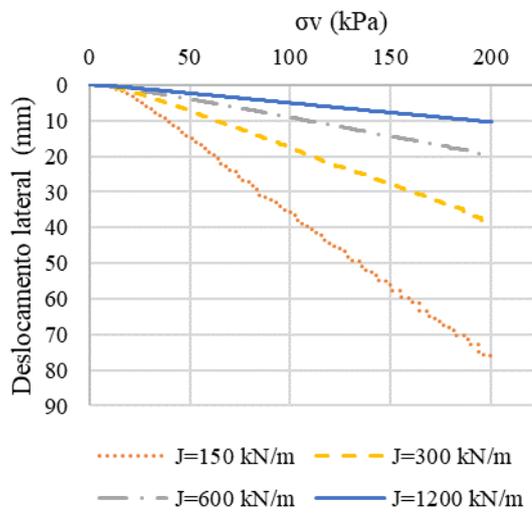
Figura 4.4 – Efeito da rigidez do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 2. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m



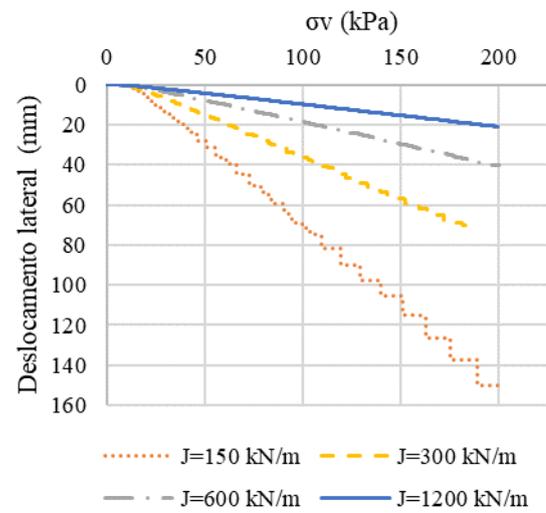
a)



b)



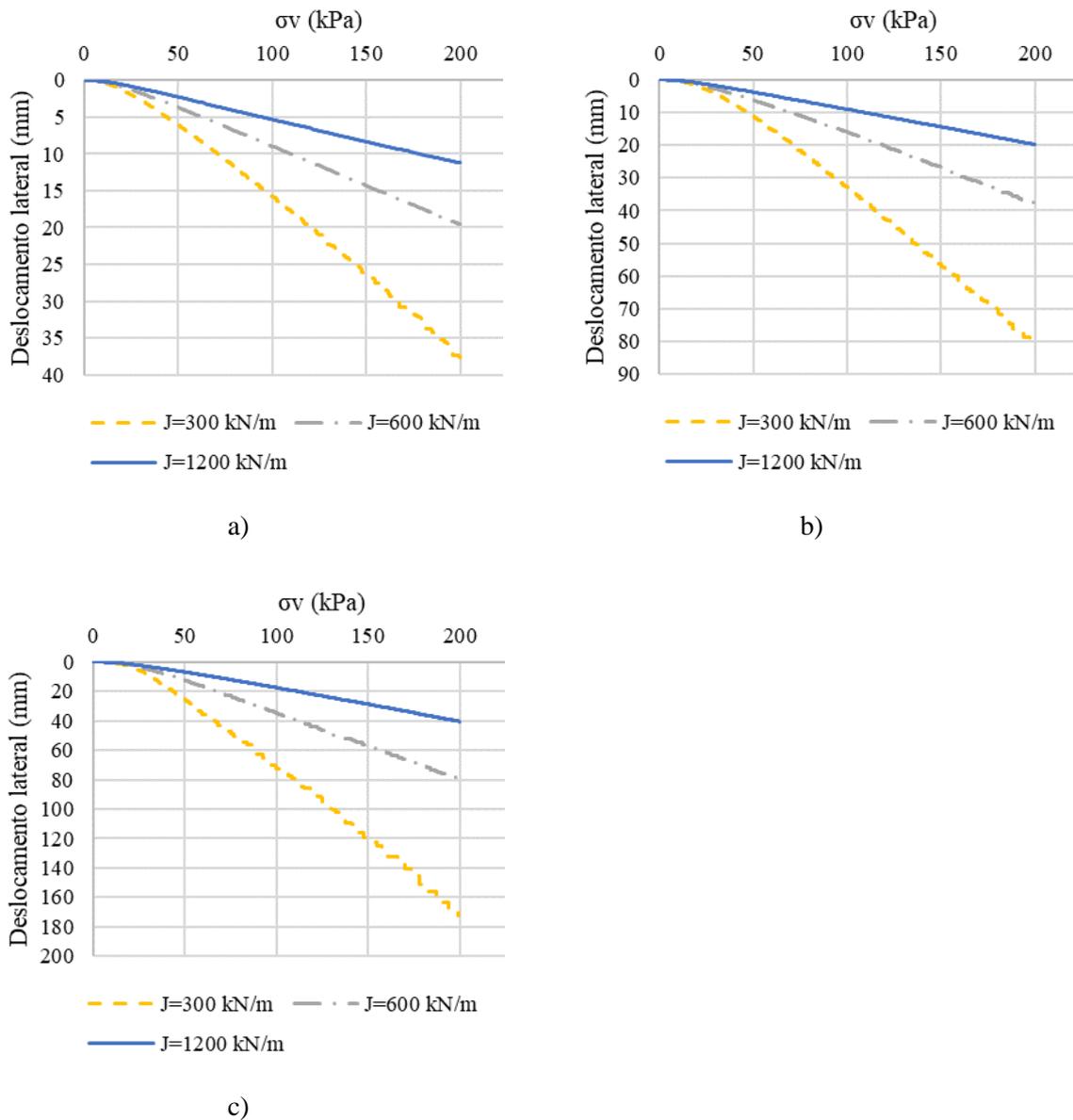
c)



d)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4.5 – Efeito da rigidez do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 3. a) $S_v = 0,1$ m, b) $S_v = 0,2$ m, c) $S_v = 0,4$ m



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

É possível observar que aumentando a rigidez do reforço e mantendo o mesmo espaçamento, o deslocamento lateral tende a diminuir. Essa tendência se repete na seção 2 e 3. À medida que as dimensões da seção aumentam os deslocamentos também aumentam.

As Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam o aumento percentual dos deslocamentos laterais das seções 1, 2 e 3, respectivamente, para cada variação de rigidez, esse aumento percentual foi analisado para os carregamentos de 50, 100 e 200 kPa.

Para o cálculo do aumento percentual dos deslocamentos laterais foi utilizado a Equação 4.1

$$Aumento \% = \frac{\delta h(J_2) - \delta h(J_1)}{\delta h(J_1)} \cdot 100\% \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde,

$\delta h(J_2)$ é o valor do deslocamento lateral para uma rigidez J_2 e $\delta h(J_1)$ é o valor do deslocamento lateral para uma rigidez J_1 .

Observa-se, para as três seções, que o aumento percentual dos deslocamentos laterais ultrapassa 50% em todos os casos, isso mostra a influência da rigidez do reforço. Em geral, quanto maior a pressão vertical aplicada, maior o aumento percentual. Na maioria dos casos, com o aumento das dimensões das seções há maiores valores de aumento percentual do deslocamento lateral.

Para a seção 1, o maior valor de aumento percentual dos deslocamentos laterais, ocorreu em relação aos valores de rigidez de 600 para 300 kN/m com espaçamento vertical de 0,4 m e teve um valor de 107,85%. Já na seção 2 o maior valor de aumento percentual ocorreu na relação dos valores de rigidez de 300 para 150 kN/m com espaçamento vertical de 0,1 m e teve um valor de 110,45%. Por fim, a seção 3 teve o maior valor de aumento percentual dos deslocamentos laterais, que ocorreu para a relação dos valores de rigidez de 600 para 300 kN/m com espaçamento vertical de 0,4 m e teve um valor de 115,93%.

Tabela 4.1 – Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de rigidez do reforço. Seção 1

Sv (m)	J1 (kN/m)	J2 (kN/m)	Aumento (%) a 50 kPa	Aumento (%) a 100 kPa	Aumento (%) a 200 kPa
0,05	1200	600	62,22%	63,33%	65,70%
	600	300	64,38%	67,35%	71,93%
	300	150	66,67%	74,80%	90,20%
0,1	1200	600	61,54%	71,90%	74,00%
	600	300	69,84%	78,71%	85,82%
	300	150	85,51%	90,43%	95,36%
0,2	1200	600	71,32%	80,58%	84,32%
	600	300	80,26%	86,45%	98,24%
	300	150	92,86%	96,05%	89,40%
0,4	1200	600	83,21%	88,81%	74,00%
	600	300	91,67%	91,57%	74,60%
	300	150	91,74%	99,13%	83,92%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 4.2 – Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de rigidez do reforço. Seção 2

Sv (m)	J1 (kN/m)	J2 (kN/m)	Aumento (%) a 50 kPa	Aumento (%) a 100 kPa	Aumento (%) a 200 kPa
0,05	1200	600	66,67%	65,12%	67,46%
	600	300	59,26%	66,20%	71,73%
	300	150	66,05%	74,36%	83,95%
0,1	1200	600	59,85%	64,14%	73,06%
	600	300	66,67%	77,10%	92,68%
	300	150	82,47%	102,49%	110,45%
0,2	1200	600	70,56%	79,60%	89,72%
	600	300	85,53%	93,72%	95,04%
	300	150	102,60%	102,62%	99,79%
0,4	1200	600	83,29%	90,70%	93,12%
	600	300	96,71%	95,71%	94,32%
	300	150	98,68%	99,43%	106,89%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

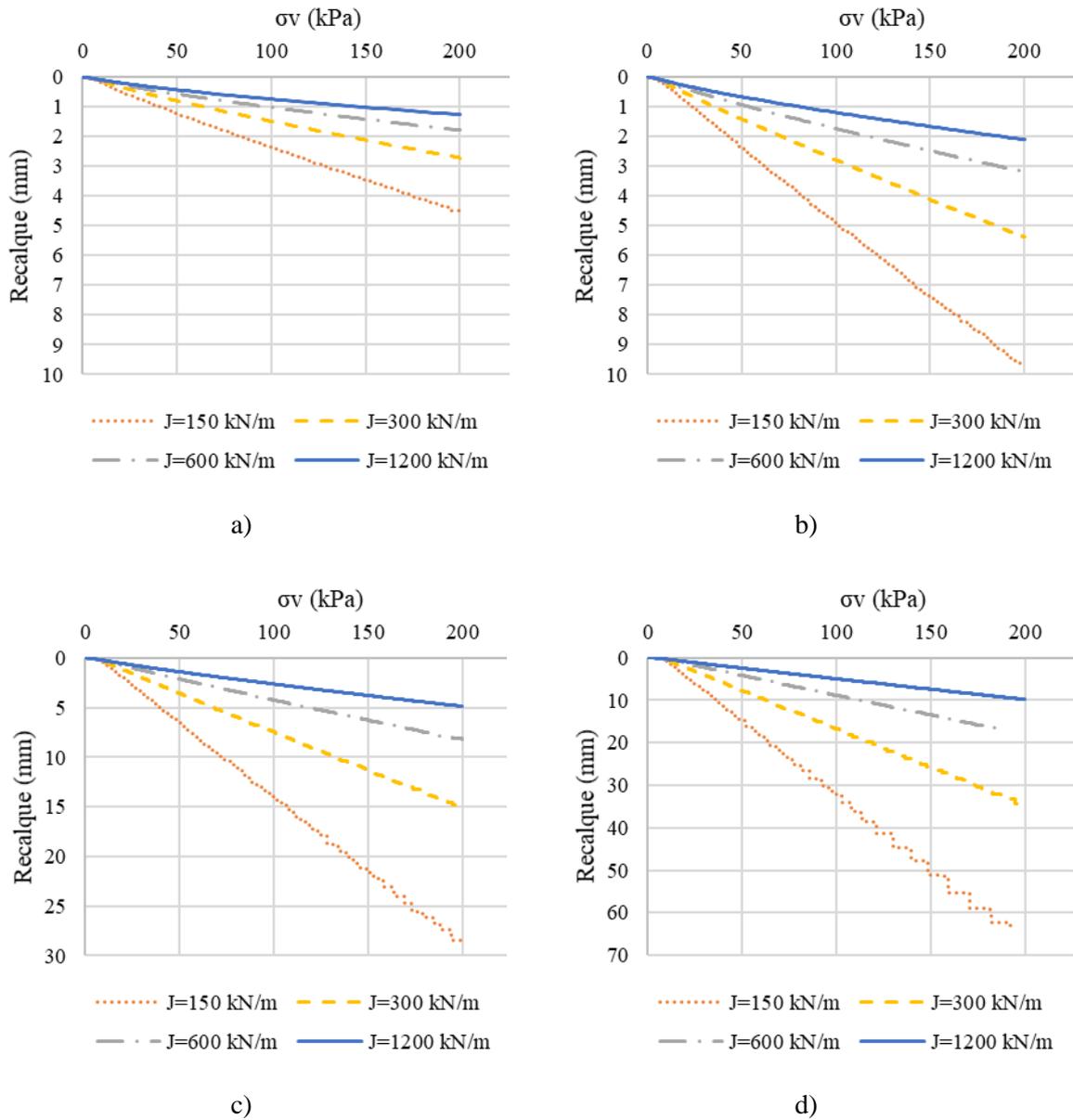
Tabela 4.3 – Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de rigidez do reforço. Seção 3

Sv (m)	J1 (kN/m)	J2 (kN/m)	Aumento (%) a 50 kPa	Aumento (%) a 100 kPa	Aumento (%) a 200 kPa
0,1	1200	600	60,17%	66,85%	74,02%
	600	300	64,59%	75,89%	92,43%
0,2	1200	600	63,54%	74,86%	90,45%
	600	300	75,80%	105,90%	111,40%
0,4	1200	600	81,69%	99,48%	97,13%
	600	300	104,96%	108,55%	115,93%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

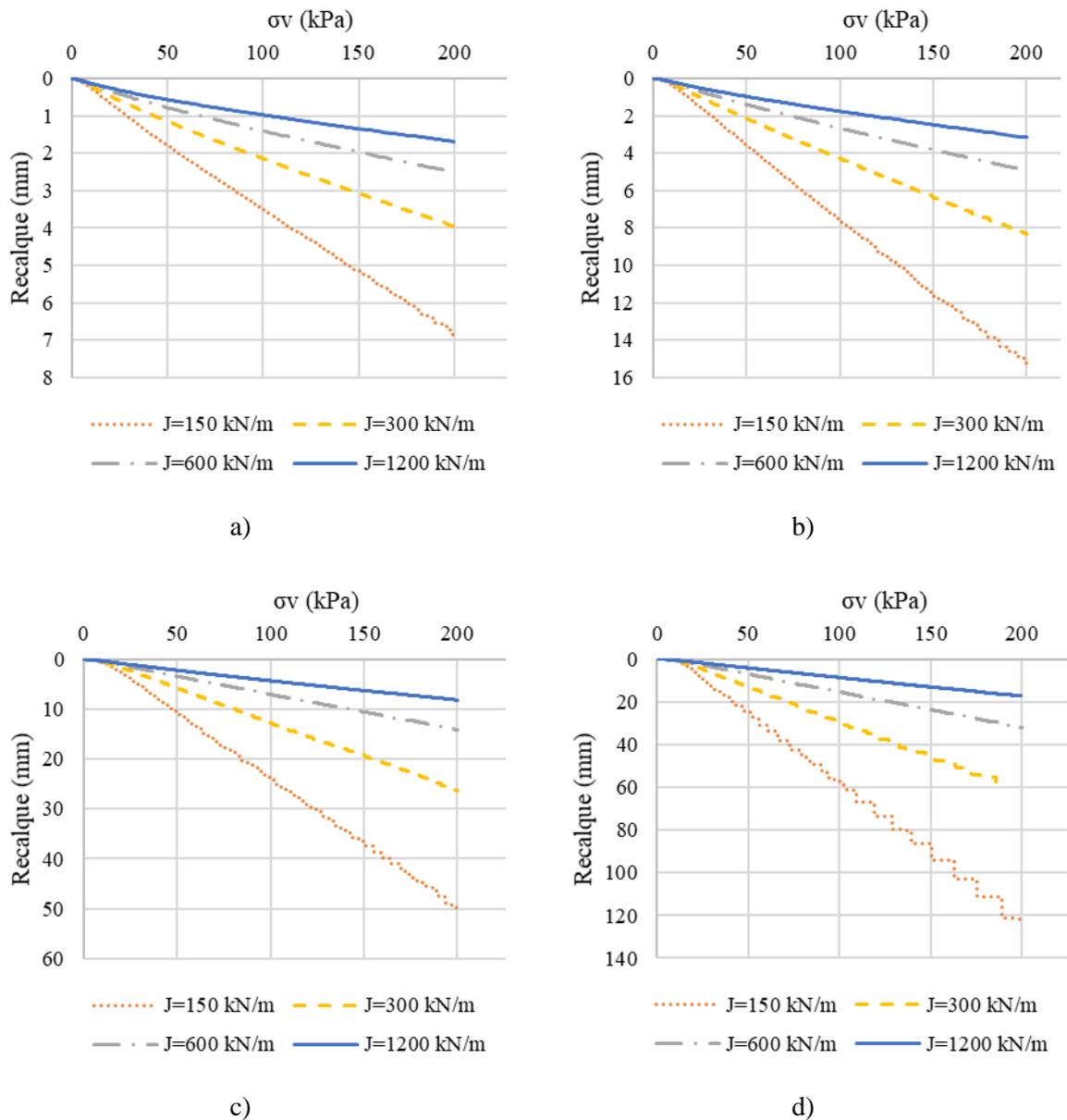
Em relação aos recalques, a Figura 4.6a mostra os valores para quatro tipo de rigidez com mesmo espaçamento vertical de 0,05 m. Do mesmo modo, as Figuras 4.6b, 4.6c, 4.6d com espaçamento vertical de 0,1; 0,2 e 0,4 m, respectivamente. Da mesma forma, a Figura 4.7 apresenta essas configurações para seção 2 e o Figura 4.8 apresenta os resultados para a seção 3. A seção 2 teve o maior valor de aumento percentual de recalque que ocorreu para a relação dos valores de rigidez de 300 para 150 kN/m com espaçamento vertical de 0,4 m e teve um valor de 111,37%.

Figura 4.6 – Efeito da rigidez do reforço no resultado do recalque para Seção 1. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m



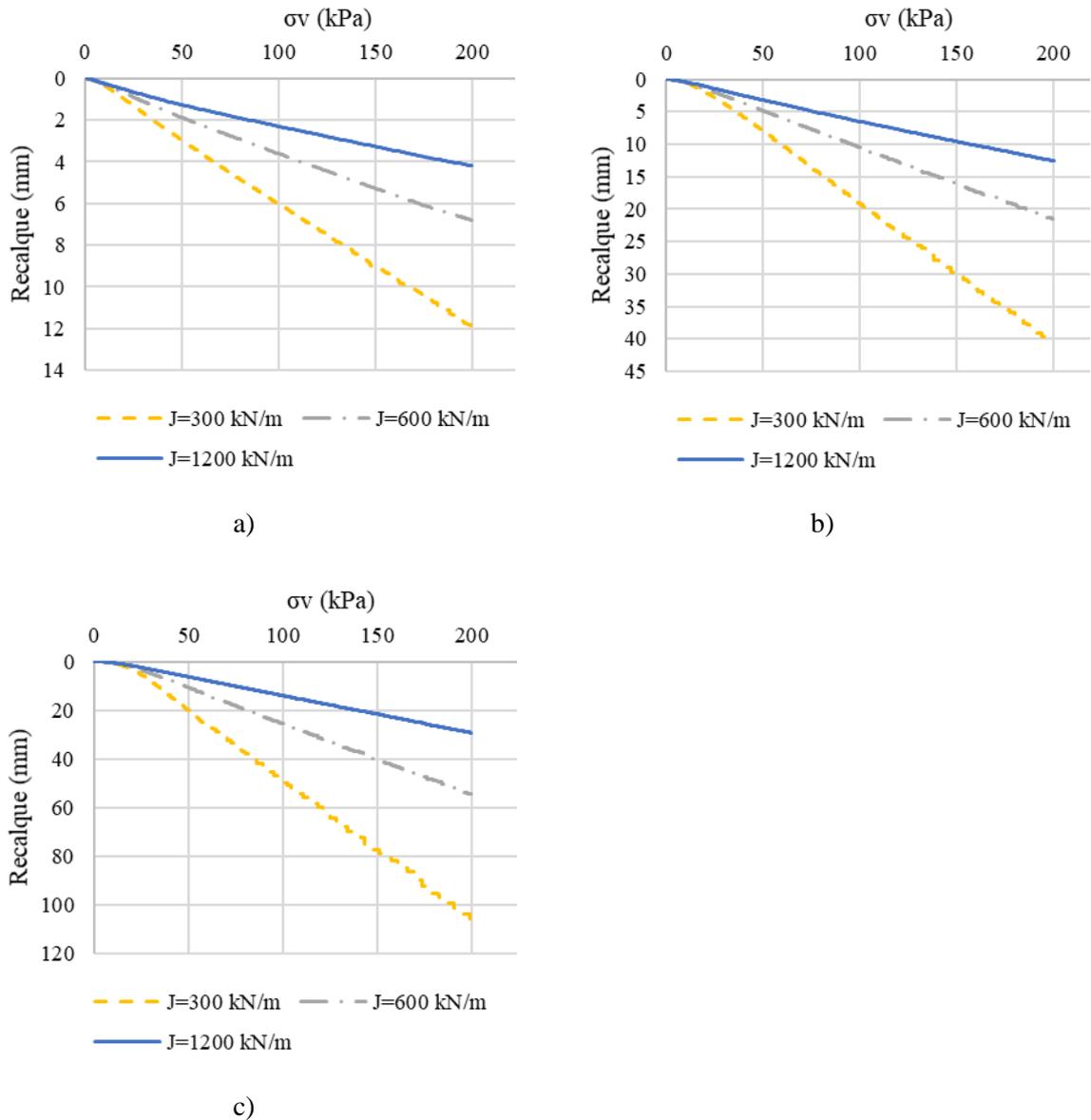
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4.7 – Efeito da rigidez do reforço no resultado do recalque para Seção 2. a) $S_v = 0,05$ m, b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4.8 – Efeito da rigidez do reforço no resultado do recalque para Seção 3. a) b) $S_v = 0,1$ m, c) $S_v = 0,2$ m, d) $S_v = 0,4$ m



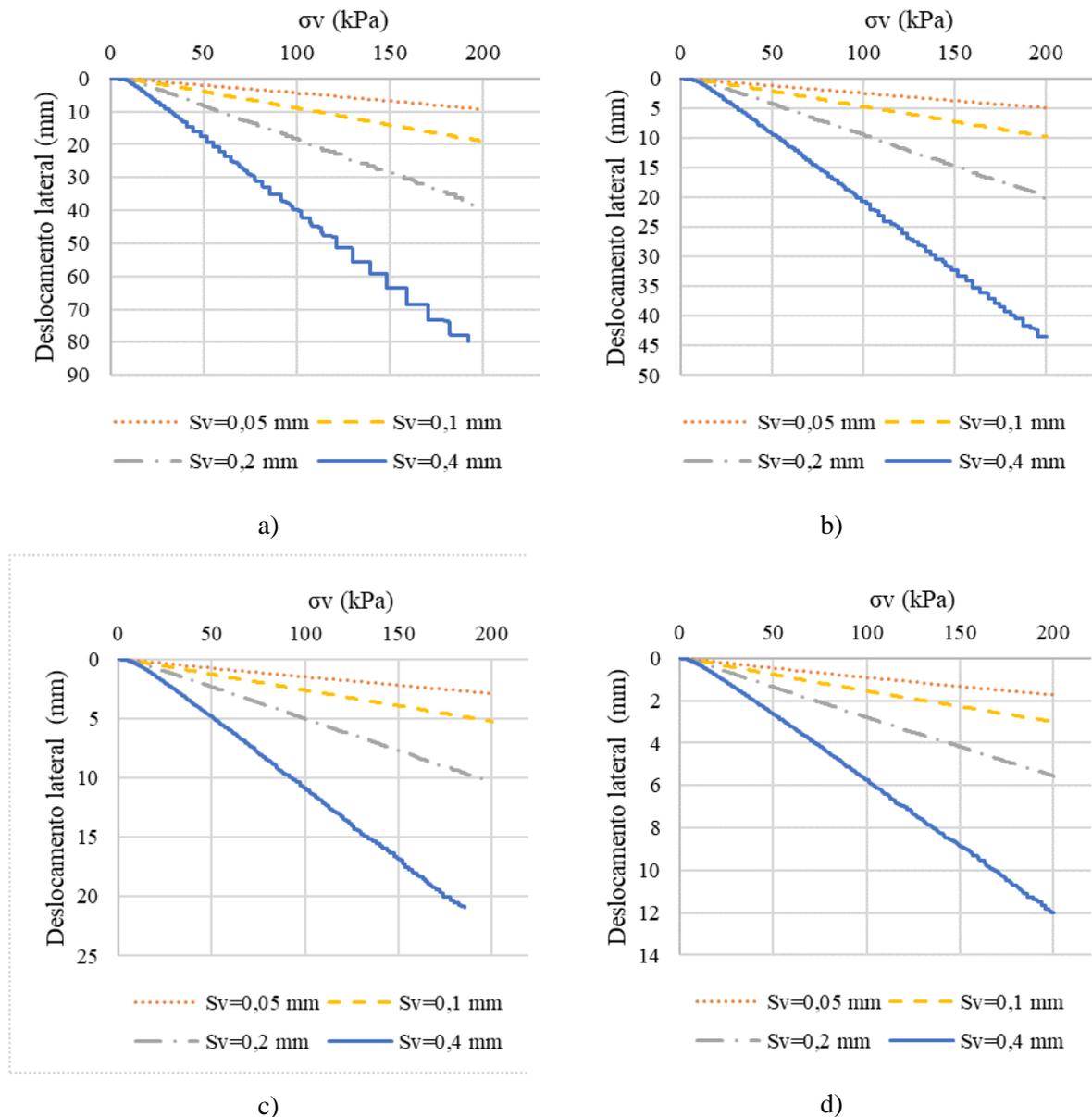
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.2.2 Efeito do espaçamento vertical do reforço sem considerar a relação J/S_v

Para o estudo do espaçamento vertical do reforço sem considerar a relação J/S_v , quatro casos com valores de espaçamento vertical diferentes (0,05; 0,1; 0,2 e 0,4 m) foram analisados. Além disso, quatro valores de rigidez foram considerados constantes (150, 300, 600 e 1200 kN/m). A Figura 4.9a mostra os resultados do deslocamento lateral para os quatro valores de

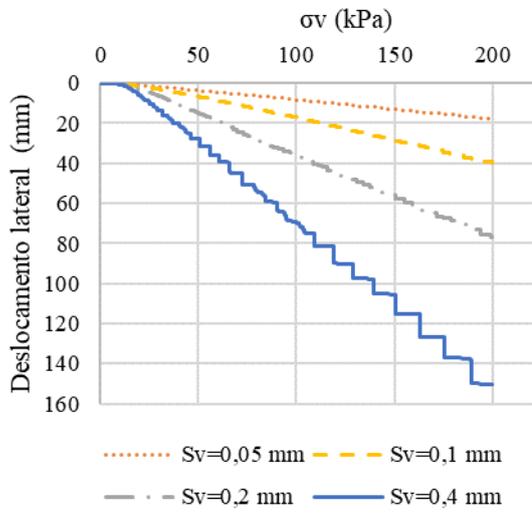
espaçamento vertical com o mesmo valor de rigidez 150 kN/m, do mesmo modo, a Figura 4.9b; 4.3c e 4.3d para os valores de rigidez de 300, 600 e 1200 kN/m, respectivamente. A Figura 4.10 apresenta essas configurações para a seção 2, do mesmo modo a Figura 4.11 apresenta os resultados para a seção 3.

Figura 4.9 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 1. a) $J = 150$ kN/m, b) $J = 300$ kN/m, c) $J = 600$ kN/m, d) $J = 1200$ kN/m

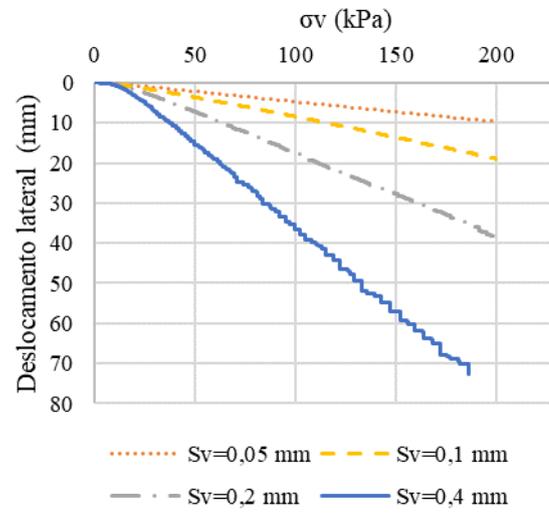


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

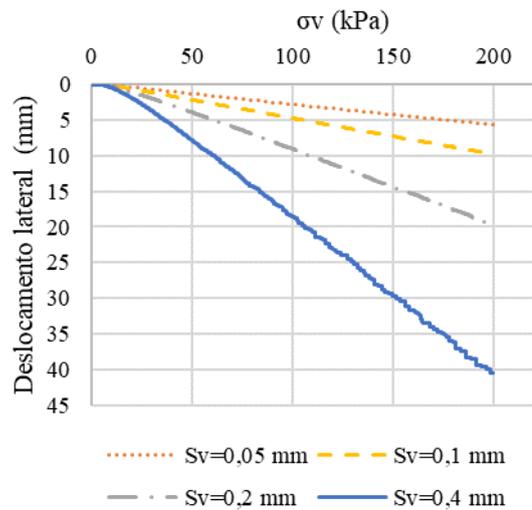
Figura 4.10 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 2. a) $J = 150 \text{ kN/m}$, b) $J = 300 \text{ kN/m}$, c) $J = 600 \text{ kN/m}$, d) $J = 1200 \text{ kN/m}$



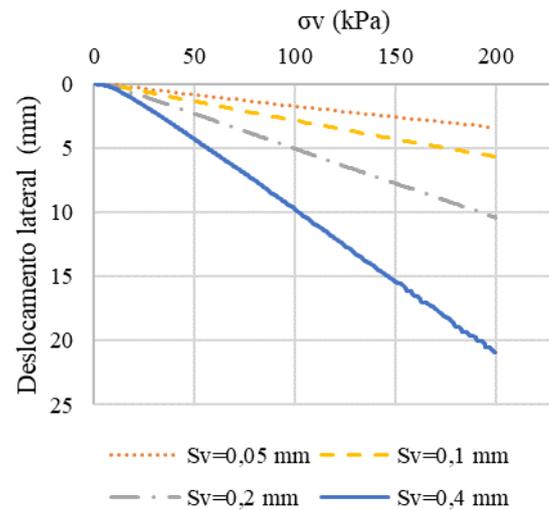
a)



b)



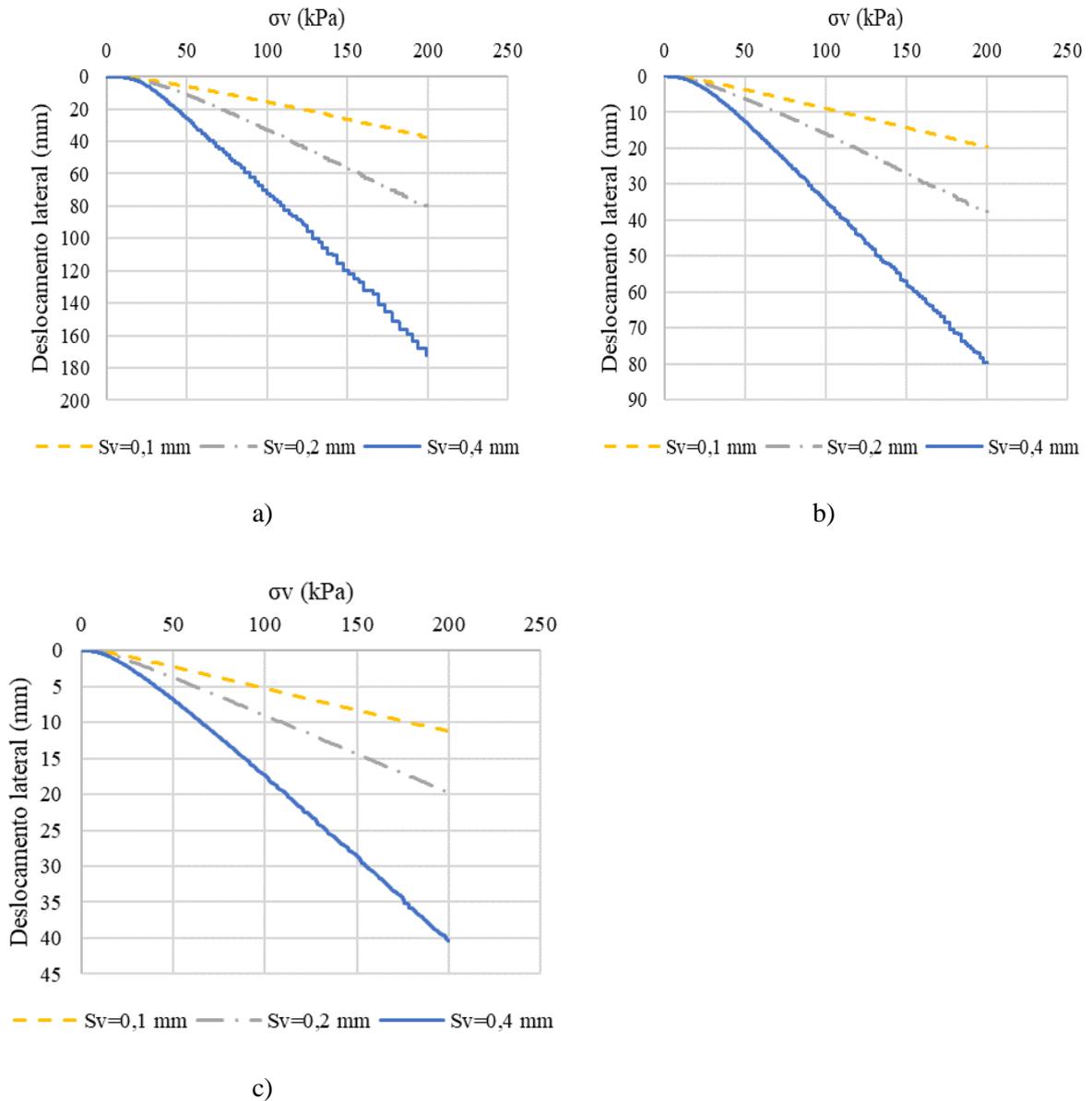
c)



d)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4.11 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do deslocamento lateral para Seção 3. a) $J = 300$ kN/m, b) $J = 600$ kN/m, c) $J = 1200$ kN/m



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Do mesmo modo que analisado para rigidez do reforço, também foi analisado o aumento percentual do deslocamento lateral para os diferentes valores de espaçamento vertical, conforme apresentado nas Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6 para as seções 1, 2 e 3, respectivamente.

Para o cálculo do aumento percentual dos deslocamentos laterais foi utilizado a Equação 4.2

$$Aumento \% = \frac{\delta h(Sv_2) - \delta h(Sv_1)}{\delta h(Sv_1)} \cdot 100\% \quad \text{Equação 4.2}$$

No qual,

$\delta h(Sv_2)$ é o valor do deslocamento lateral para uma rigidez J_2 e $\delta h(SV_1)$ é o valor do deslocamento lateral para uma rigidez J_1 .

Para as três seções o aumento percentual do deslocamento lateral ultrapassa 50%. Observa-se, para as três seções, que o aumento percentual dos deslocamentos laterais ultrapassa 50% em todos os casos, isso mostra a influência do espaçamento vertical. Em geral, quanto maior a pressão vertical aplicada, maior o aumento percentual. Na maioria dos casos, com o aumento das dimensões das seções há maiores valores de aumento percentual do deslocamento lateral.

Para a seção 1, o maior valor de aumento percentual dos deslocamentos laterais, ocorreu na relação dos valores de espaçamento vertical de 0,2 para 0,4 m com rigidez do reforço de 300 kN/m e teve um valor de 121,05%. Já na seção 2 o maior valor de aumento percentual ocorreu na relação dos valores de espaçamento vertical de 0,05 para 0,1 m com rigidez de 150 kN/m e teve um valor de 122,93%. Por fim, a seção 3 teve o maior valor de aumento percentual dos deslocamentos laterais, ocorreu na relação dos valores de dos valores de espaçamento vertical de 0,05 para 0,1 m com rigidez de 300 kN/m e teve um valor de 132,07%.

Com a mesma rigidez e aumentando o espaçamento vertical do reforço, o deslocamento lateral tendem a aumentar. O mesmo comportamento foi observado na seção 2 e 3. Com o aumento das dimensões da seção, os deslocamentos aumentaram.

Através dos resultados obtidos do aumento do percentual do deslocamento lateral, quando as análises foram realizadas pelas duas abordagens (variando o espaçamento vertical e variando a rigidez), verifica-se que a variação do espaçamento vertical do reforço tem maior influência no deslocamento lateral.

Tabela 4.4 – Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de espaçamento vertical do reforço. Seção 1

J (kN/m)	Sv1 (m)	Sv2 (m)	Aumento (%) a 50 kPa	Aumento (%) a 100 kPa	Aumento (%) a 200 kPa
150	0,05	0,1	98,50%	108,14%	103,33%
	0,1	0,2	104,03%	110,03%	104,48%
	0,2	0,4	117,78%	117,38%	107,81%
300	0,05	0,1	78,33%	91,06%	97,96%
	0,1	0,2	96,26%	99,15%	109,07%
	0,2	0,4	119,05%	121,05%	114,00%
600	0,05	0,1	72,60%	78,91%	83,16%
	0,1	0,2	84,92%	90,87%	95,98%
	0,2	0,4	106,01%	115,14%	104,11%
1200	0,05	0,1	73,33%	68,13%	74,42%
	0,1	0,2	74,36%	81,70%	85,00%
	0,2	0,4	92,65%	105,76%	116,22%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 4.5 – Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de espaçamento vertical do reforço. Seção 2

J (kN/m)	Sv1 (m)	Sv2 (m)	Aumento (%) a 50 kPa	Aumento (%) a 100 kPa	Aumento (%) a 200 kPa
150	0,05	0,1	86,55%	107,41%	122,93%
	0,1	0,2	99,68%	108,55%	93,08%
	0,2	0,4	102,95%	108,42%	95,19%
300	0,05	0,1	69,77%	78,60%	94,86%
	0,1	0,2	100,27%	107,74%	103,38%
	0,2	0,4	112,59%	108,42%	105,80%
600	0,05	0,1	62,22%	67,61%	73,67%
	0,1	0,2	79,91%	90,55%	100,92%
	0,2	0,4	100,51%	105,62%	104,76%
1200	0,05	0,1	69,14%	68,60%	68,05%
	0,1	0,2	69,63%	74,14%	83,27%
	0,2	0,4	86,58%	93,66%	101,15%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

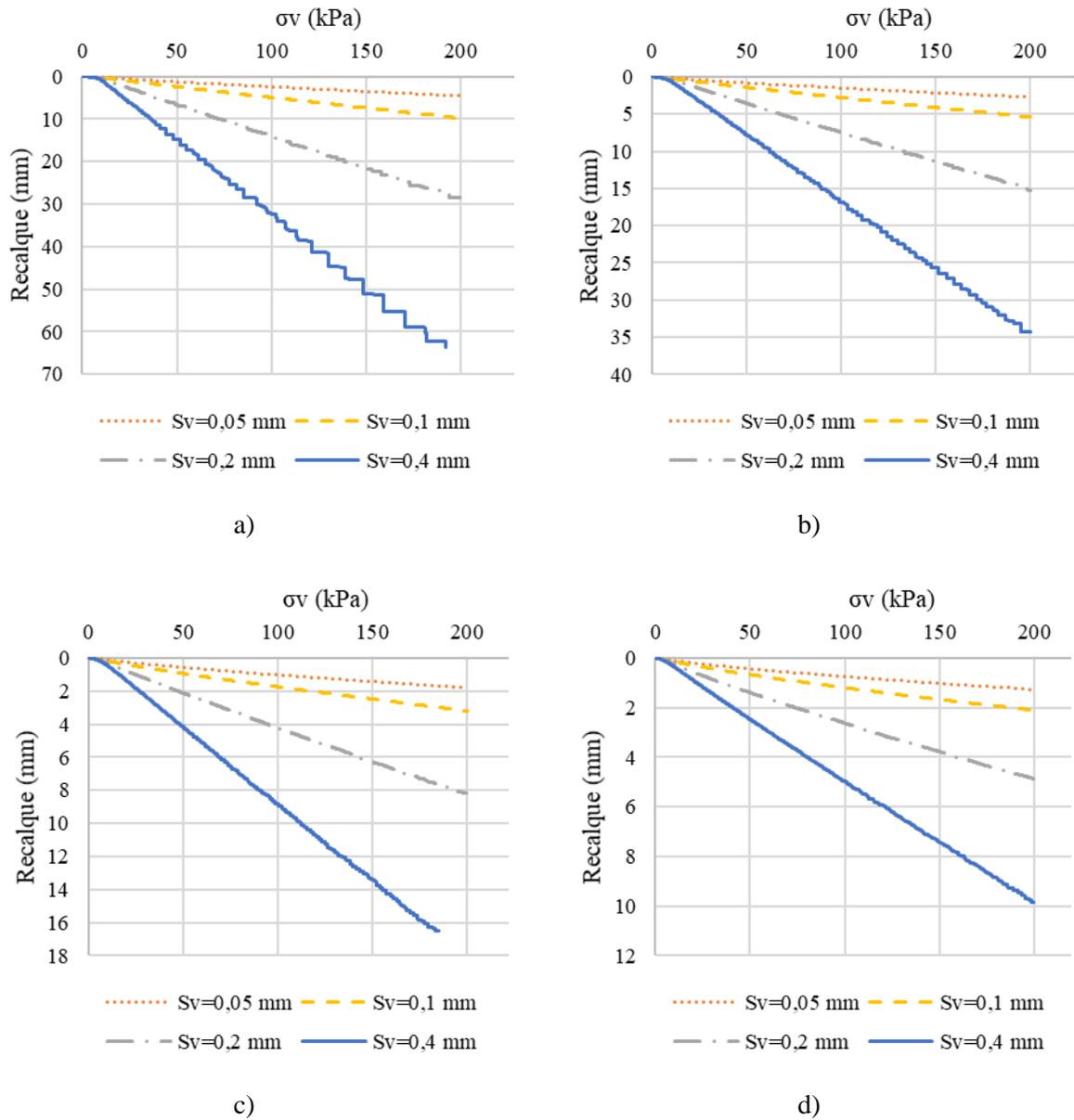
Tabela 4.6 – Aumento percentual do deslocamento lateral variando os valores de espaçamento vertical do reforço. Seção 3

J (kN/m)	Sv1 (m)	Sv2 (m)	Aumento (%) a 50 kPa	Aumento (%) a 100 kPa	Aumento (%) a 200 kPa
300	0,1	0,2	81,28%	108,12%	111,80%
	0,2	0,4	132,07%	120,82%	115,88%
600	0,1	0,2	69,73%	77,79%	92,79%
	0,2	0,4	99,04%	118,02%	111,35%
1200	0,1	0,2	66,23%	69,65%	76,16%
	0,2	0,4	79,17%	91,11%	104,19%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

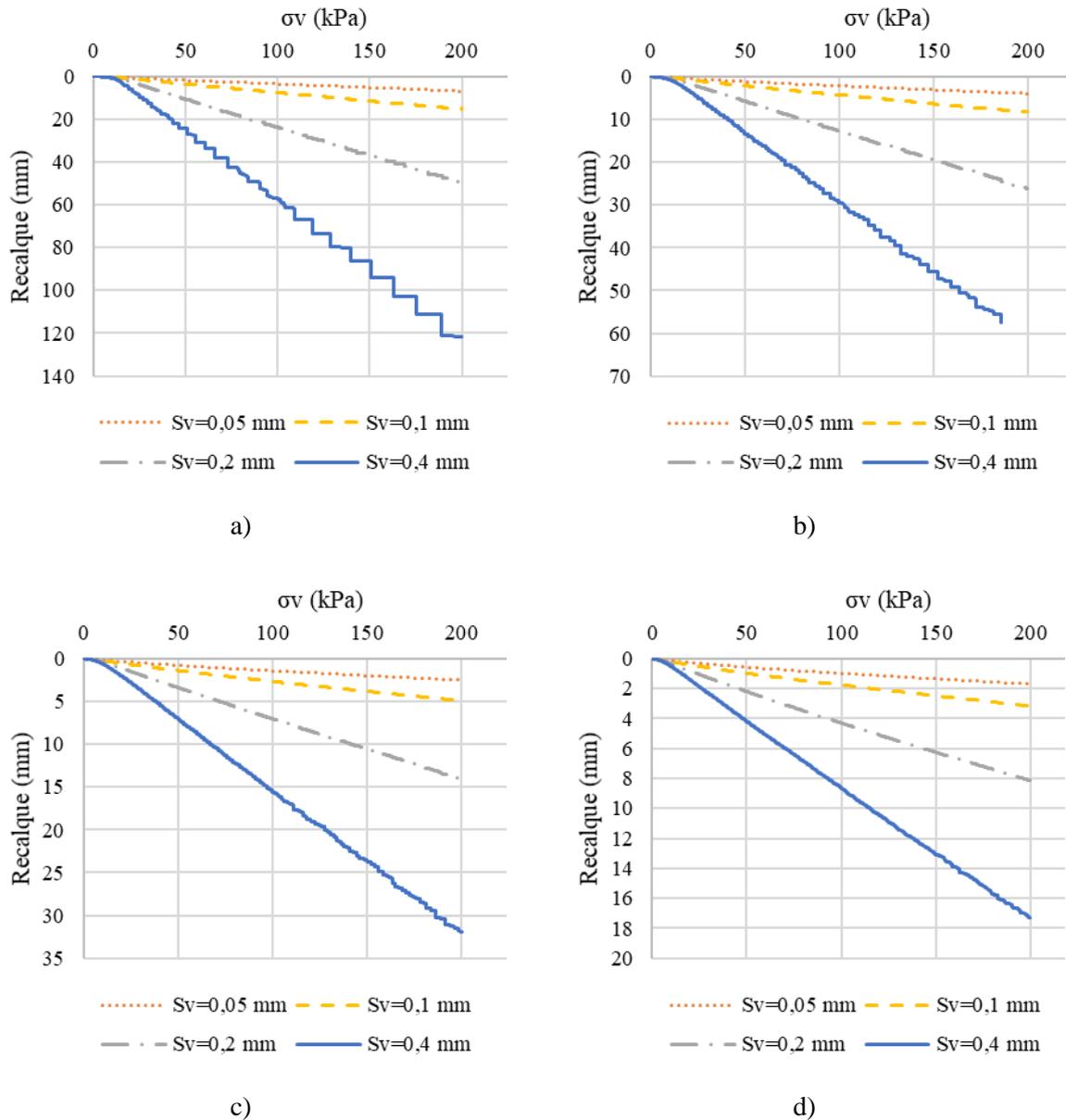
Análises também foram realizadas para o recalque, a Figura 4.12a mostra os resultados do recalque para os quatro espaçamentos verticais com a mesma rigidez 150 kN/m, do mesmo modo, a Figura 4.12b; 4.12c e 4.12d para valores de rigidez de 300, 600 e 1200 kN/m respectivamente. A Figura 4.13 apresenta essas configurações para a seção 2 e a Figura 4.14 apresenta os resultados para a seção 3. A seção 3 teve o maior valor de aumento percentual de recalque que ocorreu para a relação dos valores de espaçamento vertical de 0,1 para 0,2 m com rigidez de 300 kN/m e teve um valor de 236,87%.

Figura 4.12 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do recalque para Seção 1. a) $J = 150 \text{ kN/m}$, b) $J = 300 \text{ kN/m}$, c) $J = 600 \text{ kN/m}$, d) $J = 1200 \text{ kN/m}$



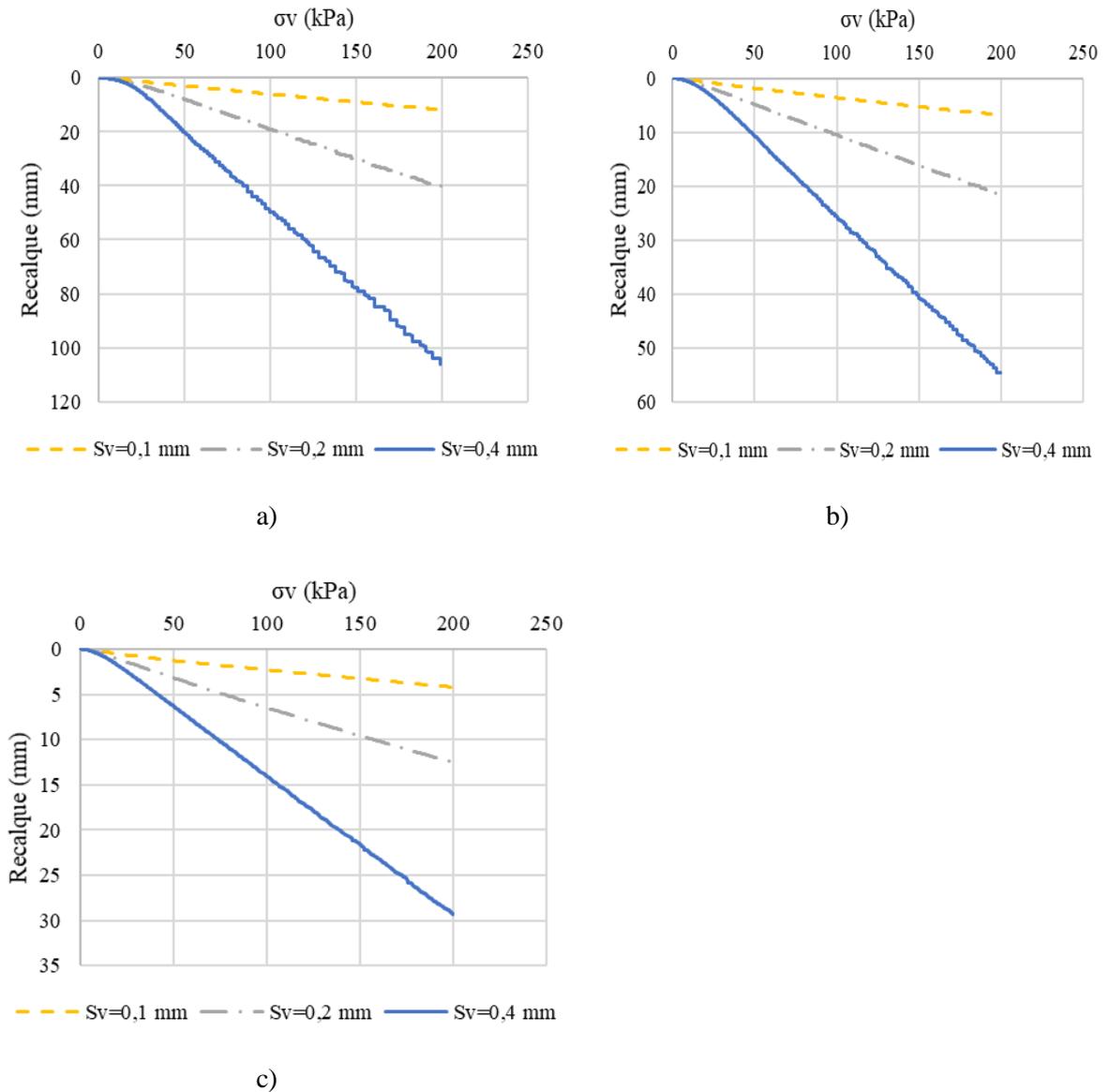
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4.13 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do recalque para Seção 2. a) $J = 150 \text{ kN/m}$, b) $J = 300 \text{ kN/m}$, c) $J = 600 \text{ kN/m}$, d) $J = 1200 \text{ kN/m}$



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4.14 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no resultado do recalque para Seção 3. a) $J = 300 \text{ kN/m}$, b) $J = 600 \text{ kN/m}$, c) $J = 1200 \text{ kN/m}$



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Como observado no item 4.2.1, permanecendo com o mesmo valor de rigidez e variando o espaçamento vertical, à medida que o espaçamento aumenta o deslocamento lateral e o recalque também aumentam. Já, mantendo o valor do espaçamento vertical e variando a rigidez do reforço, à medida que a rigidez aumenta, o deslocamento vertical e o recalque diminuem. Esses resultados são plausíveis se partir da hipótese de aderência perfeita entre o solo e o reforço, sob condições de trabalho (Jewel,1980; Dyer & Milligan,1984), que considera que a deformação seja a mesma para o solo e para o reforço na interface. Portanto, a tensão ou deformação de equilíbrio entre o geossintético e o solo depende da relação entre a rigidez de

ambos os materiais, ou seja, depende do índice de rigidez relativa (S_i), o qual foi definido por Ehrlich & Mitchell (1994) conforme Equação 4.3

$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot P_a \cdot S_v} \quad \text{Equação 4.3}$$

No qual,

J_r é a rigidez à tração do reforço à tração, K é o módulo tangencial inicial do solo no modelo hiperbólico (Duncan *et al.*, 1980), P_a é a pressão atmosférica e S_v é o espaçamento vertical entre reforços.

Através da Equação 4.3, percebe-se que para o mesmo solo e o mesmo espaçamento vertical, quanto mais rígido for o reforço, maior é o valor de S_i , permitindo que o mesmo absorva maior tensão e diminuindo as deformações da estrutura de solo reforçado. A mesma analogia pode ser feita em relação ao espaçamento vertical. Quanto maior o espaçamento vertical do reforço (para o mesmo solo e o mesmo valor de rigidez do reforço) menor será o valor de S_i proporcionando um aumento nas deformações da estrutura de solo reforçado.

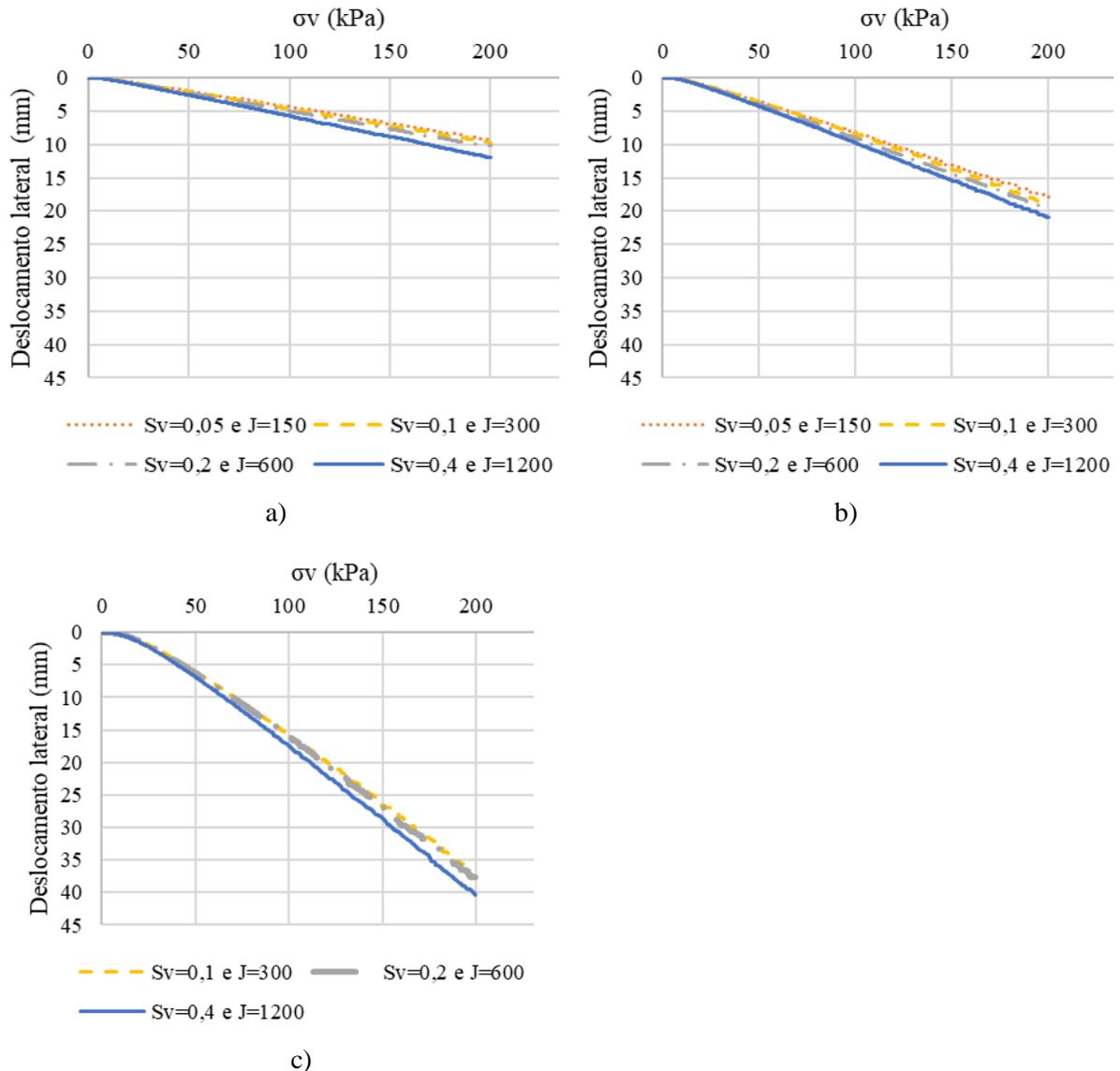
Para as três seções, em termos qualitativos, pode-se observar o mesmo comportamento, ou seja, aumentando-se o valor da rigidez do reforço (com o mesmo valor espaçamento vertical do reforço) os deslocamentos laterais e recalques diminuem e aumentado o S_v do reforço (com o mesmo valor de J) os deslocamentos laterais e recalques aumentam. No entanto, em termos quantitativos há uma mudança, pois, como esperado, ao se comparar os mesmos casos nas três seções percebe-se que quanto maior as dimensões da seção, maiores os valores de deslocamento lateral e recalque.

4.2.3 Efeito do espaçamento vertical considerando a relação J/S_v

A abordagem do efeito combinado da rigidez e espaçamento vertical do reforço foi conduzida através da relação (J/S_v) mantida constante com o objetivo de analisar unicamente o efeito do espaçamento, sem a interferências de outras variáveis. Pois nessa configuração o espaçamento vertical foi reduzido entre camadas, mas a rigidez foi aumentada proporcionalmente; ou seja, foi variado o S_v , mas teoricamente, com esse procedimento as deformações no reforço associadas a cada caso seriam as mesmas.

As Figuras 4.15a, 4.15b e 4.15c apresentam os resultados de deslocamento lateral para relação $J/S_v = 3000 \text{ kN/m/m}$ para a seção 1,2 e 3, respectivamente.

Figura 4.15 – Efeito do espaçamento vertical do reforço considerando a relação J/Sv no deslocamento lateral. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme se observa na Tabela 4.7, foi realizado um levantamento do aumento percentual do deslocamento lateral considerando as relações J/Sv constante. As análises consideraram a pressão aplicada de 50, 100 e 200 kPa. O maior aumento percentual ocorreu para a variação da condição com $S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m para a combinação $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m, com valor igual 17,30% , na Seção 1, para um pressão vertical aplicada de 200 kPa, mostrando que, mesmo com rigidez de reforço maior ($J=1200$ kN/m), houve um aumento no deslocamento lateral ao aumentar o espaçamento vertical ($S_v=0,4$ m).

Tabela 4.7 – Aumento percentual do deslocamento lateral considerando a relação $J/S_v=3000$ kN/m/m

Seção 1		Deslocamento lateral		
Condição 1	Condição 2	Aumento (%)		
		a 50 kPa	a 100 kPa	a 200 kPa
$S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m	$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	7,00%	9,07%	4,08%
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	8,41%	7,04%	5,46%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	12,07%	13,94%	17,30%

Seção 2		Deslocamento lateral		
Condição 1	Condição 2	Aumento (%)		
		a 50 kPa	a 100 kPa	a 200 kPa
$S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m	$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	2,24%	2,31%	5,93%
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	7,95%	7,72%	4,28%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	9,64%	7,94%	6,03%

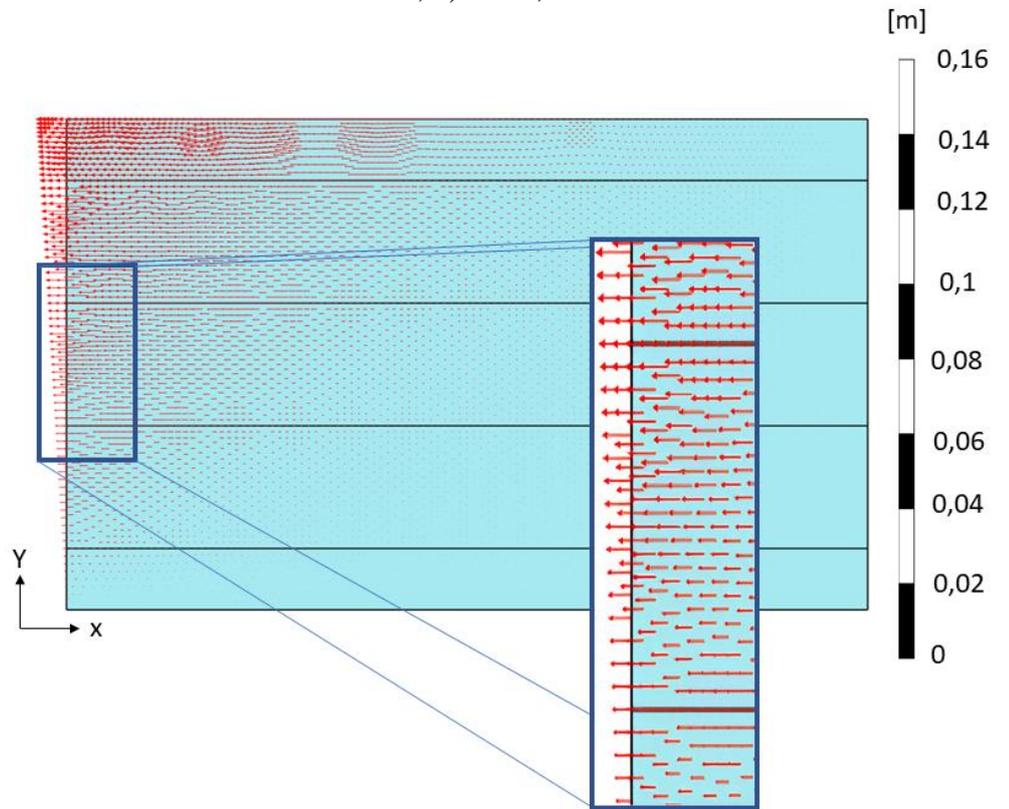
Seção 3		Deslocamento lateral		
Condição 1	Condição 2	Aumento (%)		
		a 50 kPa	a 100 kPa	a 200 kPa
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	3,12%	1,14%	0,19%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	9,55%	9,35%	7,21%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

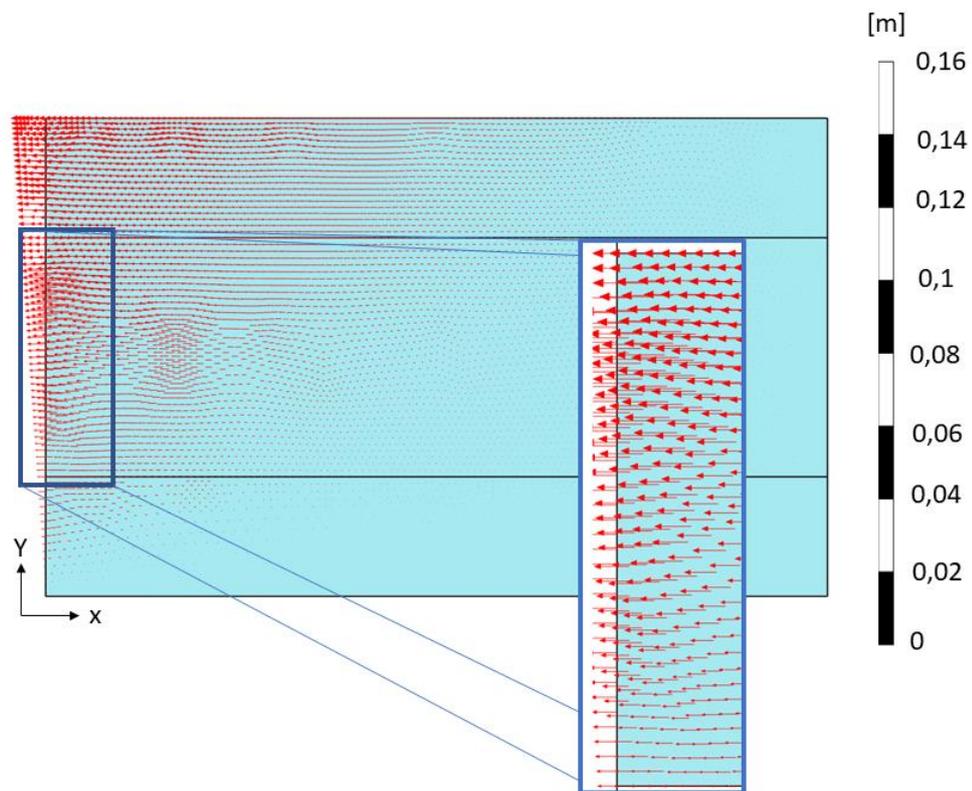
A representação dos vetores de deslocamento lateral da massa de solo é representado na Figura 4.16. A Figura 4.16a representa a condição $S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m e a Figura 4.16b apresenta esses valores para $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m. Para todas as seções, o fluxo do deslocamento lateral da massa de solo reforçada obedeceu o padrão de maior deslocamento no topo da seção, diminuindo até o final da seção. Isso ocorre devido a própria condição de movimentação da placa, a qual é fixada na parte de baixo da placa.

Comparando as Figuras 4.16a e b, considerando o centro da seção, e comparando as camadas entre geossintéticos, quando o espaçamento entre camadas é maior (Figura 4.16 b), percebe-se um maior deslocamento horizontal. Talvez pela presença de um maior número de camadas na Figura 4.16a a interação solo-reforço é maior, diminuindo assim os deslocamentos horizontais da massa de solo.

Figura 4.16 – Vetores de deslocamento lateral da massa de solo reforçada. Seção 1. a) $S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m, b) $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m



a)



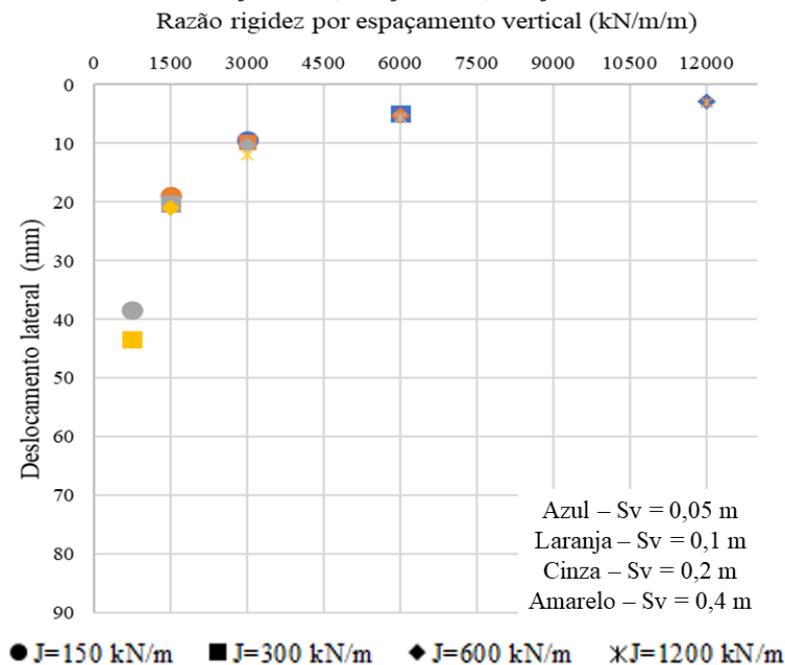
b)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

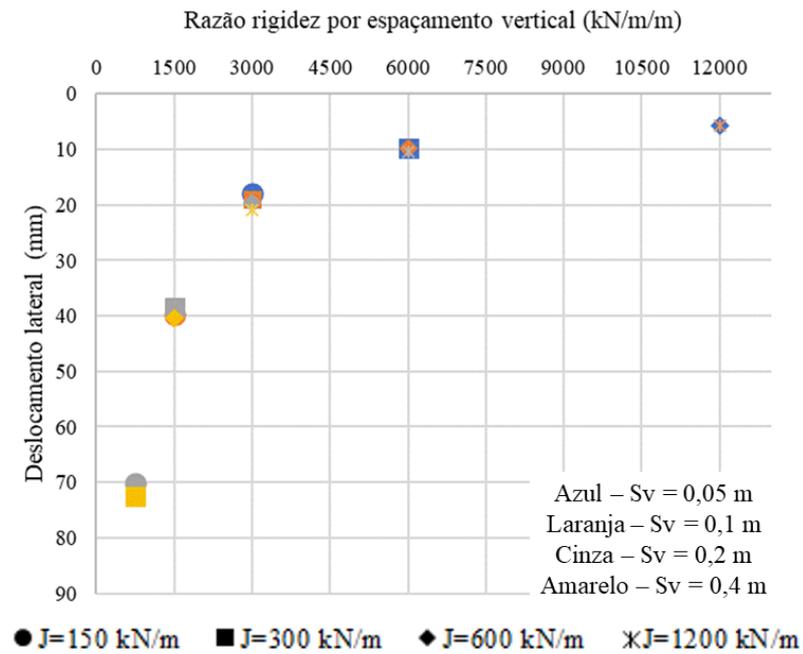
As Figuras 4.17a, 4.17b e 4.17c apresentam o deslocamento lateral pela razão rigidez por espaçamento vertical (J/S_v) para uma pressão vertical de 200 kPa, considerando as seções 1, 2 e 3, respectivamente. Valores diferentes de espaçamento vertical e rigidez do reforço foram combinados para observar a influência do parâmetro J/S_v . Valores de J/S_v iguais a 750 kN/m/m, 1500 kN/m/m, 3000 kN/m/m, 6000 kN/m/m e 12000 kN/m/m foram considerados. À medida que aumenta os valores de espaçamento vertical (mesmo com maior rigidez) também há um aumento dos deslocamentos laterais.

Percebe-se que nem sempre que é aumentada a rigidez do reforço ocorre uma diminuição do deslocamento lateral, por exemplo para os casos da razão $J/S_v = 750$ kN/m/m o caso com rigidez $J = 300$ kN/m tem maior deformação do que $J = 150$ kN/m, porém os espaçamento vertical é de 0,4 e 0,2 m, respectivamente. No geral, o aumento do espaçamento vertical entre reforço ocasiona um aumento do deslocamento lateral. Para grandes valores da razão J/S_v percebe-se que os pontos têm praticamente o mesmo valor de deslocamento lateral, independentemente do valor do espaçamento vertical e da rigidez do reforço. Já para o menor valor de J/S_v (750 kN/m/m) constata-se um maior distanciamento entre os pontos. Para esse valor da relação J/S_v , um maior valor de espaçamento vertical implicou um maior deslocamento lateral.

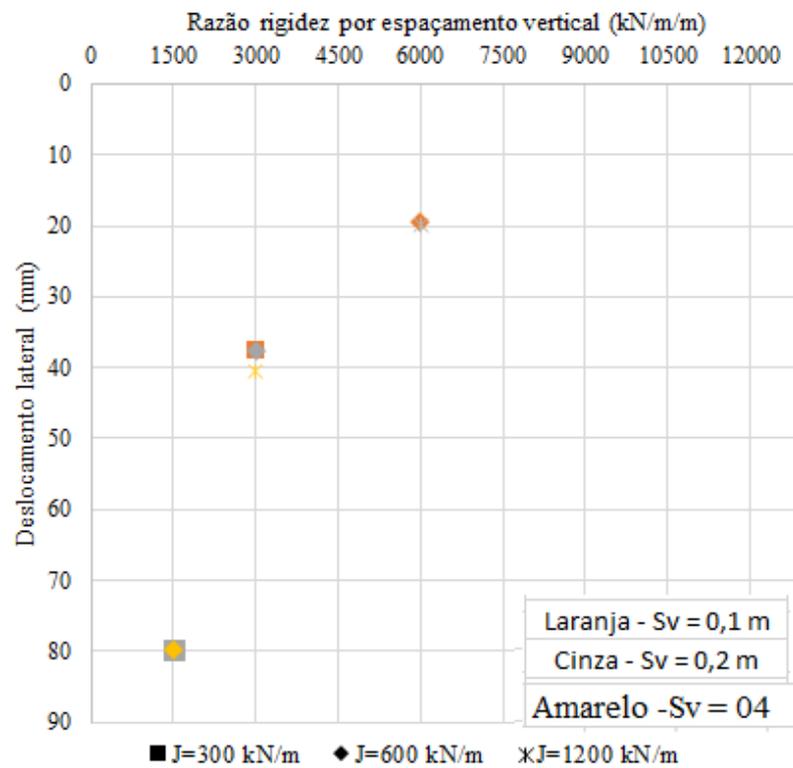
Figura 4.17– Deslocamento lateral no ponto A, para 200 kPa com diferentes razões de J/S_v . a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3



a)



b)

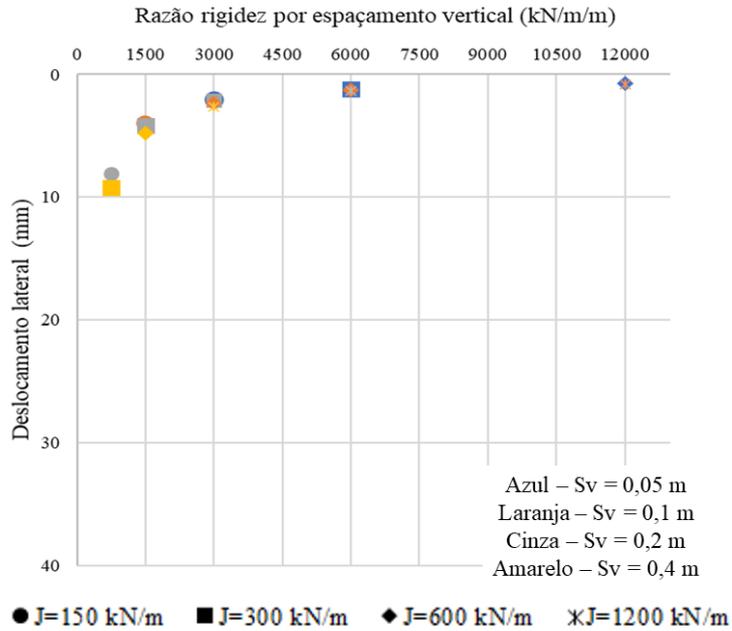


c)

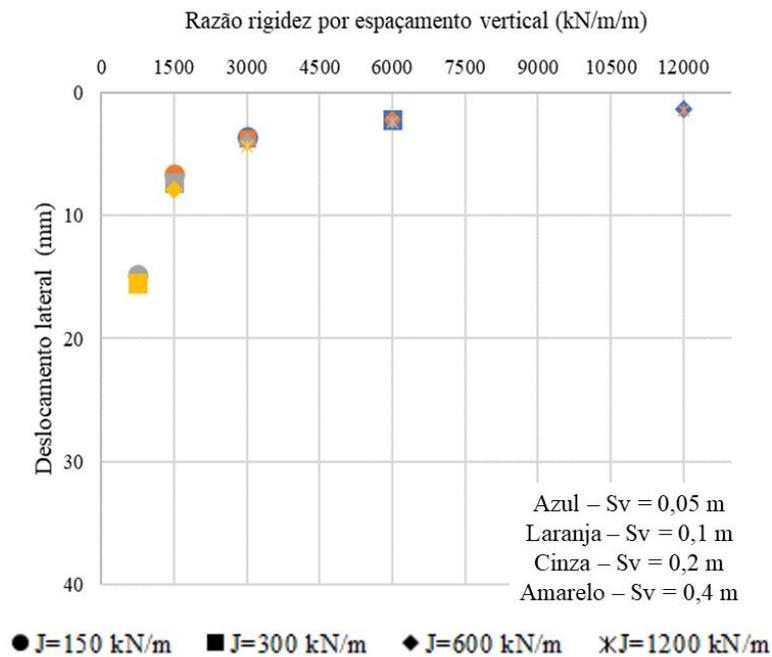
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O deslocamento lateral em função da razão J/Sv (Figuras 4.18a, b e c) também foi analisado para 50 kPa de pressão vertical. O mesmo comportamento foi observado em relação à tensão de 200 kPa, com alteração apenas da magnitude dos valores de deslocamentos laterais para cada situação, tendo em vista que para 50 kPa menores valores são encontrados.

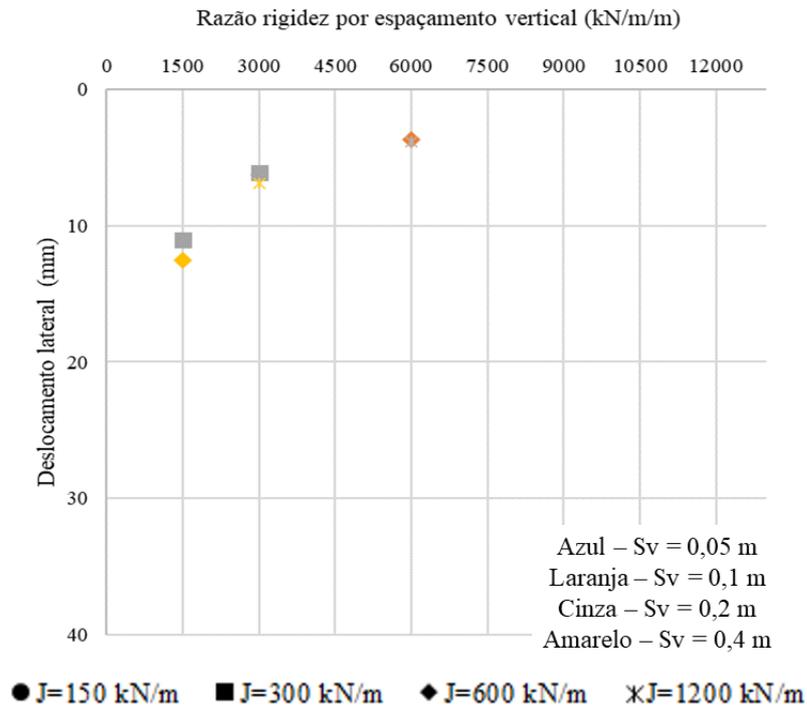
Figura 4.18 – Deslocamento lateral no ponto A, para 50 kPa com diferentes razões de J/Sv. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3



a)



b)



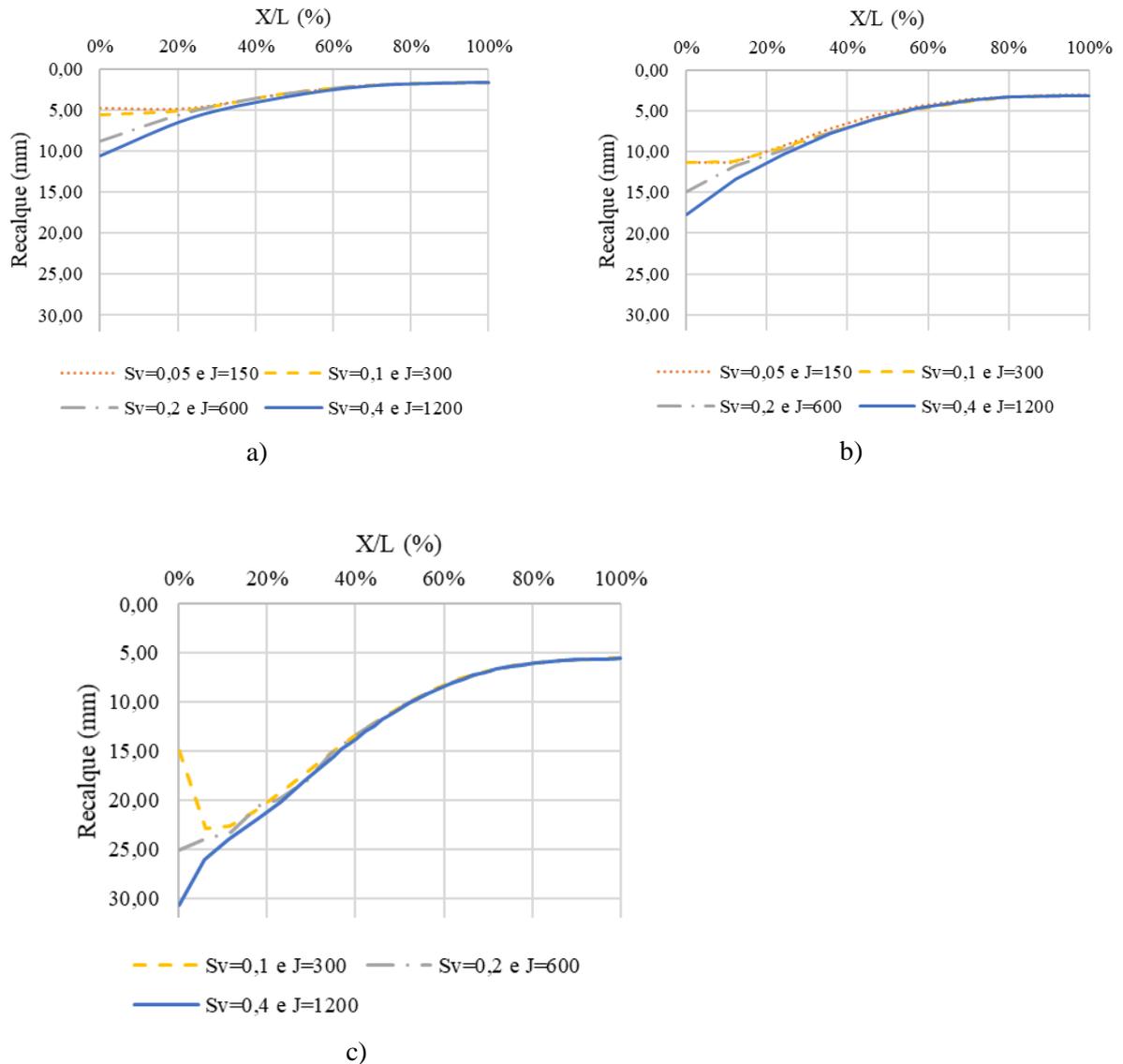
c)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As Figuras 4.19a, 4.19b e 4.19c apresentam o perfil de recalque superficial versus a razão: distância da face por comprimento do reforço (X/L), para uma pressão aplicada de 200 kPa. Nas três seções é possível notar que existe uma diferença acentuada na face que tende a diminuir com a distância da face. Quando a razão X/L apresentou valor de aproximadamente 30%, o espaçamento vertical tendeu a não influenciar o recalque superficial, pois as diferenças foram mínimas.

Percebe-se ainda um efeito restritivo em relação a recalques nas proximidades da face em virtude da conexão do geossintético com a face para os casos com espaçamento vertical de 0,05 e 0,1 m. Esse efeito fez com que o recalque não apresentasse crescimento em direção à face para valores de X/L menores que 20% (seções 1 e 2). Para a seção 3, percebe-se esse efeito da conexão face-reforço nos valores de recalque para valores de X/L menores que 10%.

Figura 4.19 – Efeito do espaçamento vertical do reforço no recalque para $J/S_v=3000$ kN/m/m.
 a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Tabela 4.8 mostra o aumento percentual do recalque superficial para três posições (na face e a 0,3 m e 0,6 m de distância horizontal da face). O maior aumento percentual ocorreu na face da seção 3 para a condição com $S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m em comparação com a condição $S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m, com valor igual 67,78%.

Tabela 4.8 – Aumento percentual do recalque considerando a relação $J/S_v=3000$ kN/m/m

Seção 1		Recalque		
Relação 1	Relação 2	Aumento (%)		
		Face	a 0,3 m	a 0,6 m
$S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m	$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	16,67%	1,24%	0,67%
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	56,43%	5,10%	0,99%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	20,09%	15,34%	13,77%

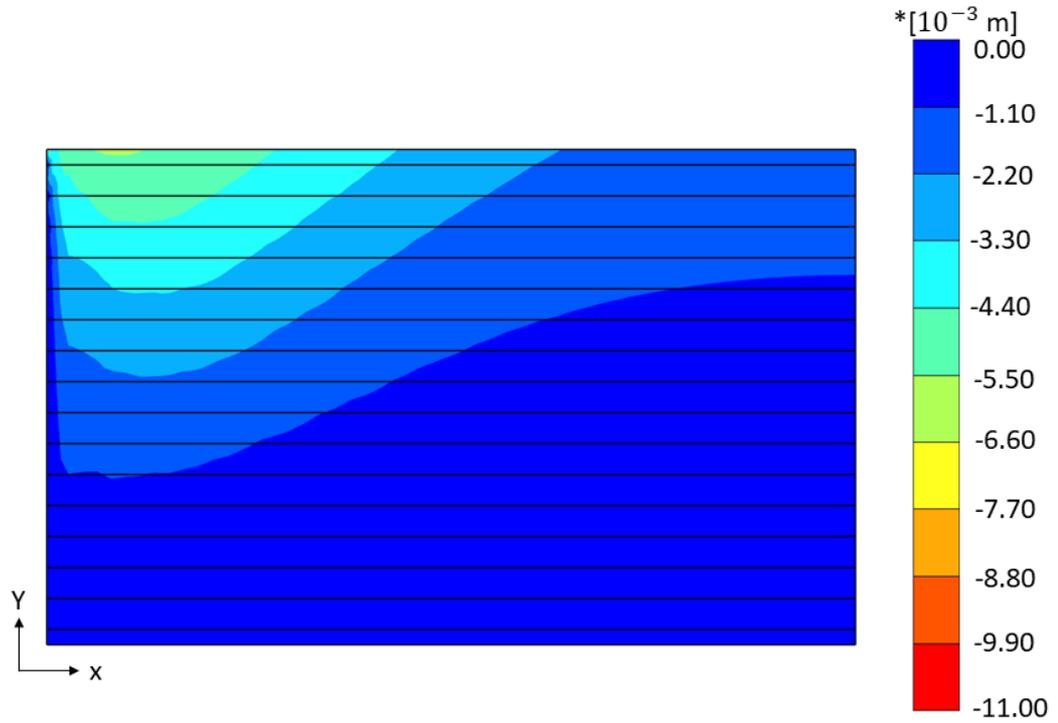
Seção 2		Recalque		
Relação 1	Relação 2	Aumento (%)		
		Face	a 0,3 m	a 0,6 m
$S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m	$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	0,53%	0,63%	2,17%
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	31,60%	4,17%	2,43%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	18,60%	14,32%	5,24%

Seção 3		Recalque		
Relação 1	Relação 2	Aumento (%)		
		Face	a 0,3 m	a 0,6 m
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	67,78%	0,04%	1,61%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	22,47%	12,11%	5,42%

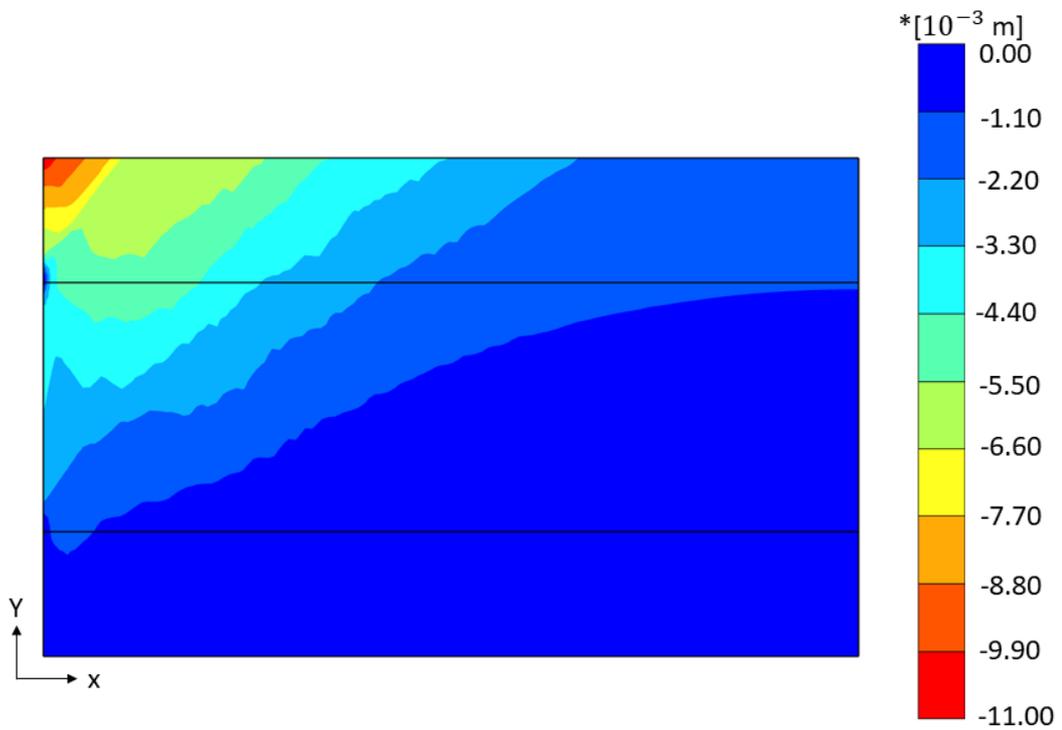
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As Figuras 4.20a e 4.20b apresentam o perfil de recalque para a seção 1 com $S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m e $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m, respectivamente. O perfil do recalque para Figura 4.20a mostra menores valores logo no contato solo-face, mas logo em seguida tem-se um aumento desse valor. As Figuras 4.20a e b obedecem ao mesmo padrão de recalque, com valores maiores no topo da seção e os valores diminuem com a profundidade da massa de solo reforçada.

Figura 4.20 – Perfil do recalque. Seção 1. a) $S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m, b) $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m



a)

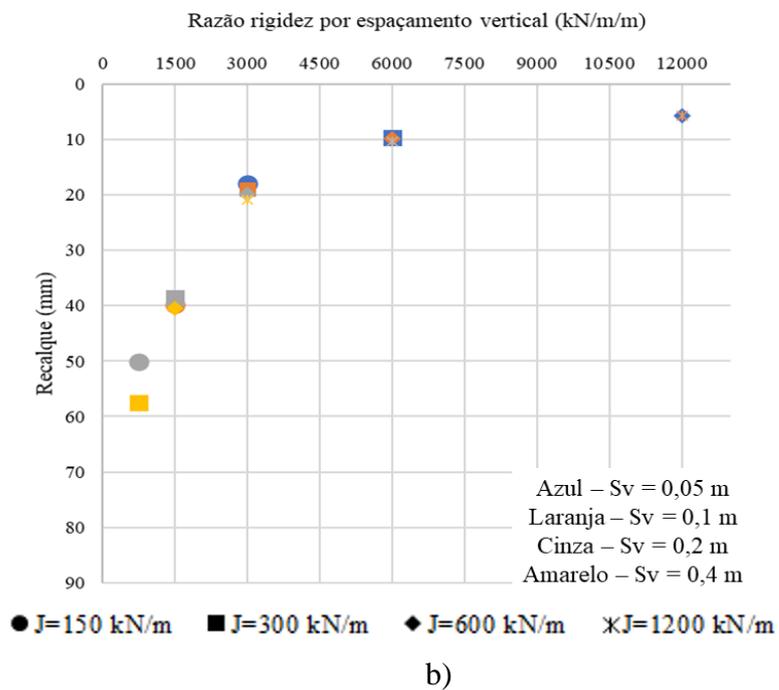
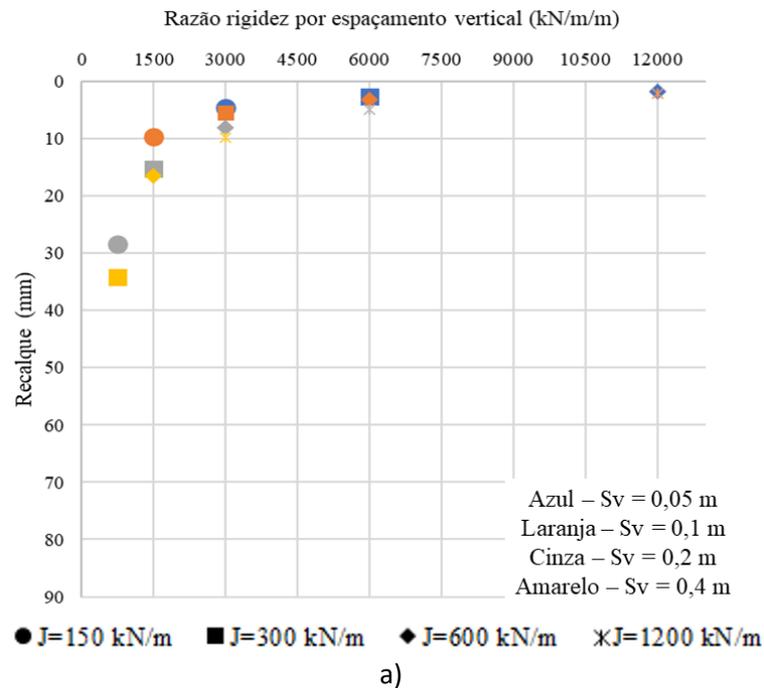


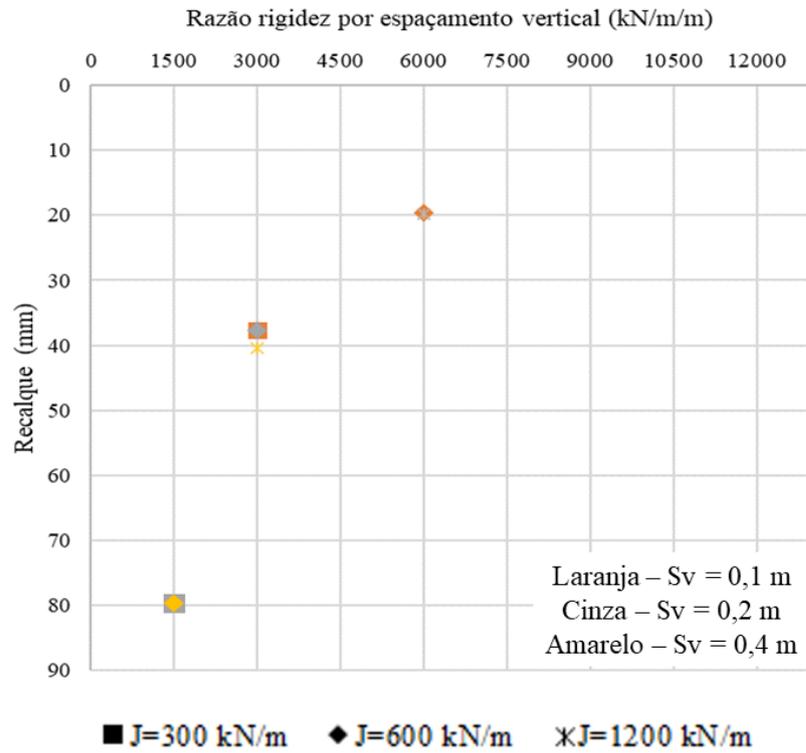
b)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As Figuras 4.21a, 4.21b e 4.21c apresentam o recalque pela razão rigidez por espaçamento vertical (J/S_v) para uma pressão vertical de 200 kPa, considerando as seções 1, 2 e 3, respectivamente. O mesmo comportamento visto para o deslocamento lateral é observado para recalque. Para menores valores da razão J/S_v há um maior distanciamento entre os pontos, esse distanciamento é mais perceptível quando se compara os valores de recalque do que quando se compara os valores de deslocamentos laterais.

Figura 4.21 – Recalque no ponto B, para 200 kPa com diferentes razões de J/S_v . a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3

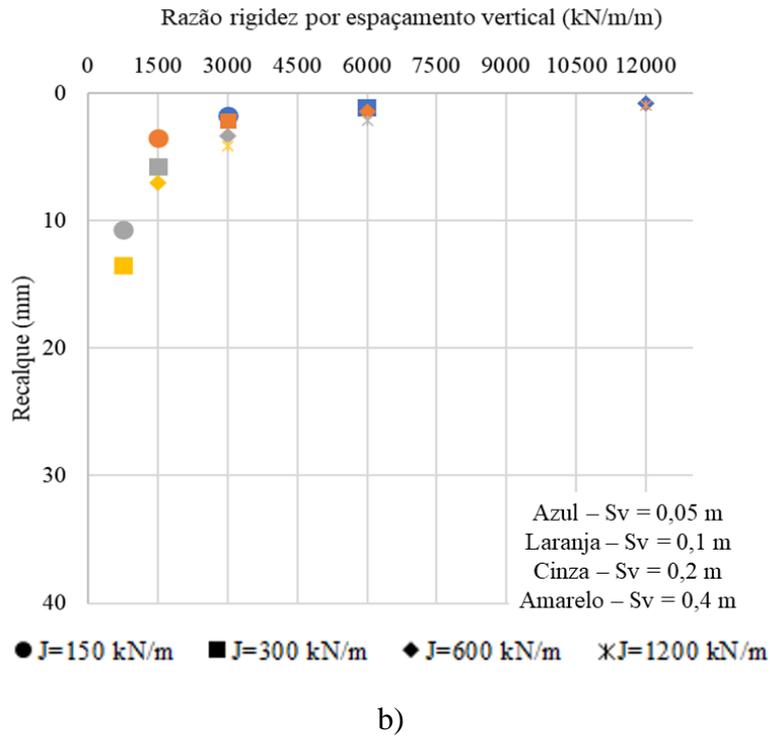
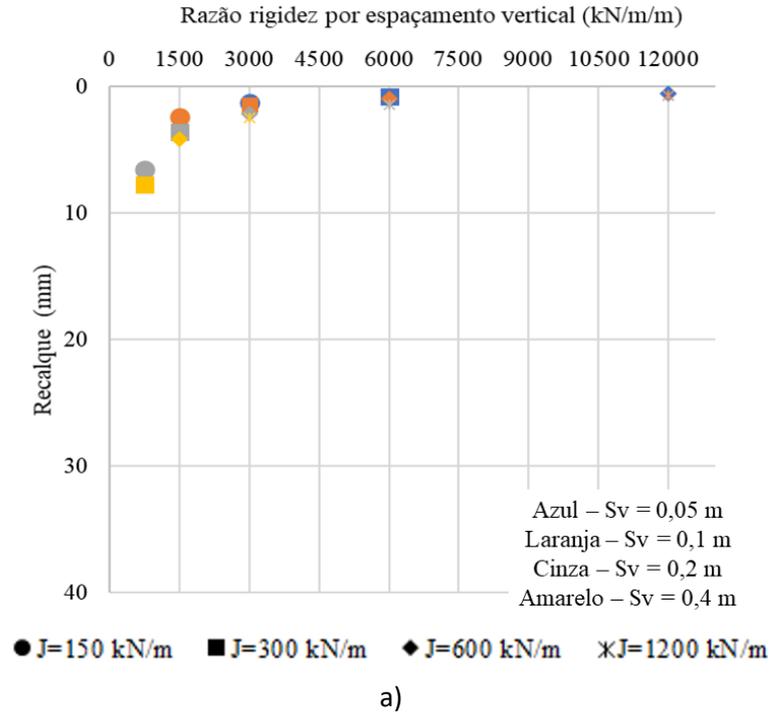


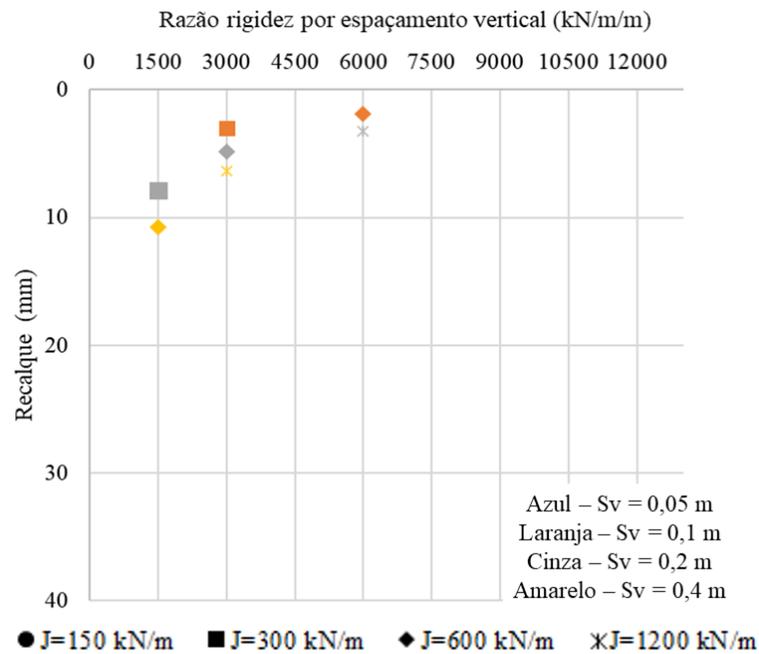


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

É possível observar através das Figuras 4.22a, b e c, o recalque para diferentes valores de J/S_v para uma carga aplicada de 50 kPa. As maiores distancias entre os pontos são observados à medida que a razão J/S_v apresenta valores menores.

Figura 4.22 – Recalque no ponto B, para 50 kPa com diferentes razões de J/Sv. a) Seção 1, b) Seção 2, c) Seção 3





c)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Comparado o resultado, medidos no topo da face, do maior aumento percentual do deslocamento lateral (17,30%) de Sv=0,2 para Sv=0,4 m com outros trabalhos, por exemplo Shen et. al (2019) obtiveram maior aumento percentual de aproximadamente 75% de Sv=0,19 para Sv=0,38 m, percebe-se que para essa dissertação o aumento percentual foi relativamente pequeno para a razão J/Sv constante. No entanto, Shen *et al.* (2019) utilizaram como face do muro, blocos de concreto, que apresentavam deslocamento entre eles tornando a face menos rígida do que a face utilizada nessa dissertação.

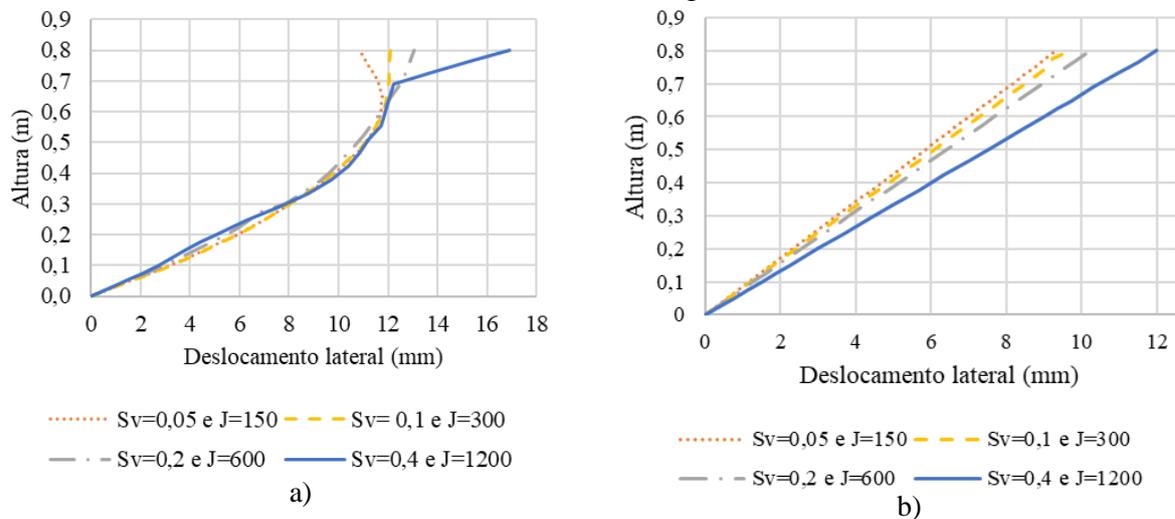
Nicks et. al (2016) apresentaram em sua pesquisa uma comparação entre o deslocamento lateral de um muro com face de blocos de concreto e um muro com face envelopada com geossintético e concluiu que o muro com face mais flexível (face envelopada) teve um aumento percentual de 67% de deslocamento lateral em relação ao outro muro. É relevante destacar que o efeito do espaçamento vertical também sofre a influência da face, quando a face é rígida esse efeito é menor do que quando a face é flexível.

Como mencionado no capítulo 3 foram realizadas simulações numéricas complementares a fim de se estudar como o efeito do espaçamento vertical sofre a influência da face. Para isso, simulações com rigidez de face menor foram realizadas e comparadas com a rigidez de face que já vinha sendo usada nas outras simulações numéricas (rigidez de face

maior). Desta forma, a Figura 4.23a representa o deslocamento lateral ao longo da altura da seção 1 para uma face com menor rigidez, percebe-se um padrão de deformação da face diferente do padrão de deslocamentos na face linearmente crescentes com a altura. Já na Figura 4.23b, mostra uma deformada de face linear associada ao caso de face rígida.

Conforme apresentado na Figura 4.23a para uma face com menor rigidez o efeito do espaçamento vertical é mais pronunciado no topo da face, além disso maiores valores de deslocamento lateral são encontrados na face com menor rigidez.

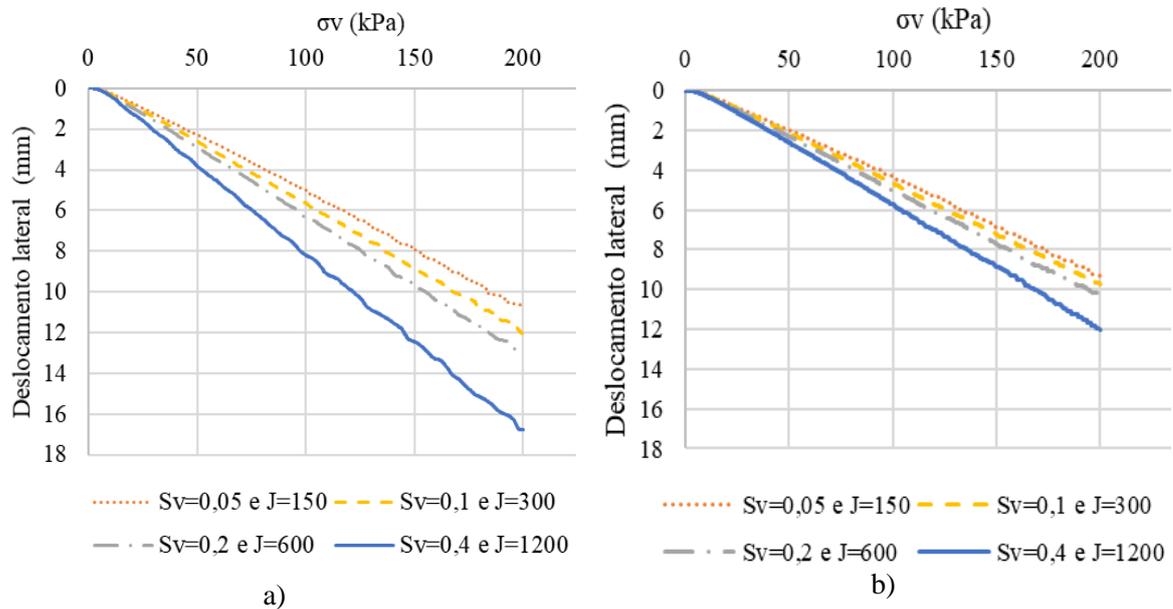
Figura 4.23 – Deslocamento lateral ao longo da altura da face. a) Face com menor rigidez e b) Face com maior rigidez



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 4.24a representa o deslocamento lateral, no topo da face, pela pressão aplicada para seção 1 para a rigidez da face de menor valor e a Figura 4.24b para a rigidez de face de maior valor (essa rigidez de face foi a utilizada para todas as outras simulações). A Tabela 4.9 apresenta, para uma pressão aplicada de 200 kPa, as diferenças no aumento percentual para rigidez maior e rigidez menor da face. O solo reforçado com face com menor rigidez apresentou maiores aumentos percentuais no deslocamento lateral da face em relação à presença da face mais rígida. O máximo valor de aumento percentual foi observado para face menos rígida (igual a 28,43%) ao se considerar $S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m (condição 1) e $S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m (condição 2).

Figura 4.24 – Deslocamento lateral no ponto A, de acordo com a pressão aplicada a) Face com menor rigidez e b) Face com maior rigidez



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 4.9 – Comparação de aumento percentual para face com menor rigidez e face com maior rigidez

Seção 1		Deslocamento lateral	
Condição 1	Condição 2	Aumento (%)	
		Face com menor rigidez	Face com maior rigidez
$S_v=0,05$ m e $J=150$ kN/m	$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	11,48%	4,08%
$S_v=0,1$ m e $J=300$ kN/m	$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	8,39%	5,46%
$S_v=0,2$ m e $J=600$ kN/m	$S_v=0,4$ m e $J=1200$ kN/m	28,43%	17,30%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Assumindo-se que o comportamento dos modelos simulados também seja observado em muros de SRG portantes, pois representam estruturas de solo reforçado com algumas características semelhantes, como por exemplo uma face móvel, pequenos valores de espaçamento vertical entre reforços e uma pressão vertical aplicada. Ao se considerar a influência do espaçamento vertical nos muros de SRG, os métodos de projeto assumem que um mesmo valor de deformação será obtido reduzindo-se o espaçamento vertical, desde que ocorra uma diminuição proporcional da rigidez do reforço. Ou seja, uma relação constante entre esses dois parâmetros (J/S_v), deveria resultar em um mesmo valor de deformação; no entanto, isso não é observado nesta pesquisa.

Os resultados dessa dissertação mostraram, através da análise, que a redução do espaçamento vertical no reforço diminuiu os deslocamentos, mesmo para relação J/S_v constante. Os resultados indicaram que o uso de camada de reforços colocadas com espaçamento vertical pequeno, mesmo que os valores de rigidez do reforço sejam baixos, resultaram em um melhor desempenho da estrutura simulada do que com o reforço colocados com grande espaçamento vertical e elevado valor de rigidez. Sendo assim, é possível que menores valores de espaçamento vertical entre reforços promova uma alteração no processo de interação solo-reforço. No arranjo com menor espaçamento entre reforços, o maior número de camadas possibilita maior restrição às deformações laterais do solo, proporcionando menores deslocamentos laterais da face.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

O presente trabalho realizou simulações numéricas a fim de investigar o efeito do espaçamento vertical nos deslocamentos de uma massa de solo reforçada, considerando sua aplicação em muros SRG em encontros de pontes.

Os resultados mostraram que variando os valores de espaçamento vertical para o mesmo valor de rigidez, quanto maior o espaçamento vertical, maiores foram os deslocamentos laterais e os recalques. Ao variar o valor da rigidez do reforço permanecendo com o mesmo valor de espaçamento vertical, foi possível observar que quanto maior a rigidez menores foram os deslocamentos laterais da face, o mesmo foi observado para os recalques.

As análises conduzidas indicaram que o espaçamento vertical teve maior influência nos deslocamentos laterais e recalques se comparado com a rigidez do reforço. Ao se comparar os valores de aumento percentual do deslocamento lateral e recalque variando o espaçamento vertical com a análise que varia a rigidez percebe-se que maiores valores de aumento percentual foram encontrados na análise em que o espaçamento vertical do reforço foi variado.

Para as análises que consideraram J/S_v constante, maiores deslocamentos laterais e recalque foram obtidos com o aumento do espaçamento vertical, mesmo utilizando um maior valor de rigidez do reforço. O maior aumento percentual de deslocamento lateral considerando todas as análises efetuadas foi igual a 17,30% (seção 1). Para o recalque superficial, o maior aumento percentual foi igual a 67,78% (seção 3), nas proximidades da face.

As análises mostraram que, à medida que se diminui os valores da razão J/S_v , ocorre um maior efeito do espaçamento nos deslocamentos. Para o maior valor de razão J/S_v (12000 kN/m/m) considerado nas análises, o efeito do espaçamento vertical foi pequeno e os deslocamentos permaneceram praticamente os mesmos com a alteração do valor de espaçamento vertical.

Observou-se que o efeito do espaçamento vertical, considerando valores de J/S_v constantes, também sofre influência da rigidez da face, visto que diminuindo a rigidez da face maiores aumentos percentuais de deslocamentos foram encontrados para maiores valores de espaçamento vertical. Ou seja, quando a face é flexível o efeito do espaçamento vertical é maior do que quando a face é rígida. Para as condições estudadas no presente trabalho, houve um aumento de 28,43% no deslocamento lateral para a face com menor rigidez e para a face com maior rigidez, o valor desse aumento foi igual 17,30%.

Com o aumento das dimensões do solo reforçado houve um aumento na magnitude dos deslocamentos, como já era esperado, porém não houve diferenças significativas para o efeito do espaçamento vertical dos reforços nos deslocamentos. Para todas as dimensões de solo reforçado consideradas, comparando-se os resultados do recalque superficial, o espaçamento vertical tendeu a não influenciar o recalque a partir de uma distância horizontal da face igual a cerca de 30% do comprimento do reforço.

Ressalta-se que mesmo adotando-se J/S_v constante, o que teoricamente deveria eliminar o impacto do aumento do espaçamento vertical nas deformações nos reforços, houve influência do espaçamento vertical entre reforços nos deslocamentos da estrutura de solo reforçado. Os resultados indicaram que o uso de camada de reforços colocadas com espaçamento vertical pequeno, mesmo com redução proporcional da rigidez do reforço, provocou um melhor desempenho da estrutura simulada em relação à adoção de reforços com grande espaçamento vertical e elevado valor de rigidez. Esses resultados sugerem que menores valores de espaçamento vertical entre reforços promovem uma alteração no processo de interação solo-reforço. A adoção de pequenos valores de espaçamento entre geossintéticos, e consequentemente o maior número de camadas de reforços, deve possibilitar uma maior restrição às deformações laterais do solo, o que implica menores deslocamentos laterais da face e recalques.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Tendo em vista o que foi apresentado e considerando a necessidade de comprovação de algumas questões do efeito do espaçamento vertical nos deslocamentos de muros de SRG portantes, sugerem-se os seguintes aspectos para pesquisas futuras:

Realizar simulações numéricas para diferentes tipos de face de muros portantes, já que diminuindo a rigidez foi mais perceptível a influência do espaçamento vertical entre camadas do reforço;

Realizar simulações numéricas para uma condição de carregamento superficial com extensão limitada, considerando diferentes distâncias em relação à face para a aplicação do carregamento.

Realizar simulações numéricas com propriedades do solo diferentes e analisar os efeitos para diferentes tipos de solo, considerando ainda o efeito da compactação do aterro nos deslocamentos obtidos.

Analisar custo-benefício dos muros SRG portantes, considerando melhor alternativa entre reduzir o espaçamento vertical e/ou aumentar a rigidez do reforço.

REFERÊNCIAS

- ABU-FARSAKH, M., ARDAH, A., VOYIADJIS, G. 3D Finite element analysis of the geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system (GRS-IBS) under different loading conditions. **Transportation Geotechnics**, v.15, p. 70-83, 2018.
- ABU-FARSAKH M., ARDAH A., VOYIADJIS G. **Evaluating the Performance of Geosynthetic Reinforced Soil- Integrated Bridge System (GRS-IBS) under Working Stress Condition**. In: MATEC Web of Conferences, 2019.
- ADAMS, M.T., SCHLATTER, W., STABILE, T. **Geosynthetic-Reinforced Soil Integrated Abutments at the Bowman Road Bridge in Defiance County, Ohio**. Proceedings, Geo-Denver 2007, American Society of Civil Engineers, Denver, CO., 2007.
- ADAMS, M., NICKS, J., STABILE, T., WU, J., SCHLATTER, W., HARTMANN, J. **Geosynthetic-reinforced Soil Integrated Bridge System**, McLean, VA: FHWA-HRT-11-027, Federal Highway Administration, 2011.
- ADAMS, M., NICKS, J., STABILE, T., WU, J., SCHLATTER, W., HARTMANN, J. **Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide**. Washington: FHWA- HRT-11-026, U.S. DOT, 2012.
- ADAMS, M.T., OOI, P.S., NICKS, J.E. Mini-pier testing to estimate performance of full-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutments. **Geotechnical Testing Journal**, v. 37, n. 5, p. 884-894, 2014.
- 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. 1-19, 2015.
- AMBAUEN S., LESHCHINSKY B., XIE Y., RAYAMAJHI D. Service-state behavior of reinforced soil walls supporting spread footings: a parametric study using finite-element analysis. **Geosynthetics International**, v. 23, n. 3, p. 156 -170, 2016.
- AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, **Bridge Design Specifications** Washington: LRFD, 2014.
- ARDAH, A., ABU-FARSAKH, M., VOYIADJIS, G. Numerical evaluation of the performance of a Geosynthetic Reinforced Soil-Integrated Bridge System (GRS-IBS) under different loading conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, p. 1-12, 2017.
- ARDAH, A., ABU-FARSAKH, M. Y., VOYIADJIS, G. Z. Numerical evaluation of the effect of differential settlement on the performance of GRS-IBS. **Geosynthetics International**, v. 25, n. 4, p. 427–441, 2018.
- ARRIAGA, F. **Response of Geosynthetic-Reinforced Structures under Working Stress and Failure Conditions**. Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of Colorado, Boulder, Colorado, 2003.

BARBOZA JÚNIOR, J. C. **Estudo através de Modelos Físicos da Influência da Face e da Compactação em Muros de Solo Reforçado**. 2003. 211 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2003.

BATHURS, R.J. T, WALTERS D., VLACHOPOULOS N., BURGESS P., ALLEN T.M. Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Walls. Reprint: Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Walls. In: ASCE Special Publication, 2000, Colorado. **Anais [...]**. Colorado: GeoDenver, 2000.

BATHURST, R. J., VLACHOPOULOS, N., WALTERS, D. L., BURGESS, P. G. ALLEN, T. M. The influence of facing rigidity 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**, v. 16, n. 1, p. 44 – 59, 2009.

BERG, R.R., CHRISTOPHER, B.R., SAMTANI, N.C. **Design and construction of mechanically-stabilized earth walls and reinforced soil slopes** – Volume I. FHWA-NHI-10-024, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., USA., 2009.

BRINKGREVE, R. B. J. **Plaxis Manual**, 2D version, Delft University of Technology & Plaxis b. v., The Netherlands, 2016.

BRUGGER, P.J., GOMES, R.D.O.M., CONTE, M. Rebaixamento da Linha Férrea de Maringá Utilizando Muros em Solo Reforçado. **Anais [...]**. IGS Brasil CURSOS, 2012.

COSTA, C. M. L. **Fluência de geotêxtil**. 1999. 116 f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

COSTA, C. M. L. **Deformações dependentes do tempo em muros de solo reforçado com geotêxteis**. 2004. 362 f. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

COSTA, C. M. L. **Deformações em estruturas de solo reforçado com geossintéticos para suporte direto de pontes e de viadutos**. 2019. Relatório Final Interno, Bolsa PDE – CNPq, 2019.

DA SILVA, A.E.F., BRUGGER, P.J., AND ENGENHARIA, B. Análise do Comportamento de Muro de Contenção Portante em Solo Reforçado a partir de Monitoramento de Campo. In: 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo, 2012.

DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S. e MABRY, P. **Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses**. Geotechnical Engineering Research Report N. UCB/GT/80-01, University of California, Berkley, California, USA, 1980.

DYER, N. R. e MILLIGAN, G. W. E., (1984), **A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations.** Proc. Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement, p. 257-262, 1984.

EDDINE B.S., MEKKI M. Influence of Parameters the Wall on Reinforced Soil. Segmental Walls. **Civil Engineering Journal**, v. 3, n. 6, p. 1-17, 2017.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls, **J. Geotech. Eng. ASCE**. v. 120, n. 4, p. 625–645, 1994.

EHRlich, M., BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução.** Ed. Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M., BECKER, L. D. B., Reinforced soil wall measurements and Predictions. In: IX International Conference on Geosynthetics, 2010, Guarujá – São Paulo. **Anais [...]**. Guarujá, 2010.

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. <http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.16.P.010>, 2016.

ELTON, D.J.; PATAWARAN, M.A.B. **Mechanically Stabilized Earth (MSE) Reinforcement Tensile Strength from Tests of Geotextile Reinforced Soil**, Report Alabama Highway Research Center, 2005.

FHWA - Federal Highway Administration, US Department of Transportation. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Design and Construction Guidelines.** Washington: FHWA-NHI-00-043, D.C., 2001.

GUEDES, V. C. P. **Estudo da Influência da Compactação, do Tipo e Inclinação da Face no Comportamento de Muros de Solo Reforçado.** 2004. 472 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

GULER, E., SELEK, O. Reduced-scale shaking table tests on geosynthetic reinforced soil walls with modular facing. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, n. 6, p. 1-11, 2014.

HELWANY SAM M. B., JONATHAN T. H. WU, A. K. Simulating the Behavior of GRS Bridge Abutments. **JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING**. v. 133, n. 10, 2007.

HEROLD, A., AYDOĞMUŞ, T., AND SANDER, H. Large Constructions and Bridge Abutments: Solutions with Geosynthetic-reinforced Earth. In: Conferência Instituto de Engenharia Estrutural SEI, Structures Congress, 2008, Vancouver, Canadá. **Anais [...]**. Vancouver: Crossing Borders, 2008.

IWAMOTO, M.K., OOI, P.S., ADAMS, M.T., NICKS, J.E. Composite properties from instrumented load tests on mini-piers reinforced with geotextiles. **Geotechnical Testing Journal**, v. 38, n. 4, p. 397-408, 2015.

KONGKITKUL, W., HIRAKAWA, D., SUGIMOTO, T., KAWAHATA, S., YOSHIDA, T., ITO, S., TATSUOKA, F. Post-construction Time History of Tensile Force in the Geogrid Arranged in a Full-Scale High Wall, 2008, Shanghai. **Anais[...]**. Shanghai: 4th GeoSynthetics Asia, 2008.

LATHA, G. M., SANTHANAKUMAR, P. (2015). Seismic response of reduced-scale modular block and rigid faced reinforced walls through shaking table tests. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 43, p. 307-316, 2015.

LENART, S., KRALJ, M., MEDVED, S.P., ŠULER, J. Design and construction of the first GRS integrated bridge with FHR facings in Europe. **Transportation Geotechnics**, v. 8, p. 26-34, 2016.

LESHCHINSKY, D., KALIAKIN, V., BOSE, P., COLLIN, J. Failure Mechanism in Geogrid- Reinforced Segmental walls: Experimental Implications. **Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics & Foundation Engineering**, v. 34, n. 4, p. 33-41, 1994.

LEVACHER, D.; BLIVET, J. C.; MSOUTI, F. **Tensile and creep behavior of geotextiles**. In: Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 5th. Proceedings, Singapore. v.3, p. 1131-1134, 1994.

LING, H.I., LESHCHINSKY, D., MOHRI, Y., WANG, J. Earthquake response of reinforced segmental retaining walls backfilled with substantial percentage of fines. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 8, p. 934- 944, 2012.

MIRLATIFI, S., FATAHI, B. Numerical Analysis of Geosynthetic-reinforced Soil Wall as Bridge Abutment. In: Conference on Geomechanics Ground Engineering in a Changing World, 2012, Australia - New Zealand **Anais [...]**. Australia: Proceedings of the 11th, Melbourne, 2012.

MIRLATIFI, S.A.S. Analysis, Design, and Construction Stages of Milad Geosynthetic-reinforced Soil Bridge Abutment in Tehran-Iran. **Australian Geomechanics**, v. 47, n. 3, p. 125-132, 2012.

MIRMORADI, S.H., EHRLICH, M. Modeling of the compaction-induced stresses in numerical analyses of GRS walls. **International Journal of Computational Methods**. v. 11, n. 2, 1-14, 2014.

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**. v. 44, p. 287- 294, 2016.

MIRMORADI S.H., M. EHRLICH. Experimental evaluation of the effect of compaction near facing on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 46, p. 566 – 574, 2018a.

MIRMORADI S.H., M. EHRLICH. Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under working conditions. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 46, p. 354 – 365, 2018b.

MOHAMED A. M. M. **Evaluation of soil-reinforcement composite interaction in geosynthetic-reinforced soil structures**. 2017. 579 f. PhD thesis, University of Texas, Austin, USA, 2017.

MOHAMED A. M. M., LESHCHINSKY D., ZORNBERG J G. **Effect of Reinforcement Spacing on the Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil**. In: Conferencia Geotechnical Frontiers 2017 GSP, 2017.

MUNOZ, H., TATSUOKA, F., HIRAKAWA, D., NISHIKIORI, H., SOMA, R., TATEYAMA, M., WATANABE, K. Dynamic stability of geosynthetic-reinforced soil integral bridge. **Geosynthetics International** v. 19, n. 1, p. 11–38, 2012.

NICKS, J.E., ESMAILI, D., AND ADAMS, M.T. Deformations of geosynthetic reinforced soil under bridge service loads. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, n. 4, p. 641-653, 2016.

SAGHEBFAR, M., ABU-FARSAKH, M., ARDAH, A., CHEN, Q., FERNANDEZ, B. Performance monitoring of Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System (GRS-IBS) in Louisiana. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, p. 34-47, 2017.

SCHLOSSER, F.; LONG, N.T. Recent Results in French Research on Reinforced Earth. **Journal of Construction Division**, v. 100, p. 223–237, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 1974.

SHEN, P., HAN, J., ZORNBERG, J.G., MORSY, A. M., LESHCHINSKY, D., TANYU, B.F., XU, C. Two and three-dimensional numerical analyses of geosynthetic-reinforced soil (GRS) piers. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 47, p. 352-368, 2019.

TALEBI, M., MEEHAN, C., LESHCHINSKY, D. Applied bearing pressure beneath a reinforced soil foundation used in a geosynthetic reinforced soil integrated bridge system. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, p. 580-591, 2017.

TATSUOKA, F., TATEYAMA, M., UCHIMURA, T., KOSEKI, J. Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures 1996-1997 Mercer Lecture. **Geosynthetics International**, v. 4, n. 2, p. 81-136, 1997.

TATSUOKA, F., HIRAKAWA, D., NOJIRI, M., AIZAWA, H., NISHIKIORI, H., SOMA, R., TATEYAMA, M., WATANABE, K. A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls. **Geosynthetics International**, v. 6, n. 4, p. 301–326, 2009.

TEIXEIRA, A. H; GODOY, N. S. (1998). **Fundações: teoria e prática**. 2ª Edição: Editora PINI, São Paulo, 1998.

VAN DUIJNEN, P.G., LINTHOF, T., BROK, C.A.J.M., EEKELEN, S.J.M. Measuring deformations of a 10 m high geosynthetic-reinforced earth retaining wall. In: Proceedings of the 5th European Geosynthetics Congress, 2012, Valencia. **Anais [...]**. Valencia: Proceedings Vol 5, 2012.

VIEIRA, C.S., LOPES, M.L., CALDEIRA, L.M.M.S. (2008) Influence of facing panel rigidity on performance of reinforced soil retaining walls: a numerical study. **Anais[...]**. EuroGeo4, 2008

WADEY, L., AND IDREES, M. Nadahini Creek Geosynthetic-reinforced Soil Integrated Bridge System. In: Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada//Transport Transportation, 2014, Canadá. **Anais[...]**. Canadá: Du passé vers l'avenir-2014 Congrès et Exposition de l'Association des transports du Canada, 2014.

WU, J.T.H.; PHAM, T.Q. Load-carrying capacity and required reinforcement strength of closely spaced soil-geosynthetic composites. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** v. 139, n 9, p. 1468–1476, 2013.

YANG, Z. **Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Sand**. 1972, PhD. Tese, University of California at Los Angeles, Los Angeles, CA., 1972.

YEN, W.H.P., CHEN, G., BUCKLE, I., ALLEN, T., ALZAMORA, D., GER, J., ARIAS, J.G. **Post-earthquake reconnaissance report on transportation infrastructure: Impact of the February 27, 2010, offshore Maule Earthquake in Chile**, Washington: FHWA-HRT-11-030, U.S. DOT, 2011.

YU, Y., BATHURST, R.J., MIYATA, Y., Numerical analysis of a mechanically stabilized earth wall reinforced with steel strips. **Soils Found.** v. 55, n. 3, p. 536-547, 2015.

YU, Y., RICHARD, J.B., ALLEN T.M. Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, p. 237- 249, 2017.

YUAN, Z.; SWAN, R. H.; BACHUS, R.C. **Soil Confinement effect on stress-strain properties of geosynthetics**. In: International Conference on Geosynthetics, 6th. Proceedings, Atlanta, v. 2, p. 523-528, 1998.

ZHANG, W., LAI, Z., XU, G. Centrifuge Model Tests of Geosynthetics Reinforced Retaining Walls. In: International Conference on Physical Modelling in Geomechanics, 2002. **Anais [...]**. ICPMG '02, Philips, Guo, and Popescu (eds.), 2002.

ZHENG, Y., **Numerical Simulations and Shaking Table Tests of Geosynthetic Reinforced Soil Bridge Abutments**. 2017. 455 f. Tese (Doutorado). University of California, San Diego, 2017.

ZHENG, Y., FOX, P.J. Numerical investigation of the geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system under static loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 6, p. 1-14, 2017

ZHENG Y., FOX P. J., MCCARTNEY J. S. Numerical Study of the Compaction Effect on the Static Behavior of a Geosynthetic Reinforced Soil-Integrated Bridge System. **Geotechnical Frontiers**. v. 278, p. 36 – 42, 2017.

ZHENG, Y., MCCARTNEY, J. S., SHING, P. B., FOX, P. J. Transverse shaking table test of a half-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutment. **Geosynthetics International**, v. 25, n. 6, p. 582–598, 2018a.

ZHENG, Y., FOX, P. J., MCCARTNEY, J. S. Numerical study on maximum reinforcement tensile forces in geosynthetic reinforced soil bridge abutments. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, p. 634-645, 2018b.

ZHENG, Y., FOX, P. J., MCCARTNEY, J. S. Numerical simulation of deformation and failure behavior of geosynthetic reinforced soil bridge abutments. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 7, p. 1-18, 2018c.

ZHENG, Y., FOX, P. J., MCCARTNEY, J. S. Numerical simulation of the deformation response of geosynthetic reinforced soil mini-piers. **Geosynthetics International**, v. 25, n. 3, p. 271–286, 2018d.

ZIEGLER, M., HEERTEN, G., RUIKEN, G. **Progress in the Understanding of Geosynthetic/Soil Composite Material Behaviour in Geosynthetic-reinforced Earth Structures**, Presented at The First Pan American Geosynthetics Conference and Exhibition, Cancun, Mexico, 2008.

ZORNBERG, J.G., SITAR, N., MITCHELL, J.K. Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 8, p. 670-683, 1998.