

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ALAN RIZZATO ESPESSATO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM  
SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS, UTILIZANDO  
SOLO FINO TROPICAL COMO MATERIAL DE ATERRO**

MARINGÁ  
2020

**ALAN RIZZATO ESPESSATO**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM  
SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS, UTILIZANDO  
SOLO FINO TROPICAL COMO MATERIAL DE ATERRO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

MARINGÁ  
2020

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

E77a

Espessato, Alan Rizzato

Análise numérica de estrutura de contenção em solo reforçado com geogrelhas, utilizando solo fino tropical como material de aterro / Alan Rizzato Espessato. -- Maringá, PR, 2020.

171 f.: il. color., figs., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.

1. Solo reforçado. 2. Geotecnia. 3. Método dos elementos finitos. 4. Estruturas de contenção. 5. Geossintéticos. I. Gutierrez, Nelcí Helena Maia, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.1

ALAN RIZZATO ESPESSATO

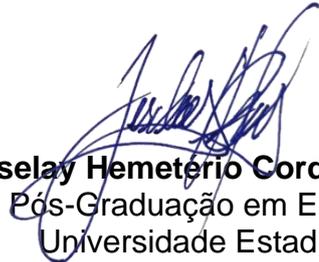
**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO  
COM GEOGRELHAS, UTILIZANDO SOLO FINO TROPICAL COMO MATERIAL  
DE ATERRO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 27/11/2020. Julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**BANCA EXAMINADORA**



**Prof. Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Orientadora



**Prof. Dr. Jeselay Hemeterio Cordeiro dos Reis**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá



**Prof. Dr. Roberto Lopes Ferraz**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Viçosa

## RESUMO

Estruturas em solo reforçado com geogrelhas têm se mostrado uma solução promissora para contenção, devido às vantagens técnicas e econômicas, quando comparadas às estruturas convencionais. Apesar das vantagens proporcionadas pela técnica, a falta de um maior entendimento dos mecanismos relacionados à estabilidade interna, limita a aplicação dessa solução, sobretudo quando são utilizados solos finos como material de aterro. Nesse sentido, o presente trabalho estudou, por meio de simulação computacional, a influência dos materiais (solo e geogrelha) no comportamento de uma seção típica, utilizada como contenção para a obra do rebaixamento da linha férrea no município de Maringá-PR, sob condições de trabalho. As análises numéricas foram conduzidas, via método dos elementos finitos, com auxílio do *software* PLAXIS. Inicialmente, foi realizada uma aplicação do modelo numérico, em um modelo físico apresentado por Hatami e Bathurst (2005) e, em seguida, a modelagem da seção típica. Para definir os parâmetros dos materiais utilizou-se informações contidas no projeto executivo do muro, catálogos técnicos dos fabricantes, estudos efetuados no local e ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá. As principais respostas obtidas, foram as trações e deformações nas geogrelhas, e os deslocamentos da estrutura. Adicionalmente, os modelos foram dimensionados pelos métodos analíticos propostos por Ehrlich e Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008) e Ehrlich e Mirmoradi (2016), com o objetivo de analisar a previsão dos métodos, de forma comparativa. Além disso, foram analisadas as distribuições de tração ao longo dos reforços, de modo a identificar a posição da tração máxima ( $T_{máx}$ ) mobilizada e, conseqüente, a forma da superfície potencial de ruptura. Em geral, os resultados obtidos indicaram um bom desempenho da estrutura, ratificando a bem sucedida prática nacional de construção de muros reforçados com solos finos tropicais, sendo a coesão o parâmetro com maior influência no desempenho estrutura. O método original de Ehrlich e Mitchell (1994) apresentou previsões de forças de tração coerentes para camadas de geogrelhas próximas ao topo muro, sendo as maiores diferenças localizadas nas camadas próximas a fundação. O procedimento *K-stiffness* proposto por Bathurst et al. (2008) tende a subestimar as forças de tração, enquanto o método simplificado de Ehrlich e Mirmoradi (2016) mostrou-se o mais conservador. Quanto à distribuição de tração, grande parte das camadas apresentaram dois picos, sendo o maior valor ( $T_{máx}$ ) localizado na conexão solo-face, e o segundo ponto localizado internamente na massa de solo reforçado.

**Palavras-chave:** Simulação numérica; PLAXIS; Geossintéticos; Estabilidade interna.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> – Zigarette de Ur.....	17
<b>Figura 2.2</b> - Influência do reforço: (A) areia reforçada; (B) talude em areia.....	19
<b>Figura 2.3</b> - Principais aplicações dos geossintéticos .....	21
<b>Figura 2.4</b> - Interação da geogrelha com o solo envolto.....	22
<b>Figura 2.5</b> - Efeito do reforço no solo .....	23
<b>Figura 2.6</b> – Reforço em um elemento de solo submetido à ruptura .....	24
<b>Figura 2.7</b> - Superfície de ruptura em solo reforçado .....	24
<b>Figura 2.8</b> - Talude com e sem presença de reforços .....	25
<b>Figura 2.9</b> - Pontos de tração máxima.....	26
<b>Figura 2.10</b> - Mecanismos de interação solo-geogrelha.....	27
<b>Figura 2.11</b> - Ensaio para avaliar interação solo-geogrelha .....	28
<b>Figura 2.12</b> - Modelo dente de serra .....	30
<b>Figura 2.13</b> - Mecanismos clássicos de instabilização .....	31
<b>Figura 2.14</b> – Efeito da compactação no solo.....	36
<b>Figura 2.15</b> - Equilíbrio interno de uma camada de reforço.....	37
<b>Figura 2.16</b> - Ponto de atuação da máxima tração no reforço em geossintético .....	40
<b>Figura 2.17</b> - Fator de distribuição de carga em função da altura normalizada .....	47
<b>Figura 2.18</b> - Primeiro muro em solo reforçado do Brasil .....	49
<b>Figura 2.19</b> - Trecho em que foi executada a obra na cidade de Maringá-PR .....	49
<b>Figura 2.20</b> - Seção tipo das trincheiras .....	50
<b>Figura 2.21</b> - Seção portante do muro em solo reforçado .....	50
<b>Figura 2.22</b> – Operação da linha férrea durante a construção do muro .....	51
<b>Figura 2.23</b> - Execução das primeiras camadas.....	52
<b>Figura 2.24</b> - Execução do colchão de brita envolto por uma geogrelha .....	53
<b>Figura 2.25</b> - Compactação do aterro.....	54
<b>Figura 2.26</b> – Praça de pedágio concluída em operação .....	54
<b>Figura 2.27</b> - Exemplo de um estado plano de tensão e um problema axissimétrico .....	56
<b>Figura 2.28</b> - Elementos de Interface: a) 6 nós; b) 15 nós.....	57
<b>Figura 2.29</b> - Convenção de sinais: a) Forças axiais; b) Tensões .....	60
<b>Figura 2.30</b> - Modelo de Mohr-Coulomb.....	62
<b>Figura 2.31</b> - Superfície de escoamento no espaço principal de tensões ( $c = 0$ ) .....	63
<b>Figura 2.32</b> - Modelo <i>Hardening Soil Model</i> (HSM) .....	64
<b>Figura 2.33</b> - Metodologias para simulação da compactação: (a) Tipo 1; (b) Tipo 2 .....	68
<b>Figura 2.34</b> - Comparativo entre resultados medidos e previstos.....	69
<b>Figura 2.35</b> - Muro simulado por Hatami e Bathurst (2005).....	71
<b>Figura 2.36</b> – Deslocamento da face experimental x numérico: (a) Muro 1; (b) Muro 2; (c) Muro 3.....	72
<b>Figura 2.37</b> - Seção do muro monitorado por Riccio (2007).....	74
<b>Figura 2.38</b> - Distribuição de tensão ao longo das camadas de geogrelhas .....	75
<b>Figura 2.39</b> - Modelo numérico de muro em solo reforçado .....	75
<b>Figura 2.40</b> - Comparação entre os valores medidos e calculados .....	76
<b>Figura 2.41</b> - Resultados medidos em campo x simulação numérica.....	78
<b>Figura 3.1</b> - Metodologia Resumida.....	79
<b>Figura 3.2</b> - Geometria do modelo de validação.....	81
<b>Figura 3.3</b> - Interfaces atribuídas ao modelo .....	83
<b>Figura 3.4</b> - Condições de contorno do modelo numérico .....	84
<b>Figura 3.5</b> - Etapas construtivas do modelo numérico.....	85

<b>Figura 3.6</b> - Localização da obra de rebaixamento da linha férrea, em Maringá-PR	86
<b>Figura 3.7</b> - Região da seção de estudo (Segmento Leste)	87
<b>Figura 3.8</b> - Seção típica do Rebaixamento da Linha Férrea, Maringá-PR	87
<b>Figura 3.9</b> – Valores do índice de resistência à penetração (N) obtidos em sondagens de simples reconhecimento com SPT realizadas no local de estudo	88
<b>Figura 3.10</b> - Curvas tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento horizontal, deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal, Envoltórias de Resistência para diferentes deslocamentos horizontais - Amostra A (prof. 5,0m), nas condições: a) umidade natural; b) inundada	92
<b>Figura 3.11</b> - Curvas tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento horizontal, deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal, Envoltórias de Resistência para diferentes deslocamentos horizontais - Amostra B (prof. 9,0m), nas condições: a) umidade natural; b) inundada	93
<b>Figura 3.12</b> - Curvas tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento horizontal, deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal, Envoltórias de Resistência para diferentes deslocamentos horizontais - Amostra C (compactada), nas condições: a) umidade compactação; b) inundada	94
<b>Figura 3.13</b> – Variação dos parâmetros de resistência em função dos deslocamentos horizontais: (a) Ângulo de atrito; (b) Coesão	96
<b>Figura 3.14</b> - Seção típica do rebaixamento da linha férrea (sem escala)	98
<b>Figura 3.15</b> – Materiais empregados na seção típica	99
<b>Figura 3.16</b> - Estudo paramétrico do muro em solo reforçado	103
<b>Figura 4.1</b> – Comparativo das reações na base do muro (experimental x numérico)	109
<b>Figura 4.2</b> - Carga na conexão reforço-bloco	109
<b>Figura 4.3</b> - Deslocamentos horizontais da face (experimental x numérico)	110
<b>Figura 4.4</b> - Efeito da coesão na mobilização de tração nas geogrelhas	112
<b>Figura 4.5</b> – Efeito da coesão na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	113
<b>Figura 4.6</b> - Influência da coesão na deformação máxima das geogrelhas	114
<b>Figura 4.7</b> - Influência da coesão no deslocamento horizontal da face	114
<b>Figura 4.8</b> - Campos de deslocamentos horizontais: (a) $c=0$ ; (b) $c=10$ kPa; (c) $c=40$ kPa; (d) $c=80$ kPa	115
<b>Figura 4.9</b> - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando: (a) $c=0$ ; (b) $c=10$ kPa; (c) $c=40$ kPa; (d) $c=80$ kPa	116
<b>Figura 4.10</b> - Efeito do ângulo de atrito na mobilização de tração nas geogrelhas	118
<b>Figura 4.11</b> – Efeito do ângulo de atrito na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	119
<b>Figura 4.12</b> - Influência do ângulo de atrito na deformação máxima das geogrelhas	119
<b>Figura 4.13</b> - Influência do ângulo de atrito no deslocamento horizontal da face	120
<b>Figura 4.14</b> - Campos de deslocamentos horizontais: (a) $\Phi=26^\circ$ ; (b) $\Phi=28^\circ$ ; (c) $\Phi=32^\circ$ ; (d) $\Phi=36^\circ$	121
<b>Figura 4.15</b> - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando: (a) $\Phi=26^\circ$ ; (b) $\Phi=28^\circ$ ; (c) $\Phi=32^\circ$ ; (d) $\Phi=36^\circ$	121
<b>Figura 4.16</b> - Efeito do módulo de deformabilidade na mobilização de tração nas geogrelhas	123
<b>Figura 4.17</b> – Efeito do módulo de deformabilidade na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	124
<b>Figura 4.18</b> - Influência do módulo edométrico na deformação máx. das geogrelhas	

.....	124
<b>Figura 4.19</b> - Influência do módulo edométrico no deslocamento horizontal da face	124
.....	125
<b>Figura 4.20</b> - Campos de deslocamentos horizontais: (a) $E_{oed}=10$ MPa; (b) $E_{oed}=20$ MPa; (c) $E_{oed}=40$ MPa; (d) $E_{oed}=60$ MPa	126
<b>Figura 4.21</b> - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando: (a) $E_{oed}=10$ MPa; (b) $E_{oed}=20$ MPa; (c) $E_{oed}=40$ MPa; (d) $E_{oed}=60$ MPa	126
<b>Figura 4.22</b> - Efeito do módulo de rigidez axial na mobilização de tração nas geogrelhas.	127
<b>Figura 4.23</b> - Influência do módulo de rigidez axial na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	128
<b>Figura 4.24</b> - Influência da rigidez axial na deformação máxima das geogrelhas	129
<b>Figura 4.25</b> - Influência da rigidez axial no deslocamento horizontal da face	130
<b>Figura 4.26</b> - Campos de deslocamentos horizontais:	130
<b>Figura 4.27</b> - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando:	131
.....	132
<b>Figura 4.28</b> - Efeito da relação $L_r/H$ na mobilização de tração nas geogrelhas	132
<b>Figura 4.29</b> - Influência do comprimento relativo do reforço na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	133
<b>Figura 4.30</b> - Influência do comprimento do reforço na deformação máxima das geogrelhas.	134
<b>Figura 4.31</b> - Influência do comprimento do reforço no deslocamento horizontal da face	134
<b>Figura 4.32</b> - Campos de deslocamentos horizontais:	135
<b>Figura 4.33</b> – Perfis de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando:	136
.....	137
<b>Figura 4.34</b> - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas em função da profundidade normalizada ( $z/H$ ): (a) $c=0$ ; (b) $c=10$ kPa; (c) $c=40$ kPa; (d) $c=80$ kPa	137
<b>Figura 4.35</b> – Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função da coesão:	138
.....	140
<b>Figura 4.36</b> - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas: (a) $\Phi=26^\circ$ ; (b) $\Phi=28^\circ$ ; (c) $\Phi=32^\circ$ ; (d) $\Phi=36^\circ$	140
<b>Figura 4.37</b> - Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função do ângulo de atrito: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	141
<b>Figura 4.38</b> - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas:	142
<b>Figura 4.39</b> - Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função da rigidez axial das geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	143
<b>Figura 4.40</b> - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas:	144
<b>Figura 4.41</b> - Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função do comprimento: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação	145
<b>Figura 4.42</b> - Blocos embutidos no solo de fundação com deslocamentos restritos	147
.....	148
<b>Figura 4.43</b> - Distribuição de tração nas camadas de geogrelhas para seção típica: (a) $c=0$ ; (b) $c=10$ kPa	148
<b>Figura 4.44</b> – Posição de $T_{máx}$ nas camadas de geogrelhas: (a) $c=0$ ; (b) $c=10$ kPa; (c) $c=40$ kPa; (d) $c=80$ kPa	149
<b>Figura 4.45</b> – Posição de $T_{máx}$ nas camadas de geogrelhas: (a) $\Phi=26^\circ$ ; (b) $\Phi=28^\circ$ ; (c) $\Phi=32^\circ$ ; (d) $\Phi=36^\circ$	150

<b>Figura 4.46</b> - Distribuição de tração nas camadas de geogrelhas para a seção típica: (a) $\Phi=26^\circ$ ; (b) $\Phi=36^\circ$ .....	151
<b>Figura 4.47</b> - Posição de $T_{\text{máx}}$ nas camadas de geogrelhas: (a) $J_r=350$ kN/m; (b) $J_r=700$ kN/m; (c) $J_r=1500$ kN/m; (d) $J_r=3000$ kN/m.....	152
<b>Figura 4.48</b> - Distribuição de tração nas camadas de geogrelhas para seção típica: (a) $J_r=350$ kN/m; (b) $J_r=3000$ kN/m.....	153
<b>Figura 4.49</b> - Posição de $T_{\text{máx}}$ nas camadas de geogrelhas: (a) $L_r/H=0,5$ ; (b) $L_r/H=0,6$ ; (c) $L_r/H=0,7$ ; (d) $L_r/H=0,8$ .....	154
<b>Figura 4.50</b> – Distribuição de tração nas geogrelhas: (a) $L_r/H=0,5$ ; (b) $L_r/H=0,8$ ...	154
<b>Figura 4.51</b> – Campos de deslocamentos totais em função da relação ( $L_r/H$ ) .....	155
<b>Figura 4.52</b> – Seção típica: (a) Deformada; (b) Campos de deslocamentos totais.	156

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b> - Características dos principais polímeros empregados nos geossintéticos .....	20
<b>Tabela 2.2</b> - Funções dos geossintéticos.....	21
<b>Tabela 2.3</b> - Valores de atrito de interface solo-reforço ( $f$ ).....	29
<b>Tabela 2.4</b> - Fatores de Segurança .....	32
<b>Tabela 2.5</b> - Componentes de Deformação no programa Plaxis .....	60
<b>Tabela 2.6</b> - Componentes de Tensão no programa Plaxis.....	61
<b>Tabela 2.7</b> - Parâmetros básicos do modelo HSM.....	67
<b>Tabela 3.1</b> - Parâmetros de entrada do modelo de validação .....	82
<b>Tabela 3.2</b> – Características geotécnicas das amostras do perfil de solo evoluído ..	90
<b>Tabela 3.3</b> - Parâmetros de resistência obtidos através do cisalhamento direto .....	96
<b>Tabela 3.4</b> - Parâmetros de entrada do solo no modelo numérico da seção padrão .....	100
<b>Tabela 3.5</b> - Especificações técnicas das geogrelhas (PET) .....	101
<b>Tabela 3.6</b> - Parâmetros de entrada das geogrelhas, blocos e interfaces .....	102
<b>Tabela 3.7</b> - Variações Paramétricas.....	104

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
1.1	JUSTIFICATIVA	14
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	<b>Objetivo Geral</b>	<b>15</b>
1.2.2	<b>Objetivos Específicos</b>	<b>15</b>
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	15
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>17</b>
2.1	MUROS EM SOLO REFORÇADO	17
2.1.1	<b>Geossintéticos</b>	<b>20</b>
2.1.1.1	Geossintéticos utilizados como reforço de solo	22
2.1.2	<b>Mecanismo de Interação Solo-Geogrelha</b>	<b>23</b>
2.1.3	<b>Estabilidade de Muros em Solo Reforçado com Geossintéticos</b>	<b>30</b>
2.1.3.1	Estabilidade externa	31
2.1.3.2	Estabilidade interna	32
2.1.4	<b>Métodos de dimensionamento baseados em condições de trabalho</b>	<b>35</b>
2.1.4.1	Ehrlich e Mitchell (1994)	35
2.1.4.2	Ehrlich e Mirmoradi (2016)	41
2.1.4.3	Método de dimensionamento empírico	43
2.1.5	<b>Histórico de Estruturas em Solo Reforçado com solos finos</b>	<b>47</b>
2.2	MODELAGEM NUMÉRICA DE MUROS EM SOLO REFORÇADO	55
2.2.1	<b>Descrição Geral do software PLAXIS</b>	<b>55</b>
2.2.1.1	Plaxis <i>Input</i>	56
2.2.1.2	Plaxis Calculations	58
2.2.1.3	Plaxis <i>Output</i>	59
2.2.1.4	Plaxis <i>Curves</i>	60
2.2.2	<b>Modelagem Numérica do Solo</b>	<b>61</b>
2.2.3	<b>Modelos Constitutivos</b>	<b>62</b>
2.2.3.1	Modelo Elástico Linear	62
2.2.3.2	Modelo de Mohr-Coulomb	62
2.2.3.3	<i>Hardening Soil Model</i>	64
2.2.4	<b>Modelagem da Compactação</b>	<b>67</b>
2.3	ESTUDOS NUMÉRICOS DE MUROS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS	70

<b>3</b>	<b>PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS</b> .....	<b>79</b>
3.1	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO FÍSICO DE Hatami e Bathurst (2005).....	80
3.1.1	<b>Aspectos gerais</b> .....	<b>80</b>
3.1.2	<b>Modelo do solo e parâmetros de entrada</b> .....	<b>81</b>
3.1.2.1	Blocos Modulares e Interfaces.....	82
3.1.2.2	Geogrelhas .....	83
3.1.3	<b>Condições de contorno e da base</b> .....	<b>83</b>
3.1.4	<b>Processo Construtivo</b> .....	<b>84</b>
3.2	SEÇÃO TÍPICA DO REBAIXAMENTO DA LINHA FÉRREA DE MARINGÁ-PR 86	
3.2.1	<b>Caracterização da área de estudo</b> .....	<b>86</b>
3.2.2	<b>Estudos Geotécnicos</b> .....	<b>88</b>
3.2.2.1	Perfil típico do local de estudo .....	88
3.2.2.2	Caracterização do solo .....	89
3.2.2.3	Parâmetros de Resistencia ao Cisalhamento .....	91
3.2.3	<b>Modelagem Numérica da Seção Típica</b> .....	<b>97</b>
3.2.3.1	Modelo do solo e parâmetros de entrada .....	98
3.2.3.2	Geogrelhas e Blocos da Face.....	101
3.2.3.3	Condições de contorno e Processo construtivo.....	102
3.2.3.4	Estudo Paramétrico do Muro em Solo Reforçado.....	103
3.2.3.5	Avaliação do Desempenho do Muro em Solo Reforçado .....	105
3.2.4	<b>Comparativo com métodos analíticos de dimensionamento</b> .....	<b>106</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>108</b>
4.1	COMPARATIVO DO MODELO NUMÉRICO COM O MODELO FÍSICO ...	108
4.1.1	<b>Reações no bloco de base do muro</b> .....	<b>108</b>
4.1.2	<b>Cargas na conexão reforço-bloco</b> .....	<b>109</b>
4.1.3	<b>Deslocamentos horizontais da face</b> .....	<b>110</b>
4.2	ANÁLISE PARAMÉTRICA DA SEÇÃO TÍPICA .....	111
4.2.1	<b>Coesão</b> .....	<b>112</b>
4.2.2	<b>Ângulo de Atrito</b> .....	<b>117</b>
4.2.3	<b>Módulo de Deformabilidade</b> .....	<b>122</b>
4.2.4	<b>Módulo de Rigidez Axial das Geogrelhas</b> .....	<b>127</b>
4.2.5	<b>Comprimento das Geogrelhas</b> .....	<b>132</b>
4.3	COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS NUMÉRICOS E OS MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO	136
4.3.1	<b>Síntese comparativa</b> .....	<b>145</b>

4.4 DISTRIBUIÇÃO DE TRAÇÃO AO LONGO DO REFORÇO E PONTO DE  $T_{MÁX}$  148

<b>5 CONCLUSÃO.....</b>	<b>158</b>
5.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	158
5.2 MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO .....	159
5.3 DISTRIBUIÇÃO DE TRAÇÃO NOS REFORÇOS E PONTO DE $T_{MÁX}$ .....	160
5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	161
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>162</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Devido à expansão urbana os espaços destinados à construção têm se tornado escassos, especialmente em grandes centros. Para maximizar a utilização da área, muitas vezes faz-se necessário dispor de soluções para estabilizar o maciço de solo. Tradicionalmente, ao longo dos anos, a técnica de contenção limitou-se a muros de gravidade de concreto ou de flexão. Entretanto, com o aumento do desnível a conter, o custo dessas estruturas se tornou elevado (EHRlich; BECKER, 2009). Como alternativa à essa limitação, nas últimas décadas, as estruturas de contenção em solo reforçado, mostraram ser soluções promissoras.

A técnica de solo reforçado com geossintético consiste na associação de materiais com comportamentos mecânicos distintos: o solo compactado, que apresenta boa resistência à compressão e ao cisalhamento, e o geossintético, que possui elevada resistência à tração. Assim, o mecanismo de interação e resistência desse conjunto pode ser comparado ao concreto armado.

Em particular, dentre os geossintéticos disponíveis, as geogrelhas têm sido mais utilizadas quando se trata de reforço em solos. A adoção desse tipo de solução para contenção deve-se às vantagens técnicas e econômicas que elas oferecem em relação às estruturas de contenção convencionais, como a possibilidade da construção de taludes e aterros com inclinações acentuadas. Além disso, não necessita de mão de obra especializada, utiliza equipamentos simples para a sua execução e reduz, consideravelmente, o tempo de construção da obra.

Mesmo com todas as vantagens apresentadas, ainda não existe uma norma brasileira que norteie a execução de muros em solos reforçados com geossintéticos. Todavia, as normativas internacionais recomendam a utilização de solos granulares para a execução da estrutura em solo reforçado, excluindo os solos finos. Conforme Benjamim (2006), do ponto de vista técnico, não existem dúvidas sobre as boas características oferecidas pelos solos granulares. No entanto, sob a óptica prática, dependendo da localidade, poderá ser necessário a importação de solo com as características recomendadas. Tal fato inviabilizaria economicamente a execução desse tipo de estrutura, visto que países de clima tropical, como o Brasil, possuem uma parcela significativa de solos finos argilosos, sendo então necessário o transporte de solo de jazidas por vezes distantes.

Contudo, diversos estudos e a prática nacional já demonstraram que os muros construídos com solos finos coesivos, desde que tomadas medidas adequadas quanto à compactação e drenagem, podem apresentar um desempenho igual ou superior ao uso de solos granulares: Benjamim (2006); Riccio Filho (2007); Ehrlich e Becker (2009); Portelinha (2012); Riccio, Ehrlich e Dias (2014); Avesani Neto e Geroto (2016).

Para a análise da estabilidade interna de solos reforçados com geogrelhas, em geral, os projetistas utilizam metodologias baseadas na análise de equilíbrio limite. Apesar da aplicação dessas teorias terem resultado em estruturas seguras, em grande parte dos casos, existem relatos na literatura de que essas metodologias tendem a ser conservadoras, resultando no superdimensionamento dos reforços (HUANG et al., 2010). Sob condições de trabalho, os métodos de equilíbrio limite podem não representar adequadamente a magnitude das tensões ao longo das geogrelhas, visto que geralmente não levam em consideração a relação constitutiva e as deformações relativas dos materiais.

De modo a contornar essas limitações, foram desenvolvidos métodos de compatibilidade de deformações, os quais consideram as estruturas sob condições de trabalho. Além disso, esses métodos consideram fatores que podem influenciar no comportamento da estrutura como, o efeito da compactação, rigidez do solo e das geogrelhas, inclinação e rigidez da face, entre outros (BATHURST et al., 2008; EHRLICH e MIRMORADI, 2016).

Outra alternativa que tem sido amplamente aplicada ao estudo de muros em solos reforçados é a utilização de *softwares* baseados no método dos elementos finitos (MEF). A análise por meio do MEF permite avaliar tanto as distribuições de tensões quanto as deformações dos muros em solos reforçados. Apesar da importância do tema, conforme Benjamim (2006), a falta de um conhecimento mais aprofundado sobre o comportamento de estruturas em solo reforçado, principalmente em termos de deslocamentos, limita a aplicação mais intensa dessa solução, especialmente com a utilização de solos finos argilosos.

Diante do exposto, o presente trabalho investigou, por meio de simulações numéricas, aspectos relacionados à estabilidade interna de um muro em solo reforçado com geogrelhas, tendo como parâmetros de avaliação a mobilização de tração nos reforços, os deslocamentos da estrutura e a localização do ponto de tração máxima nos reforços. Para a zona reforçada, o material de aterro considerado corresponde ao solo fino argiloso encontrado no município de Maringá-PR.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A estrutura de contenção, por possuir dimensões relativamente grandes para a sua construção e instrumentação, requer área, mobilização de máquinas pesadas e tempo, exigindo recursos financeiros muitas vezes não disponíveis. Dessa forma, a análise da estabilidade interna da estrutura por meio de análises numéricas, aliada aos métodos analíticos de cálculo, apresenta-se como uma alternativa promissora.

Diversos estudos foram realizados nos últimos anos com a finalidade de compreender o desempenho dessas estruturas. Porém, ainda são insuficientes, especialmente para aqueles que utilizam solos não convencionais (finos, argilosos) na zona reforçada. Conforme Hatami e Bathurst (2005), as simulações numéricas podem representar com boa precisão o comportamento de muros em solos reforçados, desde que se faça uma calibração do modelo e que os parâmetros de entrada tenham sido obtidos e selecionados com critério.

Nesse sentido, uma das principais vantagens da utilização dos elementos finitos é a possibilidade de representar a interação entre materiais diferentes, etapas construtivas, bem como de obter informações em relação aos deslocamentos e deformações. Além disso, a análise numérica permite executar simulações paramétricas, para explorar o comportamento do muro perante a alteração de características da estrutura (face, solo, reforço), com custo e tempo razoavelmente baixos, quando comparado com a construção de modelos físicos.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar, por meio de simulações numéricas, a influência dos materiais (solo e geogrelha) nos mecanismos relacionados às condições de estabilidade interna de um muro de solo reforçado, no qual considerou-se um solo fino tropical como material de aterro.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Avaliar o desempenho de uma seção típica do muro em solo reforçado, construído para o rebaixamento da linha férrea na cidade de Maringá-PR, por meio de análises paramétricas dos materiais empregados na obra;
- b) Comparar a magnitude das forças de tração mobilizadas nos reforços ( $T_{máx}$ ), obtidas por meio de métodos de dimensionamento analíticos, em relação às análises numéricas;
- c) Investigar a formação da superfície potencial de ruptura interna na massa de solo reforçado, por meio da distribuição de tração nos reforços e localização do ponto de tração máxima ( $T_{máx}$ ).

## 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em 5 capítulos, sendo o capítulo 1 dedicado à apresentação da Introdução, justificativa, objetivos e estrutura do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, na qual pode ser subdividida em três grupos principais. Inicialmente apresentam-se os conceitos fundamentais sobre muros em solos reforçados, mecanismo de interação solo-reforço, análise de estabilidade, métodos analíticos de dimensionamento e, ainda, são abordados alguns casos de obras executadas com solos finos tropicais. Em seguida, são descritas as principais ferramentas e conceitos utilizados pelo *software* de elementos finitos PLAXIS®, bem como as técnicas de modelagem e modelos constitutivos. Por fim, é realizada uma breve revisão de trabalhos com a temática de simulação numérica de muros em solos reforçados, de modo a trazer o estado da arte da pesquisa.

O capítulo 3 é dedicado aos procedimentos metodológicos em que são apresentadas todas as etapas realizadas para atingir o objetivo da pesquisa.

No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos.

Ao final, no capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões obtidas na pesquisa e as sugestões de pesquisas futuras.

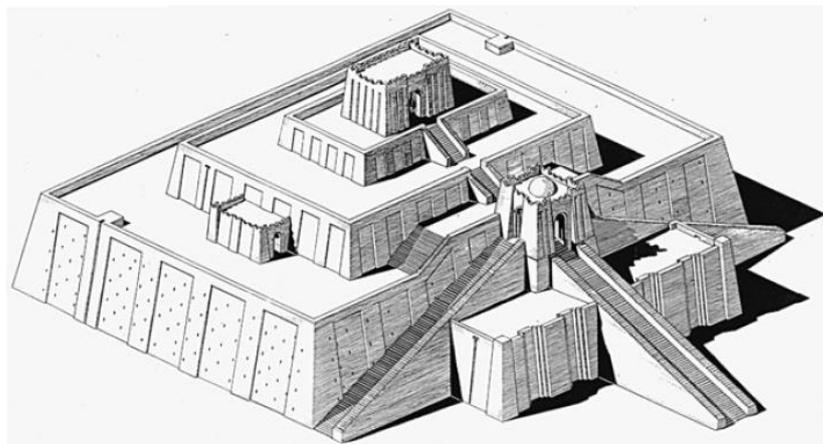
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 MUROS EM SOLO REFORÇADO

Os solos constituem uns dos materiais mais empregados pela humanidade desde a antiguidade. Entretanto, muitas vezes o material próximo à obra não possui as propriedades compatíveis com as especificações desejadas pelo projetista. Para contornar esse problema é necessário utilizar técnicas com o objetivo de melhorar as propriedades do solo, como por exemplo, adição de outros materiais como cal e cimento, ou a inserção de inclusões no maciço (BENJAMIM, 2006).

A ideia de associar elementos de reforço a obras civis, não é recente, existe relatos da utilização de vegetais fibrosos para construção de estradas persas e romanas. Na Muralha da China (200 a. C.) foram utilizadas raízes para estabilização de alguns taludes. Uma das obras mais antigas na qual se tem notícias sobre o uso de solo reforçado é o Zigurate, construído pelo rei Ur em 2100 a. C. na Mesopotâmia, atual Iraque. Zigurate era o nome dado aos templos construídos com camadas de barro reforçadas por juncos e galhos, os quais chegaram a atingir 50 m ou mais de altura (BENJAMIM, 2006; EHRLICH e BECKER, 2009; PERALTA, 2007). A Figura 2.1 representa de forma artística os templos construídos pelos mesopotâmicos.

**Figura 2.1** – Zigurate de Ur



Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

Apesar de um grande histórico, a utilização do solo reforçado foi definitivamente difundida a partir de 1960, quando o engenheiro francês Henry Vidal adotou um

sistema de reforço de solo com tiras metálicas, que se tornou mundialmente conhecido como Terra Armada. Contudo, deve-se ter em mente que a composição química do solo e da água podem ter um efeito significativo na durabilidade do reforço, em particular, as características eletroquímicas podem provocar corrosão, afetando o desempenho da estrutura.

Como alternativa para contornar o problema da corrosão, os geossintéticos se mostraram uma opção viável tanto técnica quanto economicamente. Existem registros da utilização de geossintéticos como material de reforço a partir da década de 60, entretanto, foi na década de 70 que os geossintéticos passaram a ganhar notoriedade. Tal fato pode ser atribuído ao desenvolvimento de indústrias petroquímicas que surgiram nas décadas seguintes e desenvolveram materiais capazes de suportar elevadas cargas de tração (EHRlich; BECKER, 2009; PORTELINHA, 2012).

Aliado a isso, o crescimento da técnica de solo reforçado com geossintéticos justifica-se pelas vantagens técnicas oferecidas: facilidade de instalação, armazenagem, transporte, melhor interação com o solo, não necessita de mão de obra especializada, permite a construção de muro altos, baixo impacto ambiental e elevada durabilidade do material entre outros (EHRlich; BECKER, 2009; PORTELINHA, 2012). Além das vantagens técnicas, o que tem despertado a atenção de projetistas e construtores são as vantagens econômicas, quando comparado a outras soluções de contenção. Muros em solos reforçados custam em torno de 30 a 50% menos que estruturas convencionais, sendo que a economia tende a ser maior quanto mais alta é a estrutura (BENJAMIM, 2006).

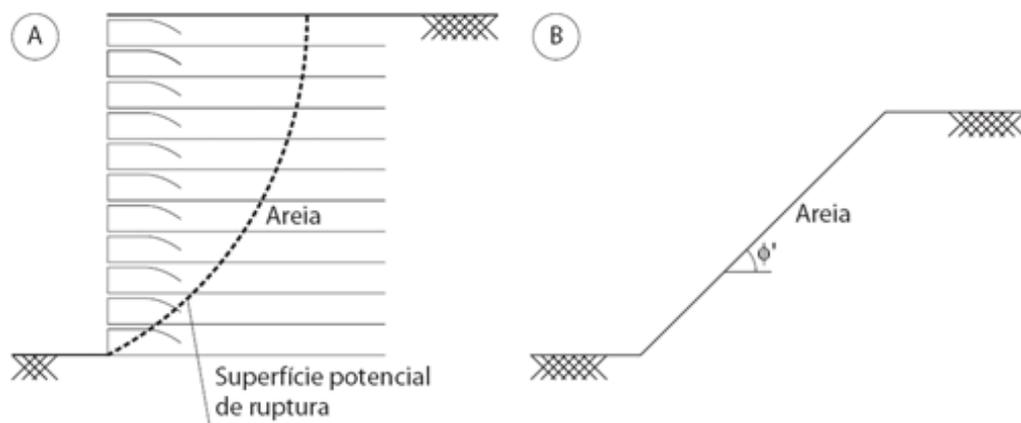
Conforme Avesani Neto e Portelinha (2016), a técnica de reforço de solo com uso de geossintéticos consiste em um sistema construtivo que utiliza camadas alternadas de solo ou material granular e um geossintético, constituindo assim um maciço ou estrutura reforçada. Atualmente, essa técnica é empregada em obras de contenção ou reforço, encontros de ponte, muros de arrimo ou simplesmente para melhoramento da capacidade de suporte do solo. Em linhas gerais, o conceito se baseia na premissa de que a presença de um elemento de reforço no solo restringe as deformações, mobilizando uma alta resistência para o conjunto. Portanto, ao associar materiais distintos com funções complementares, é possível obter uma estrutura mecanicamente resistente e estável (PERALTA, 2007).

Pedroso (2000) destaca que estruturas em solos reforçados são compostas por uma associação de materiais com comportamentos mecânicos distintos: o solo por

apresentar resistências à compressão e ao cisalhamento relativamente elevadas, e o geossintético por possuir elevada resistência à tração. Assim, o mecanismo de resistência da estrutura em solo reforçado é comparado com o conceito do concreto armado.

Ehrlich e Becker (2009) relatam a influência do reforço em um maciço de terra, devido à resistência a tração ser praticamente nula, exemplificando que areias limpas têm um ângulo de inclinação limitado a  $40^\circ$  para construção de taludes. No entanto, esse mesmo tipo de solo, se reforçado, torna possível a execução de taludes verticais. Conforme ilustra a Figura 2.2, os reforços atuam com a função de “costurar” a superfície de ruptura.

**Figura 2.2** - Influência do reforço: (A) areia reforçada; (B) talude em areia



Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

Conforme Gaudio; Masini; Rampello (2018), o uso de muros de contenção em solo reforçados com geossintéticos foi expandindo significativamente nos últimos trinta anos. A crescente utilização da técnica justifica-se por suas vantagens conforme já apresentado. Avesani Neto e Geroto (2016) destacam que, para construção de estruturas de contenção em aterros de grandes alturas, a solução em solo reforçado é a principal alternativa em termos técnico e econômico. Diversos estudos sobre muros em solos reforçados foram publicados na literatura: Benjamim (2006); Dantas (2004); Seyedi, Hosseininia e Ashjaee (2018); Portelinha (2012); Song et al. (2018); Yu, Bathurst e Allen (2017).

### 2.1.1 Geossintéticos

Segundo a NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2018), o termo geossintético descreve um produto em que ao menos um de seus componentes seja produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, o qual é utilizado em contato com o solo ou outros materiais para aplicação em obras da engenharia geotécnica e civil. O sentido etimológico da palavra geossintético, resulta da combinação de “geo”, referindo-se à terra e “sintéticos”, que diz respeito à matéria-prima utilizada na fabricação (TEIXEIRA, 2003).

Conforme Peralta (2007), os polímeros mais empregados para confecção dos geossintéticos são: polietileno (PE), polipropileno (PP), poliéster (PET) e a poliamida (PA). A Tabela 2.1 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos polímeros citados.

**Tabela 2.1** - Características dos principais polímeros empregados nos geossintéticos

Polímero base	Vantagens	Desvantagens
Polipropileno Polietileno	Inatividade química em soluções ácidas e básicas. Baixo custo	Baixo módulo elástico. Elevada deformação sob carga constante (fluência).
Poliéster	Elevado módulo elástico. Baixa deformação sob carga constante (fluência).	Perda das características mecânicas sob ação de soluções básicas.
Poliamida	Custo relativamente baixo. Elevado módulo elástico. Alta resistência à tração.	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água. Custo elevado.

Fonte: Peralta (2007)

A inserção dos geossintéticos em obras geotécnicas tem por objetivo principal melhorar as propriedades hidráulicas e mecânicas do maciço. Conforme a NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2018), os geossintéticos podem ser utilizados nas seguintes funções: drenagem, filtração, proteção, reforço, separação, controle de erosão superficial e controle de fluxo. O termo Geossintéticos é amplo e representa uma gama de produtos, os quais diferem-se pelo processo de produção e aplicação. Os principais tipos de geossintéticos são: geotêxtil (GTX), geogrelha (GGR), georrede (GNT), geomanta (GMA) geoespaçador (GSP), barreira geossintética (GBR), geocomposto

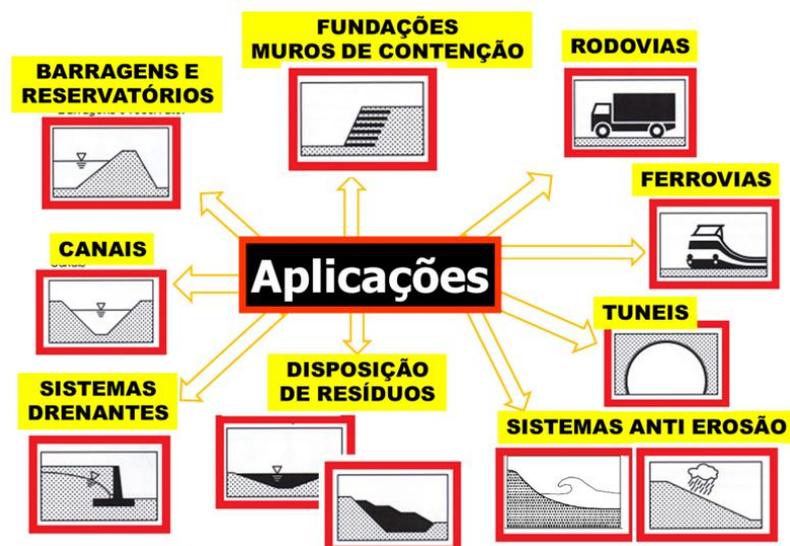
(GC) e geocélula (GCE) (ABNT, 2018; BOHRER, 2016; VERTEMATTI, 2015). Um geossintético pode ter diversas funções, a Tabela 2.2 resume as principais funções dos geossintéticos aplicados em obras de engenharia. A Figura 2.3 ilustra as principais aplicações de geossintéticos em obras de engenharia.

**Tabela 2.2** - Funções dos geossintéticos

Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geocomposto	X	X	X	X	X	X	X
Geodreno	X	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-
Geogrelha	-	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	X	-	-	X	-	X
Geotêxtil	X	X	X	-	X	X	-
Geotira	-	-	-	-	-	X	-

Fonte: Fleury (2018)

**Figura 2.3** - Principais aplicações dos geossintéticos

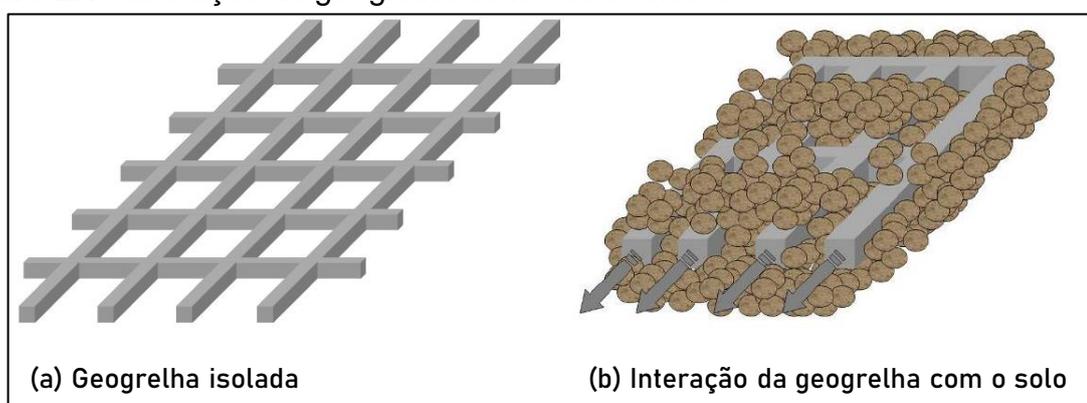


Fonte: ABNT (2018)

### 2.1.1.1 Geossintéticos utilizados como reforço de solo

Os reforços podem ter a forma de grades, malhas, tiras, barras, hastes, entre outros, com características que permitam suportar cargas de tração e os efeitos da deformação desenvolvidos no aterro. Além disso, devem ser materiais que resistam a degradação do meio quando enterrados. Atualmente, as geogrelhas são os geossintéticos mais utilizados como reforço de solo. Conforme Vertematti (2015), a geogrelha é um plástico de estrutura plana em forma de grelha, na qual através dos vazios o solo penetra e promove a interação solo-geogrelha (Figura 2.4).

**Figura 2.4** - Interação da geogrelha com o solo envolto



Fonte: Benjamim (2006)

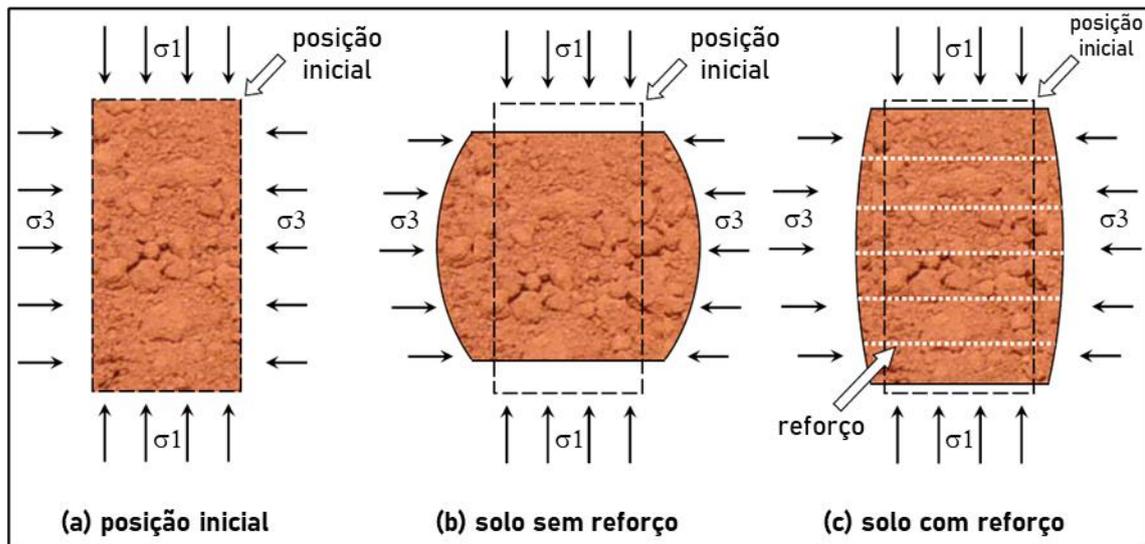
Segundo Benjamim (2006), as principais vantagens em utilizar as geogrelhas são: bom intertravamento com o solo, simples conexão com blocos segmentados, baixas deformações durante a instalação e maior resistência à tração quando comparadas com os geotêxteis. Além de reforçar muros e taludes as geogrelhas podem ser utilizadas como reforço de pavimento asfáltico e fundações (GEROTO; RODRIGUES; ANJOS, 2018; GÜLER; KHOSROWSHAHI, 2017; KERMANI et al., 2018; XIAO; HAN; ZHANG, 2016).

As geogrelhas são fornecidas em rolos de largura e comprimentos determinados e classificadas quanto à orientação da resistência: unidirecional quando apresentar resistência elevada em uma direção e bidirecional quando apresentar elevada resistência em duas direções ortogonais. Dentre a gama de polímeros existentes, geralmente para produção das geogrelhas são aplicados o polipropileno (PP), polietileno (PE), poliéster (PET) e acetato de polivinila (PVA<sub>C</sub>) (EHLICH; BECKER, 2009; FLEURY, 2018).

### 2.1.2 Mecanismo de Interação Solo-Geogrelha

A inserção da geogrelha tem a capacidade de restringir deformações e evitar a ruptura do solo. Isso torna-se possível por conta da mobilização da resistência à tração do reforço, que ocorre pela interação solo-geogrelha. Para compreender o efeito do reforço no solo, pode-se analisar a Figura 2.5.

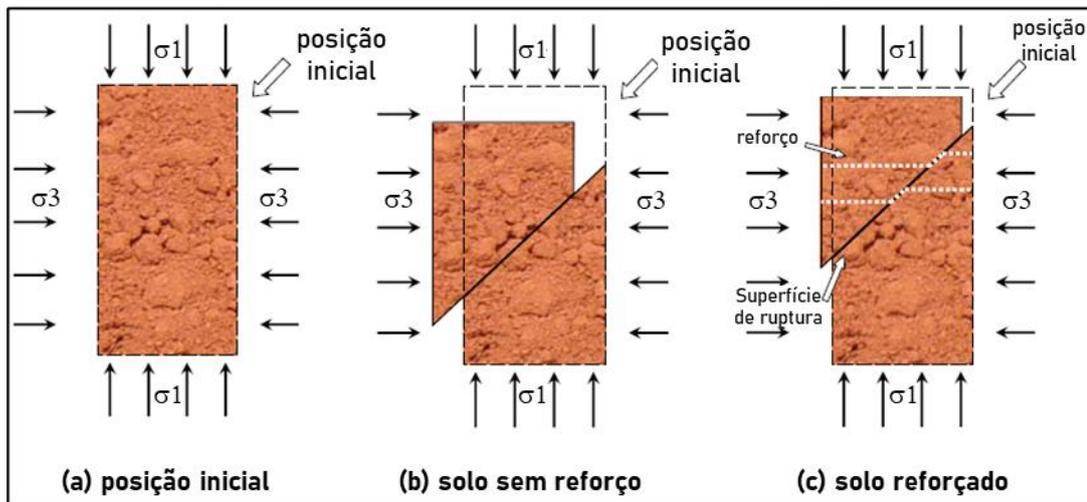
**Figura 2.5** - Efeito do reforço no solo



Fonte: Benjamim (2006)

Considerando um elemento de solo sem reforço, conforme apresentado na Figura 2.5a, inicialmente ao ser submetido a esforços de compressão (sem atingir a ruptura) esse elemento tende a se deformar, como ilustra a Figura 2.5b. Entretanto, ao introduzir camadas de reforço nesse elemento de solo, como exposto na Figura 2.5c, o reforço tende a inibir a deformação do solo em todas direções. A restrição das deformações é obtida devido ao desenvolvimento de esforço de tração nos reforços (BENJAMIM, 2006). Entretanto, pode-se considerar que o elemento de solo sem reforço é submetido a esforços de compressão progressivos até atingir a ruptura por cisalhamento (cunha de ruptura), conforme ilustrado na Figura 2.6.

**Figura 2.6 – Reforço em um elemento de solo submetido à ruptura**

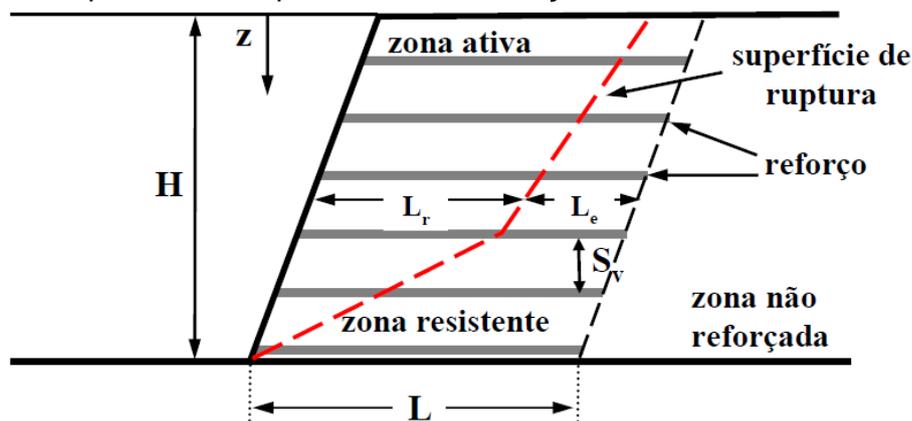


Fonte: Benjamim (2006)

Nesse caso, como pode ser observado na Figura 2.6c, a cunha de ruptura pode ser interceptada pelo reforço. Com a interceptação da cunha de ruptura, os reforços trabalharão no sentido de evitar que a superfície de ruptura se desenvolva no solo. Diferente das estruturas de contenção convencionais, que são estabilizadas externamente (gabiões, muros de gravidade, etc), a interação solo-reforço tem papel fundamental na estabilidade da estrutura em solo reforçado, a qual induz uma redistribuição global dos campos de tensões e deformações no maciço (PORTELINHA, 2012).

Os casos mencionados anteriormente podem ser extrapolados para estruturas reais. Ao analisar a Figura 2.7, considere um aumento progressivo nos esforços de compressão sobre o solo, os incrementos de carga tendem a formar uma superfície potencial de ruptura, na qual separa o maciço em zona ativa e zona resistente.

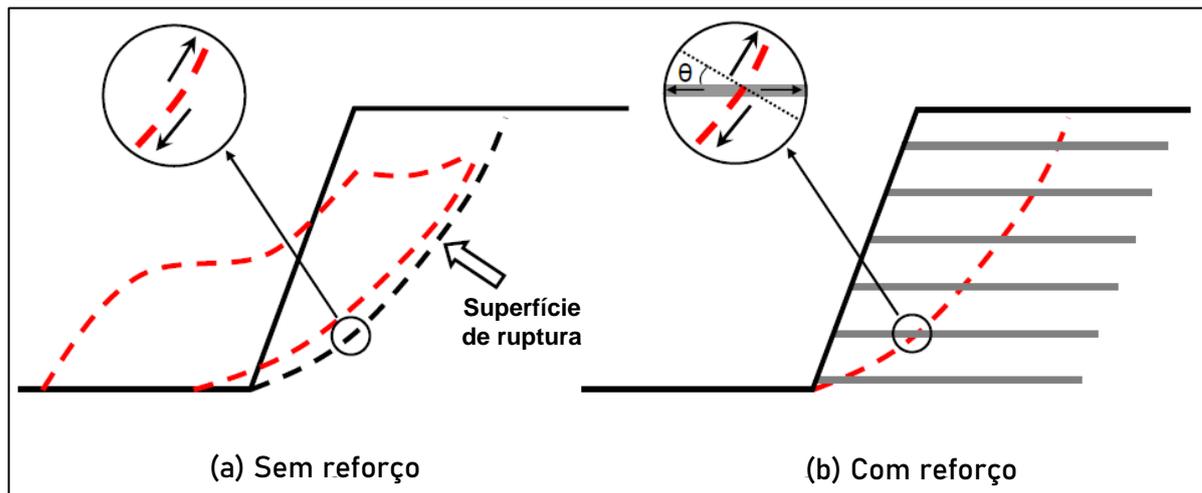
**Figura 2.7 - Superfície de ruptura em solo reforçado**



Fonte: Benjamim (2006)

Considerando uma situação crítica em um talude sem reforço (Figura 2.8a), a zona ativa é uma região instável a qual estaria sujeita a grandes movimentações de terra, podendo atingir a ruptura. Neste caso, a estabilidade poderia ser garantida pela presença de reforços, que têm como função transferir as cargas da zona ativa para zona passiva (resistente). Os reforços na zona passiva, atuam como elementos de ancoragem da zona ativa. Dessa maneira, os reforços têm a função de “costurar” uma zona potencialmente instável com a parte estável, ou seja, os reforços devem estar suficientemente ancorados na zona resistente para suportar os esforços de arrancamento (DANTAS, 2004; GUEDES, 2004). A Figura 2.8 representa a atuação dos reforços garantindo a estabilidade de um maciço.

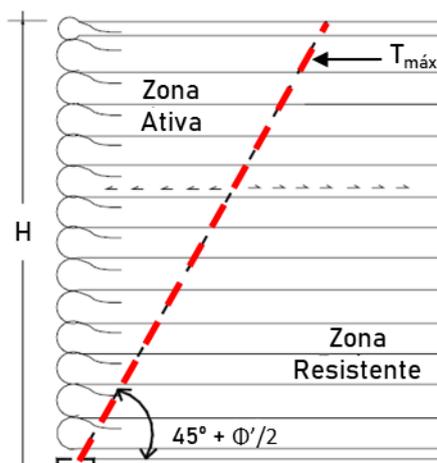
**Figura 2.8** - Talude com e sem presença de reforços



Fonte: Benjamim (2006)

Segundo Peralta (2007), admite-se que na zona ativa as tensões de cisalhamento que atuam no reforço são direcionadas para fora do talude, enquanto que na zona resistente, as tensões de cisalhamento têm sentido oposto. O desenvolvimento de tensões cisalhantes em sentido contrário entre as zonas ativa e resistente, acarreta a mobilização de tração ao longo do reforço. Conforme Mitchell e Villet (1987) as máximas forças de tração nos reforços estão localizadas entre as zonas ativa e resistente. Por isso, geralmente considera-se que os pontos onde ocorrem a tração máxima no reforço coincidem com a superfície potencial de ruptura (Figura 2.9).

**Figura 2.9** - Pontos de tração máxima



Fonte: Riccio Filho (2007)

O mecanismo de resistência do reforço no solo, pode ser comparado ao conceito de resistência do concreto armado. Enquanto no concreto armado a transferência de carga deve-se essencialmente à “aderência” existente na interface concreto-armadura, no solo reforçado o processo de transferência de cargas dá-se principalmente pelo “atrito” entre o solo e o elemento de reforço.

A estabilização do solo requer um sólido mecanismo de atrito entre solo-reforço, sendo, por esta razão, necessária a utilização de solos com características mecânicas apropriadas. Nesse sentido, os solos granulares ganham destaque por serem materiais com maiores valores de ângulo de atrito interno e por apresentarem uma maior permeabilidade, evitando o desenvolvimento de pressão neutra positiva dentro da zona reforçada (ALLEN et al., 2003; BATHURST et al., 2008; BENJAMIM, 2006; HATAMI; BATHURST, 2005).

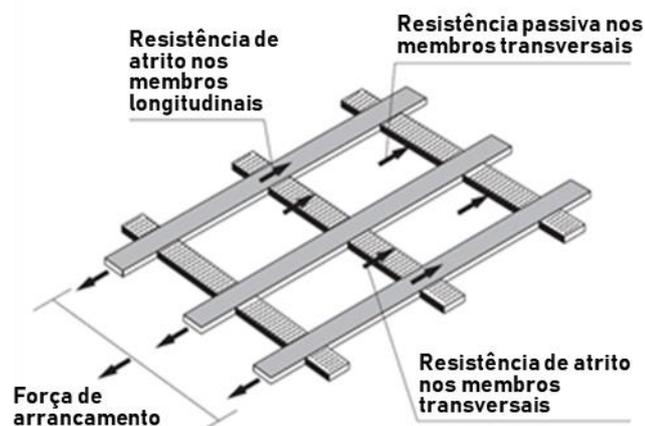
Segundo Riccio Filho (2007) e Peralta (2007), ocorrem dois tipos de transferência de tensão do solo para o reforço: um deles é a transferência por atrito na interface e o outro a resistência passiva do solo, sendo que os dois podem ocorrer simultaneamente. Assim, a aderência solo-reforço é dada em função da combinação desses mecanismos que controlam a distribuição de tensão ao longo do comprimento do reforço. A influência de cada um dos mecanismos depende de vários fatores, principalmente a geometria do reforço.

A transferência de tensões por atrito é característica de todos os geossintéticos, depende da área de contato e rugosidade do geossintético, tensão confinante e das condições de interface. No entanto, a transferência por resistência passiva é um

mecanismo característico das geogrelhas e ocorre devido a esforços de ancoragem do reforço no maciço e depende da tensão confinante e tipo de solo que envolve o reforço (PERALTA, 2007).

O fato do solo penetrar nos vazios das geogrelhas, faz com que o mecanismo de interação seja mais complexo do que ocorre em tiras e geomantas (EHLICH; BECKER, 2009; TEIXEIRA, 2003). Juran e Chen (1988) citam três mecanismos de interação entre solo-geogrelha: atrito lateral nos elementos longitudinais, imbricamento do solo preso entre os vazios e resistência passiva contra elementos transversais. A Figura 2.10 ilustra esses mecanismos de interação.

**Figura 2.10** - Mecanismos de interação solo-geogrelha



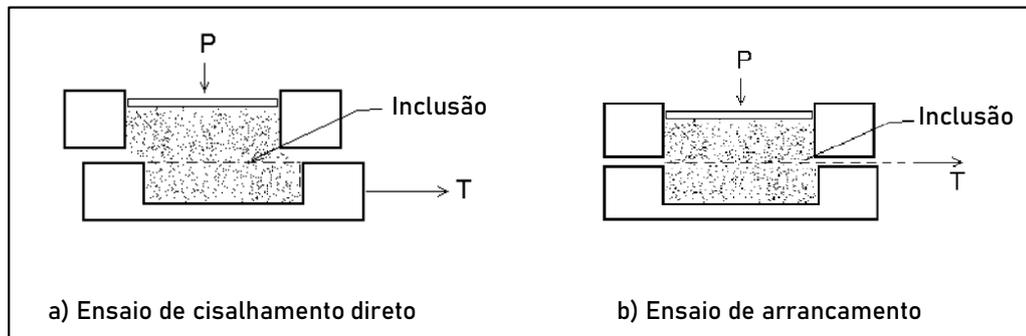
Fonte: Adaptado de Ehrlich e Becker (2009)

A contribuição relativa de cada um dos mecanismos é teoricamente indeterminada. Segundo Teixeira (2003) existem inúmeros ensaios para determinar a interação entre solo-geogrelha, sendo o ensaio de arrancamento considerado o mais apropriado, pois considera as parcelas de atrito de superfície e resistência passiva que este tipo de inclusão proporciona. Esse ensaio foi desenvolvido para avaliar o comportamento dos reforços embutidos no solo, quando solicitados por uma força de tração, que possa levar à perda de aderência com o solo circundante.

O ensaio de cisalhamento direto é outra alternativa para avaliar a interação solo-reforço. Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto são basicamente diferenciados pela forma que os esforços são aplicados, condições de contorno e mecanismo de ruptura (Figura 2.11). Entretanto, apesar do ensaio de cisalhamento direto ser conveniente para estudar a interação solo-geotêxtil, o mesmo não

representa de maneira satisfatória o comportamento devido às diferenças entre os mecanismos de interação do elemento de reforço com o solo (TEIXEIRA, 2003).

**Figura 2.11** - Ensaio para avaliar interação solo-geogrelha



Fonte: Teixeira (2003)

Os parâmetros que expressam a resistência de interface entre o solo e o geossintético são a adesão ( $a$ ) e o ângulo de atrito de interface ( $\delta$ ). Portanto, a resistência na interface pode ser obtida por meio da Equação (2.1).

$$\tau = a + \sigma \cdot \tan \delta \quad (2.1)$$

Em que:

- $\tau$  - tensão de aderência entre o solo e o reforço;
- $a$  - adesão entre o solo e o reforço;
- $\sigma$  - tensão normal atuante sobre o plano do reforço;
- $\delta$  - ângulo de atrito de interface com o solo.

Segundo Palmeira (1999) os parâmetros  $a$ ,  $\sigma$  e  $\delta$ , podem ser obtidos em termos de tensões totais e/ou efetivas, dependendo da análise desejada. Os coeficientes de interação solo-reforço são definidos pelas Equações (2.2) e (2.3).

$$\lambda = a/c \quad (2.2)$$

$$f = \tan \delta / \tan \phi \quad (2.3)$$

Sendo  $c$  e  $\Phi$ , coesão e ângulo de atrito, respectivamente, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em contato com o reforço. De acordo com Benjamim (2006) o valor do parâmetro  $\lambda$  está sujeito a uma grande variabilidade,

dependendo do solo fino empregado. Enquanto o parâmetro  $f$  tende a unidade quando utilizados reforços planares em solos granulares. Abramento (1998), sistematizou valores médios de atrito na interface solo-reforço, para diferentes tipos de solos e geossintéticos, conforme apresentados na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3** - Valores de atrito de interface solo-reforço ( $f$ )

Tipo de Reforço	Tipo de Solo		
	Solos finos	Solos arenosos	Grosseiros
<b>Geotêxtil tecido</b>	0,70-0,75	0,65-0,70	0,60-0,70
<b>Geotêxtil não tecido</b>	0,80	0,75	0,70
<b>Geogrelhas tecidas</b>	0,90	0,85	0,80
<b>Geogrelhas rígidas</b>	1,00	0,90	0,80
<b>Geocélulas</b>	1,00	1,00	1,00
<b>Geobarras (lisas)</b>	0,50-0,60	0,50-0,60	0,50

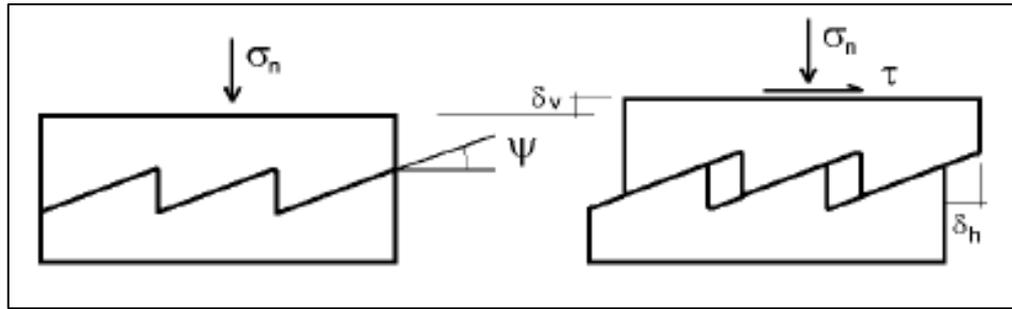
Fonte: Abramento (1998)

Teixeira (2003) realizou uma série de ensaios de arrancamento de geogrelhas em diversos tipos de solo, e constatou que o parâmetro  $f$  depende, dentre outros fatores, do tipo de solo e geometria da geogrelha. No entanto, quando não se dispuser de ensaios específicos para obtenção deste parâmetro  $f$ , o autor sugere a utilização da Equação (2.4), enquanto que para o coeficiente  $\lambda$ , o autor sugere a utilização de um valor médio igual a 0,5.

$$f = 0,41 \cdot \eta^{0,25} - 0,0047 \cdot LL \quad (2.4)$$

Sendo que,  $\eta$  é um parâmetro que relaciona a densidade dos elementos transversais das geogrelhas, e  $LL$  é o limite de liquidez do solo. Além dos fatores já mencionados anteriormente, Riccio Filho (2007) destaca que o fenômeno de dilatação dos solos é outra propriedade que pode afetar na determinação do coeficiente de atrito da interface solo-reforço. Sabe-se que a resistência ao cisalhamento de solos granulares compactos é dependente do confinamento e densidade. Sob tensões de confinamento relativamente baixas, esses solos tendem a dilatar-se. Para que a dilatação ocorra, faz-se necessário um trabalho adicional em relação ao esforço normal, podendo este efeito ser estudado pelo modelo dente de serra (HOULSBY, 1991), conforme ilustra a Figura 2.12.

**Figura 2.12 - Modelo dente de serra**



Fonte: Houlsby (1991)

Conforme exposto por Teixeira (2003), dado um deslizamento sobre uma superfície rugosa com ângulo de atrito na interface ( $\phi_{cv}$ ), representada pelos dentes, os quais possuem um ângulo de inclinação com a horizontal ( $\psi$ ), a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal é dada pela Equação (2.5).

$$\frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi_i' = \tan(\phi_{cv} + \psi) \quad (2.5)$$

Sendo  $\phi_i'$  o ângulo de atrito aparente da interface, têm-se  $\phi_i' = \phi_{cv} + \psi$ , em que  $\phi_{cv}$  é o ângulo de atrito da interface em condição de volume constante (estado crítico), observa-se que o valor de  $\phi_i'$  é maior que  $\phi_{cv}$ . E se, nessas condições, o solo for impedido de dilatar, haverá um acréscimo significativo da tensão normal sobre a superfície do reforço, influenciando na determinação do coeficiente de atrito na interface solo-reforço e, conseqüentemente, aumentando a resistência ao arrancamento (RICCIO FILHO, 2007; TEIXEIRA, 2003).

### 2.1.3 Estabilidade de Muros em Solo Reforçado com Geossintéticos

A estrutura em solo reforçado deve ser projetada com margem de segurança adequada para que não atinja o estado limite último (ELU). Além disso, espera-se que os níveis de deformação atendam os limites para cada obra específica, ou seja, não ultrapasse o estado limite de serviço (ELS). Convencionalmente, para o controle de segurança da estrutura, esses requisitos são estipulados em níveis de tensões, as quais não devem ser excedidas.

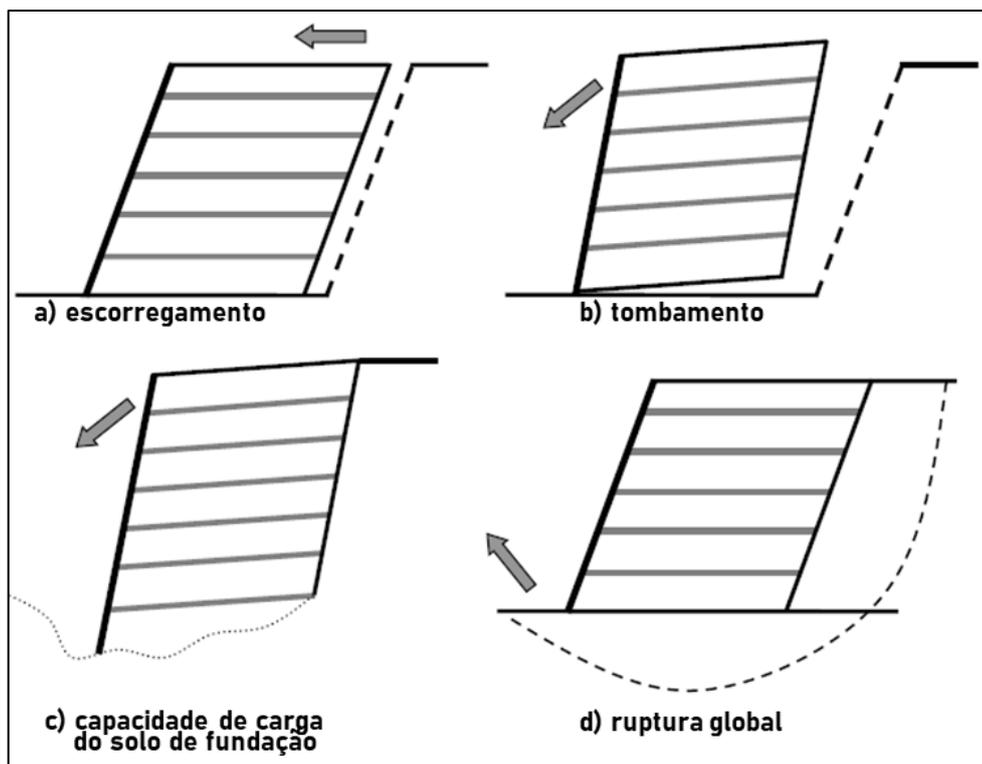
A análise da estabilidade de estruturas de contenção em solo reforçado possui algumas diferenças com relação às estruturas convencionais, como muro de

gravidade. A principal diferença é que na estrutura em solo reforçado não basta somente que o maciço se equilibre com as forças que agem externamente ao bloco de gravidade, deve-se também realizar a verificação interna da estrutura para que sua funcionalidade seja garantida (PORTELINHA, 2012). Para determinação do comprimento, quantidade e espaçamento dos reforços é necessário que se faça a verificação da estabilidade externa e interna da estrutura.

### 2.1.3.1 Estabilidade externa

A análise da estabilidade externa de uma estrutura de contenção em solo reforçado é bastante similar às estruturas convencionais, na qual assume-se que a massa de solo reforçado se comporta como um corpo rígido e esse “muro” deve ser capaz de suportar os empuxos provocados pela zona não reforçada. A verificação é feita com base em fatores de segurança em relação aos mecanismos clássicos de instabilização: deslizamento (escorregamento) da base, tombamento, capacidade de carga e ruptura global (Figura 2.13). Detalhes para verificação da estabilidade externa são apresentados por Vertematti (2015).

**Figura 2.13** - Mecanismos clássicos de instabilização



Fonte: Benjamim (2006)

A Tabela 2.4 indica os fatores de segurança recomendados pelo órgão americano *Federal Highway Administration* (FHWA, 2009) para cada verificação.

**Tabela 2.4 - Fatores de Segurança**

Verificação	Fator de Segurança	Observação
Deslizamento	$\geq 1,5$	$^1\omega > 65^\circ$
	$\geq 1,3$	$\omega < 65^\circ$
Tombamento	$\geq 2,0$	$\omega > 65^\circ$
Capacidade de carga da fundação	$\geq 2,5$	
Estabilidade Global	$\geq 1,5$	Condições críticas
	$\geq 1,3$	Condições não críticas

Fonte: Adaptado de FHWA (2009)

<sup>1</sup>Em que  $\omega$  é o ângulo que a face do muro faz com a horizontal.

### 2.1.3.2 Estabilidade interna

A análise de estabilidade interna é um aspecto importante das estruturas em solo reforçado e de particular interesse para este trabalho. Nessa análise são verificados basicamente dois modos de ruptura: a ruptura por tração do reforço e o arrancamento do reforço. A determinação da tração máxima no reforço é um dos aspectos principais na análise da estabilidade interna, sendo comum minorar o valor de resistência de projeto através de fatores de segurança a fim de evitar que o seu valor seja ultrapassado (EHRlich; BECKER, 2009).

Conforme Ehrlich e Mitchell (1994) e Teixeira (2003), a estabilidade interna é verificada pelo chamado “método de equilíbrio local”, em que cada camada de reforço é analisada de forma independente. A tração admissível (ou tração de projeto) em cada camada de reforço é dada pela relação entre a resistência à tração última dividida pelos fatores de redução, conforme a Equação (2.6).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_{di} \cdot FR_{cr} \cdot FR_{dq} \cdot FR_{db}} = \frac{T_{ult}}{FR} \quad (2.6)$$

Em que:

$FR_{di}$  - Fator de redução relativo ao dano de instalação;

$FR_{cr}$  - Fator de redução relativo à fluência em tração;

$FR_{dq}$  - Fator de redução relativo ao dano químico;

$FR_{db}$  - Fator de redução relativo ao dano ambiental;

$FR$  – Fator de redução global;

$T_{ult}$  - Resistência à tração última.

Ao longo dos anos foram desenvolvidos diversos métodos para a determinação da força de tração máxima atuante em cada camada de reforço. Os métodos teóricos podem ser classificados em duas categorias principais: métodos de equilíbrio limite e métodos de compatibilidade de deformações (condições de trabalho). Conforme Ehrlich e Becker (2009), os métodos de equilíbrio limite são os mais empregados pelos projetistas, tal fato pode ser justificado pela simplicidade dos métodos e a familiaridade dos projetistas com os conceitos utilizados. Exemplos dessas metodologias baseadas em equilíbrio limite são Steward, Williamson e Mohny (1977); Broms (1978) Collin (1986); Bonaparte, Holtz e Giroud (1987); Mitchell e Villet (1987).

Para análise de equilíbrio limite, Peralta (2007) destaca que são realizadas algumas suposições:

- a) A superfície de ruptura é conhecida;
- b) O solo tem um comportamento rígido perfeitamente plástico;
- c) A resistência ao cisalhamento do solo é igualmente mobilizada em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura;
- d) A inclinação e distribuição dos reforços ao longo da superfície de ruptura são conhecidas.

A maioria dos métodos de equilíbrio limite se baseiam no conceito de forças instabilizantes, provocadas pelo empuxo de terra lateral (geralmente calculado pela teoria de Rankine) e forças estabilizantes fornecidas pelos reforços. Os métodos possuem variações em algumas considerações com respeito às distribuições de tensões, superfície de ruptura e fatores de segurança.

Os fatores de segurança quanto à ruptura dos reforços e ao arrancamento são independentes (PORTELINHA, 2012). O fator de segurança quanto a ruptura do reforço ( $FS_{rup}$ ), pode ser determinado pela relação entre a resistência de tração admissível do reforço e a força de tração gerada no reforço pelo maciço, em cada camada, conforme a Equação (2.7). A Equação (2.8) pode ser utilizada para determinar o fator de segurança quanto ao arrancamento ( $FS_{arr}$ ).

$$FS_{rup} = \frac{T_{adm}}{k_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2.7)$$

$$FS_{arr} = \frac{2 \cdot \sigma_v \cdot L_e \cdot \tan \delta}{k_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2.8)$$

Em que:

$k_a$  - coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$  - peso específico do aterro reforçado;

$z$  - altura de solo acima do nível de reforço considerado;

$S_v$  - espaçamento vertical entre as camadas de reforços;

$S_h$  - espaçamento horizontal entre as camadas de reforços ( $S_h = 1$  para inclusões planares).

$\sigma_v$  - tensão vertical;

$L_e$  - comprimento do reforço na zona passiva; e

$\delta$  - ângulo de atrito de interface solo reforço.

Apesar da simplicidade e facilidade da aplicação dos métodos de equilíbrio limite, deve-se ter ciência da limitação dos mesmos. Por exemplo, as estruturas em solo reforçado normalmente trabalham distantes da condição de ruptura, as superfícies potenciais de ruptura não são bem conhecidas e a resistência ao cisalhamento é mobilizada de maneira desigual ao longo do reforço (ALLEN et al., 2003; BATHURST et al., 2008; HATAMI; BATHURST, 2005; RICCIO; EHRLICH; DIAS, 2014). Além disso, os métodos baseados no equilíbrio limite não levam em consideração as deformações do solo e dos reforços, tensões induzidas durante a compactação e a rigidez dos materiais (RICCIO; EHRLICH; DIAS, 2014).

Essas limitações podem não representar bem as condições do muro, resultando em estruturas superdimensionadas conforme atestado por Bathurst et al. (2008) e Ehrlich; Mirmoradi; Saramago (2012), ou em casos piores, dimensionando contra a segurança (EHRLICH; BECKER, 2009). Com objetivo de superar as limitações dos métodos de equilíbrio limite, a partir do monitoramento de estruturas reais, foram desenvolvidos métodos baseados nas condições de trabalho. Ao lado do equilíbrio estático da estrutura, esses métodos levam em consideração a influência da rigidez do reforço, forças e tensões induzidas pelo processo de compactação.

Diversas metodologias baseadas na condição de trabalho (compatibilidade de deformações) foram desenvolvidas (ALLEN et al., 2003; DANTAS; EHRLICH, 2000; EHRLICH; MIRMORADI, 2016; EHRLICH; MITCHELL, 1994) cabendo ao projetista selecionar o método mais adequado para cada situação, atentando-se as limitações e vantagens impostas por cada autor.

Gonçalves (2016) recomenda que a análise de estabilidade interna deve-se basear preferencialmente nos métodos de compatibilidade de deformações, ou em técnicas computacionais avançadas, como *softwares* de elementos finitos, visto que esses são capazes de simular com maior precisão as condições reais. Em suma, a análise de estabilidade interna da estrutura em solo reforçado consiste no dimensionamento propriamente dito. Esse procedimento é realizado na fase de projeto e obtém-se como respostas o espaçamento, o comprimento e a especificação do reforço a ser utilizado.

#### **2.1.4 Métodos de dimensionamento baseados em condições de trabalho**

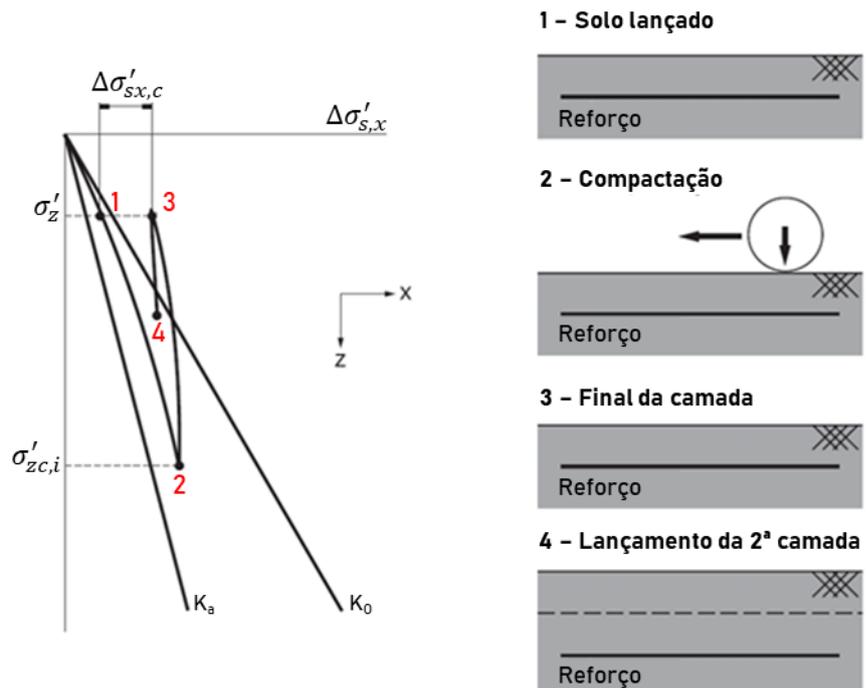
##### **2.1.4.1 Ehrlich e Mitchell (1994)**

O método de Ehrlich e Mitchell (1994) destaca-se por levar em consideração fatores como as relações constitutivas dos materiais (solo e reforço), o efeito da compactação e a rigidez relativa solo-reforço. Para o reforço é adotado um modelo constitutivo elástico linear, supondo que não há deslizamento relativo entre solo e reforço (aderência perfeita), enquanto para o solo é assumido um comportamento elástico não linear, utilizando a versão modificada do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980). Este modelo permite considerar a tensão induzida pela compactação, através de um procedimento baseado em Duncan e Seed (1986). A compactação é um aspecto que deve ser estudado de uma maneira mais criteriosa.

De acordo com Ehrlich e Mitchell (1994), a compactação pode introduzir tensões internas significativas para a estrutura. Essas tensões surgem devido ao processo cíclico de compactação, ou seja, o solo inicialmente é lançado, em seguida é compactado (carregado) e posteriormente descarregado. A Figura 2.14, auxilia no entendimento do efeito da compactação. O ponto 1 representa o estado de tensões após o lançamento da camada e o ponto 2 representa o estado de tensões durante a compactação do solo. A passagem do equipamento de compactação causa um

acrécimo de tensões verticais, deslocando o ponto até  $\sigma'_{zc}$  (ponto de máxima tensão vertical induzida), acrescentando simultaneamente a tensão horizontal. Terminada a atividade de compactação, a tensão vertical retorna para o valor inicial,  $\sigma'_z$ , mas a tensão horizontal não retorna para o seu valor inicial (EHLICH; MITCHELL, 1994).

**Figura 2.14** – Efeito da compactação no solo



Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

Por não ser um material elástico, o solo “registra” o valor de máxima tensão introduzida no maciço ao longo de sua construção. Esse valor só será “esquecido” quando a tensão geostática, devido ao peso próprio das camadas acima, superar o valor introduzido pela compactação. Esse fato pode ser comparado a uma espécie de sobreadensamento do solo, enquanto a tensão introduzida pela compactação ( $\sigma'_{zc,i}$ ) for maior que a tensão geostática  $\sigma'_z$ , a tensão horizontal que atua é a que foi induzida pela compactação. Esse efeito é representado pelas Equações (2.9) e (2.10). (EHLICH; MIRMORADI, 2016; EHLICH; MITCHELL, 1994).

$$\sigma'_z \leq \sigma'_{zc,i} \rightarrow \sigma'_{zc} = \sigma'_{zc,i} \quad (2.9)$$

$$\sigma'_z > \sigma'_{zc,i} \rightarrow \sigma'_{zc} = \sigma'_z \quad (2.10)$$

Em que:

$\sigma'_{zc}$  – Máxima tensão vertical que o solo foi submetido (“pressão de sobreadensamento”), em  $\text{kN/m}^2$ ;

$\sigma'_{zc,i}$  – Tensão vertical induzida pela compactação, em  $\text{kN/m}^2$ ;

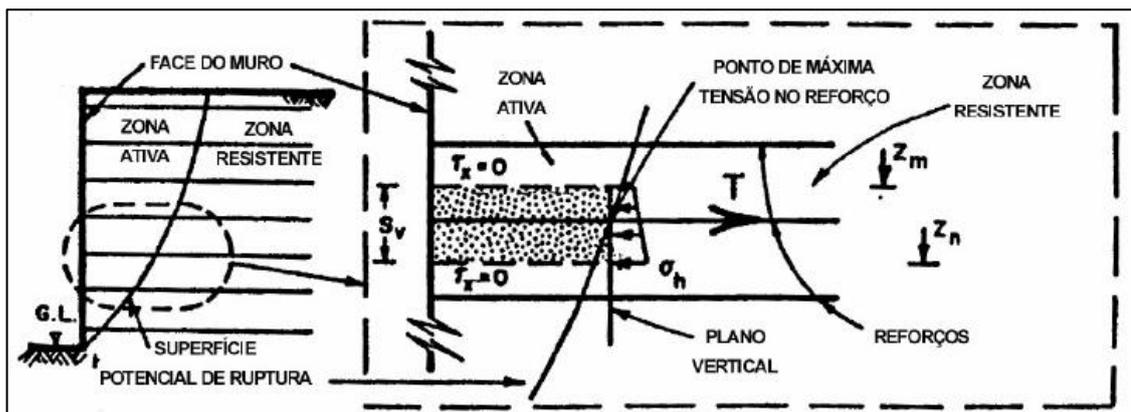
$\sigma'_z$  – Tensão vertical devido ao peso próprio das camadas superiores, em  $\text{kN/m}^2$ .

Conforme citado anteriormente, para verificação da estabilidade interna em solo reforçado deve-se realizar análises quanto a ruptura e arrancamento do reforço, as quais são descritas a seguir.

### a) Ruptura do reforço

Nessa análise considera-se que cada camada de reforço é responsável pelo equilíbrio de uma faixa de solo, localizado na zona ativa, com espaçamento vertical ( $S_v$ ) e espaçamento horizontal ( $S_h$ ). Além disso, o método considera que não há deslizamentos relativos entre solo e reforço (aderência perfeita). A Figura 2.15 ilustra o mecanismo de equilíbrio interno de uma camada de reforço.

**Figura 2.15** - Equilíbrio interno de uma camada de reforço



Fonte: Ehrlich e Mitchell (1994)

Assim, a partir da Figura 2.15 é possível estabelecer a condição de equilíbrio conforme a Equação (2.11).

$$T_{m\acute{a}x} - S_h \cdot S_v \cdot \sigma'_h = T_{m\acute{a}x} - S_h \cdot S_v \cdot K_r \cdot \sigma'_z = 0 \quad (2.11)$$

Em que:

$T_{m\acute{a}x}$  - tração máxima no reforço;

$S_v$  - espaçamento vertical entre as camadas de reforços;

$S_h$  - espaçamento horizontal entre as camadas de reforços ( $S_h=1$  para inclusões planares);

$\sigma'_h$  - tensão horizontal média do solo, entre  $Z_m$  e  $Z_n$ ;

$K_r$  - coeficiente de empuxo residual ao final da construção; e

$\sigma'_z$  - tensão vertical atuante na camada.

Para o cálculo da tensão vertical atuando em cada camada ao final da construção ( $\sigma'_z$ ), utiliza-se a formulação de Meyerhof (1955) que leva em consideração a excentricidade da resultante das tensões em uma base horizontal. O valor dessa tensão pode ser calculado conforme a Equação (2.12).

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{K_a}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{L_r}\right)^2} \quad (2.12)$$

Em que:

$L_r$  - Comprimento dos reforços (m);

$z$  - Camada de solo acima do reforço de interesse (m);

$K_a$  - Coeficiente de empuxo lateral;

$\gamma'$  - Peso específico efetivo do solo (kN/m<sup>3</sup>);

O valor do coeficiente de empuxo residual ao final da construção  $K_r$  pode ser obtido pela solução iterativa da Equação (2.13):

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_z}{P_a}\right)^n = \frac{(1 - v_{un}^2) [(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) \cdot OCR]}{\left(\frac{K_u}{K}\right) (K_c \cdot OCR - K_r) K_r^n} \quad (2.13)$$

Em que:

$v_{un}$  - é o coeficiente de Poisson para descarregamento, a partir da condição de repouso, dada por  $K_{\Delta 2} / (1 + K_0)$ ;

$K_{\Delta 2}$  - coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento sob condição  $K_0$ ;

$K_c$  – é o coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensão equivalente ao acréscimo de tensão provocado pela compactação;

OCR – é a razão de sobreadensamento, dada por  $(\sigma'_{zc} / \sigma'_z)$ ;

$K_u$  – é o módulo do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) para descarregamento;

$K$  – é o módulo do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) para carregamento;

$n$  – é o expoente dos módulos do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980).

Os coeficientes  $K_{\Delta 2}$ ,  $K_c$  e  $K_{aa}$  são descritos pelas equações (2.14), (2.15) e (2.16), respectivamente.

$$K_{\Delta 2} = \frac{K_0(OCR - OCR^{0,7 \text{ sen } \Phi})}{OCR - 1} \quad (2.14)$$

$$\frac{1}{S_i} \left( \frac{\sigma'_z}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_0^2) (1 - K_{aa})^2 (K_0 - K_c) \cdot K_0}{(K_c - K_{aa}) (K_0 - K_{aa}) \cdot K_c^n} \quad (2.15)$$

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\left[ (1 - K_a) \left( \frac{\frac{c'}{(\sigma'_{zc} \cdot K_c \cdot \tan \Phi') + 1}}{R_f} \right) + K_a \right]} \quad (2.16)$$

Em que:

$R_f$  – coeficiente de ruptura;

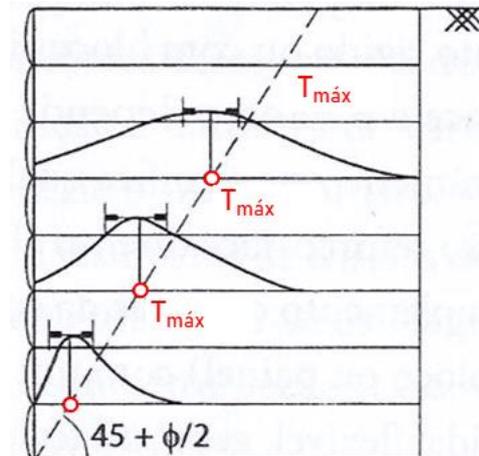
$c'$  – coesão drenada do solo;

$\Phi'$  – ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$K_{aa}$  – coeficiente de empuxo ativo equivalente.

Segundo Vertematti (2015), as tensões máximas atuantes nos reforços estão situadas no ponto de intersecção com a superfície potencial de ruptura, que separa as zonas ativa e resistente. Para reforços com geogrelhas, pode-se considerar o ponto de atuação da máxima tração no reforço coincidente com a superfície potencial de ruptura prevista por Rankine, conforme ilustra a Figura 2.16.

**Figura 2.16** - Ponto de atuação da máxima tração no reforço em geossintético



Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

### b) Arrancamento do reforço

É necessário inicialmente determinar o comprimento de embutimento disponível além da cunha ativa ( $L_e$ ), que é calculado pela Equação (2.17).

$$L_e = L_r - (H - z) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right) \quad (2.17)$$

Em que:

- $L_e$  – Comprimento de embutimento (m);
- $L_r$  – Comprimento do reforço (m);
- $z$  – Camada de solo acima do reforço de interesse (m);
- $H$  – Altura do maciço reforçado (m);
- $\Phi'$  – Ângulo de atrito interno efetivo do solo ( $^\circ$ ).

A resistência ao arrancamento ( $P_r$ ) é determinada com base nas características do contato solo-reforço e das tensões geostáticas verticais atuantes em cada reforço conforme a Equação (2.18).

$$P_r = 2 \cdot 0,8 \cdot \tan \Phi' \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot L_e \quad (2.18)$$

O fator de segurança é dado pela razão entre a resistência ao arrancamento ( $P_r$ ) e a tração máxima atuante na camada ( $T_{máx}$ ).

#### 2.1.4.2 Ehrlich e Mirmoradi (2016)

Ehrlich e Mirmoradi (2016) desenvolveram uma nova metodologia para o cálculo da estabilidade interna de muros em solos reforçados. A nova proposta é baseada no procedimento apresentado por Ehrlich e Mitchell (1994) e leva em consideração o efeito da compactação, propriedades do solo e reforço e inclinação da face. Segundo os autores, existem três diferenças principais entre o novo método e o procedimento original de Ehrlich e Mitchell (1994): o efeito da inclinação da face é considerada pelo novo método, enquanto o método original foi desenvolvido para paredes verticais; o cálculo da ( $T_{\text{máx}}$ ) utilizando o novo método proposto não precisa de iteração, exigida pelo método original; e as equações são mais simples de usar.

De maneira semelhante ao método original, a força de tração máxima em cada camada de reforço pode ser obtida pela Equação (2.11). No entanto, o coeficiente de empuxo residual ao final da construção ( $K_r$ ) é determinado pela Equação (2.19).

$$K_r = K_c \cdot OCR - \frac{1,15 \cdot S_i^* \cdot (1 - \text{sen } \phi') \cdot (OCR - OCR^{0,7 \cdot \text{sen } \phi})}{1,5 + S_i^*} \quad (2.19)$$

Ao substituir a Equação (2.19) na Equação (2.11), Ehrlich e Mirmoradi (2016) obtiveram a Equação (2.20).

$$\frac{T_{\text{máx}}}{S_v} = K_c \cdot \sigma'_{zc} - \left( \frac{1,15 \cdot S_i^* \cdot (1 - \text{sen } \phi') \cdot (OCR - OCR^{0,7 \cdot \text{sen } \phi})}{1,5 + S_i^*} \right) \cdot \sigma'_z \quad (2.20)$$

O valor da razão de sobreadensamento (OCR) depende da tensão induzida pela compactação e da tensão vertical, conforme apresentado anteriormente nas equações (2.9) e (2.10). Segundo Ehrlich e Mirmoradi (2016), a tensão vertical (geostática) pode ser determinada pela Equação (2.12) para face com inclinação menor que 6° em relação a vertical. Para inclinações maiores que 6° os autores recomendam a utilização da Equação (2.21).

$$\sigma'_z = \gamma' \cdot z \quad (2.21)$$

Sendo ( $\gamma'$ ) o peso específico efetivo do solo e ( $z$ ) a profundidade da camada considerada. O coeficiente de empuxo provocado pela compactação ( $K_c$ ) e a rigidez

relativa entre solo-reforço ( $S_i^*$ ) são determinados a partir das equações (2.22) e (2.23), respectivamente.

$$K_c = \frac{\left[1 + 8 \cdot S_i^* \cdot \text{sen}\left(\frac{\phi'_{ult}}{2}\right)\right] \cdot K_{ow}}{2 + 8 \cdot S_i^* \cdot \text{sen}\left(\frac{\phi'_{ult}}{2}\right) - K_{ow}} \quad (2.22)$$

$$S_i^* = \frac{S_i}{(\sigma'_{zc} \cdot K_{ow} / Pa)^n} \quad (2.23)$$

O valor do ângulo de atrito último ( $\phi'_{ult}$ ) pode ser obtido através da Equação (2.24) e (2.25).

$$\phi'_{ult} = \text{arccsc}\left(\left\{\left[R_f + (1 - R_f) \cdot \left(\frac{4 \cdot S_i}{1 + 4 \cdot S_i}\right) \cdot \lambda\right] \cdot (\text{csc } \phi' - 1)\right\} + 1\right) \quad (2.24)$$

Em que:

$$\lambda = 0,02 \cdot \phi' - 0,1 \leq 1 \quad (2.25)$$

O coeficiente de empuxo em repouso equivalente ( $K_{ow}$ ), no qual leva em consideração a inclinação da face em relação a vertical ( $\omega$ ), é determinado pela Equação (2.26).

$$K_{ow} = [1 - \text{sen}(\phi'_{ult} + 0,85 \cdot \omega)] \cdot \left[\frac{1 + \tan(\phi'_{ult} + \omega)}{\cos \omega + \tan \phi'_{ult}}\right] \quad (2.26)$$

Ehrlich e Mirmoradi (2016) recomendam a aplicação do método para muros em que a face tenha uma inclinação máxima de 20° em relação à vertical. Além disso, os autores ressaltam que, na nova proposta, a coesão é desprezada para simplificação dos cálculos. Segundo os autores, a grande contribuição dessa proposta consiste na simplificação do método original, em que algumas equações eram determinadas por cálculos iterativos.

### 2.1.4.3 Método de dimensionamento empírico

#### 2.1.4.3.1 Aspectos Gerais

Allen et al. (2003) publicaram uma metodologia para o cálculo de estabilidade interna de muro em solos reforçados com geossintéticos. Segundo os autores, o desenvolvimento do método foi um grande avanço para o dimensionamento dos reforços, visto que os métodos baseados nas condições de equilíbrio limite foram originalmente desenvolvidos para muros em solo reforçado com tiras de aço (Terra Armada) e, quando adaptados aos muros reforçados com geossintéticos, apresentaram-se excessivamente conservadores (ALLEN; BATHURST, 2002).

Nesse sentido, com objetivo de suprir as deficiências dos métodos de equilíbrio limite, Allen et al. (2003) desenvolveram o método “*K-Stiffness*” (Método da Rigidez K). Inicialmente o método foi desenvolvido com base na retroanálise de um banco de dados com 11 muros reforçados com geossintéticos e aplicável apenas a solos granulares. Com novo conceito até àquele momento, o método trouxe a filosofia de considerar limites de deformação do reforço, a fim de evitar a ruptura do solo. Ao longo dos anos outros resultados em muros instrumentados foram adicionados ao banco de dados e, conseqüentemente, os parâmetros do método puderam ser refinados. Além disso, o método foi expandido para que fosse possível considerar o efeito da coesão no dimensionamento do muro em solo reforçado (MIYATA; BATHURST, 2007a, 2007b).

Segundo Allen et al. (2003) alguns fatores podem ser considerados como chave para entender o comportamento do muro em solo reforçado com geossintéticos, sendo eles: (i) Altura da parede e sobrecargas; (ii) Rigidez Global e local do solo reforçado; (iii) Rigidez da face; (iv) Inclinação da face; (v) Resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação da massa de solo reforçada; (vi) Peso específico do solo; (vii) Espaçamento vertical dos reforços. Esses fatores foram introduzidos analiticamente na expressão para o cálculo da força de tração máxima nos reforços e, por fim, o método foi refinado por Bathurst et al. (2008), o qual será descrito na seção a seguir.

#### 2.1.4.3.2 Bathurst et al. (2008) – Método “K-Stiffness”

Conforme Bathurst et al. (2008), comumente as estruturas de contenção em muros com solos reforçados operam sob condições de serviço (trabalho), distante da condição de ruptura. De modo a levar em consideração essa situação e a influência de fatores que afetam o comportamento e o desempenho do muro em solo reforçado com geossintéticos, o método “K-Stiffness” foi desenvolvido e calibrado a partir de um banco de dados obtidos para muros instrumentados em escala real. Na Equação (2.27) é apresentada a expressão geral para o cálculo da força de tração máxima no reforço.

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot (H + S) \cdot S_v \cdot D_{tmax} \cdot \Phi_g \cdot \Phi_{local} \cdot \Phi_{fs} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_c \quad (2.27)$$

Em que:

$K_o$  – Coeficiente de empuxo no repouso ( $K_o = 1 - \text{sen } \phi'$ );

$\gamma$  – Peso específico do solo ( $\text{kN/m}^3$ );

H – Altura do muro (m);

S – Altura equivalente à aplicação de uma sobrecarga externa  $q$  ( $S = q/\gamma$ ) (m);

$S_v$  – Espaçamento vertical dos reforços (m);

$D_{tmax}$  – Fator de distribuição de carga, baseado na localização da camada;

$\Phi_g$  – Fator de influência da rigidez global;

$\Phi_{local}$  – Fator de influência da rigidez local;

$\Phi_{fs}$  – Fator de influência da rigidez da face;

$\Phi_{fb}$  – Fator de influência da inclinação da face;

$\Phi_c$  – Fator de influência da coesão.

Para o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_o$ ), Bathurst et al. (2008) recomendam a utilização do ângulo de atrito de pico obtido a partir de ensaios em estado plano de deformação. Ainda, segundo os autores, apesar da utilização do coeficiente de empuxo em repouso, isso não significa que as condições de repouso existam no maciço de solo reforço. Esse parâmetro ( $K_o$ ) é tomado como um valor de referência devido aos ajustes empíricos do método.

Conforme apresentado na Equação (2.27) o método captura efeitos qualitativos devido à rigidez do reforço, resistência do solo, rigidez da face e do reforço, inclinação da face e permite a possibilidade de considerar os efeitos da coesão. O fator de rigidez global ( $\Phi_g$ ) leva em consideração a rigidez e o espaçamento dos reforços, conforme apresentado nas Equações (2.28) e (2.29).

$$\Phi_g = \alpha \cdot \left( \frac{S_{global}}{P_a} \right)^\beta \quad (2.28)$$

$$S_{global} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad (2.29)$$

Em que:  $S_{global}$  é a rigidez global dos reforços;  $\alpha$  e  $\beta$  são constantes com valor de 0,25;  $P_a$  é a pressão atmosférica (101 kPa);  $n$  é o número de camadas de reforço;  $J$  é a rigidez do reforço. O parâmetro de rigidez local ( $\Phi_{local}$ ) refere-se a uma rigidez relativa, em relação a rigidez média das outras camadas, conforme descrito nas Equações (2.30) e (2.31).

$$\Phi_{local} = \left( \frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a \quad (2.30)$$

$$S_{local} = \left( \frac{J}{S_V} \right)_i \quad (2.31)$$

Em que:  $a$  é uma constante tomada como 1 para geossintéticos;  $S_{local}$  é a rigidez local na camada de reforço calculada  $i$ ;  $S_V$  espaçamento vertical dos reforços (área de influência em que o reforço é responsável em estabilizar). O parâmetro de influência da inclinação da face ( $\Phi_{fb}$ ) é calculado por meio da Equação (2.32).

$$\Phi_{fb} = \left( \frac{K_{abh}}{K_{abv}} \right)^d \quad (2.32)$$

Em que:  $d$  é uma constante com valor 0,5;  $K_{abh}$  é a componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo, considerando a inclinação da face;  $K_{abv}$  é a componente

horizontal do coeficiente de empuxo ativo, considerando a face vertical. Para o caso de muro com face vertical,  $\Phi_{fb} = 1$ , no caso de muros com face inclinada, conforme recomendação da AASHTO (2017), o coeficiente de empuxo ativo pode ser determinado a partir da equação simplificada de Coulomb, expresso pela Equação (2.33).

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cdot \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega}\right)^2} \quad (2.33)$$

Em que:  $\phi$  é o ângulo de atrito de pico;  $\omega$  é o ângulo de inclinação da face com relação à vertical.

O fator de influência devido a rigidez da face pode ser calculado por meio das Equações (2.34) e (2.35).

$$\Phi_{fs} = \eta \cdot (F_f)^\kappa \quad (2.34)$$

$$F_f = \frac{1,5 \cdot H^3 \cdot P_a}{E \cdot L \cdot b^3 \cdot \left(\frac{h_{eff}}{H}\right)} \quad (2.35)$$

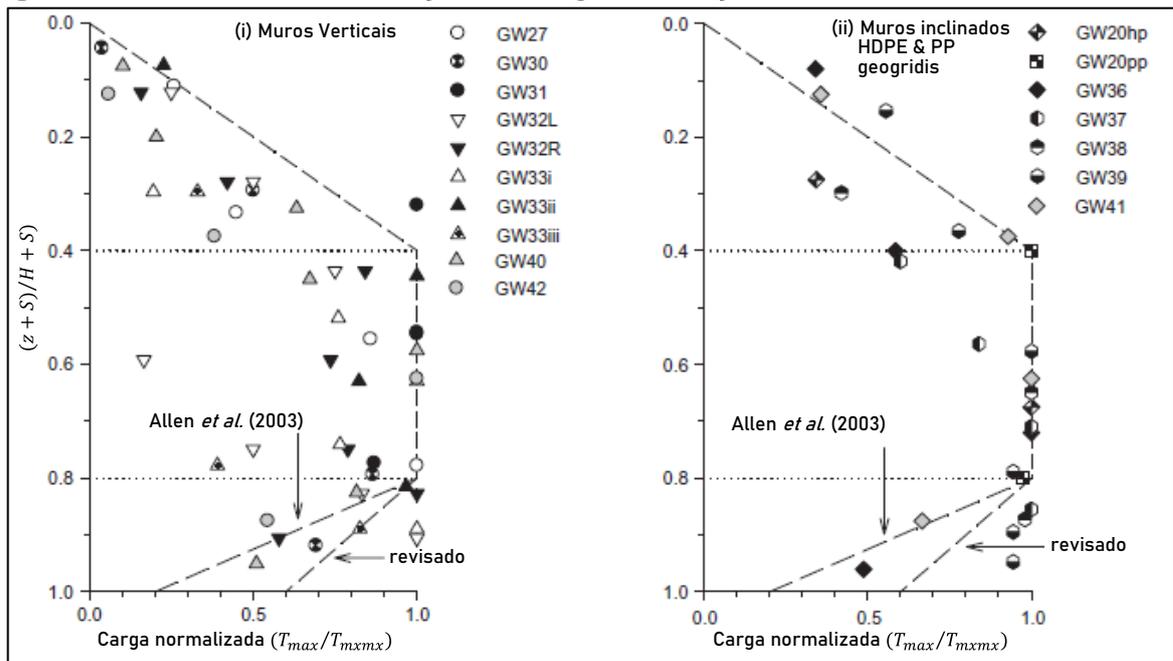
Em que:  $b$  é a espessura da face;  $L$  é a unidade de comprimento da face (geralmente calculado por metro,  $L = 1 \text{ m}$ );  $H$  é a altura da face;  $E$  é o módulo de elasticidade de uma “viga elástica equivalente”, representando a face do muro;  $h_{eff}$  é a altura equivalente da face, capaz de transmitir momento (para blocos modulares  $h_{eff} = S_v$ );  $\eta$  e  $\kappa$  são constantes com valores 0,69 e 0,11, respectivamente. O efeito da coesão no solo é capturado pelo fator de influência da coesão ( $\Phi_c$ ) e calculado conforme a Equação (2.36).

$$\Phi_c = 1 - \lambda \frac{c}{\gamma \cdot H} \quad (2.36)$$

Em que:  $\lambda = 6,5$ ;  $c$  é a coesão do solo;  $H$  é a altura da face;  $\gamma$  é o peso específico do solo. O fator de distribuição de carga ( $D_{tmax}$ ) é utilizado para modificar a carga no reforço ( $T_{max}$ ), baseado na localização da camada de reforço.

Allen et al. (2003) propuseram que a distribuição de cargas em função da altura normalizada da parede segue um padrão trapezoidal, na versão refinada do método *K-Stiffness* Bathurst et al. (2008) corrigiram a distribuição de tração nos reforços próximo à base da estrutura. O valor de  $D_{tmax}$  pode ser obtido em função da altura normalizada, conforme a Figura 2.17.

**Figura 2.17** - Fator de distribuição de carga em função da altura normalizada



Fonte: Bathurst et al. (2008)

Para maiores detalhes sobre o desenvolvimento da metodologia, recomenda-se as leituras de Allen et al. (2003), Miyata e Bathurst (2007a, 2007b) e Bathurst et al. (2008).

### 2.1.5 Histórico de Estruturas em Solo Reforçado com solos finos

Ao passo em que a técnica de contenção em solo reforçado foi difundida, coube ao meio técnico normatizar e apresentar procedimentos executivos e metodologias de cálculo, fato que levou à uma série de restrições quanto ao tipo de solo a ser utilizado. Normativas internacionais como AASHTO (2017), FHWA (2009) e BS 8006 (2010) recomendam a utilização de solo granular, e evitam a utilização de solos finos, devido à sua baixa capacidade drenante, a qual pode levar ao desenvolvimento de pressões de água no interior do maciço e, conseqüente, a perda de estabilidade da estrutura (PORTELINHA, 2012).

Koerner e Koerner (2018), relatam o caso de falhas de 320 muros em solos reforçados com geogrelhas ou geotêxteis. Nesse banco de dados, os autores citam 99 casos de deformação excessiva e 221 casos de colapso de pelo menos uma parte do muro. Outro dado relevante é que em 232 casos de falha (72%), o solo fino (silte ou argila) foi utilizado dentro da zona reforçada. As causas das falhas em solos finos são atribuídas à falta de procedimentos adequados para a drenagem do maciço, juntamente com uma compactação ineficiente.

Segundo Koerner e Koerner (2018), o problema da utilização de solos finos é que estes possuem baixa condutividade hidráulica. Em caso de presença de água, podem ser mobilizadas pressões hidrostáticas que raramente são contabilizadas na fase de projeto. Sendo assim, em países de clima tropical, em que há predominância de solos finos lateríticos, em sua grande parte, não são recomendados para a construção de estruturas em solo reforçado, segundo as normativas mencionadas. Tal fato levaria à necessidade de se importar solo de uma jazida com as características requeridas, o que poderia tornar a técnica inviável economicamente.

A possível explicação para que as normativas internacionais não recomendem a utilização de solos finos, é que nos países onde essas normas foram elaboradas, os solos finos originados pelo intemperismo de clima temperado, geralmente apresentam parâmetros de resistência inferior, quando comparados aos solos finos formados em regiões de clima tropical, como o Brasil (GONÇALVES, 2016). De fato, Koerner e Koerner (2018) relatam que os casos de falha em muros que utilizaram solos finos, 253 (79%) estavam na América do Norte, 45 (14%) estavam na Ásia, 14 (5%) estavam na Europa, 4 (1%) estavam na África, 2 (0,5%) estavam na América do Sul, e 2 (0,5%) estavam na Oceania. Dados esses que indicam um possível desempenho melhor dos solos finos formados em regiões de clima tropical. Koerner e Koerner (2018) ainda afirmam que é possível a utilização de solos finos para muros em solo reforçado, desde que o projeto seja adequado para tais características.

Ehrlich e Becker (2009) relatam que os solos finos são utilizados em estruturas de contenção em solo reforçado, com sucesso, há anos. Gonçalves (2016) mostra que em 1984 foi construído o primeiro muro em solo reforçado no Brasil (Figura 2.18), com 10 m de altura e inclinação da face de 1H:2V, localizado próximo à rodovia que liga Taubaté à Campos do Jordão-SP. Segundo Gonçalves (2016), esse muro foi um marco na engenharia por consolidar a viabilidade técnica e econômica de muros em solo reforçado de grande altura, utilizando solos finos tropicais e reforços em geotêxtil.

**Figura 2.18** - Primeiro muro em solo reforçado do Brasil



Fonte: Carvalho et al. (1986)

Entre os anos de 2007 e 2012, como parte do projeto de revitalização do novo centro da cidade de Maringá-PR, foi executado um muro de contenção em solo reforçado com geogrelhas e face em blocos segmentais para o rebaixamento da linha férrea. Trata-se da execução de aproximadamente 6 km de contenção, com altura variando entre seis e nove metros. Anos antes, um trecho de 1,6 km havia sido rebaixado através de estrutura de concreto, denominada falso túnel (Figura 2.19). No total, entre 2007 e 2012, foram executados 52.000 m<sup>2</sup> de face de muro, utilizando aproximadamente 800.000 m<sup>2</sup> de geogrelhas de poliéster com módulos de deformação variando entre 400 a 1200 kN/m<sup>2</sup> e 60 cm de espaçamento vertical (BRUGGER; GOMES; CONTE, 2012).

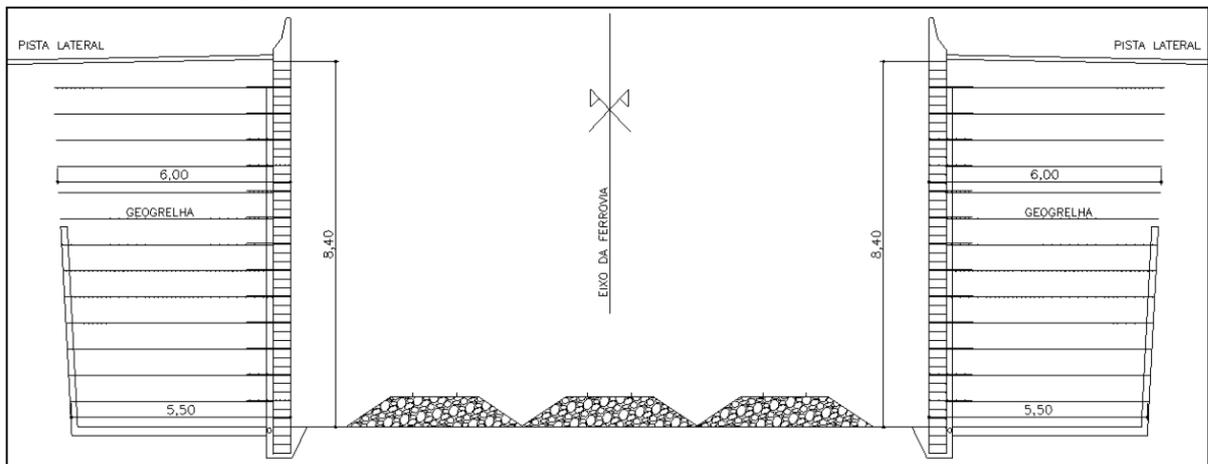
**Figura 2.19** - Trecho em que foi executada a obra na cidade de Maringá-PR



Fonte: Brugger; Gomes; Conte (2012)

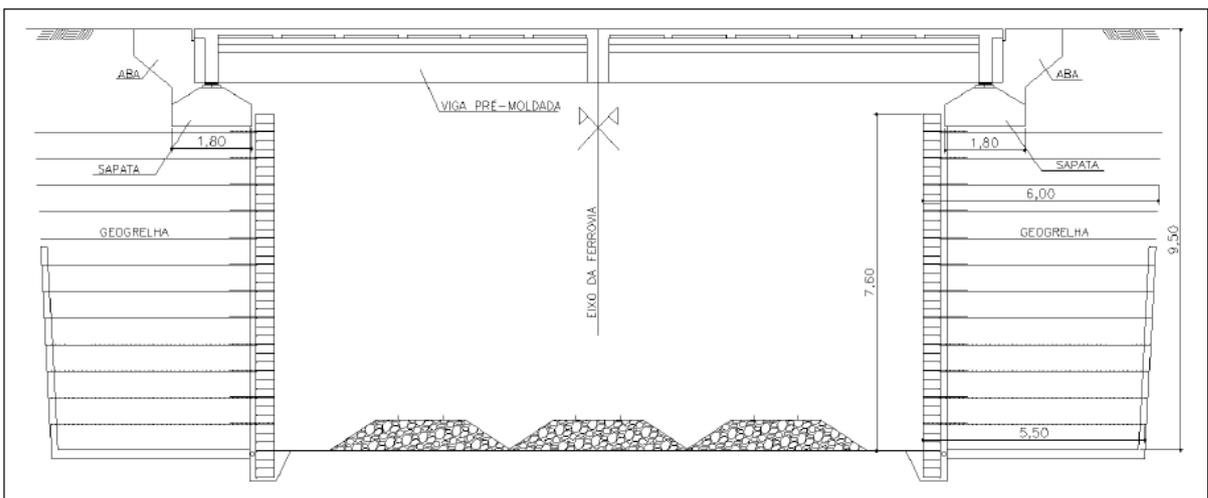
A via possui extensão aproximada de 3 km, que por questões paisagísticas e de menor custo, a alternativa adotada foi de rebaixamento em vala aberta com contenção em ambos os lados. Na maior parte do trecho, a trincheira possui 16 m de largura e 9 m de profundidade e face com inclinação 1:10 (H:V). Em alguns pontos foram executados viadutos diretamente sobre os muros em solo reforçado, os quais foram dimensionados como estruturas portantes para uma sobrecarga de 200 kN/m<sup>2</sup>. A Figura 2.20 e a Figura 2.21 apresentam a seção tipo das trincheiras e a seção do muro portante, respectivamente.

**Figura 2.20 - Seção tipo das trincheiras**



Fonte: Brugger; Gomes; Conte (2012)

**Figura 2.21 - Seção portante do muro em solo reforçado**



Fonte: Brugger; Gomes; Conte (2012)

Para a execução do aterro utilizou-se um solo residual maduro, evoluído de basalto, disponível no local da obra. Fato esse que contribuiu para produtividades elevadas, chegando até 120 m<sup>2</sup> de face de contenção por dia, além de viabilizar economicamente a execução da estrutura.

Segundo Brugger; Gomes; Conte (2012) a possibilidade de utilização do solo local contribuiu não só para reduzir o volume de bota-fora, como também evitou grandes distâncias de transporte. De fato, um estudo realizado na fase de implantação do projeto apontou que as distâncias médias das jazidas de solo granular superavam 10 km (VEGA, 2004c).

Outro fator decisivo para adotar a solução em solo reforçado nessa obra, foi a possibilidade de se manter em operação a linha férrea durante todas as etapas da execução da obra (Figura 2.22). A operação da linha férrea gerava transtornos diários para os moradores do município de Maringá-PR, visto que em diversos pontos a ferrovia interceptava em nível com algumas das principais vias da cidade, gerando grandes congestionamentos. Dessa forma, a implantação do rebaixamento da linha férrea trouxe grandes benefícios aos moradores, como a eliminação dos conflitos entre o tráfego ferroviário e o rodoviário, reordenamento do planejamento urbano, diminuição do risco de acidentes e a redução dos congestionamentos das vias urbanas que cruzam a ferrovia.

**Figura 2.22** – Operação da linha férrea durante a construção do muro



Fonte: Brugger; Gomes; Conte (2012)

Outra obra de grande significância para a prática nacional de estruturas em solos reforçado é relatada por Geroto, Rodrigues e Anjos (2018). A obra consiste em um muro em solo reforçado com geossintéticos, com 25 m de altura, localizada na Rodovia dos Tamoios (SP-099). A rodovia em questão trata-se da principal rota de ligação do Vale do Paraíba com o litoral norte de São Paulo. Com o projeto de melhorias e ampliação foram previstas as construções de três praças de pedágio.

A praça P2 está localizada no km 59+300, em torno do município de Paraibuna – SP, construída em uma região de relevo acidentado com a presença de fundos de vale. Para dar suporte à construção da praça foi necessário executar uma estrutura de contenção. Após duas campanhas de investigação, os resultados indicaram que a região de implantação apresentava um subsolo com resistências relativamente distintas, em função da posição da obra.

Em alguns pontos encontrou-se solo com índices de resistência N, superiores a 10, logo nas primeiras camadas, porém, na porção central localizada no fundo do vale, foi observado a presença de um depósito aluvionar com espessura média de 5 m, com valores de N variando entre 2 e 9, composto por solos argilosos com pedregulhos e matéria orgânica (GEROTO; RODRIGUES; ANJOS, 2018).

**Figura 2.23** - Execução das primeiras camadas



Fonte: Geroto; Rodrigues; Anjos (2018)

Tais características do solo levaram à necessidade de um planejamento e estudos com relação à escavação e tratamento da fundação. Nesta obra, as geogrelhas não foram utilizadas apenas como elementos de reforço do muro, mas

também, como tratamento da fundação. Além de colunas de brita, foi construído um colchão de brita envelopado por geogrelha de alta resistência sob toda a base do maciço reforçado. Essa técnica teve por objetivo distribuir os carregamentos de maneira mais uniforme e minimizar as deformações da base. A Figura 2.24 ilustra a execução do colchão de brita envolto por uma geogrelha.

**Figura 2.24** - Execução do colchão de brita envolto por uma geogrelha



Fonte: Geroto; Rodrigues; Anjos (2018)

O solo empregado no maciço reforçado, trata-se de um silte arenoso procedente de uma jazida próxima à obra. Pelo fato do solo apresentar um teor de finos acima do recomendado (>40%) e índice de plasticidade também superior ao desejado, utilizou-se cal para melhoria das propriedades. Como material de reforço foram empregadas geogrelhas de PVA, com resistência à tração entre 35 e 200 kN/m e espaçamento vertical entre as camadas de 60 cm. A face da estrutura foi construída com inclinação de 1:10 (H:V), constituída por blocos de concreto do tipo Terrae-W. A Figura 2.25 mostra o alteamento do muro e a Figura 2.26 ilustra a obra finalizada com a praça de pedágio em funcionamento.

**Figura 2.25 - Compactação do aterro**



Fonte: Geroto; Rodrigues; Anjos (2018)

**Figura 2.26 – Praça de pedágio concluída em operação**



Fonte: Geroto; Rodrigues; Anjos (2018)

A solução em face rígida foi adotada tendo em vista garantir menores deformações na face, em virtude da grande altura da contenção. No total, foram executados 5.000 m<sup>2</sup> de face, com instalação de 120.000 m<sup>2</sup> de geogrelhas e um volume de aterro de 130.000 m<sup>3</sup>. Essa obra é um marco para a engenharia geotécnica do Brasil por se tratar de muro em solo reforçado com maior altura do país até o momento, além disso o prazo de execução foi de aproximadamente 6 meses, comprovando a elevada produtividade da técnica (GEROTO; RODRIGUES; ANJOS, 2018).

## 2.2 MODELAGEM NUMÉRICA DE MUROS EM SOLO REFORÇADO

Para o estudo de estruturas em solo reforçado com geossintéticos pode-se utilizar modelos físicos ou numéricos. O modelo físico tem como principal vantagem a medição direta na estrutura dos efeitos a serem estudados, no entanto, os modelos físicos apresentam como desvantagem a demanda de investimento financeiro. Além disso, o número de amostras é limitado, visto que uma vez montado o protótipo não se permite grandes variações. Em contrapartida, os modelos numéricos permitem testar diversas configurações do modelo sem um aumento significativo de tempo e recursos financeiros. Contudo, para que a modelagem numérica seja confiável, o usuário deve ter um conhecimento prévio das ferramentas computacionais, além de um sólido conhecimento teórico (BATHURST; HATAMI, 2001; GONÇALVES, 2016).

Nas últimas décadas diversos pesquisadores têm utilizado *softwares* para estudar o comportamento de muros em solos reforçados (ALBINO et al., 2019; FAHEEM et al., 2014; HATAMI; BATHURST, 2005; MIRMORADI; EHRLICH, 2015, 2017, 2018). No presente estudo será utilizado o programa baseado no método dos elementos finitos PLAXIS®, cujas principais ferramentas, técnicas de modelagem e modelos constitutivos de materiais disponíveis, são apresentados neste capítulo.

### 2.2.1 Descrição Geral do *software* PLAXIS

O *software* PLAXIS, foi desenvolvido a partir do ano de 1987, na Universidade Técnica de Delf (Holanda). Baseado no método dos elementos finitos, o programa tinha como objetivo inicial realizar análises de aterros em solos moles. Com o passar dos anos, foram incrementados ao programa novas funções, de tal forma que, atualmente, o PLAXIS consiste em uma poderosa ferramenta de modelagem numérica para a Engenharia Geotécnica. O PLAXIS possui uma interface simples, organizada em uma sequência lógica, que permite ao usuário sua utilização, ainda que o mesmo não seja um especialista em modelos numéricos.

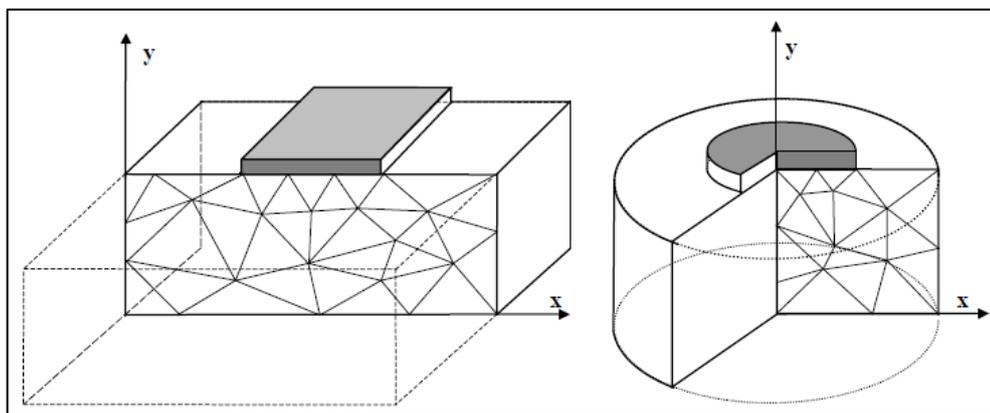
Ressalta-se, porém, a importância de uma consolidada base teórica por parte do engenheiro que utiliza o *software*. Conforme recomendações contidas no manual do programa, o código foi desenvolvido com muito cuidado e por uma equipe de especialistas (BRINKGREVE; VERMEER, 2002). Contudo, assim como qualquer outro código computacional, não se pode garantir que o mesmo esteja isento de erros,

razão pela qual a precisão e a confiabilidade dos resultados dependem da experiência do engenheiro, quanto à compreensão dos modelos e seleção dos parâmetros adequados. O programa apresenta-se dividido em quatro módulos básicos: 1. *Plaxis Input*; 2. *Plaxis Calculations*; 3. *Plaxis Output*; 4. *Plaxis Curves*.

### 2.2.1.1 *Plaxis Input*

No primeiro módulo (*Input*), inicialmente, define-se o tipo de modelo: estado plano de deformação ou axissimétrico. O estado plano de deformação é utilizado para geometrias na qual as dimensões da seção transversal da estrutura têm a mesma ordem de grandeza, e o comprimento longitudinal (direção z) da estrutura apresenta uma ordem de grandeza elevada. Nesse modelo as deformações e os deslocamentos no eixo z são assumidos como nulos, enquanto as tensões nesse eixo são levadas em consideração. O modelo axissimétrico é utilizado para representar estruturas circulares, em que o estado de tensão e deformação são considerados iguais em qualquer direção radial. A Figura 2.27, ilustra os modelos mencionados.

**Figura 2.27** - Exemplo de um estado plano de tensão e um problema axissimétrico



Fonte: Brinkgreve e Vermeer (2002).

Dentro do módulo *Input* são definidos: geometria, parâmetros dos materiais, modelos constitutivos, condições de contorno, condições de interface, carregamentos, condições iniciais, entre outros. Em resumo, é nesse módulo que deve ser realizada a modelagem da estrutura. Destacam-se, ainda, algumas ferramentas de grande utilidade na simulação de estruturas em solo reforçado, como por exemplo, a opção *Plates*, que permite criar objetos estruturais para simular estruturas com elevada rigidez à flexão (EI) e/ou significativa rigidez normal (EA).

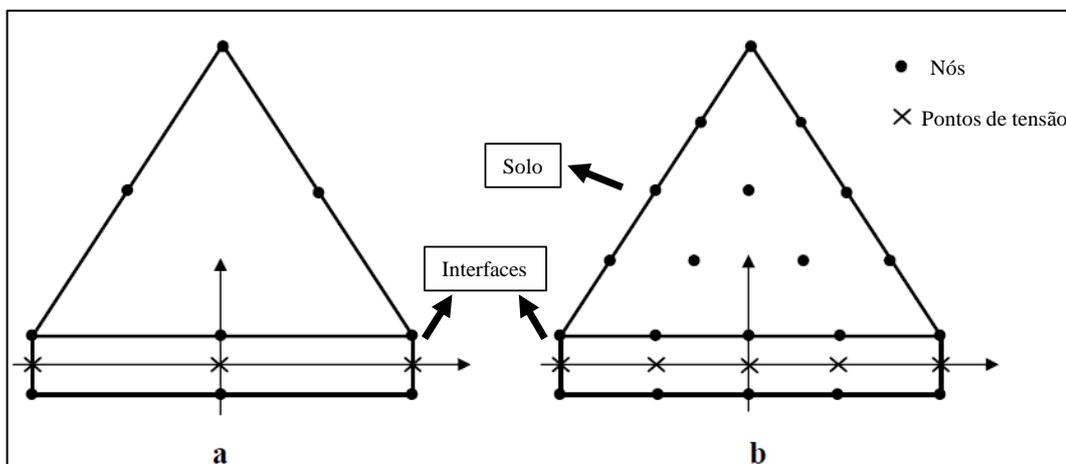
No caso de muros de contenção em solo reforçado, essa opção pode ser utilizada para simular a rigidez da face. Com os parâmetros de rigidez à flexão e normal, por meio da Equação (2.37), o PLAXIS calcula uma espessura equivalente ( $d_{eq}$ ) do objeto.

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (2.37)$$

Uma das grandes vantagens de simular muros em solo reforçado no PLAXIS se deve ao fato do programa possuir uma ferramenta específica para isso. Trata-se da opção *Geogrids*, ou seja, um objeto específico para simulação de geogrelhas ou geossintéticos em geral. *Geogrids*, são estruturas delgadas com rigidez axial e sem nenhuma rigidez à flexão, capazes de suportar apenas tensões de tração e não oferecer resistência à compressão.

Além dos objetos *Plates* e *Geogrids*, o PLAXIS permite ao usuário simular uma completa interação entre objetos estruturais e o solo, através de elementos de Interfaces. Conforme o manual do *software* (BRINKGREVE; VERMEER, 2002), as Interfaces são controladas por um “fator de espessura virtual”, as quais são atribuídas as propriedades. No PLAXIS, a geração da malha de elementos finitos é realizada de forma automática, sendo composta por elementos triangulares de 6 ou 15 nós. Na Figura 2.28 é ilustrado como os elementos de interface estão conectados a estes dois tipos de elementos finitos.

**Figura 2.28** - Elementos de Interface: a) 6 nós; b) 15 nós



Fonte: Adaptado de Brinkgreve e Vermeer (2002)

Conforme a Figura 2.28, é possível observar que, ao definir elementos de 6 nós (a), os elementos de interface são definidos por 3 pares de nós e 3 pontos de tensão, enquanto que, para elementos de 15 nós (b), são definidos 5 pares de nós e 5 pontos de tensão na interface. A interface é apresentada com uma espessura finita, enquanto que, na malha de elementos finitos, os pontos da interface possuem as mesmas coordenadas dos nós pertencentes à face em que foi aplicada. Isso implica em espessura nula para a interface (BRINKGREVE e VERMEER, 2002).

A transferência de tensão na interface depende da escolha de um valor adequado para o fator de redução de resistência na interface ( $R_{inter}$ ). O fator  $R_{inter}$  relaciona a resistência da interface (atrito -  $\varphi_i$  e adesão da parede -  $c_i$ ), com os parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito -  $\varphi_{solo}$  e coesão -  $c_{solo}$ ), conforme as Equações (2.38) e (2.39).

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad (2.38)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{solo} \leq \tan \varphi_{solo} \quad (2.39)$$

Há basicamente duas maneiras de se considerar a transferência de tensão na interface. A primeira consiste em utilizar a opção *Rigid* (Rígida) que equivale a  $R_{inter} = 1$ , ou seja, quando a interface não influencia na redução dos parâmetros de resistência. Já a segunda forma, que utiliza a opção *Manual*, o valor de  $R_{inter}$  deve ser fornecido ao *software* (YU; DAMIANS; BATHURST, 2015).

Em geral, a interface da interação solo-estrutura tende a ter uma resistência menor do que a resistência do solo em torno da estrutura ( $R_{inter} < 1$ ). Portanto, um valor adequado  $R_{inter}$  depende do tipo de estrutura e solo circundante. O manual do PLAXIS indica que na ausência de informações um valor de  $R_{inter} = 2/3$  é uma boa estimativa.

### 2.2.1.2 Plaxis Calculations

Após a geração da malha de elementos finitos e definição das condições iniciais, deve-se acionar o módulo *Calculations*. Esse módulo é composto de quatro tipos de análises: *Plastic* (análise de tensões e deformações elastoplásticas); *Consolidation* (análise da dissipação de pressão neutra ao longo do tempo); *Phi-c reduction* (análise de segurança); *Dynamic* (análise de esforços dinâmicos).

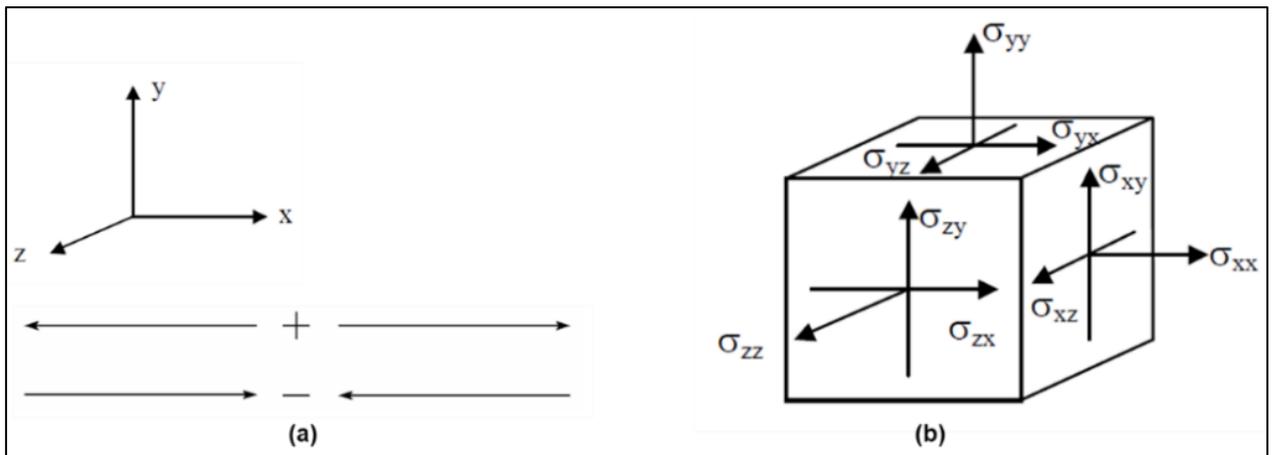
O módulo *Calculations* permite ao usuário que o projeto seja simulado em fases de construção, sendo que em cada fase ocorre a subdivisão em *steps* (passos). Esse procedimento se faz necessário devido ao comportamento não linear do solo, portanto, são considerados pequenos incrementos de carga a cada passo. Dentro das fases é possível ativar ou desativar cargas externas, deslocamentos prescritos, inclusões no solo, compactação das camadas, aterro ou escavação, dentre outros procedimentos para simular a construção de uma estrutura real. Além disso, o *software* permite que o controle de iteração dos cálculos seja feito de forma automática ou manual, cabendo ao usuário possuir o devido conhecimento para a interpretação dos resultados.

### 2.2.1.3 Plaxis *Output*

Após a realização dos cálculos no módulo *Calculation*, o próximo passo é a visualização dos dados de saída através do módulo *Output*. Esse módulo de pós processamento permite ao usuário obter a deformada da estrutura, bem como verificar os deslocamentos e as tensões nos pontos de interesse.

Outras possibilidades no módulo *Output* é a visualização das tensões (total, efetiva e neutra), pontos de plastificação, deformações totais ou incrementais a cada fase de cálculo. As tensões e deslocamentos podem ser representadas por meio de setas, contornos ou sombreamento, ou seja, cabe ao usuário selecionar a forma mais adequada para o problema.

Além disso, quando são inseridos elementos estruturais no modelo, é possível obter os diagramas de esforços internos nos mesmos (momentos, cortante, normal). Para elementos estruturais como *Plates* (placas) e *Geogrids* (geogrelhas), a convenção de sinal adotada é a representada na Figura 2.29, sendo considerado sinal positivo para forças de tração no elemento e negativo para compressão. A Figura 2.29 também ilustra a convenção de sinais adotada para as tensões.

**Figura 2.29** - Convenção de sinais: a) Forças axiais; b) Tensões

Fonte: Adaptado de Brinkgreve e Vermeer (2002)

#### 2.2.1.4 Plaxis Curves

O módulo *Curves* pode ser utilizado para plotar curvas de carga-deslocamento, tensão-deformação, trajetória de tensão ou deformações em pontos pré-selecionados no módulo *Calculations*. Através das curvas é possível avaliar tensões, deformações ou deslocamentos durante as etapas construtivas. Essa ferramenta é muito útil quando se deseja comparar resultados de simulações numéricas com medidas de campo ou ensaios de laboratório, permitindo assim validar ou aferir a consistência do modelo numérico (GURGEL, 2012). Na Tabela 2.5 e Tabela 2.6 são apresentadas as simbologias adotadas para as deformações e para as tensões, respectivamente.

**Tabela 2.5** - Componentes de Deformação no programa Plaxis

Deformações	
$\varepsilon_{xx}$	Deformação axial na direção x
$\varepsilon_{yy}$	Deformação axial na direção y
$\gamma_{xy}$	Deformação de cisalhamento
$\varepsilon_1$	Deformação principal maior
$\varepsilon_2$	Deformação principal intermediária
$\varepsilon_3$	Deformação principal menor
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\varepsilon_q$	Deformação desviatória (deformação de cisalhamento equivalente)
$\gamma^*$	Raio do círculo de deformação de Mohr no plano x-y

Fonte: Adaptado de Brinkgreve e Vermeer (2002)

**Tabela 2.6** - Componentes de Tensão no programa Plaxis

Deformações	
$\sigma'_{xx}$	Tensão efetiva axial na direção x
$\sigma'_{yy}$	Tensão efetiva axial na direção y
$\sigma'_{zz}$	Tensão efetiva axial na direção z
$\sigma_{xy}$	Tensão de cisalhamento perpendicular ao eixo x e paralela ao eixo y
$\sigma'_1$	Tensão efetiva principal maior
$\sigma'_2$	Tensão efetiva principal intermediária
$\sigma'_3$	Tensão efetiva principal menor
$p'$	Tensão efetiva isotrópica (tensão efetiva média)
$q$	Tensão desviatória (tensão de cisalhamento equivalente)
$\tau^*$	Tensão de cisalhamento máxima (raio do círculo de Mohr)
$p_{excess}$	Raio do círculo de deformação de Mohr no plano x-y

Fonte: Adaptado de Brinkgreve e Vermeer (2002)

### 2.2.2 Modelagem Numérica do Solo

Conforme Gonçalves (2016), modelar o solo consiste em uma das atividades mais difíceis da simulação numérica. De fato, o solo se difere de outros materiais da estrutura de solo reforçado, como os geossintéticos e blocos de concreto, por ser um material natural, heterogêneo e de comportamento mecânico variável. Nesse sentido, a simulação numérica depende de uma formulação matemática, a qual tem por objetivo descrever o comportamento dos materiais por meio de uma curva tensão-deformação. Essa descrição matemática do comportamento dos materiais é chamada de relações ou modelos constitutivos, os quais variam de modelos simples, como o elástico linear, até modelos mais avançados. Além disso, a precisão com a qual a realidade é aproximada, depende da compreensão dos modelos e suas limitações, experiência com relação à modelagem do problema, confiabilidades dos parâmetros adotados e análise crítica dos resultados.

Na literatura, os modelos constitutivos mais utilizados para representar o comportamento do solo são o modelo de Mohr-Coulomb (HUANG; BATHURST; HATAMI, 2009; SHINDE; MANDAL, 2007;) e o modelo hiperbólico com endurecimento, *Hardening Soil* (EHRlich; MIRMORADI; SARAMAGO, 2012). Alguns trabalhos foram realizados comparando a eficiência em representar os solos por esses modelos (FERREIRA, 2017). Detalhes adicionais sobre os modelos constitutivos são apresentados nos itens a seguir.

## 2.2.3 Modelos Constitutivos

### 2.2.3.1 Modelo Elástico Linear

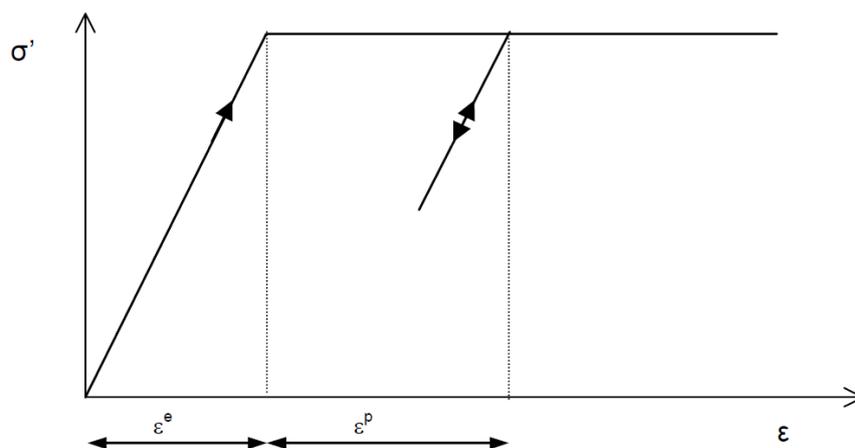
O modelo elástico linear pressupõe que todas deformações sofridas pelo material são reversíveis e proporcionais à tensão aplicada (Lei de Hooke). Em se tratando de solos, geralmente, o comportamento não é linear, aliado ao fato de que sua parcela de deformação recuperável é baixa. Esses fatores tornam o modelo elástico linear insuficiente para representar com precisão o comportamento do solo.

Apesar da deficiência em representar o solo, o modelo elástico linear pode ser muito útil para simular outros elementos da estrutura em solo reforçado como os blocos de concreto da face e os reforços em geogrelhas (RICCIO; EHRLICH; DIAS, 2014). Os parâmetros básicos de entrada do modelo são: módulo de elasticidade ( $E$ ), peso específico ( $\gamma$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

### 2.2.3.2 Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb é considerado como elástico linear perfeitamente plástico (Figura 2.30). Os parâmetros básicos de entrada do modelo são: módulo de elasticidade ( $E$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), para representar a região elástica do solo, e o ângulo de atrito ( $\varphi$ ), coesão ( $c$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ), para representar a plasticidade do solo.

**Figura 2.30** - Modelo de Mohr-Coulomb



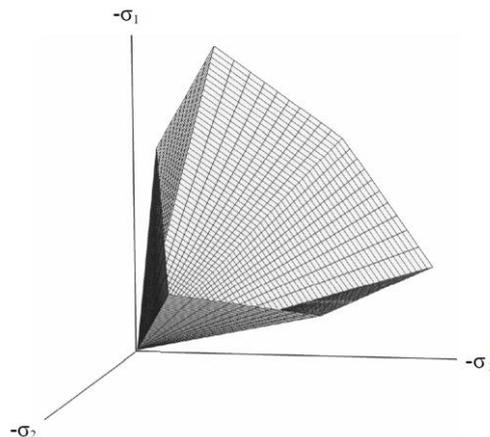
Fonte: Brinkgreve e Vermeer (2002)

A deformação total ( $\varepsilon$ ) do material consiste na soma das deformações elásticas ( $\varepsilon^e$ ) e das deformações plásticas ( $\varepsilon^p$ ), conforme a Equação (2.40). A Figura 2.30 representa a idealização do modelo de Mohr-Coulomb.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.40)$$

Dessa forma, o material comporta-se como elástico até certo nível de tensão e, após ultrapassar o regime elástico (deformações reversíveis), o material tem um comportamento plástico (deformações irreversíveis). A condição de estado elástico ou plástico do material é definida pela superfície de escoamento, a qual consiste em seis funções de escoamento ( $f$ ) definidas em termos do espaço principal de tensão (Figura 2.31). Portanto, a função de escoamento depende apenas das tensões principais atuantes sobre o material.

**Figura 2.31** - Superfície de escoamento no espaço principal de tensões ( $c = 0$ )



Fonte: Brinkgreve e Vermeer (2002)

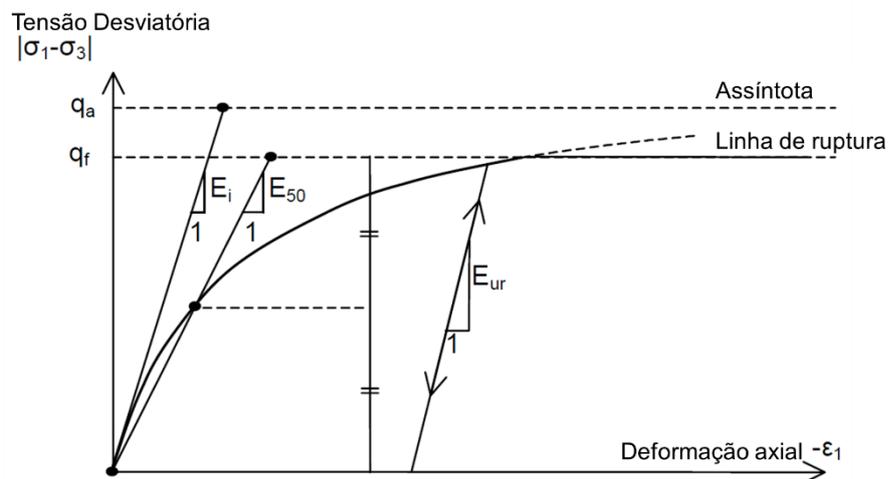
Assim, se o estado de tensão do material estiver dentro da superfície de escoamento, o comportamento será puramente elástico ( $f < 0$ ). No entanto, se o estado de tensão atingir a superfície de escoamento ( $f = 0$ ), o comportamento passa a ser plástico. A plasticidade perfeita considera que a superfície de escoamento é fixa, ou seja, não sofre alterações devido às deformações elásticas. O modelo de Mohr-Coulomb é recomendado como uma primeira análise do problema, visto que a rigidez de cada camada é estimada como constante (não varia com a tensão). Devido a isso, os cálculos tendem a ser relativamente rápidos, sendo possível obter uma primeira estimativa das deformações (BOHRER, 2016; GONÇALVES, 2016; HUANG; BATHURST; HATAMI, 2009)

### 2.2.3.3 Hardening Soil Model

O *Hardening Soil Model* (HSM) trata-se de um modelo avançado para simulação de solos. Diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb (MC), esse modelo introduz a dependência da rigidez do solo com a tensão confinante. Além disso, a curva tensão-deformação substitui o modelo bi-linear de MC, por uma hipérbole, conforme mostrado na Figura 2.32, onde tem-se:

- $q_a$  e  $q_f$  = tensão desviatória assintótica e de ruptura, respectivamente;
- $E_i$  = módulo de elasticidade inicial ou edométrico;
- $E_{50}$  = módulo de elasticidade correspondente a 50 % da tensão de ruptura;
- $E_{ur}$  = módulo de elasticidade que representa a trajetória de carregamento e descarregamento do solo.

**Figura 2.32** - Modelo *Hardening Soil Model* (HSM)



Fonte: Brinkgreve e Vermeer (2002)

A relação tensão-deformação é representada por uma hipérbole, porém, deve-se ter em mente que esse modelo difere do modelo hiperbólico apresentado por Duncan e Chang (1970). Existem três diferenças básicas no HSM em relação ao hiperbólico: substitui a teoria da elasticidade pela teoria da plasticidade, incorpora o efeito da dilatância do solo e introduz o limite de escoamento (SCHANZ; VERMEER; BONNIER, 1999). Conforme Bohrer (2016), é possível afirmar que o modelo HSM surge de uma união entre o modelo clássico de Mohr-Coulomb e o modelo Hiperbólico, ou seja, conserva a simplicidade e experiência desses modelos e os aperfeiçoa.

A principal diferença no modelo HSM está na capacidade de representar o comportamento não linear do solo. Quando submetido à uma carga de compressão primária o solo apresenta uma rigidez decrescente e, deformações plásticas são desenvolvidas. Basicamente, o modelo descreve, através de uma hipérbole, a relação entre as deformações axiais ( $\varepsilon_1$ ) e a tensão desviatória ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) no carregamento triaxial primário. Para tensão desviatória ( $q$ ) menor que a tensão desviatória de ruptura ( $q_f$ ), tal relação é apresentada na Equação (2.41).

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad (2.41)$$

Os valores da tensão desviatória de ruptura ( $q_f$ ) e da tensão desviatória assintótica ( $q_a$ ) são definidas pelas Equações (2.42) e (2.43).

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.42)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.43)$$

A relação ( $R_f$ ) é derivada do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e envolve os parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito ( $\varphi$ ) e coesão ( $c$ ). Quando  $q = q_f$ , o critério de ruptura é satisfeito e ocorrem deformações plásticas. No *software* PLAXIS a razão de ruptura ( $R_f$ ) é definida com o valor de 0,9 por padrão.

Para descrever a relação hiperbólica tensão-deformação, é necessário definir três valores de entrada para o módulo de elasticidade: módulo de elasticidade inicial ( $E_i$ ) ou edométrico ( $E_{oed}^{ref}$ ) para representar a compressão primária; módulo de elasticidade para representar a tensão desviatória primária ( $E_{50}^{ref}$ ), o qual corresponde a 50% da carga que provoca a ruptura ( $q_f$ ); e, por fim, o módulo para representar a trajetória de descarregamento e carregamento ( $E_{ur}^{ref}$ ).

A principal vantagem do HSM em relação ao modelo de MC, não está na utilização de uma curva hiperbólica para representar o comportamento tensão-deformação do solo, mas sim na capacidade de representar a dependência do módulo

de elasticidade com o nível de tensão (HATAMI; BATHURST, 2005). Em solos reais, o módulo de elasticidade depende do nível de tensão em que o mesmo se encontra, ou seja, da tensão de confinamento. Isso significa que a rigidez do solo tende a aumentar com o aumento tensão de confinamento.

No modelo de MC define-se um valor fixo para o módulo de elasticidade compatível com nível de tensão do problema, enquanto que, no modelo HSM os valores  $E_{50}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$  são definidos para uma tensão de confinamento de referência ( $p^{ref}$ ). Por padrão, o PLAXIS define, geralmente,  $p^{ref} = 100$  unidades de tensão, em kPa. Assim, torna-se possível calcular a rigidez atual do solo, a qual depende da tensão principal menor ( $\sigma'_3$ ), que representa a tensão de confinamento em ensaios triaxiais. Além disso, a relação entre rigidez e tensão é controlada pelo fator de potência ( $m$ ). As relações que definem os módulos de elasticidade atuais do solo são apresentadas nas Equações (2.44) e (2.45).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (2.44)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (2.45)$$

Os valores dos módulos de elasticidade podem ser obtidos por meio de ensaios triaxiais, no entanto, relações empíricas foram desenvolvidas e implementadas no PLAXIS. Essas relações são apresentadas nas Equações (2.46) e (2.47) e são válidas para uma vasta gama de solos, devendo-se apenas ter atenção especial para solos muito rígidos ou muito moles (SCHANZ; VERMEER; BONNIER, 1999).

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \quad (2.46)$$

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \quad (2.47)$$

A Tabela 2.7 resume os principais parâmetros básicos de entrada do *Hardening soil model*. O modelo ainda conta com parâmetros avançados, os quais possuem valores padrões, mas que podem ser alterados. Detalhes adicionais sobre os parâmetros e o modelo podem ser encontrados em (SCHANZ; VERMEER; BONNIER, 1999).

**Tabela 2.7** - Parâmetros básicos do modelo HSM

<b>Resistência</b>	$c$	Coesão	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\varphi$	Ângulo de atrito interno	[°]
	$\psi$	Ângulo de dilatância	[°]
<b>Rigidez</b>	$E_{50}^{ref}$	Rigidez secante em ensaios triaxiais drenados	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$E_{oed}^{ref}$	Rigidez tangente para ensaios edométricos	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$E_{ur}^{ref}$	Rigidez para carregamento / descarregamento	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$m$	Fator de potência	-

Fonte: O Autor (2019)

### 2.2.4 Modelagem da Compactação

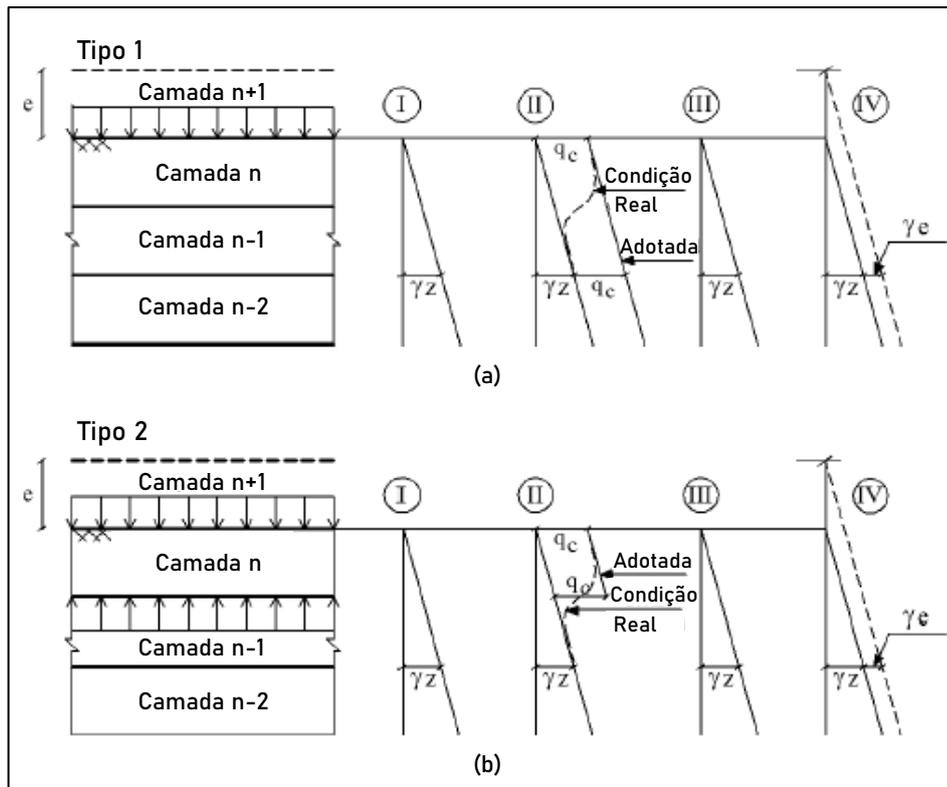
Diversos pesquisadores comprovaram que a compactação durante a construção de muros em solos reforçados provoca um acréscimo de tensões horizontais, as quais não devem ser negligenciadas no projeto da estrutura (ALLEN et al., 2003; EHRLICH; MIRMORADI; SARAMAGO, 2012; EHRLICH; MITCHELL, 1994; HATAMI; BATHURST, 2005). Nesse sentido, Mirmoradi e Ehrlich (2013) apresentaram duas metodologias para simulação numérica da compactação através do *software* PLAXIS.

A abordagem adotada para representar as tensões induzidas pela compactação (rolo compactador), baseou-se na solução de Boussinesq para o caso de um carregamento uniformemente distribuído. O modelo constitutivo utilizado para representar o solo foi o *Hardening Soil Model*, sendo que os parâmetros de resistência do solo foram determinados a partir de ensaios triaxiais e ensaios de estado plano de deformação.

A operação de compactação do solo pode ser resumida em quatro etapas: (I) colocação do solo; (II) operação de equipamentos de compactação; (III) fim da compactação; e (IV) lançamento da próxima camada de solo (EHRLICH; MITCHELL, 1994; MIRMORADI; EHRLICH, 2013).

A Figura 2.33 ilustra os dois métodos de simulação da compactação, sendo denominados de “Tipo 1” e “Tipo 2”, sendo que a simulação pelo método “Tipo 1” também foi apresentada por Guler; Hamderi; Demirkan (2007); Hatami e Bathurst (2005).

**Figura 2.33** - Metodologias para simulação da compactação: (a) Tipo 1; (b) Tipo 2



Fonte: Mirmoradi e Ehrlich (2013)

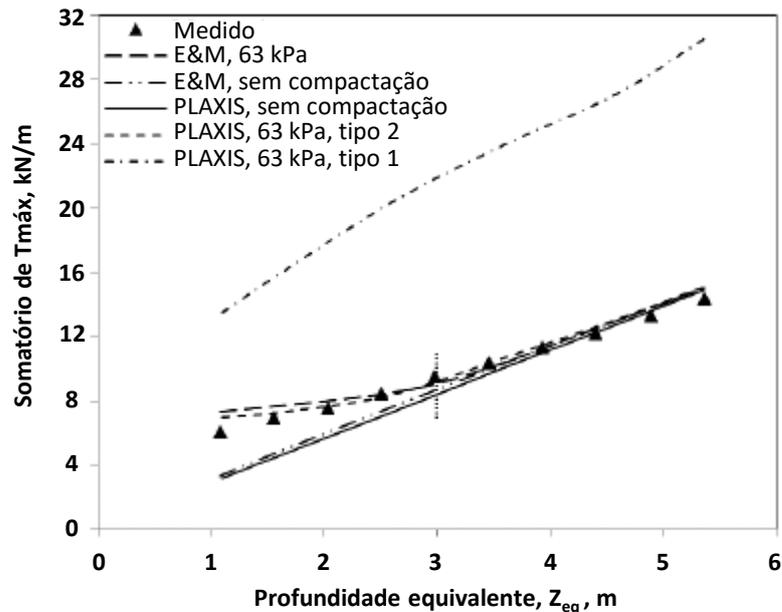
Pode-se observar na Figura 2.33 a tensão vertical na qual o solo está sujeito em cada uma das etapas da compactação descritas anteriormente (I, II, III e IV). Na abordagem “Tipo 1” a compactação é representada por uma carga distribuída ( $q_c$ ) aplicada ao topo da camada “n”. Como pode ser observado para essa situação, assume-se que o efeito da carga aplicada no topo provoca um acréscimo de tensão constante em todas as camadas abaixo (n-1 e n-2). Segundo Mirmoradi e Ehrlich (2013) essa abordagem pode não representar bem uma situação real de campo.

Para a metodologia “Tipo 2” o carregamento ( $q_c$ ) é aplicado no topo e na base da camada “n”. Esse procedimento apresentado por Mirmoradi e Ehrlich (2013) foi baseado no estudo apresentado por Dantas (2004). Nessa situação assume-se que todos os pontos da camada “n” estão sujeitos a um mesmo nível de tensão devido à compactação, enquanto nas camadas abaixo atuam apenas as tensões geostáticas.

Mirmoradi e Ehrlich (2013) realizaram simulações numéricas utilizando os dois procedimentos para considerar a compactação e também utilizaram o método analítico de Ehrlich e Mitchell (1994) para comparar com resultados experimentais. Na Figura 2.34 é possível observar os resultados obtidos em termos do somatório de

tração máxima mobilizada nos reforços em função da profundidade equivalente do muro. Os autores relataram que o método “Tipo 2” e a previsão teórica de Ehrlich e Mitchell (1994) apresentaram boa concordância com o modelo físico, enquanto o método “Tipo 1” superestimou a mobilização de tração nos reforços.

**Figura 2.34** - Comparativo entre resultados medidos e previstos



Fonte: Mirmoradi e Ehrlich (2013)

A linha vertical tracejada na Figura 2.34 indica a profundidade de influência da compactação (3 m), isso significa que a partir dessa profundidade a tensão geostática supera a tensão aplicada pela compactação e os efeitos da compactação não são mais “sentidos” pelo solo (MIRMORADI; EHRLICH, 2013). Observa-se que, a partir da profundidade de influência da compactação, o método teórico e a simulação numérica, considerando ou não a compactação, convergiram para o mesmo resultado, exceto o procedimento “Tipo 1”. Mirmoradi e Ehrlich (2013) concluíram que a tensão induzida pela compactação aumentou o deslocamento lateral durante a construção do muro. Porém, o deslocamento lateral provocado por uma sobrecarga, no período pós-construção, diminuiu para os muros que utilizaram maiores esforços de compactação durante a construção do muro.

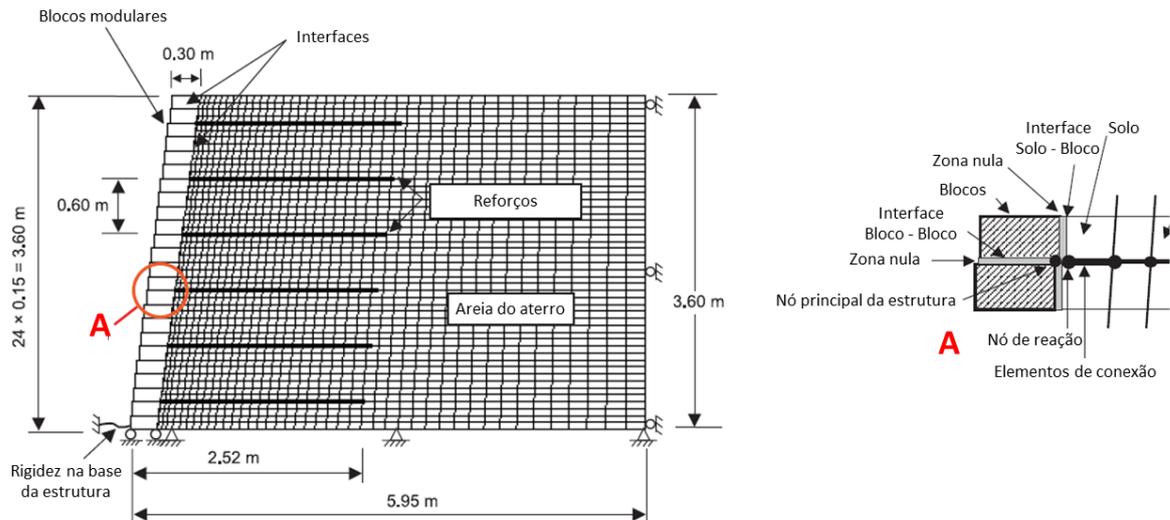
## 2.3 ESTUDOS NUMÉRICOS DE MUROS EM SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Os estudos sobre modelagem numérica em solos reforçados vêm despertando maior atenção nos últimos anos, no entanto, Mirmoradi e Ehrlich (2015b) destacam que desde a década de 1970 pesquisadores já desenvolviam trabalhos para estudar o comportamento de muros em solo reforçado por meio de modelos numéricos.

Bathurst e Hatami (2001) realizaram um estudo de revisão bibliográfica sobre modelagem numérica (elementos finitos) de muros em solos reforçados com geogrelhas. Os autores ressaltam que os modelos numéricos são ferramentas promissoras para investigar o comportamento de muros em solo reforçado, visto que os métodos tradicionais de dimensionamento (equilíbrio limite) assumem condições simplificadoras que, por vezes, não representa o comportamento real da estrutura. Além disso, os modelos numéricos podem ser usados para realizar análises paramétricas, permitindo estudar a influência da geometria do aterro, tipo de face e propriedades dos materiais constituintes no comportamento do muro. Dessa forma, através de modelos calibrados, é possível estender o banco de dados de estruturas monitoradas em campo ou em laboratório, contribuindo para o desenvolvimento de métodos racionais de dimensionamento (BATHURST; HATAMI, 2001).

Hatami e Bathurst (2005) apresentaram um modelo numérico, desenvolvido para muros de solo reforçado com geossintéticos em grande escala, sob condições de tensão de trabalho. Segundo os autores, a qualidade e a variabilidade da construção dos muros dificultam a comparação dos resultados da simulação numérica com os valores medidos em campo. A fim de amenizar esses problemas, os pesquisadores construíram três modelos físicos, de tamanhos reais, que foram instrumentados e monitorados no laboratório do *Royal Military College of Canada*, em que foi possível um melhor controle da execução e dos materiais e equipamentos empregados e, também, na obtenção dos dados experimentais. Posteriormente, os muros foram simulados numericamente através do *software* FLAC (diferenças finitas). A Figura 2.35 ilustra a concepção do modelo numérico do muro em solo reforçado.

**Figura 2.35 - Muro simulado por Hatami e Bathurst (2005)**



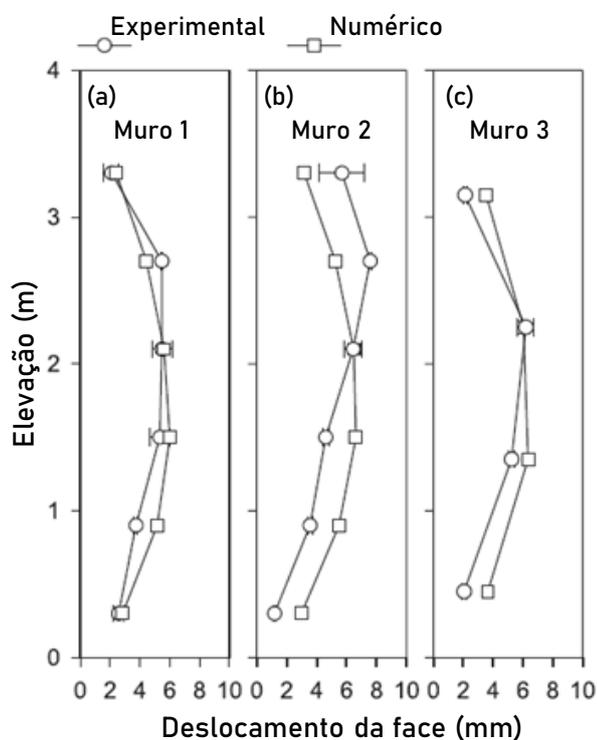
Fonte: Adaptado de Hatami e Bathurst (2005)

O muro 1 foi construído de modo a atender as normativas americanas (NCMA e AASHTO). Foram adotadas 6 camadas de reforços com comprimento de 2,52 m (70% da altura do muro), espaçamento de 60 cm, altura de 3,6 m e inclinação de 8° em relação à vertical. O muro 2 foi executado com as mesmas características do muro 1, no entanto, para verificar o desempenho da parede, foi reduzido em 50% a rigidez dos reforços. O muro 3 foi subdimensionado, propositalmente, sendo utilizadas 4 camadas de geogrelha com 90 cm de espaçamento.

O modelo numérico foi desenvolvido para verificar a situação pós construção. A fundação foi assumida como rígida, enquanto na lateral direita do modelo foram restritos apenas os movimentos horizontais. Na Figura 2.35 é possível observar o detalhe A, em que elementos de interface foram utilizados para representar o contato entre solo-bloco e bloco-bloco. Na simulação do solo foi utilizado o modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) com critério de falha de Mohr-Coulomb e o efeito da compactação foi representado por uma sobrecarga aplicada no topo de cada camada alteada (15 cm).

A Figura 2.36 mostra os resultados de deslocamentos da face em função da altura do muro. Pode-se observar que houve uma boa concordância entre os valores medidos nos modelos físicos com as respostas das simulações numéricas. O muro 2 (menor rigidez) apresentou maiores deformações, no entanto, do ponto de vista prático a diferença é insignificante (cerca de 1 mm).

**Figura 2.36** – Deslocamento da face experimental x numérico: (a) Muro 1; (b) Muro 2; (c) Muro 3



Fonte: Adaptado de Hatami e Bathurst (2005)

Com base nesses resultados, Hatami e Bathurst (2005) afirmaram que a variação de rigidez dos reforços teve pouca contribuição nos deslocamentos da face; uma parcela considerável das tensões foram resistidas pela face do muro, diminuindo a sollicitação sobre os reforços. Os autores concluíram que a prática de projetos de muros em solos reforçados que não consideram o efeito da rigidez da face, podem levar a dimensionamentos excessivamente conservadores e reforçam a importância da simulação numérica para o desenvolvimento de projetos mais racionais.

Baseado no modelo desenvolvido por Hatami e Bathurst (2005), Huang et al. (2010) estudaram o efeito da rigidez da base para muros em solos reforçados com blocos segmentares. No total 42 casos foram simulados, variando os parâmetros: altura do muro, interface, inclinação da face, rigidez e espaçamento do reforço. Em geral, os autores concluíram que um aumento de rigidez da face diminuiu as tensões desenvolvidas nos reforços.

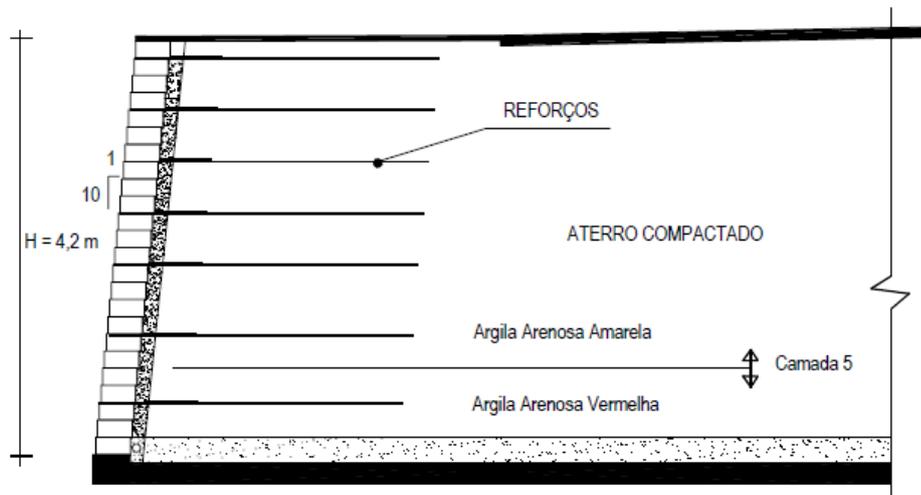
Assim como Huang et al. (2010), nos estudos de Mirmoradi e Ehrlich (2015b), também, foram considerados os dados dos muros experimentais, apresentados por Hatami e Bathurst (2005), para realizar a validação do modelo numérico. Na

sequência, Mirmoradi e Ehrlich (2015b) apresentaram um estudo numérico, em que foi avaliada a combinação de diversos fatores, entre eles: tensões induzidas pela compactação, rigidez do reforço e restrição na base no comportamento de muros em solo reforçado sob condições de trabalho. Após diversas simulações, os autores verificaram que a tensão provocada pela compactação do solo tem influência sobre as forças de tração desenvolvidas nas camadas de solo reforçado. No entanto, o efeito da tensão induzida pela compactação não alterou a magnitude das reações na base do muro. Constataram ainda que, quanto maior a rigidez das geogrelhas, a somatória de tensão mobilizada nos reforços aumenta, enquanto a reação horizontal na base da estrutura diminui. De modo semelhante ao estudo de Huang et al. (2010), Mirmoradi e Ehrlich (2015b) concluíram que um aumento de rigidez da face leva a um acréscimo de carga horizontal no pé do muro e uma redução na força de tração mobilizada nos reforços.

Além da simulação numérica, Mirmoradi e Ehrlich (2015b) compararam os resultados com métodos analíticos de cálculo (AASHTO, 2012; BATHURST et al., 2008; EHRlich; MITCHELL, 1994). Os autores verificaram duas condições de contorno para a base do muro, livre e fixa. Através do resultados, Mirmoradi e Ehrlich (2015b) observaram que independente da restrição adotada para a base do muro, os valores de força desenvolvida nos reforços para a parte superior do muro foram semelhantes em todos os métodos analíticos, bem como a previsão obtida através da simulação numérica. No entanto, para a parte inferior da estrutura, a tração dos reforços dependem da restrição adotada, esses resultados são semelhantes ao obtido por Huang et al. (2010); Mirmoradi; Ehrlich e Dieguez (2016); Mirmoradi e Ehrlich (2017).

Riccio; Ehrlich e Dias (2014) apresentaram resultados de um extenso programa de monitoramento realizado por Riccio Filho (2007), incluindo desde a fase construtiva até o final da obra. O muro em solo reforçado está localizado em uma via de ligação entre as rodovias Presidente Dutra (BR-166 ou SP-060) e Carvalho Pinto (SP-070). Nessa obra foram utilizados solos finos tropicais como material de aterro, sendo que parte da via foi executada sobre a estrutura em solo reforçado. A Figura 2.37 ilustra a seção transversal do muro em solo reforçado.

**Figura 2.37** - Seção do muro monitorado por Riccio (2007)



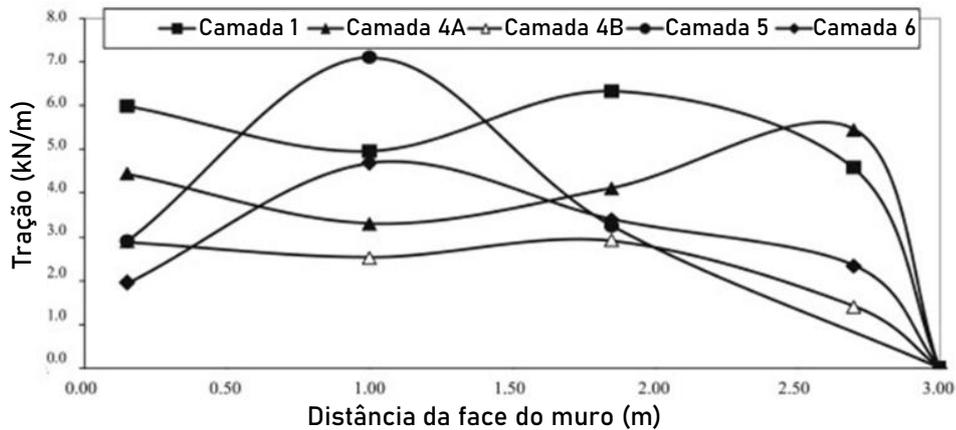
Fonte: Riccio Filho (2007).

O estudo teve como principal objetivo verificar a influência da sucção matricial desenvolvida no solo, tensões induzidas pela compactação do aterro, rigidez dos reforços, influência da rigidez da face, entre outros. Realizaram, também, um estudo para verificar a influência das condições de contorno na obtenção dos parâmetros do solo, através de ensaios triaxiais. Além disso, Riccio Filho (2007) verificou a capacidade dos métodos teóricos em reproduzir as situações observadas em campo. A construção do muro foi realizada em camadas de 20 cm de solo, na condição não saturada, compactadas com rolo vibratório (Dynapac CA250PD), com carga estática equivalente igual a 378 kN.

Para a face foram utilizados blocos segmentais de concreto intertravados, com inclinação 1H:10V, enquanto para os reforços foram utilizadas geogrelhas de poliéster com 3 m de comprimento. Os equipamentos para instrumentação (extensômetros mecânicos, células de pressão e inclinômetros) foram locados no centro da estrutura, com o objetivo de representar a condição plana de deformações.

Os resultados indicaram uma distribuição de tensão não regular ao longo das camadas de geogrelhas (Figura 2.38), semelhante ao encontrado por Yang et al. (2009). Segundo Riccio; Ehrlich e Dias (2014), esse comportamento irregular pode ser atribuído às condições de campo, citando como exemplo que, durante a compactação o rolo compactador pode não seguir o mesmo caminho em diferentes camadas, ou mesmo a distribuição da geogrelha ocorrer de forma diferente durante sua colocação (em uma camada ela pode estar mais ou menos tensionada que na outra).

**Figura 2.38** - Distribuição de tensão ao longo das camadas de geogrelhas

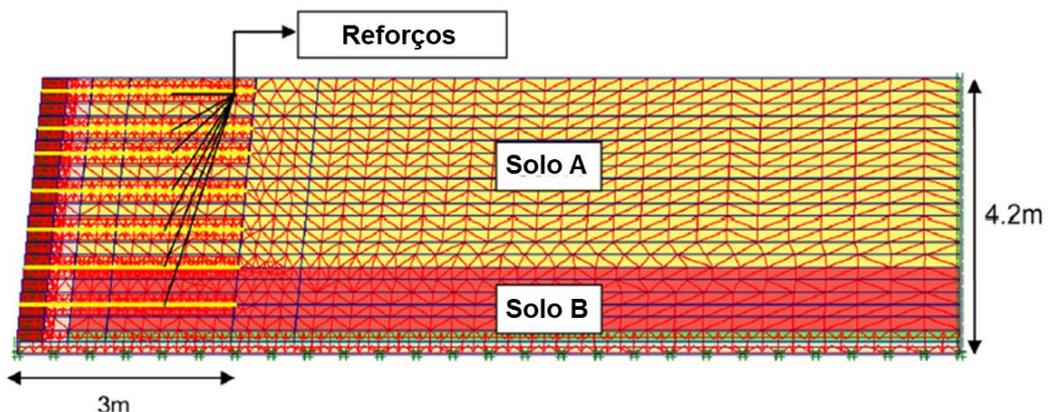


Fonte: Riccio; Ehrlich e Dias (2014)

Estudos complementares incluindo a simulação numérica (*software* PLAXIS) foram apresentados por Riccio; Ehrlich e Dias (2014). As análises foram realizadas em estado plano de deformação, com elementos triangulares de 15 nós. Para o solo foi utilizado o modelo constitutivo *Hardening Soil*, sendo os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório com estado plano de deformação. A sucção do solo foi considerada na simulação através do parâmetro de coesão.

Os reforços foram simulados por meio do elemento *Geogrid*, considerando aderência perfeita entre solo-reforço. Segundo Riccio; Ehrlich e Dias (2014) a condição de aderência perfeita entre solo-reforço é uma simplificação aceitável para estruturas que estejam em condições de trabalho (longe da ruptura) (HATAMI; BATHURST, 2005). O modelo elástico linear foi usado para simular os blocos de concreto, além disso, elementos de interface foram inseridos para simular a interação entre a face e o aterro. A Figura 2.39 ilustra a concepção do modelo numérico.

**Figura 2.39** - Modelo numérico de muro em solo reforçado



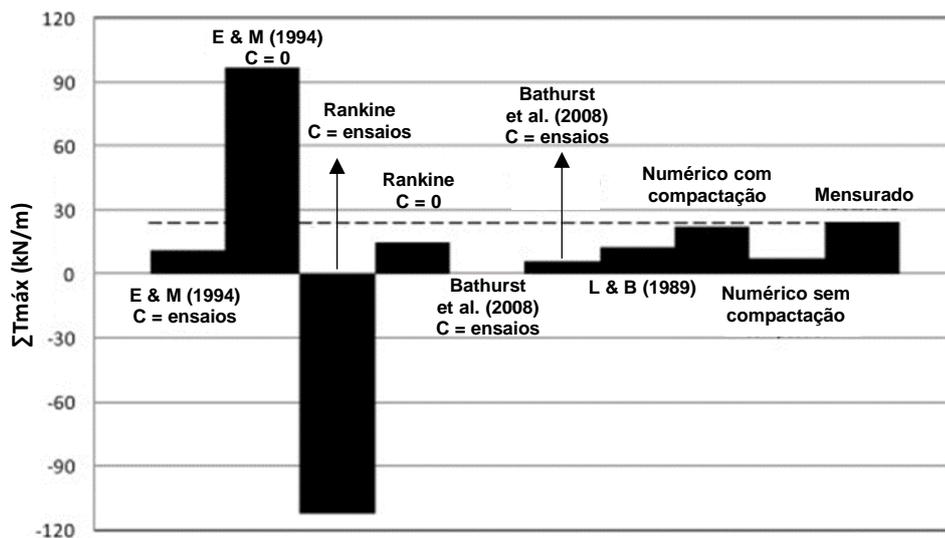
Fonte: Riccio; Ehrlich e Dias (2014)

Como condições de contorno, a fundação foi considerada rígida (restrição horizontal e vertical), a lateral direita do modelo teve deslocamentos horizontais restritos, enquanto a face esquerda é totalmente livre. A simulação considerou a construção em etapas, sendo 21 camadas de solo, mais 7 etapas para representar a inclusão dos reforços. Para o alteamento de cada camada foi adotado o seguinte procedimento:

- Inserção do bloco e camada de solo;
- Simulação da compactação através da aplicação de um ciclo carga-descarga no topo e na base da camada de solo (Dantas, 2004; Mirmoradi e Ehrlich, 2013).

O procedimento de construção em etapas foi semelhante ao apresentado por Ehrlich; Mirmoradi e Saramago (2012); Hatami e Bathurst (2005); Huang et al. (2010); Peralta (2007). De modo a verificar a influência da compactação, foi simulado, também, a construção do muro sem a modelagem da compactação. Na Figura 2.40 são apresentados os valores da somatória de tração máxima, calculados por métodos analíticos e obtidos através de simulação numérica. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram determinados a partir de testes triaxiais, com condições de contorno de deformação plana, incluindo também o efeito da face do bloco.

**Figura 2.40** - Comparação entre os valores medidos e calculados



Fonte: Riccio; Ehrlich e Dias (2014)

Observa-se na Figura 2.40 uma boa concordância entre o método de previsão de Ehrlich e Mitchell (1994) e a simulação numérica com os valores medidos *in loco*.

Verifica-se, também, que os resultados da simulação, considerando a compactação, se mostraram mais próximos das medidas por instrumentação, quando comparados com os valores obtidos sem considerar o efeito da compactação.

A partir desse estudo, Riccio; Ehrlich e Dias (2014) concluíram que o muro em solo reforçado, utilizando solos finos tropicais como material de aterro, teve um comportamento mecânico satisfatório, com deformações laterais máximas menores que 1,5% da altura do muro. Com base nos resultados, os autores afirmam que as tensões induzidas devido à compactação, a coesão e as propriedades de rigidez do reforço do solo não devem ser negligenciadas nesse tipo de análise. E ainda, que os parâmetros de resistência do solo obtidos em laboratório para condição plana de deformação, representam melhor as condições de campo.

Por fim, Riccio; Ehrlich e Dias (2014) chamam a atenção para o ganho de resistência devido à sucção dos solos não saturados; segundo os autores, a sucção matricial foi medida em laboratório e a retroanálise indicou que esta pode influenciar na tração atuante nos reforços. E afirmam, que a coesão aparente dos solos residuais tropicais de granulometria fina pode ser considerada confiável a curto e longo prazo, desde que seja previsto um sistema de drenagem eficiente.

Segundo Simone, Portelinha e Futai (2015), no Brasil os muros em solo reforçado têm apresentado bons desempenhos, principalmente quando foram empregados solos lateríticos. Benjamim, Bueno e Zornberg (2007), atribuíram o bom comportamento dessas estruturas à manutenção da condição não saturada do solo e, conseqüentemente, elevados valores de rigidez do solo e de resistência de interface solo-reforço.

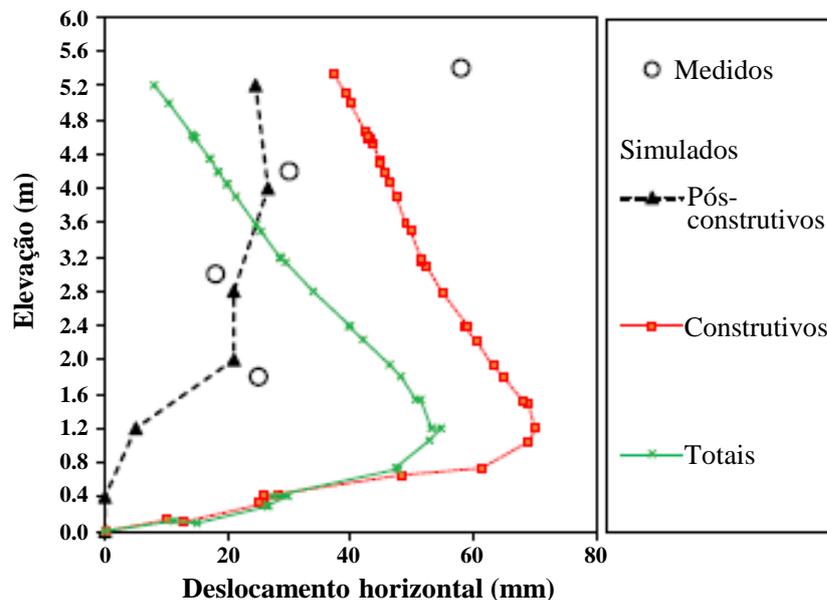
Com o objetivo de entender os fatores que resultaram no bom desempenho de um muro construído com solo fino laterítico e reforçado com geotêxteis tecidos, no Bairro Novo, em Campinas-SP, e monitorado, Simone, Portelinha e Futai (2015) realizaram uma análise numérica. O monitoramento da sucção em campo foi realizado com o uso de tensiômetros, os quais indicaram a redução da sucção nas primeiras camadas compactadas durante um período chuvoso. No entanto, nas camadas subjacentes instrumentadas, a sucção apresentou-se elevada, com redução significativa ao longo do tempo (PORTELINHA; ZORNBERG; PIMENTEL, 2014).

A modelagem numérica foi realizada utilizando o software de elementos finitos PLAXIS, sendo adotado o modelo *Hardenig Soil* para simular o solo. A construção da estrutura foi simulada em etapas, considerando o efeito da compactação através da

aplicação de uma sobrecarga em cada camada alteada (MIRMORADI; EHRLICH, 2015a; RICCIO; EHRLICH; DIAS, 2014).

Simone, Portelina e Futai (2015) observaram, com base nos resultados numéricos, que o umedecimento da estrutura ocasionado por um período chuvoso resultou numa redução da rigidez do solo na ordem de 1/5 para as camadas da base. E concluíram que a convergência entre o modelo numérico e as medições de campo só foram alcançadas após considerar a redução de rigidez do solo nas primeiras camadas, devido ao efeito do umedecimento. Relataram, ainda que, os maiores deslocamentos ocorreram durante a construção da estrutura. As medidas de deslocamento da face em campo, foram realizadas apenas depois da construção do muro e posterior aplicação de uma sobrecarga. A Figura 2.41 ilustra a boa concordância entre os resultados medidos em campo, com os obtidos na simulação numérica (pós-construtivos).

**Figura 2.41** - Resultados medidos em campo x simulação numérica



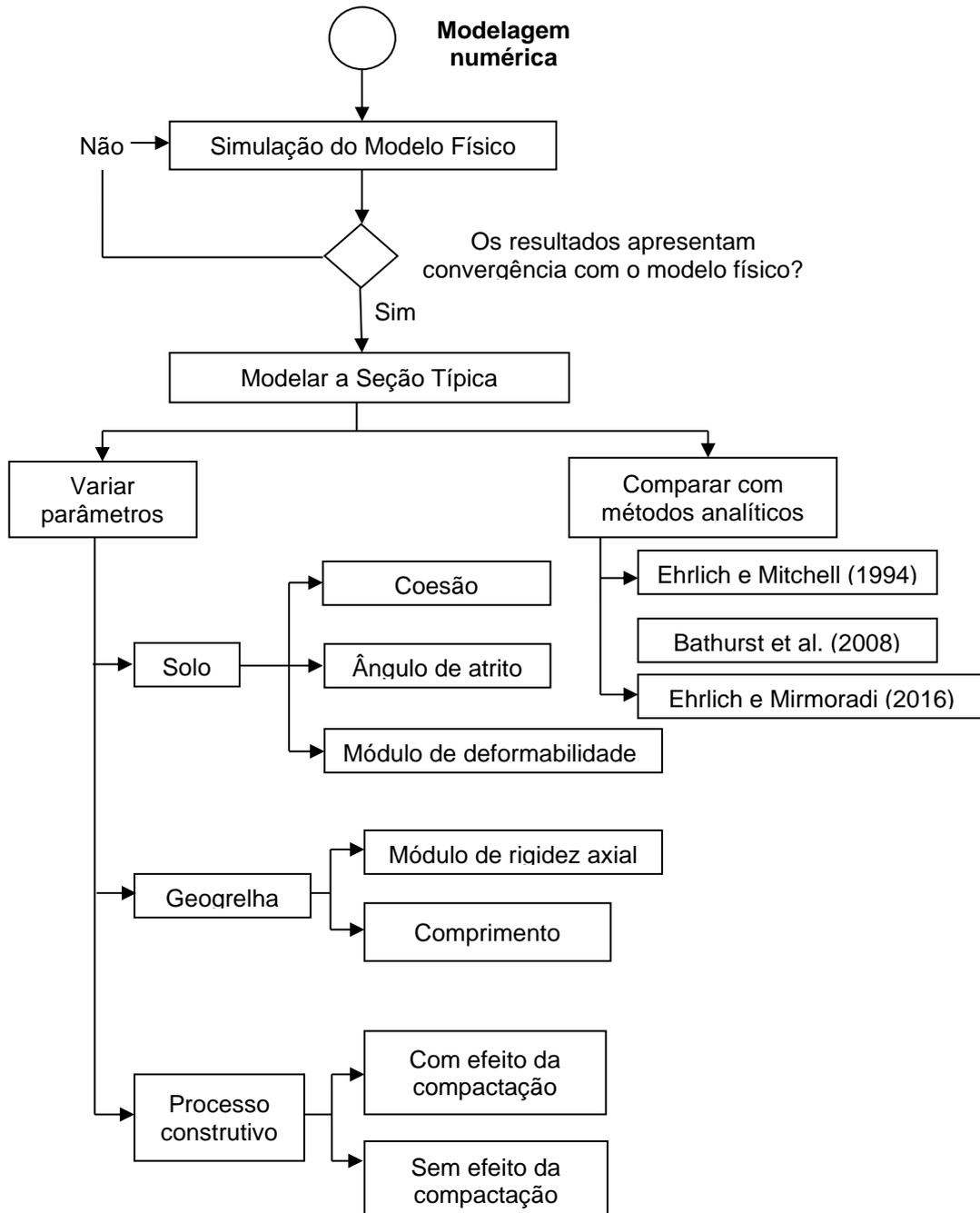
Fonte: Simone; Portelina e Futai (2015)

As pequenas deformações verificadas nos reforços foram atribuídas à elevada rigidez do solo laterítico na condição não saturada e, também, à rigidez fornecida pela face (sacarias autoenvelopadas). Estudos complementares sobre o efeito do umedecimento em muros em solos reforçados foram apresentados por Albino et al. (2019) e, Portelina e Zornberg (2017).

### 3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Na Figura 3.1 pode ser visualizada a metodologia geral do trabalho, no qual são apresentadas as principais etapas das atividades desenvolvidas.

**Figura 3.1** - Metodologia Resumida



Fonte: O Autor (2020)

Para validar o método utilizado, inicialmente, foi realizada uma aplicação do modelo numérico a um modelo físico apresentado por Hatami e Bathurst (2005). A partir da convergência de resultados da simulação numérica com o modelo físico, a próxima etapa consistiu em simular uma seção típica do muro em solo reforçado utilizado como solução de contenção para o rebaixamento da linha férrea na cidade de Maringá-PR. Em seguida, com a seção e os materiais definidos foi realizado um estudo paramétrico, com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros, solo e geogrelha, no desempenho final da estrutura.

Aliado à simulação numérica, foi realizado um estudo comparativo com os métodos de dimensionamento analíticos de muro em solo reforçado apresentado por Ehrlich e Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008) e Ehrlich e Mirmoradi (2016). Esse procedimento teve por objetivo avaliar os valores de tração nas geogrelhas obtidos por meio da simulação numérica com os valores previstos pelos métodos analíticos.

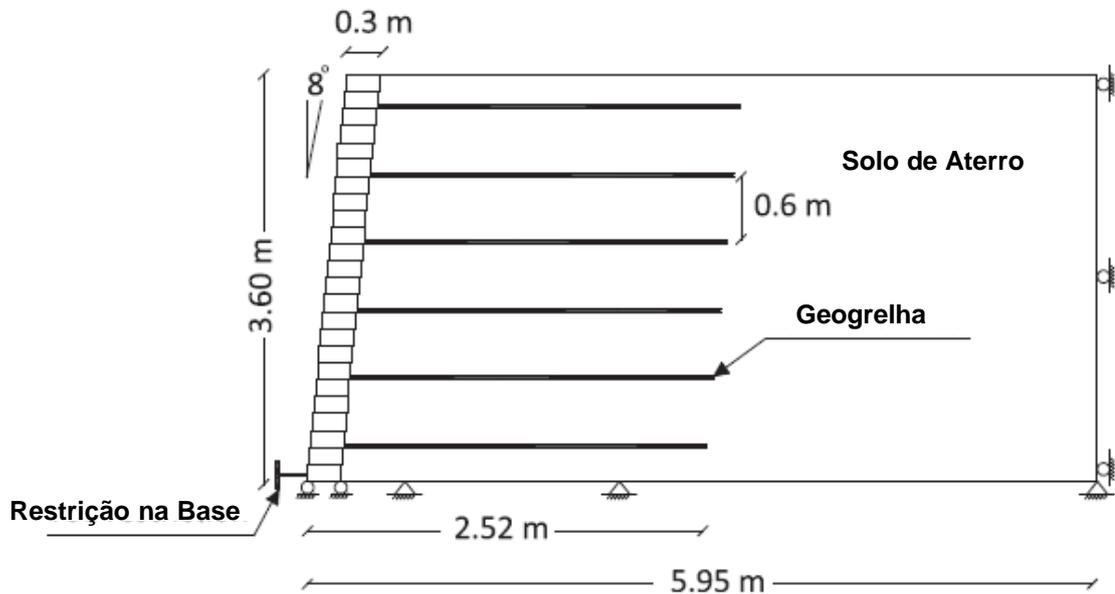
Por fim, foi efetuado um estudo com o intuito de avaliar a influência dos parâmetros do solo e das geogrelhas na distribuição de tração ao longo dos reforços. Apresenta-se, também, a posição em que ocorreu o ponto de tração máxima em cada camada de reforço, a qual indica a potencial superfície de ruptura interna da estrutura em solo reforçado.

### 3.1 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO FÍSICO DE HATAMI E BATHURST (2005)

#### 3.1.1 Aspectos gerais

Hatami e Bathurst (2005) apresentaram dados do monitoramento de três muros (Muro 1, Muro 2 e Muro 3) reforçados com geogrelhas, os quais foram ensaiados em escala real no *Royal Military College of Canada*. Para validação das análises numéricas realizadas no presente estudo, utilizou-se resultados do “Muro 1” e comparou-se com o modelo numérico desenvolvido com auxílio do *software* PLAXIS® (BRINKGREVE e VERMEER, 2002). Outros pesquisadores também utilizaram os resultados desses ensaios físicos para a validação de seus modelos numéricos (YOO e SONG, 2006; GULER, HAMDARI e DEMIRKAN, 2007; MIRMORADI e EHRLICH, 2015b). Na Figura 3.2 apresenta-se a geometria do modelo numérico utilizado.

**Figura 3.2 - Geometria do modelo de validação**



Fonte: Adaptado de Mirmoradi e Ehrlich (2014)

O muro possui 3,6 m de altura, face construída em blocos intertravados de concreto, com inclinação de  $8^\circ$  em relação à vertical. O comprimento e o espaçamento vertical das geogrelhas são de 2,52 m e 0,6 m, respectivamente. Utilizou-se o modelo de estado plano de deformações para representar a seção do muro em solo reforçado (Figura 3.2). Além disso, adotou-se uma malha fina, com elementos finitos triangulares de 15 nós, para representar as camadas de solo e face.

### 3.1.2 Modelo do solo e parâmetros de entrada

Para representar o comportamento tensão-deformação do solo, foi selecionado o modelo constitutivo *Hardening Soil*. Os parâmetros de entrada utilizados no modelo de validação foram ajustados a partir de ensaios laboratoriais em condição plana de deformação, realizados por Hatami e Bathurst (2005). Na Tabela 3.1 são apresentados os valores atribuídos aos parâmetros do modelo, os quais também foram utilizados por Guler, Hamderi e Demirkan (2007).

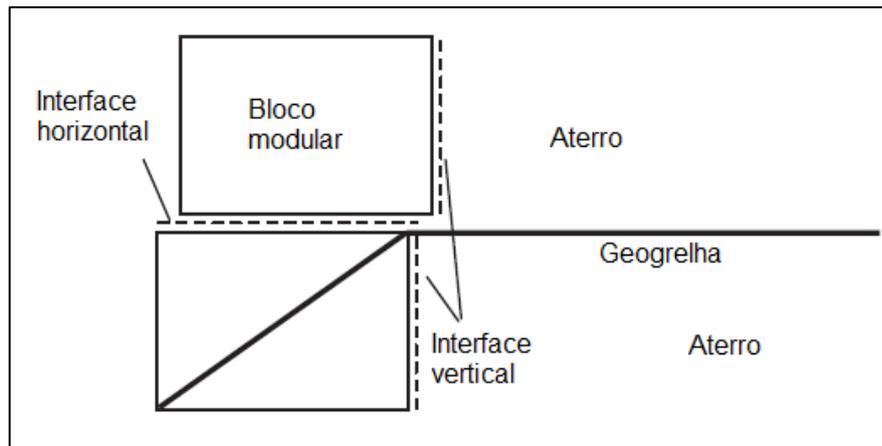
**Tabela 3.1** - Parâmetros de entrada do modelo de validação

<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>
<b>Solo</b>	
Modelo	<i>Hardening Soil</i>
Âng. de atrito (plano-deform.), $\varphi$ , ( $^{\circ}$ )	44
Coesão, $c$ , (kPa)	1,0
Ângulo de dilatação, $\psi$ , ( $^{\circ}$ )	11
Peso específico, $\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> )	16,8
$E_{50}^{ref}$ , (kPa)	56 667
$E_{ur}^{ref}$ , (kPa)	170 000
Fator de potência, $m$	0,5
Razão de ruptura, $R_f$	0,9
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,25
$P_{ref}$ (kPa)	80
<b>Reforços</b>	
Rigidez elástica axial, (kN/m)	97
<b>Blocos</b>	
Modelo	Elástico linear
Dimensões, (m × m)	0,30 × 0,15 (comprimento × altura)
Peso específico, $\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> )	21,8
Módulo de rigidez (kPa)	$1 \times 10^5$
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,15
<b>Interface bloco-bloco</b>	
Ângulo de atrito, ( $^{\circ}$ )	57
Coesão, (kPa)	46
<b>Interface solo-bloco</b>	
Ângulo de atrito, ( $^{\circ}$ )	44
Coesão, (kPa)	1,0
Ângulo de dilatação, $\psi$ , ( $^{\circ}$ )	11
<b>Condição de base</b>	
Rigidez axial da mola, (kN/m/m)	4000

Fonte: Adaptado de Guler, Hamderi e Demirkan (2007)

### 3.1.2.1 Blocos Modulares e Interfaces

O modelo constitutivo elástico-linear foi utilizado para modelar os blocos da face do muro. Os parâmetros peso específico, módulo de rigidez e coeficiente de Poisson utilizados no modelo estão dispostos na Tabela 3.1. Conforme a Figura 3.3, dois tipos de interface foram consideradas para representar o contato entre os materiais, interfaces horizontais (bloco-bloco) e interfaces verticais (solo-bloco).

**Figura 3.3** - Interfaces atribuídas ao modelo

Fonte: Adaptado de Guler, Hamderi e Demirkan (2007)

Os parâmetros atribuídos às interfaces foram obtidos experimentalmente por Hatami e Bathurst (2005), assim o modelo constitutivo selecionado para representar as interfaces foi o de Mohr-Coulomb e são apresentados na Tabela 3.1.

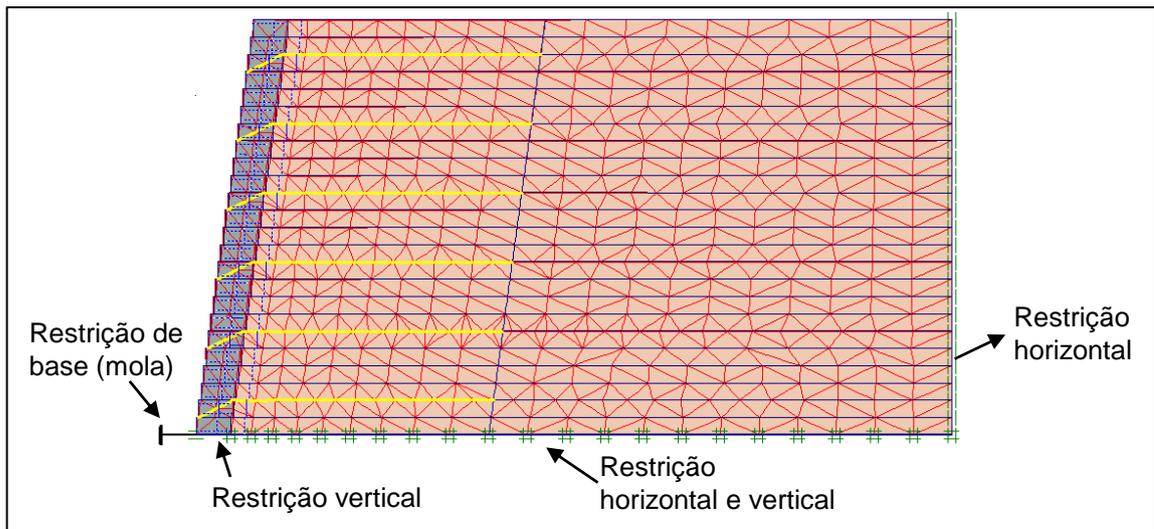
### 3.1.2.2 Geogrelhas

Os reforços do muro (geogrelhas) foram simulados como um material elástico, com aderência perfeita ao solo adjacente. Jewell (1980) e Dyer e Milligan (1984) mostraram que a aderência perfeita é um pressuposto coerente para muro em solos reforçados sob níveis de tensões de trabalho. No modelo físico apresentado por Hatami e Bathurst (2005), os reforços são ligados à parte de trás dos blocos através de conectores rígidos. Para o modelo numérico utilizou-se a sugestão apresentada por Guler, Hamderi e Demirkan (2007), que consiste em inserir as geogrelhas em diagonal no bloco da face, representando dessa forma a conexão rígida (Figura 3.3).

### 3.1.3 Condições de contorno e da base

Na Figura 3.4 são apresentadas as condições de vinculação do muro e, também, as condições no bloco de base da face (pé do muro). Nesse sentido, para o modelo numérico foi atribuído uma restrição horizontal à direita. A fundação foi considerada rígida, portanto, atribuiu-se restrição vertical e horizontal, sob a base do aterro.

**Figura 3.4 - Condições de contorno do modelo numérico**



Fonte: O Autor (2020)

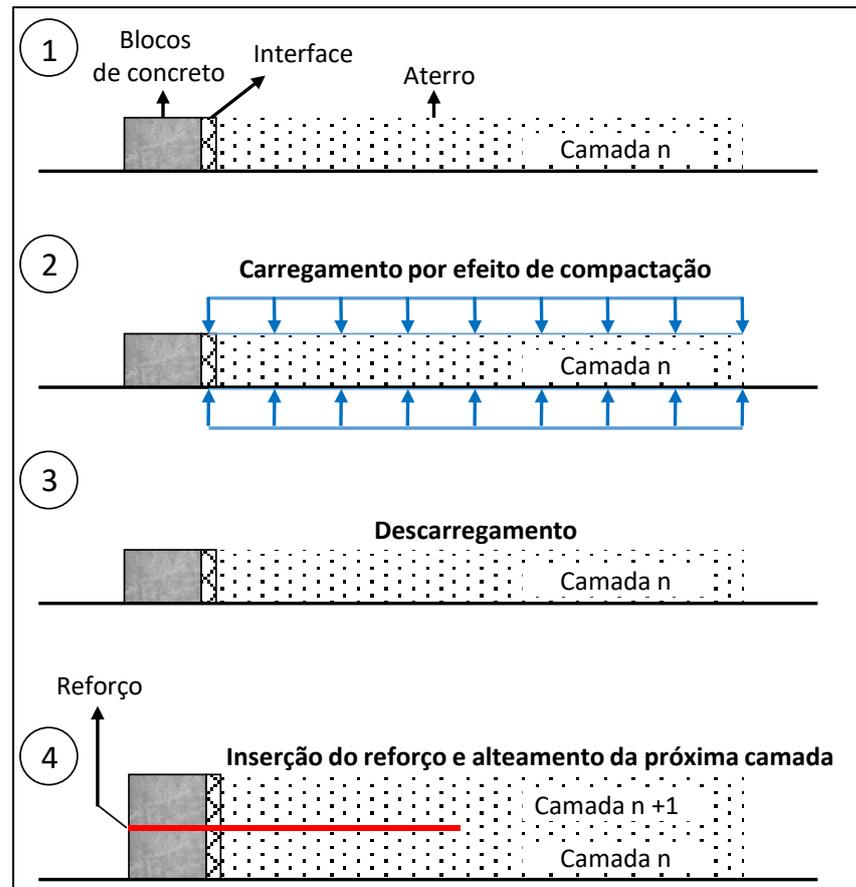
No modelo físico, foram colocados rolos de aço sob o bloco da base do muro, e um anel de carga foi utilizado para aferir a reação horizontal no pé do muro. De forma a representar essa condição, no modelo numérico fixou-se apenas os deslocamentos verticais sob o pé do muro e, conforme recomendação de Hatami e Bathurst (2005), o anel de carga foi simulado como um elemento de mola (*fixed-end anchor*) com rigidez axial de 4000 kN/m/m.

### 3.1.4 Processo Construtivo

O muro foi construído em etapas (*stage construction*), sendo o alteamento realizado em camadas de 0,15 m (1 bloco), com procedimento semelhante ao apresentado por Peralta (2007) e Riccio; Ehrlich e Dias (2014). Portanto, de acordo com a Figura 3.5, para o alteamento da estrutura foram adotados os seguintes passos em cada camada:

- Inserção do bloco, elementos de interface e camada de solo;
- Simulação da compactação, em conformidade com o procedimento descrito por Mirmoradi e Ehrlich (2013), aplicando um ciclo de carregamento – descarregamento, distribuído no topo e na base da camada (Tipo 2);
- Inserção do reforço (apenas em algumas camadas); e
- Alteamento da próxima camada de solo.

**Figura 3.5 - Etapas construtivas do modelo numérico**



Fonte: O Autor (2020)

Hatami e Bathurst (2005) e Guler, Hamderi e Demirkan (2007) também representaram o processo construtivo de modo semelhante. No entanto, os autores citados simularam o efeito da compactação aplicando um ciclo de carga-descarga apenas no topo de cada camada (Tipo 1).

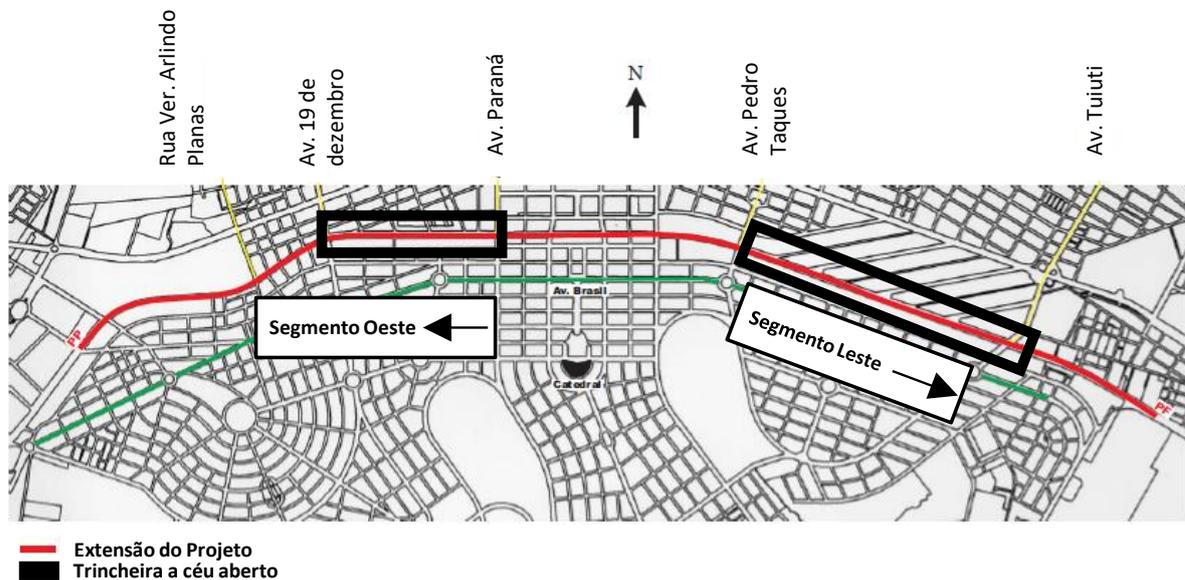
A adoção da metodologia “Tipo 2” neste trabalho se baseou no estudo comparativo realizado por Mirmoradi e Ehrlich (2013) entre as duas maneiras de simular a compactação, onde concluíram que esta metodologia representou de forma mais coerente o incremento de tensão no solo devido à compactação em relação ao “Tipo 1”, em que as tensões nas geogrelhas foram superestimadas.

## 3.2 SEÇÃO TÍPICA DO REBAIXAMENTO DA LINHA FÉRREA DE MARINGÁ-PR

### 3.2.1 Caracterização da área de estudo

O rebaixamento da linha férrea em Maringá-PR trata-se de uma obra executada como parte do projeto de revitalização da região denominada de “Novo Centro”. A obra teve extensão de aproximadamente 6 km, dentre os quais em alguns trechos, foi necessário a construção de trincheiras para compatibilizar o cruzamento, anteriormente em nível, do trânsito rodoviário local com a passagem do trem. Como solução para a contenção das trincheiras foram executados muros em solo reforçado com geogrelhas e face em blocos de concreto intertravados. A Figura 3.6 ilustra a extensão e a localização da obra, sendo que a mesma foi dividida em segmento oeste (entre Rua Ver. Arlindo Planas e Av. Paraná) e segmento leste (entre as Avenidas Pedro Taques e Tuiuti).

**Figura 3.6** - Localização da obra de rebaixamento da linha férrea, em Maringá-PR



Fonte: Adaptado de VEGA (2004a)

Para o presente estudo foi necessário definir uma seção típica para que as posteriores análises paramétricas fossem efetuadas. Nesse sentido, foi selecionado uma seção executada no segmento leste, localizada entre as estacas 1000 e 1024 do Projeto Executivo (av. Pedro Taques e Monlevade). A Figura 3.7 ilustra a região onde foi definida a seção de estudo.

**Figura 3.7 - Região da seção de estudo (Segmento Leste)**



Fonte: O Autor (2020)

Deve-se salientar que os procedimentos desenvolvidos no presente trabalho não têm por objetivo verificar a qualidade do projeto elaborado pela empresa responsável. Entretanto, buscou-se reproduzir uma seção real, com as características dos materiais empregados no local para, posteriormente, avaliar a influência dos parâmetros (solo e geogrelha) no desempenho da estrutura. A Figura 3.8 ilustra a seção típica selecionada.

**Figura 3.8 - Seção típica do Rebaixamento da Linha Férrea, Maringá-PR**



Fonte: O Autor (2020)

A seção possui altura livre de aproximadamente 9,0 m, face em blocos segmentais de concreto intertravados, em que na zona reforçada foram utilizados o solo local como material de aterro e geogrelhas de poliéster (PET).

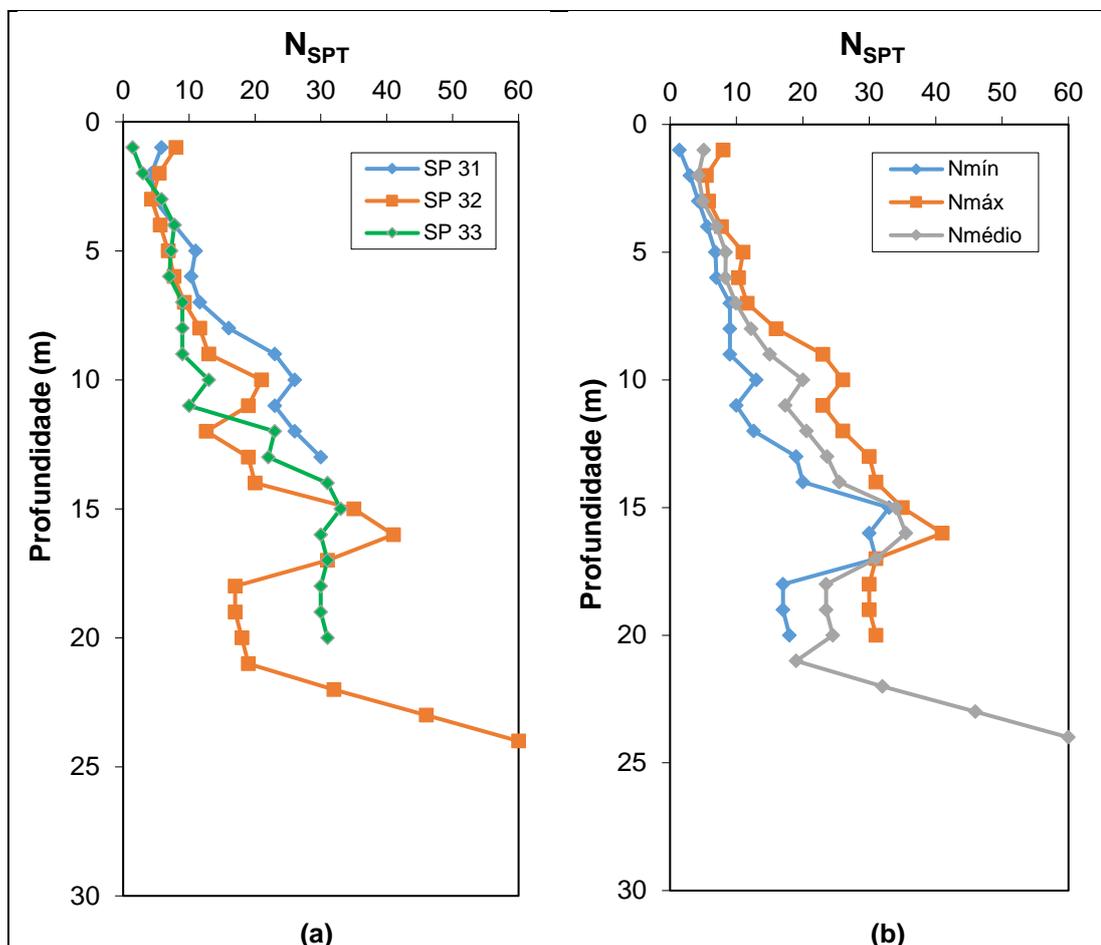
### 3.2.2 Estudos Geotécnicos

Para o desenvolvimento das análises foram utilizados os resultados dos estudos geotécnicos realizados para o solo local, permitindo determinar os parâmetros geomecânicos dos materiais.

#### 3.2.2.1 Perfil típico do local de estudo

Na Figura 3.9 são apresentados os valores do índice de resistência à penetração (N) obtidos para três furos de sondagem de simples reconhecimento com SPT, realizadas em conformidade com a ABNT NBR 6484:2001, ao longo do eixo de implantação da obra, entre as estacas 1000 e 1024, correspondente ao trecho onde está inserido o perfil típico considerado para análise neste trabalho.

**Figura 3.9** – Valores do índice de resistência à penetração (N) obtidos em sondagens de simples reconhecimento com SPT realizadas no local de estudo



Fonte: Adaptado de VEGA (2004c)

O perfil de solo local apresenta uma diversificação bastante nítida em relação à cor, características e comportamento, podendo ser agrupados em:

- Solo Laterítico ou de cobertura (Latosolo Vermelho Distroférrico) – possui espessura aproximada de 9,0 m, de textura argilosa e de coloração marrom avermelhado, poroso, bem drenado e pedologicamente evoluído. Apresenta baixo teor de minerais primários, sendo a fração argila constituída, predominantemente, por minerais do tipo caulinita e óxidos de ferro e de alumínio. Os índices de resistência à penetração (N) variam entre 2 a 10, com consistência de muito mole à média.
- Solo Residual e Saprolítico – se inicia a aproximadamente 9 m, sendo oriundo da alteração in situ, em diferentes estágios de evolução e forte influência da mineralogia da rocha mãe (Basalto). Apresenta textura silto-argilosa e grande diversidade de cores, devido ao grande número de minerais primários em sua constituição, em graus variados de alteração. Os índices de resistência à penetração N são bastante variados (de 9 a valores superiores a 30), com consistência variando de média à dura.

Os valores relativamente elevados de N para os primeiros metros de sondagem em alguns ensaios, podem ter ocorrido devido ao fato do material local já ter sido utilizado como base da antiga linha férrea.

### 3.2.2.2 Caracterização do solo

Durante a execução do rebaixamento da linha férrea, foram realizados ensaios de caracterização e resistência no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá (UEM). Dessa forma, parte desses ensaios que constam no banco de dados da instituição foram utilizados para a caracterização do solo. As amostras indeformadas foram coletadas em dois pontos do talude, sendo a primeira amostra denominada “Amostra A”, coletada na profundidade média de 5,0 m e a segunda, “Amostra B”, coletada na profundidade média de 9,0 m. Além das amostras de solo natural, foi coletada uma amostra indeformada no solo do aterro compactado, identificada como “Amostra C”. Na Tabela 3.2 são apresentadas as características geotécnicas das amostras coletadas, obtidos por meio de ensaios e correlações.

**Tabela 3.2** – Características geotécnicas das amostras do perfil de solo evoluído

Descrição	Amostra A	Amostra B	Amostra C
	Prof. 5 m	Prof. 9 m	Compactado
Massa específica dos sólidos - $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	3,08	3,11	-
Massa específica natural - $\rho$ ( $g/cm^3$ )	1,426	1,500	1,75
Teor de umidade natural - $w$ (%)	29,8	29,3	29,7
Massa específica seca - $\rho_d$ ( $g/cm^3$ )	1,098	1,160	1,349
Fração passante na peneira N.200(#0,075 mm) -%	96	95	-
Fração argila (%)	67	64	-
Fração silte (%)	22	18	-
Fração areia (%)	11	18	-
Limite de Liquidez - $LL$ (%)	54	57	-
Limite de Plasticidade - $LP$ (%)	37	39	-
Índice de Plasticidade - $IP$ (%)	17	18	-
Índice de vazios - $e$	1,807	1,686	-
Porosidade - $n$ (%)	64,3	62,7	-
Grau de Saturação - $S_r$ (%)	51,0	54,4	-

Fonte: Adaptado do banco de dados do Lab. de Mecânica dos Solos - UEM (2020)

Cabe destacar que o solo empregado no aterro, trata-se de uma mistura de solo evoluído do perfil, o qual após escavado foi em seguida compactado, conforme o alteamento do muro em solo reforçado, sem a necessidade de correção do teor de umidade, por se encontrar praticamente na umidade ótima  $\approx 29\%$  (Energia Normal).

A composição granulométrica das Amostras “A” e “B” mostra predominância de partículas finas (67% e 64% de argila e 22% e 18% de silte, respectivamente), com cerca de 96% das partículas passante na peneira de N.200 (# 0,075 mm), sendo o solo classificado pela ABNT NBR 6502:1995 como Argila Siltosa.

Segundo as normativas internacionais, devido à elevada fração de finos, este solo não seria recomendado como material de aterro na zona reforçada. Entretanto, na região o único material que poderia ser utilizado como solo granular com capacidade de suporte superior à dos latossolos argilosos, seriam os cascalhos da própria rocha basáltica local ou latossolos arenosos oriundos do Arenito Caiuá (região noroeste do estado). Porém, as distâncias de transporte superiores a 10 km inviabilizariam economicamente a utilização desses materiais. No entanto, o solo argiloso local, por se tratar de um solo pedologicamente evoluído, com microagregação característica (GUTIERREZ, 2005) apresenta propriedade drenante condizente com um material mais granular, o que o favoreceu a sua utilização.

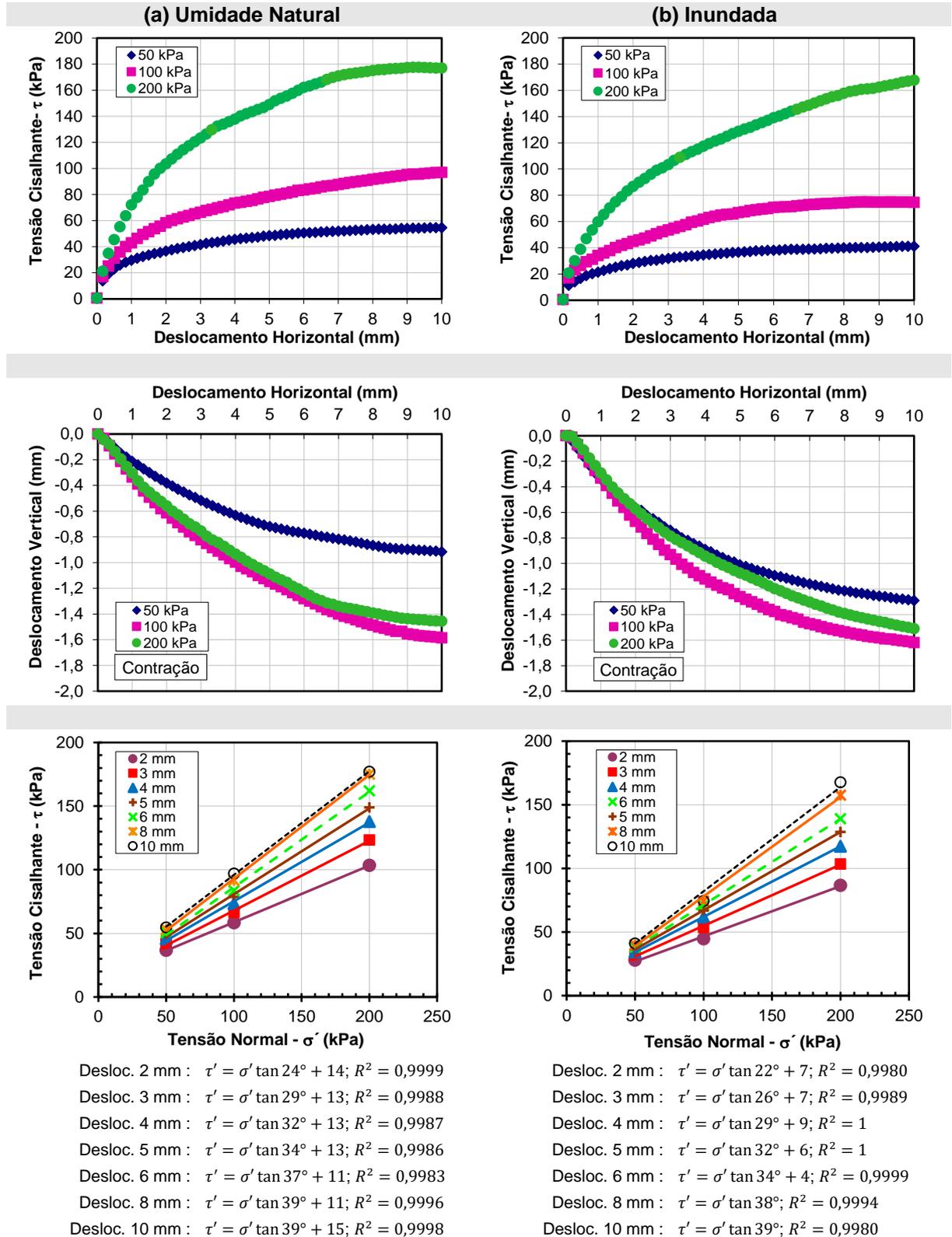
### 3.2.2.3 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Os parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito e intercepto de coesão) foram obtidos de ensaios de cisalhamento direto, conforme procedimentos descritos pela ASTM D3080:1990, nas condições de umidade natural e inundada do solo, considerando-se as envoltórias para diferentes deslocamentos. Os ensaios foram efetuados com corpos de prova talhados (dimensões da base 5 x 5 cm e altura 2 cm) de amostras do tipo bloco, retiradas do perfil natural do local da obra, nas profundidades médias de 5,0 m – Amostra A e de 9,0 m – Amostra B e, no aterro (Amostra C), após compactação com rolo pé-de-carneiro. O cisalhamento foi realizado a uma velocidade de 0,5 mm/min, sendo que as tensões normais aplicadas, foram estimadas com base no nível de tensões verticais atuantes para cada profundidade do talude:

- Amostra A (prof. 5,0 m): 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.
- Amostra B (prof. 9,0 m) e Amostra C (compactada): 75 kPa, 150 kPa e 300 kPa.

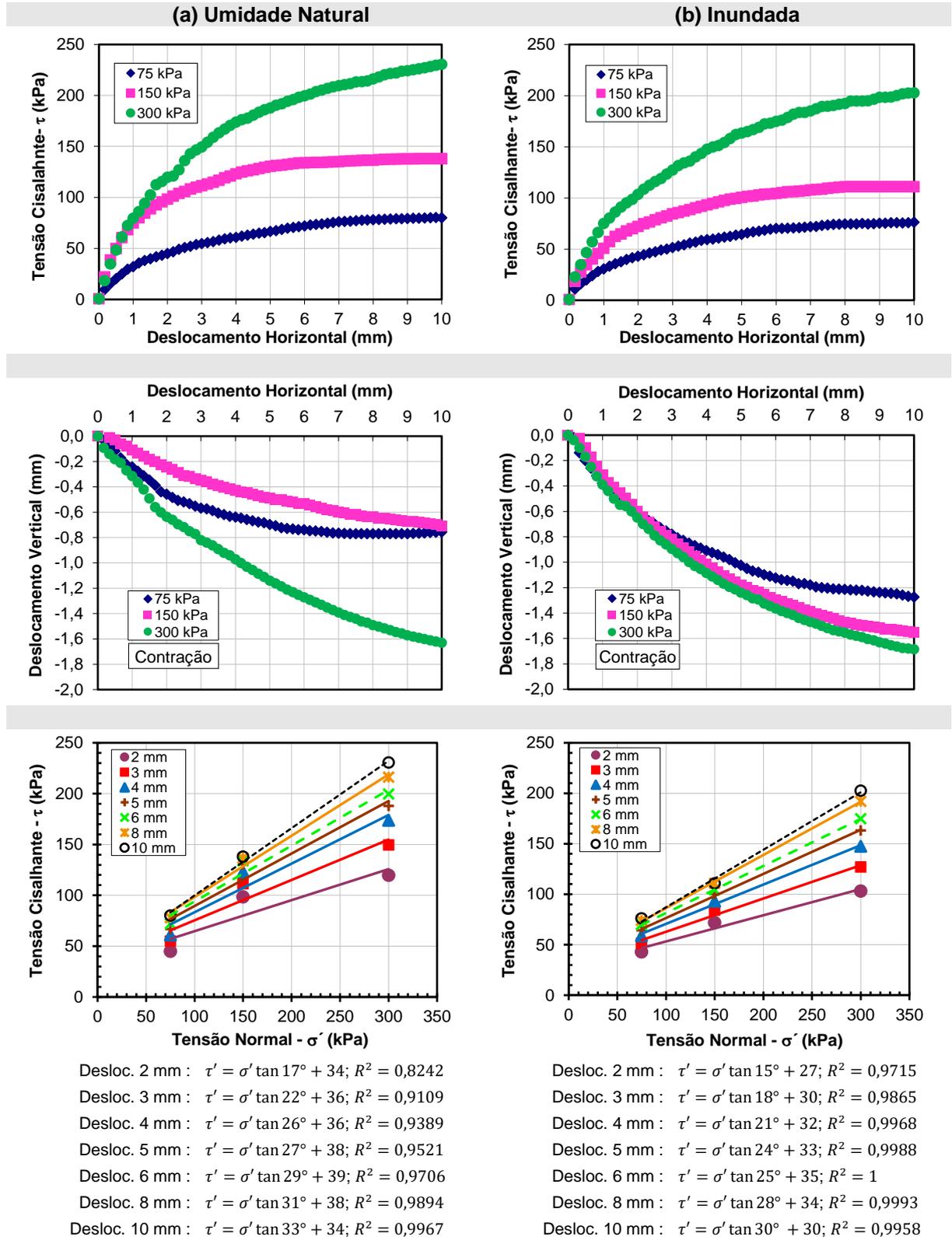
Na Figura 3.10, Figura 3.11 e Figura 3.12 são apresentadas as curvas e envoltórias de resistência resultantes dos ensaios de cisalhamento direto, nas condições de umidade natural e inundada, para as Amostras A, B e C, respectivamente.

**Figura 3.10** - Curvas tensão de cisalhante *versus* deslocamento horizontal, deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, Envolvórias de Resistência para diferentes deslocamentos horizontais - Amostra A (prof. 5,0m), nas condições: a) umidade natural; b) inundada



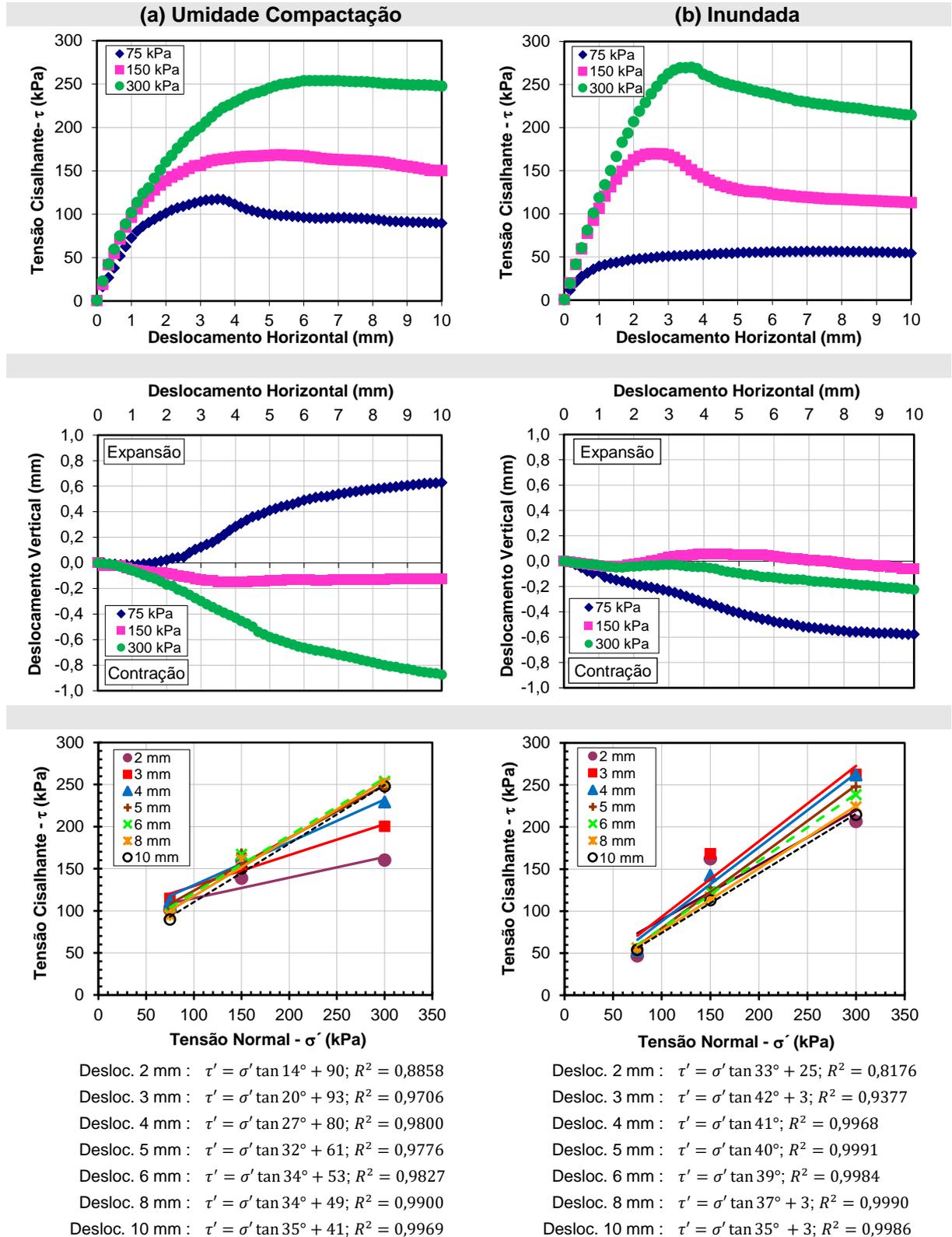
Fonte: Adaptado do banco de dados do Laboratório de Mecânica dos Solos - UEM (2020)

**Figura 3.11** - Curvas tensão de cisalhante *versus* deslocamento horizontal, deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, Envolvórias de Resistência para diferentes deslocamentos horizontais - Amostra B (prof. 9,0m), nas condições: a) umidade natural; b) inundada



Fonte: Adaptado do banco de dados do Laboratório de Mecânica dos Solos - UEM (2020)

**Figura 3.12** - Curvas tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal, deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, Envolvórias de Resistência para diferentes deslocamentos horizontais - Amostra C (compactada), nas condições: a) umidade compactação; b) inundada



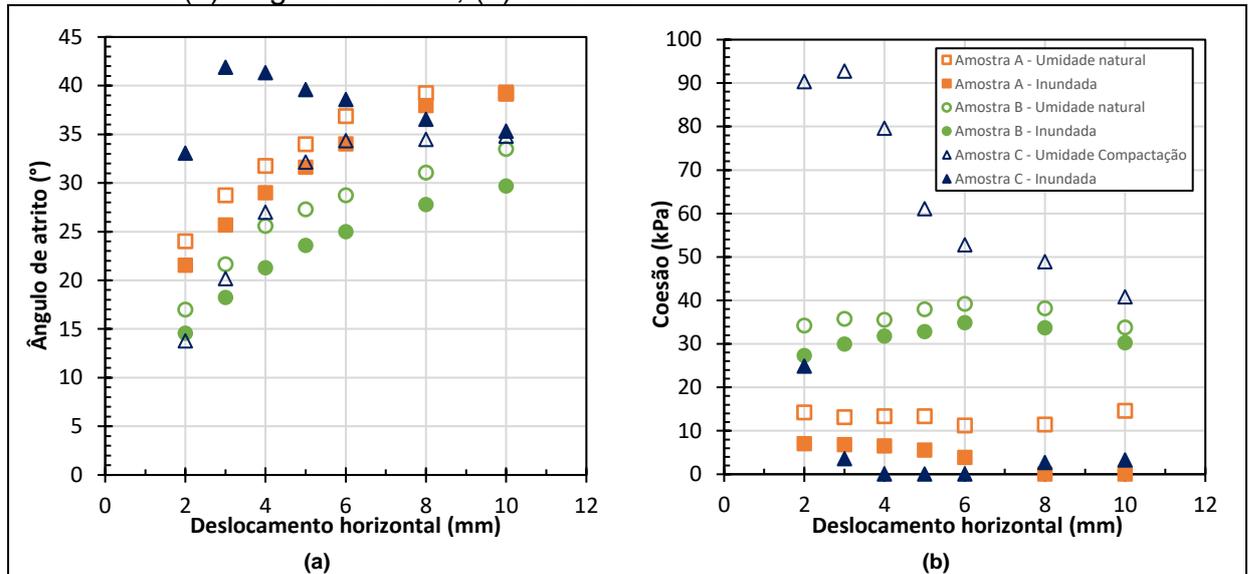
Fonte: Adaptado do banco de dados do Laboratório de Mecânica dos Solos - UEM (2020)

Conforme a Figura 3.10 e Figura 3.11, as Amostras A e B (profundidades médias de 5,0 m e 9,0 m, respectivamente) não apresentaram um pico de resistência bem definido, visto que o material demonstrou uma característica de ganho de resistência (*Hardening*) com o aumento do deslocamento horizontal. Com relação as curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, observou-se para as Amostras A e B, uma tendência de contração do material. Tanto para a Amostra A quanto para a amostra B, as Envoltórias de Resistência apresentaram valores de ângulo de atrito crescentes para maiores deslocamentos. Já o parâmetro intercepto de coesão teve uma variação menos significativa, em função do deslocamento horizontal.

Para a Amostra C (compactada), ilustrada na Figura 3.12, na condição de umidade natural, foi observada a presença de pico de resistência apenas para a amostra submetida à tensão vertical de 75 kPa, nas demais tensões a presença de um pico de resistência não foi significativo. Para a condição inundada, foi observada a ocorrência de um pico de resistência, sob tensões normais de 150 e 300 kPa. As curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, em geral, apresentaram tendência de contração, exceto para a amostra submetida à tensão de 75 kPa, sob condição de umidade natural e, uma leve expansão inicial para as amostras inundadas sob tensões normais de 150 kPa e 300 kPa. Com relação às Envoltórias de Resistência para a amostra compactada, foi observado um melhor ajuste para deslocamentos horizontais a partir 4 mm. Os ensaios realizados sob condições de umidade natural apresentaram um valor significativo de intercepto de coesão, entretanto, quando inundado verificou-se uma diminuição significativa desse parâmetro.

De modo geral, durante a realização dos ensaios de cisalhamento direto foi observado uma variação dos parâmetros de resistência do solo em função do deslocamento horizontal das amostras. Na Figura 3.13 é apresentado um comparativo dos parâmetros de resistência obtidos para as Amostras do perfil natural (A e B) e, também, para a Amostra compactada (C), ilustrando a variabilidade destes parâmetros em função dos deslocamentos horizontais.

**Figura 3.13** – Variação dos parâmetros de resistência em função dos deslocamentos horizontais: (a) Ângulo de atrito; (b) Coesão



Fonte: Adaptado do banco de dados do Laboratório de Mecânica dos Solos - UEM (2020)

Os dados apresentados de maneira gráfica na Figura 3.13, também foram compilados e resumidos na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3** - Parâmetros de resistência obtidos através do cisalhamento direto

Deslc. (mm)	Amostra A – Prof. 5,0 m				Amostra B – Prof. 9,0 m				Amostra C – Compactado			
	Umidade nat.		Inundado		Umidade nat.		Inundado		Umidade comp.		Inundado	
	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
2	24	14	22	7	17	34	15	27	14	90	33	25
3	29	13	26	7	22	36	18	30	20	93	42	4
4	32	13	29	7	26	36	21	32	27	80	41	0
5	34	13	32	6	28	38	24	33	32	61	40	0
6	37	11	34	4	29	39	25	35	34	53	39	0
8	39	11	38	0	31	38	28	34	34	49	37	3
10	39	15	39	0	33	34	30	30	35	41	35	33

Fonte: Adaptado do banco de dados do Laboratório de Mecânica dos Solos - UEM (2020)

De acordo com o apresentado na Figura 3.13 e na Tabela 3.3, quanto às Amostras de solo natural (A e B), foi observado um incremento no parâmetro de ângulo de atrito, em função do deslocamento horizontal. Os valores de ângulo de atrito apresentaram-se no intervalo de 22° a 39° e de 15° a 33°, para as Amostras A e B, respectivamente, considerando os ensaios sob condição de umidade natural e inundados. Em geral, o ângulo de atrito, para condição inundada, foi sutilmente menor com relação a condição de umidade natural, sendo em média observada uma diferença de 2° a 4°.

Já o parâmetro de coesão, na condição de umidade natural, para a Amostra A (prof. 5 m), apresentou uma menor variabilidade em relação ao deslocamento horizontal, sendo observados os valores entre 11 kPa e 15 kPa. Porém, quando submetidos à condição inundada os valores de coesão foram reduzidos consideravelmente, para os valores entre 0 kPa e 7 kPa.

Na Amostra B (prof. 9 m), os valores de coesão em função do deslocamento horizontal, foram de 34 kPa a 39 kPa e de 27 kPa a 35 kPa, para as condições de umidade natural e inundada, respectivamente. Embora tenha sido observada uma redução da coesão para a condição inundada, este parâmetro permaneceu com um valor considerável mesmo em condições mais severas.

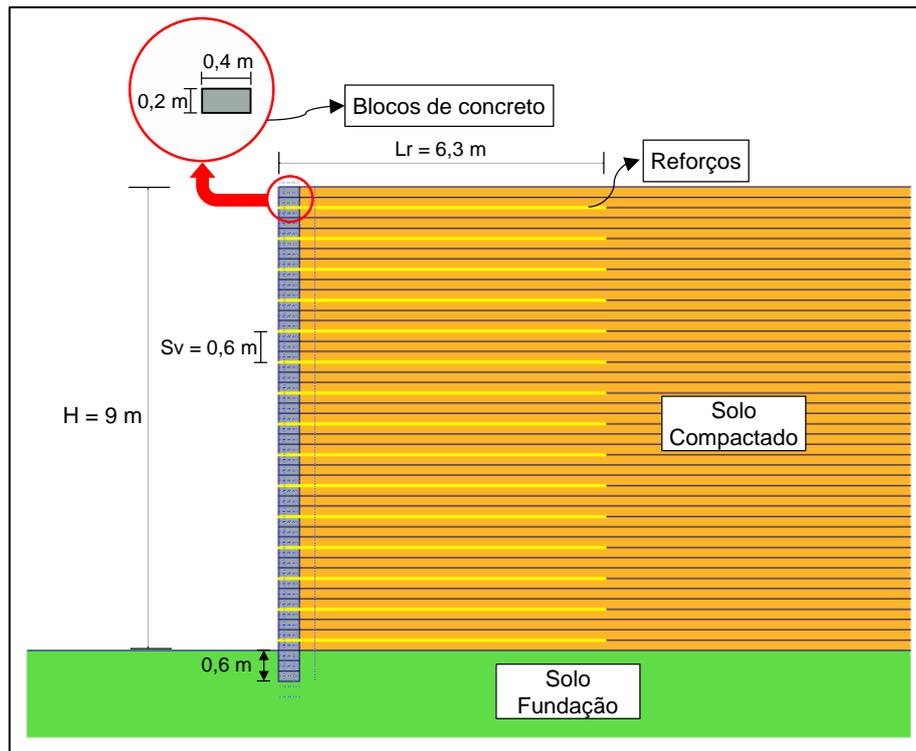
Cabe destacar que o solo compactado (Amostra C), na condição inundada, apresentou valores do ângulo de atrito relativamente elevados, quando comparados à condição de umidade natural, até o deslocamento aproximado de 6 mm. Com relação à coesão, foi observada uma redução significativa da condição de umidade natural para a condição inundada, com valores entre 61 kPa e 93 kPa e entre 0 kPa a 4 kPa, respectivamente, para deslocamentos entre 3 mm e 5 mm.

### 3.2.3 Modelagem Numérica da Seção Típica

Para análise numérica do muro em solo reforçado foi utilizado o *software* PLAXIS®, o qual possui sua formulação baseada no método dos elementos finitos. A estrutura foi simulada na condição de estado plano de deformação com elementos triangulares de 15 nós. A malha de elementos finitos foi gerada com refinamento padrão fino, constituída num total de 2006 elementos, com dimensão média de 51 cm para cada elemento. Na Figura 3.14 é apresentado o modelo numérico da seção típica utilizada nas análises posteriores.

A seção típica foi pré-dimensionada conforme recomendações da AASHTO (2017). O modelo possui altura livre de 9 m, inclinação vertical, face em blocos de concreto intertravados e 15 camadas de reforços constituídos por geogrelhas com espaçamento vertical de 0,60 m e comprimento de 6,3 m, sendo ( $L_r/H = 0,7$ ). Além disso, foi representado o embutimento da face do muro, com uma profundidade de 60 cm, equivalente a três blocos de concreto. Os modelos constitutivos, parâmetros dos materiais, interfaces e condições de contorno são apresentados no item subsequente.

**Figura 3.14** - Seção típica do rebaixamento da linha férrea (sem escala)

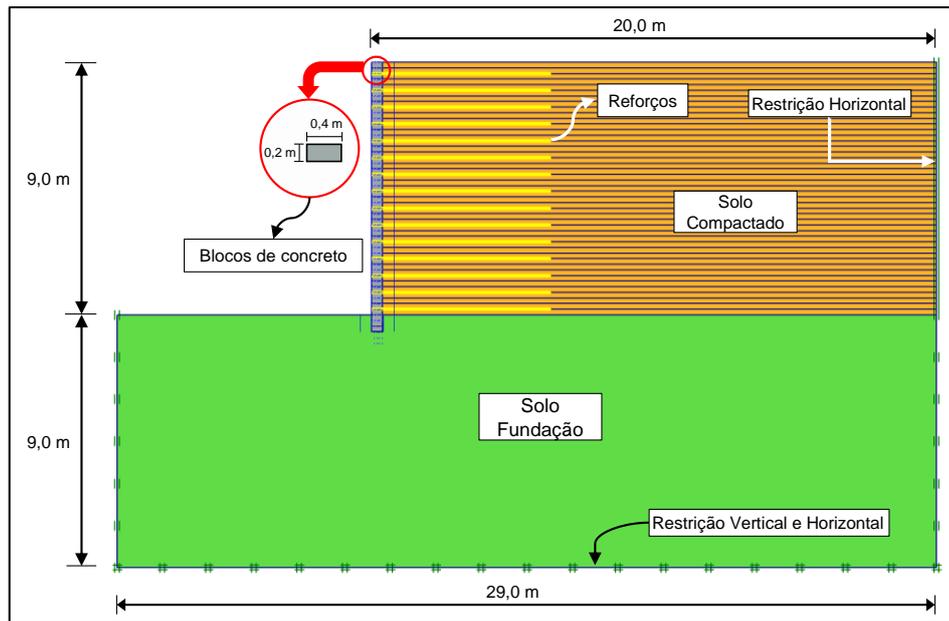


Fonte: O Autor (2020)

### 3.2.3.1 Modelo do solo e parâmetros de entrada

Para a modelagem numérica e cálculos analíticos da seção padrão executada no rebaixamento da linha férrea, buscou-se atribuir as propriedades dos materiais que foram empregados na obra. Para tal, foram utilizadas informações contidas no projeto executivo do muro, catálogos técnicos dos fabricantes, estudos realizados no local e ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá para a definição dos parâmetros dos materiais descritos a seguir. Na Figura 3.15 são apresentadas as dimensões da seção típica, as condições de contorno e os materiais empregados.

**Figura 3.15** – Materiais empregados na seção típica



Fonte: O Autor (2020)

O critério adotado para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito e intercepto de coesão) foi definido com base nos deslocamentos. Devido à dificuldade em se prever os deslocamentos que ocorrerão na estrutura, optou-se por tomar como referência para o solo compactado (Amostra C), os parâmetros determinados para um deslocamento horizontal de 5 mm.

Para o solo compactado tomou-se o valor de  $\phi' = 32^\circ$ , sendo este correspondente a amostra ensaiada na umidade natural, visto que o valor de  $\phi'$  na condição inundada apresentou-se muito elevado. Quanto à parcela referente ao intercepto de coesão, por ter apresentado uma redução significativa da condição de umidade natural para a condição inundada e, por ser um parâmetro mais susceptível às variações de umidade, mesmo sem atingir a condição inundada, optou-se por adotar um valor conservativo de 10 kPa. Considerando o muro sendo dotado de um bom sistema de drenagem, a condição inundada representaria uma situação muito severa.

O solo da fundação foi simulado através do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Os parâmetros de resistência representativos para o solo de fundação foram aqueles obtidos no ensaio de cisalhamento direto para a Amostra B (prof. 9,0m), adotando-se como referência a envoltória de resistência para um deslocamento de 5 mm. Para o ângulo de atrito, foi utilizado o valor de  $26^\circ$ , que representa a média entre

os valores dos ensaios conduzidos sob umidade natural e inundada. Quanto à coesão foi observado, que o valor reduziu de 38 kPa para 33 kPa, quando a amostra foi inundada. Assim, adotou-se um valor conservativo de 30 kPa para representar o solo da fundação.

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores dos parâmetros de entrada para o solo compactado e o solo de fundação.

**Tabela 3.4** - Parâmetros de entrada do solo no modelo numérico da seção padrão

Propriedade	Valor
<b>Solo Compactado</b>	
Modelo	<i>Hardening Soil</i>
Âng. de atrito, $\varphi$ , (°)	32
Coesão, $c$ , (kPa)	10
Ângulo de dilatação, $\psi$ , (°)	0
Peso específico, $\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> )	17,5
$E_{50}^{ref}$ , (kPa)	20.000
$E_{ur}^{ref}$ , (kPa)	60.000
Fator de potência, $m$	0,60
Razão de ruptura, $R_f$	0,90
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,30
$P_{ref}$ (kPa)	100
<b>Solo Fundação</b>	
Modelo	<i>Mohr-Coulomb</i>
Âng. de atrito, $\varphi$ , (°)	26
Coesão, $c$ , (kPa)	30
Ângulo de dilatação, $\psi$ , (°)	0
Peso específico, $\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> )	15,0
$E_{ref}$ , (kPa)	45.000
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,30

Fonte: O Autor (2020)

Os valores do módulo de deformabilidade dos solos foram estimados a partir de ensaios edométricos realizados com amostras do solo evoluído da região do Novo Centro, tanto para a condição natural, quanto para a condição compactada. Para o solo de fundação foi considerada, também, a correlação de Teixeira e Godoy (1996), conforme a Equação (3.1), para um valor médio do índice de resistência à penetração ( $N = 15$ ) correspondente à profundidade de 9,0 m obtido nas sondagens realizadas no local de estudo.

$$E_s \approx E_{oed} = \alpha \cdot k \cdot N \quad (3.1)$$

Sendo  $\alpha$  e  $k$  coeficientes empíricos, os quais dependem do tipo de solo.

Utilizou-se um valor de  $k = 0,20$  MPa, correspondente à uma argila siltosa e, para o coeficiente  $\alpha$ , devido à microagregação característica do material foram utilizados os valores de 5 e 7, referentes à um silte e uma argila, respectivamente. Assim, foram obtidos valores de  $E_{oed} = 15$  MPa e 21 MPa, sendo considerado o menor destes valores, como representativo para o solo de fundação.

Para o solo compactado (*Hardening Soil*) utilizou-se a correlação proposta pelo software PLAXIS®,  $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref} = 3 * E_{oed}^{ref}$  (SCHANZ; VERMEER; BONNIER, 1999). Enquanto que para o solo da fundação (Mohr-Coulomb) foi utilizada a seguinte correlação  $E_{ref} = 3 * E_{oed}^{ref}$  (GONÇALVES, 2016).

### 3.2.3.2 Geogrelhas e Blocos da Face

Como material de reforço foram utilizadas geogrelhas de poliéster (PET) da linha Fortrac® T com malha de abertura (25 mm x 25 mm). Na Tabela 3.5 são apresentadas as especificações técnicas das geogrelhas, fornecidas pela fabricante do produto.

**Tabela 3.5** - Especificações técnicas das geogrelhas (PET)

<b>Características</b>	
Resistência Nominal Longitudinal - $T_{máx}$ (kN/m)	35 a 200
Resistência de projeto típica - $T_d$ (kN/m)	20 a 130
Deformação máxima na resistência nominal - $\varepsilon$ (%)	10
Módulo de rigidez axial - $J_r$ (kN/m)	350 a 2000

Fonte: HUESKER (2019)

As geogrelhas foram simuladas por meio do elemento *geogrid*, com modelo constitutivo elástico, considerando aderência perfeita no contato solo-geogrelha (JEWELL, 1980; DYER e MILLIGAN, 1984). Para os blocos de concreto, atribuiu-se o modelo elástico linear sendo os parâmetros de entrada, dimensões e rigidez, definidos conforme Mohamad, Lourenço e Roman (2007); Riccio, Ehrlich e Dias (2014).

Assim como na simulação numérica do modelo físico, dois tipos de interface foram utilizados para representar o contato entre os materiais, interfaces horizontais (bloco-bloco) e interfaces verticais (solo-bloco). Os parâmetros de interface bloco-bloco foram adotados conforme apresentado na simulação do modelo físico, descrito no item (3.1.2). Para a interface solo-bloco, utilizou-se as propriedades do solo

adjacente de modo semelhante ao realizado por Guler, Hamderi e Demirkan (2007). Na Tabela 3.6 são apresentados os parâmetros de entrada para as geogrelhas, blocos de concreto e interfaces, utilizados na seção típica.

**Tabela 3.6** - Parâmetros de entrada das geogrelhas, blocos e interfaces

Propriedade	Valor
<b>Geogrelha</b>	
Rigidez à tração axial, $J_r$ , (kN/m)	700
<b>Blocos</b>	
Modelo	Elástico linear
Dimensões, (m × m)	0,40 × 0,20 (comprimento × altura)
Peso específico, $\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> )	21,8
Módulo de rigidez (kPa)	$5 \times 10^6$
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,15
<b>Interface bloco-bloco</b>	
Ângulo de atrito, $\varphi$ , (°)	57
Coesão, $c$ , (kPa)	46

Fonte: O Autor (2020)

### 3.2.3.3 Condições de contorno e Processo construtivo

Para delimitar o modelo numérico foram definidas condições de contorno. Para as extremidades laterais foram atribuídas restrições aos deslocamentos horizontais, enquanto para a base do modelo foram restringidos os deslocamentos verticais e horizontais. As bordas do modelo foram delimitadas à uma distância suficiente, de modo que as condições de contorno não influenciassem na distribuição de tensão-deformação na massa de solo reforçado.

O processo construtivo foi simulado de maneira semelhante ao discutido no modelo de validação. Entretanto, o muro foi alteado em camadas com altura de 20 cm (1 Bloco), e o efeito da compactação foi simulado conforme o procedimento “Tipo 2” descrito por Mirmoradi e Ehrlich (2013). O valor da tensão induzida pela compactação utilizado na simulação foi de 81,78 kPa, sendo este valor adotado pela projetista da obra e constante no memorial de cálculo do rebaixamento da linha férrea (VEGA, 2004c).

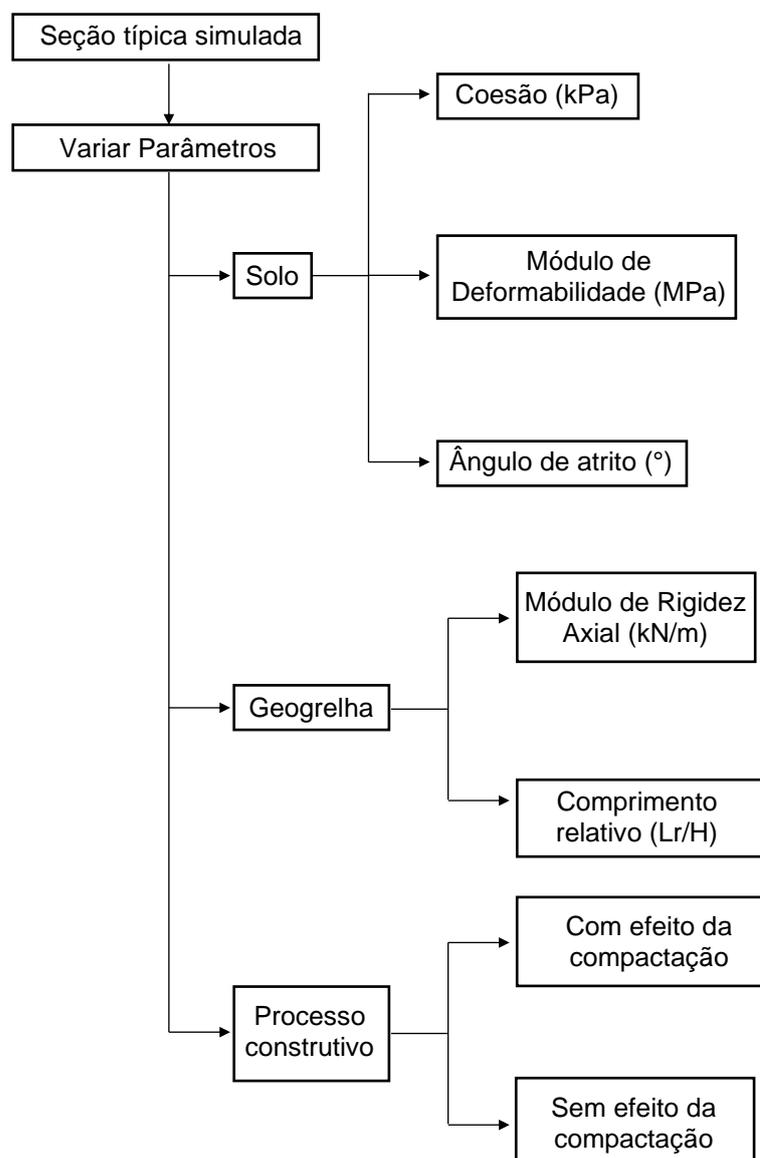
Além disso, para avaliar o efeito da compactação na estrutura em solo reforçado, foi simulado a situação do alteamento da estrutura sem o procedimento de compactação. O muro foi alteado em 45 camadas de solo. Adicionalmente, 15 fases foram necessárias para representar a inclusão das geogrelhas, totalizando um

montante de 60 fases construtivas para os modelos que não simularam o efeito da compactação, e 150 fases de cálculo para os muros em que a compactação foi representada.

### 3.2.3.4 Estudo Paramétrico do Muro em Solo Reforçado

O efeito de cada parâmetro no desempenho da estrutura foi avaliado fazendo-se variar os parâmetros do solo compactado e da geogrelha, porém, mantendo-se constantes os parâmetros da fundação. A Figura 3.16 ilustra de maneira resumida os parâmetros que foram variados para a realização da análise paramétrica.

**Figura 3.16** - Estudo paramétrico do muro em solo reforçado



Para uma melhor análise e compreensão, o efeito de cada parâmetro foi analisado individualmente, ou seja, durante a variação de algum parâmetro, todos os outros permaneceram constantes conforme valores atribuídos para a seção típica. Deve-se destacar que durante as simulações paramétricas, em algum momento, as combinações entre coesão, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade do solo poderão não representar necessariamente um solo encontrado na natureza, mas tem por objetivo auxiliar a compreensão da influência de cada parâmetro no comportamento do muro em solo reforçado.

As principais respostas avaliadas foram as solicitações de tração mobilizadas nas geogrelhas e os deslocamentos da estrutura. Na Tabela 3.7 são apresentados os valores utilizados durante a análise paramétrica, sendo os valores em destaque (negrito) mantidos constantes durante a variação de algum outro parâmetro.

**Tabela 3.7 - Variações Paramétricas**

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
<b>Solo</b>	
Coesão, $c$ , (kPa)	0; <b>10</b> ; 20; 30; 40; 50; 60; 70; 80; 90
Âng. de atrito, $\varphi$ , ( $^{\circ}$ )	26; 28; 30; <b>32</b> ; 34; 36; 38; 40
$E_{edo}^{ref} = E_{50}^{ref}$ , (MPa)	10; <b>20</b> ; 30; 40; 50; 60
<b>Geogrelha</b>	
Rigidez Axial, $J_r$ , (kN/m)	350; <b>700</b> ; 1500; 2000; 3000
Comprimento, $L_r/H$	0,5; 0,6; <b>0,7</b> ; 0,8; 0,9
<b>Processo Construtivo</b>	
Compactação, $\sigma_{zc,i}$ , (kPa)	0; 81,78

Fonte: O Autor (2020)

Os valores de coesão e ângulo de atrito foram selecionados de forma a representar a variabilidade obtida durante os ensaios de cisalhamento de direto, conforme apresentado no item (3.2.2). Para as geogrelhas tomou-se valores característicos encontrados em diferentes seções do rebaixamento da linha férrea, tanto de rigidez quanto de comprimento em relação à altura do muro. Além disso, foi avaliado o efeito da compactação simulando as combinações com e sem a modelagem da compactação.

### 3.2.3.5 Avaliação do Desempenho do Muro em Solo Reforçado

Embora na prática seja comum a execução de muros com espaçamentos e rigidezes das geogrelhas variáveis ao longo da estrutura, em obras de maior extensão têm sido muitas vezes adotadas simplificações para facilidade e confiabilidade na execução. Assim, optou-se por atribuir esses valores como constantes para a simplificação das análises, uma vez que o presente estudo tem por objetivo principal avaliar a influência dos parâmetros dos reforços e do solo, no desempenho da estrutura.

A simulação numérica tem como limitação não capturar a ruptura por arrancamento do reforço. Após uma certa tensão, as geogrelhas sofrem o escoamento plástico, conduzindo à uma redistribuição das tensões na estrutura, até que o critério de ruptura de algum material seja atingido. No entanto, a análise do desempenho da estrutura sob essa óptica pode resultar deformações excessivas.

Segundo Allen et al. (2003), no princípio, a ruptura da estrutura era definida como a ruptura do reforço. Partindo desse pressuposto, assumia-se que todos os componentes do muro atingiam a ruptura ao mesmo tempo (equilíbrio limite). No entanto, para as estruturas reforçadas com geossintéticos, o solo rompe primeiro e, eventualmente, se as forças forem suficientemente grandes, o reforço poderá chegar a ruptura. Assim sendo, sob condições de trabalho, o estado limite que deve ser considerado é o de ruptura do solo de aterro.

Uma maneira alternativa para interpretar o problema é a avaliação das deformações das geogrelhas. Diversos pesquisadores assumiram que as estruturas não tiveram desempenho satisfatório quando as geogrelhas apresentaram valores superiores a 3% de deformação axial. Esse é um valor médio, no qual muros em solos reforçados com geossintéticos mantiveram um desempenho satisfatório, conforme pesquisas expostas por Allen et al. (2003), Benjamim, Bueno e Zornberg (2007), Miyata e Bathurst (2007a), Bathurst et al. (2008) e Koerner e Koerner (2018), embasados em retroanálises de estruturas reais e modelos físicos. Além disso, o estudo numérico desenvolvido por Gonçalves (2016) interpretou a ruptura da estrutura com valores de 3% de deformação axial da geogrelha.

Entretanto, segundo Miyata e Bathurst (2007a) e Bathurst et al. (2008), para solos coesivos compactados o limite de 3% de deformação da geogrelha, pode não representar bem o desempenho do muro, visto que a resistência de pico pode ser

atingida a grandes deformações para esses materiais. Nesse sentido, os autores sugerem avaliar o desempenho segundo critério exposto pela norma japonesa, na qual considera-se que a estrutura atinge o estado limite de serviço quando os deslocamentos da face ultrapassam o valor de 3% da altura ou 300 mm, sendo adotado como o limite o menor entre os dois valores (PWRC, 2000 *apud* MIYATA E BATHURST, 2007a).

Benjamim (2006) destaca que a limitação exata dos deslocamentos admissíveis da face de uma estrutura de muro em solo reforçado é bastante complexa e não possui critérios bem definidos. E que, o estabelecimento de um limite poderia até ser uma atividade simples, difícil é prever tais movimentos. Portanto, conforme exposto no estado da arte, para o presente trabalho foi avaliado tanto o nível de deformações das geogrelhas, quanto o deslocamento da face para definir o desempenho da estrutura.

#### **3.2.4 Comparativo com métodos analíticos de dimensionamento**

No dimensionamento interno de muros em solos reforçados existem basicamente duas abordagens de métodos analíticos, a primeira se baseia nas condições de equilíbrio limite (condição de ruptura) e, a segunda consiste na compatibilidade das deformações (condição de trabalho).

Diversos autores comprovaram que os métodos de equilíbrio limite tendem a superestimar os valores de força atuante nos reforços, pois geralmente os muros em solo reforçado com geossintéticos trabalham em níveis de tensões distantes da situação de ruptura. E, recomendam a utilização de métodos de compatibilidade de deformações, os quais consideram as tensões de trabalho atuantes na estrutura, rigidezes dos materiais e o efeito da compactação (ALLEN et al., 2003; BATHURST et al., 2008; DANTAS, 2004; EHRLICH; MIRMORADI, 2016; EHRLICH; MITCHELL, 1994; RICCIO; EHRLICH; DIAS, 2014).

Com base nas recomendações propostas pelos autores, optou-se por realizar os cálculos utilizando três metodologias baseadas em condições de serviço. A primeira abordagem analítica foi realizada utilizando o método de Ehrlich e Mitchell (1994), o qual foi desenvolvido para muros verticais e que leva em consideração o comportamento tensão-deformação da massa reforçada, rigidez relativa entre solo-reforço e efeitos da compactação. Os cálculos utilizando as equações propostas por

esses autores requer um processo iterativo ou a utilização de ábacos. Neste trabalho utilizou-se, como auxílio, planilhas eletrônicas com a ferramenta *solver*.

Para contornar essa situação Ehrlich e Mirmoradi (2016) desenvolveram um procedimento simplificado baseado em Ehrlich e Mitchell (1994). Como grande diferencial o novo método eliminou a necessidade dos cálculos iterativos e, além das considerações do método original, a metodologia mais recente leva em consideração o efeito da inclinação da face, no entanto, o método simplificado despreza o efeito da coesão. Para avaliar os resultados do método simplificado, os cálculos também foram efetuados com a formulação proposta por Ehrlich e Mirmoradi (2016).

Além desses dois métodos, foi realizado o dimensionamento a partir do método proposto por Bathurst et al. (2008), conhecido como *K-Stiffness*, que leva em consideração as rigidezes dos materiais. A metodologia é baseada em condições de trabalho e foi desenvolvida a partir da retroanálise de um banco de dados de muros instrumentados. O método *K-Stiffness* apresenta como diferencial, em relação aos métodos anteriores, a consideração do efeito da rigidez da face da estrutura, a qual é desprezada pelos procedimentos anteriores. Portanto, essa análise tem por objetivo realizar um comparativo entre os valores de tração máxima obtidas nas simulações numéricas, com os valores previstos pelos métodos analíticos.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 COMPARATIVO DO MODELO NUMÉRICO COM O MODELO FÍSICO

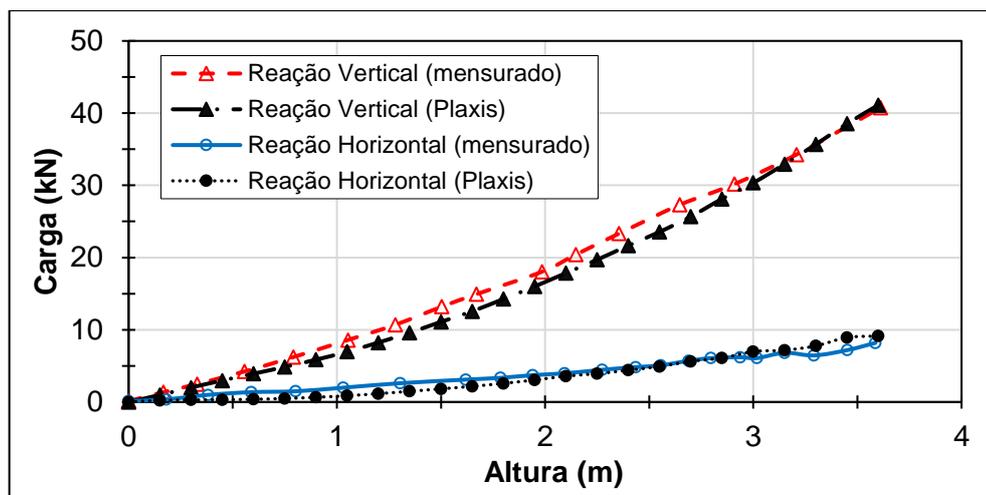
Nessa seção são apresentados os resultados obtidos a partir da modelagem numérica de um muro construído e instrumentado em escala real (Muro 1) apresentado por Hatami e Bathurst (2005). O modelo numérico foi construído com auxílio do *software* PLAXIS® (BRINKGREVE e VERMEER, 2002), e os resultados foram comparados com os dados da instrumentação do modelo físico, tendo como parâmetros de avaliação, o deslocamento horizontal da face, reação vertical e horizontal no pé do muro e esforços na conexão (reforço-bloco), apresentado por Hatami e Bathurst (2005).

#### 4.1.1 Reações no bloco de base do muro

Os deslocamentos no pé do muro foram obtidos durante o alteamento da estrutura, sendo a reação horizontal determinada, multiplicando-se o valor dos deslocamentos pela rigidez axial da mola (4000 kN/m/m). De modo semelhante, durante o processo de construção do muro, em etapas, foi possível determinar as tensões verticais na base. A reação vertical foi determinada a partir da tensão vertical média atuante sob o bloco de base do muro, multiplicado pelo comprimento do bloco (0,30 m).

Na Figura 4.1 são apresentados os valores das reações vertical e horizontal na base do muro, em função do alteamento da estrutura, os valores do modelo numérico foram comparados com o resultados obtidos no modelo físico construído em escala real (HATAMI e BATHURST, 2005). Conforme demonstrado na Figura 4.1 observa-se uma boa relação entre as reações medidas no modelo físico, com as reações determinadas no modelo numérico.

**Figura 4.1** – Comparativo das reações na base do muro (experimental x numérico)

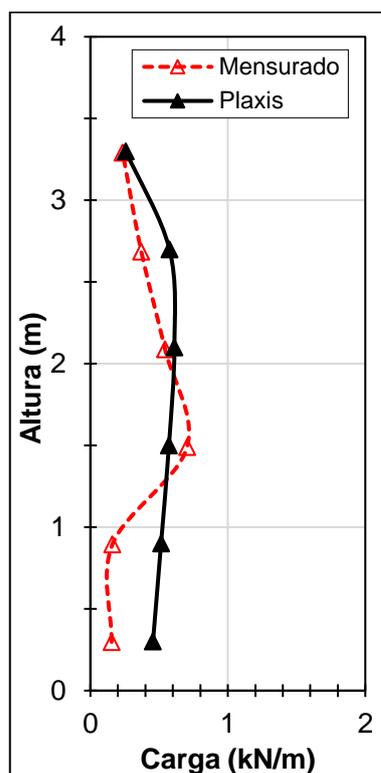


Fonte: O Autor (2020)

#### 4.1.2 Cargas na conexão reforço-bloco

Na Figura 4.2, são apresentadas as cargas desenvolvidas na conexão reforço-bloco, ao final da construção. Os resultados obtidos no modelo numérico (Plaxis) foram comparados com os mensurados no modelo físico de Hatami e Bathurst (2005).

**Figura 4.2** - Carga na conexão reforço-bloco



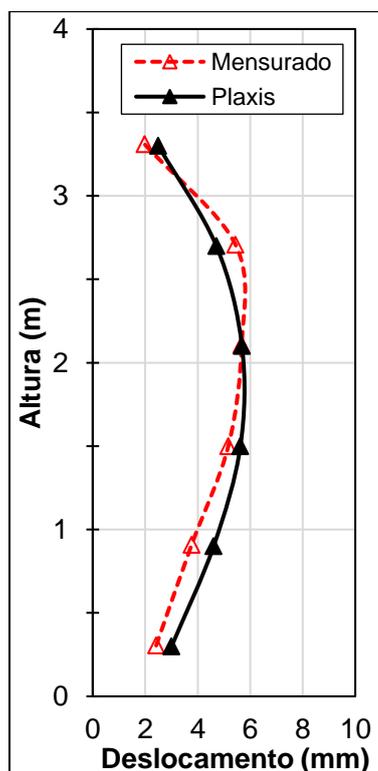
Fonte: O Autor (2020)

Conforme apresentado na Figura 4.2, os resultados numéricos mostraram-se coerentes com os obtidos através da instrumentação. As maiores diferenças ocorreram nas camadas de reforços próximas a base do muro (camada 1 e 2). No entanto, em seus respectivos modelos numéricos Hatami e Bathurst (2005) e Mirmoradi e Ehrlich (2015b) também obtiveram boa concordância com o modelo físico, exceto para as camadas 1 e 2, demonstrando assim a coerência dos resultados apresentados no presente modelo.

#### 4.1.3 Deslocamentos horizontais da face

Na Figura 4.3, são apresentados os deslocamentos horizontais da face, em relação à altura do muro, obtidos no modelo numérico e comparados com os valores obtidos com o modelo experimental, para condição final de construção.

**Figura 4.3** - Deslocamentos horizontais da face (experimental x numérico)



Fonte: O Autor (2020)

Os pontos selecionados para determinar os deslocamentos foram os nós dos vértices dos blocos, sendo estes, localizados no mesmo nível dos reforços. Hatami e Bathurst (2005) explicaram que os deslocamentos mensurados na face, não devem

ser confundidos com os perfis reais de deformação da parede, uma vez que durante a instrumentação os deslocamentos laterais da face só eram registrados após o alteamento da respectiva camada, até o final da construção. Isso significa que possivelmente alguns valores de deslocamentos não foram registrados.

No entanto, conforme Hatami e Bathurst (2005), possivelmente tais valores não registrados não apresentavam grandes magnitudes, influenciando pouco nos resultados obtidos. Na Figura 4.3, os resultados mostram pequenas diferenças entre os valores obtidos através do modelo numérico (Plaxis) e os mensurados durante os ensaios físicos, coerentes com a hipótese apresentada por Hatami e Bathurst (2005). Resultados semelhantes também foram obtidos por Guler, Hamderi e Demirkan (2007) e Mirmoradi e Ehrlich (2015b).

De modo geral, o bom ajuste entre a previsão do modelo numérico e os resultados obtidos a partir de ensaios físicos, demonstram a capacidade de previsão do modelo numérico para muros reforçados com geogrelhas, com face em blocos segmentais intertravados. Sendo assim, considera-se a partir desse exercício de validação, que a técnica de modelagem utilizada é capaz de capturar tendências qualitativas, e na maioria dos casos, também quantitativa para muros reais, desde que sejam atribuídos ao modelo os parâmetros de entrada coerentes.

## 4.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA DA SEÇÃO TÍPICA

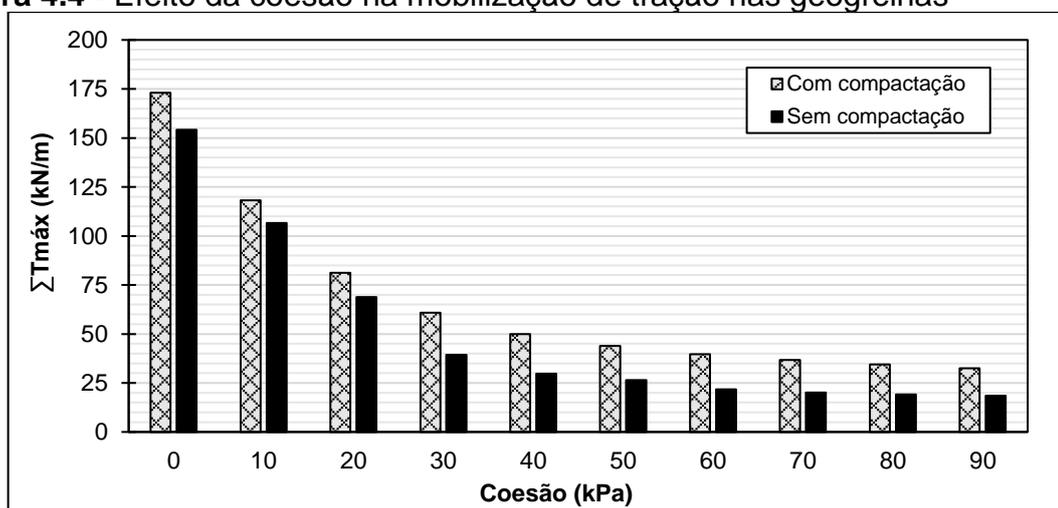
Para este estudo foi selecionada uma seção típica do muro em solo reforçado, utilizado como contenção para a obra de rebaixamento da linha férrea na cidade de Maringá-PR, conforme exposto no item (3.2). Diante da variabilidade dos materiais aplicados na estrutura, neste item apresentam-se os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos, nos quais foram realizadas análises com variação das propriedades do solo (coesão, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade) e das geogrelhas (rigidez axial e comprimento).

Essa análise teve por objetivo avaliar o desempenho do muro e a influência relativa de cada parâmetro, sob condições de trabalho, sendo tomado como parâmetros de controle, as forças de tração e deformações mobilizadas nas geogrelhas e os deslocamentos da face. Nesse sentido, foi assumido que o muro teve um bom desempenho quando as deformações nos reforços foram menores do que 3% e o deslocamento da face foi inferior a 3% da altura (270 mm).

### 4.2.1 Coesão

O primeiro parâmetro avaliado nesse estudo foi a coesão, uma vez que os valores obtidos para o intercepto de coesão nos ensaios de cisalhamento direto, realizados para o solo compactado - Amostra C (item 3.2.2.3), mostraram grande variabilidade quando ensaiados na umidade de compactação e na condição inundada. Face à esta variação, foram simulados modelos com valores de coesão entre 0 e 90 kPa, sendo os demais parâmetros da seção mantidos constantes, conforme apresentado no item 3.2.3. Na Figura 4.4 apresenta-se o efeito da coesão no somatório das forças de tração máxima mobilizadas nas geogrelhas ( $\Sigma T_{m\acute{a}x}$ ).

**Figura 4.4** - Efeito da coesão na mobilização de tração nas geogrelhas



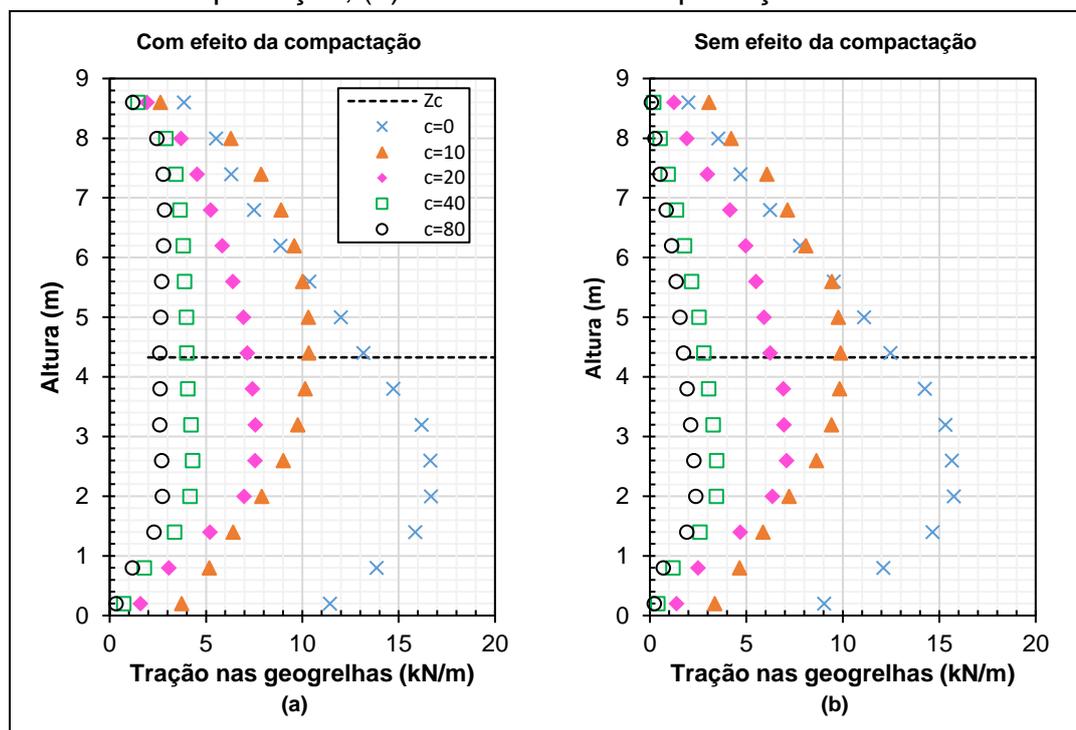
Fonte: O Autor (2020)

Conforme ilustrado na Figura 4.4, houve uma significativa redução de solicitação nos reforços, de aproximadamente 170 kN/m para 30 kN/m, com o aumento da coesão. Destaca-se que a compactação induziu maiores valores de carga mobilizada nas geogrelhas, quando comparado com os modelos em que não se considerou o efeito da compactação.

Observa-se que, considerando o efeito da compactação, essas diferenças foram ainda mais significativas para maiores valores de coesão, em que a tração mobilizada foi praticamente o dobro, quando comparada ao modelo sem o efeito da compactação.

Na Figura 4.5 apresenta-se a influência da coesão na forma de distribuição de tração nas geogrelhas ao longo da altura do muro, com e sem a tensão induzida pela compactação.

**Figura 4.5** – Efeito da coesão na distribuição de tração nas geogrelhas:  
(a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

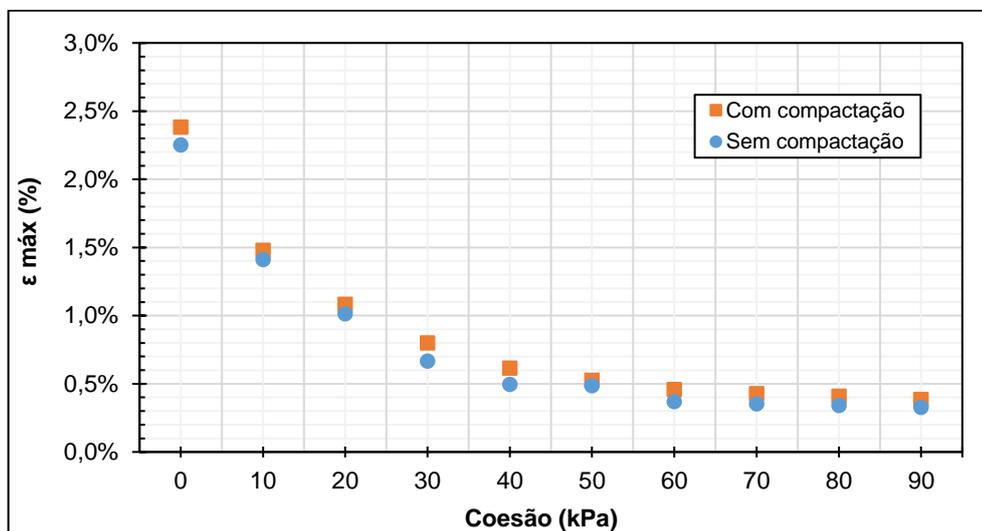
Em geral, os modelos com e sem o efeito da compactação apresentaram distribuição semelhante, sendo apenas deslocados para maiores valores de tração os muros em que a compactação foi simulada. As diferenças entre os modelos (com e sem compactação) foram mais significativas para as camadas superiores, tal fato pode ser explicado pela profundidade de influência da compactação ( $Z_c$ ). Conforme preconizado por Ehrlich e Mitchell (1994), a compactação apresenta-se como o principal fator de influência nas tensões internas para profundidades inferiores a ( $Z_c$ ), provocando um incremento de tração nas geogrelhas.

Verifica-se, ainda, a partir da análise da Figura 4.5, que a coesão modifica a forma de distribuição da tração com a profundidade. Quando nula, a distribuição é aproximadamente “triangular”, conforme preconizado pelas teorias clássicas de cálculo de empuxo, no entanto, com o aumento da coesão, há uma tendência de distribuição “trapezoidal”.

A influência da coesão na deformação máxima das geogrelhas pode ser visualizada na Figura 4.6. Como discutido anteriormente, percebe-se que mesmo para pequenos valores de coesão, ocorre uma significativa redução nas deformações da geogrelhas. Pode ser verificado que para todas as análises as geogrelhas tiveram

deformações abaixo de 3%, o que pode indicar um bom desempenho da estrutura (ALLEN et al., 2003; KOERNER e KOERNER, 2018).

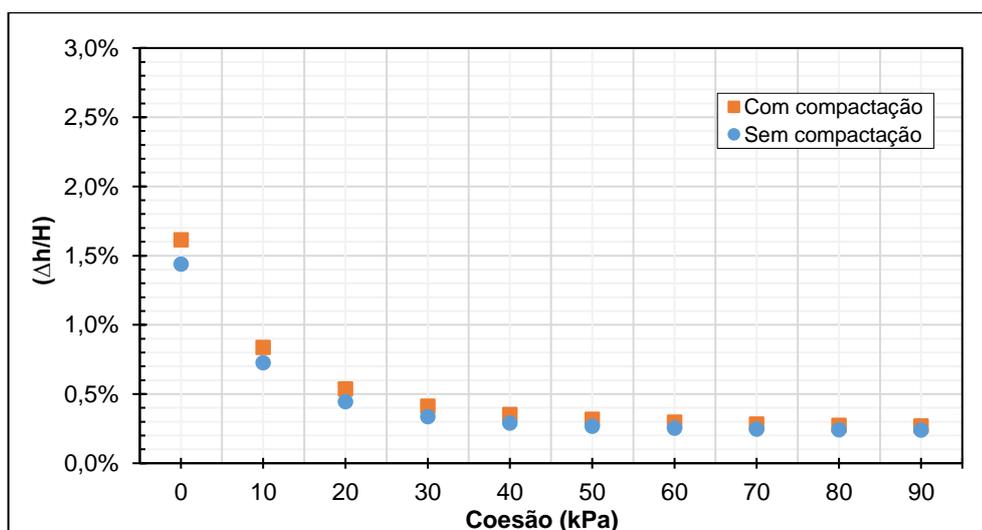
**Figura 4.6** - Influência da coesão na deformação máxima das geogrelhas



Fonte: O Autor (2020)

Além das deformações dos reforços, foram analisados os deslocamentos horizontais da face do muro. Na Figura 4.7 é apresentada a relação entre o deslocamento horizontal máximo da face pela altura do muro ( $\Delta h/H$ ), em função da coesão do solo.

**Figura 4.7** - Influência da coesão no deslocamento horizontal da face



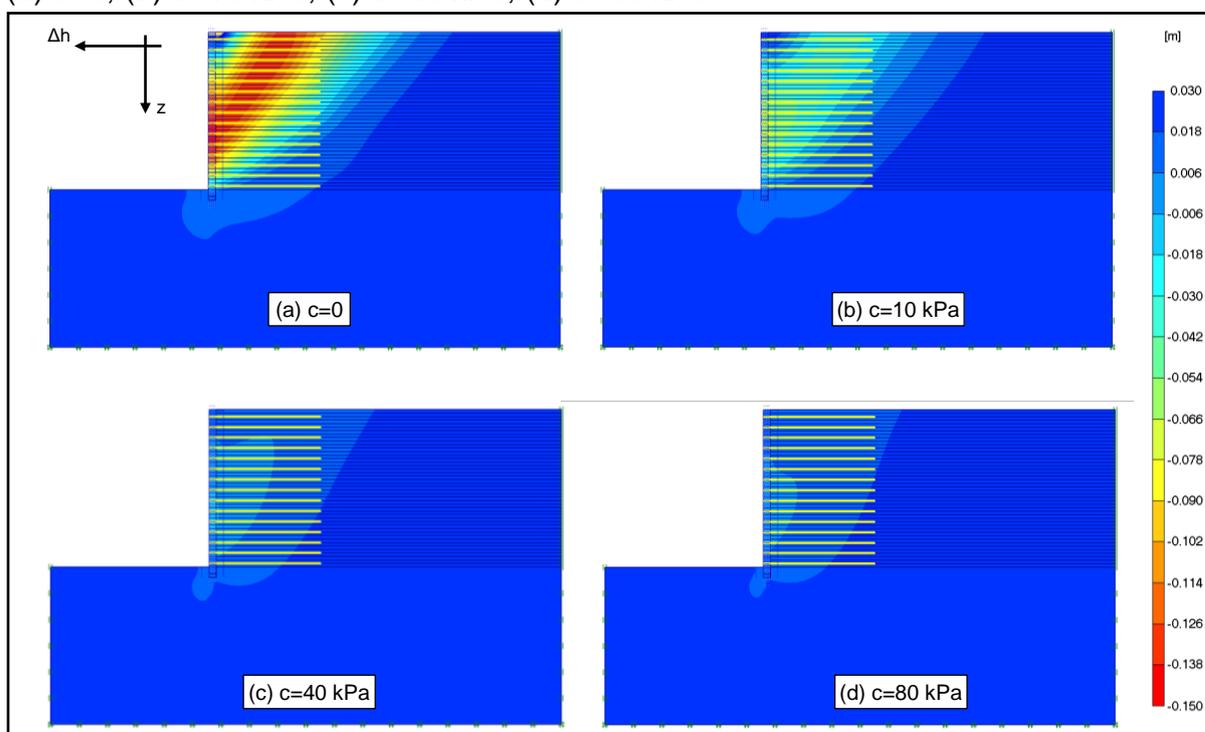
Fonte: O Autor (2020)

Para todas as simulações os deslocamentos da face ficaram abaixo do limite de 3%, juntamente com a análise das deformações das geogrelhas. Sendo assim, considera-se que os muros apresentaram um bom desempenho. Além disso, destaca-se que, para um pequeno valor de coesão considerado (10 kPa), o deslocamento máximo da face foi reduzido à aproximadamente metade do valor correspondente à coesão nula, valores aproximados de 0,75% e 1,5%, respectivamente.

Na Figura 4.8 são apresentados os campos de deslocamentos horizontais de quatro modelos numéricos em que foi considerado a compactação durante o alteamento da estrutura.

**Figura 4.8** - Campos de deslocamentos horizontais:

(a)  $c=0$ ; (b)  $c=10$  kPa; (c)  $c=40$  kPa; (d)  $c=80$  kPa



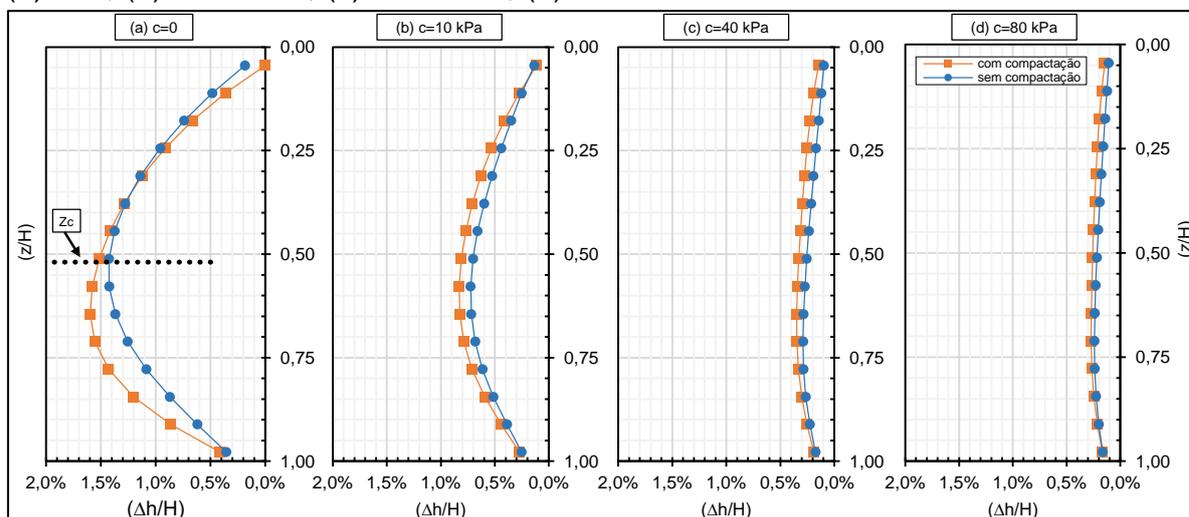
Fonte: O Autor (2020)

Conforme pode ser verificado na Figura 4.8, mesmo para pequenos valores, a coesão reduz significativamente os deslocamentos na zona interna do maciço reforçado, em geral os maiores deslocamentos estão localizados próximo a metade da altura da face.

Na Figura 4.9 é ilustrada a influência da coesão no perfil de deslocamentos horizontais da face do muro em solo reforçado. Os pontos monitorados correspondem aos nós do vértice dos blocos, os quais estão localizados no mesmo nível das

geogrelhas. A linha tracejada na horizontal corresponde a profundidade teórica de influência da compactação ( $Z_c$ ).

**Figura 4.9** - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando: (a)  $c=0$ ; (b)  $c=10$  kPa; (c)  $c=40$  kPa; (d)  $c=80$  kPa



Fonte: O Autor (2020)

Tanto o perfil quanto a magnitude dos deslocamentos estão de acordo com os estudos físicos e numéricos apresentados por diversos autores (BENJAMIM, 2006; FAHEEM et al., 2014; HUANG; BATHURST e HATAMI, 2009; RICCIO FILHO, 2007). De modo geral, esperava-se que o aumento da coesão provocaria a redução dos deslocamentos e mobilização de tração nas geogrelhas, como de fato foi verificado nas análises numéricas. No entanto, destaca-se a contribuição significativa da coesão na redução dos deslocamentos horizontais da face do muro, mesmo para pequenos valores considerados ( $c = 10$  KPa), quando comparado ao modelo com coesão nula.

Esse fato evidencia a influência que a coesão aparente pode ter na estabilidade da estrutura de solo reforçado com elevada concentração de finos. Os resultados obtidos através das análises numéricas estão compatíveis com os estudos numéricos apresentados por Loiola (2001) e Dantas (2004). Quanto à consideração da coesão aparente, Riccio Filho (2007) expõe que em países de clima temperado costuma-se esperar que os solos finos sejam não drenantes e ocasionem pressões neutras positivas durante o alteamento da obra, no entanto, essa experiência não tem sido relatada em obras instrumentadas com a utilização de solos finos laterizados de origem tropical. Segundo o autor, em diversas obras instrumentadas foram constatadas pressões neutras negativas durante o período construtivo.

Benjamim (2006) monitorou 8 protótipos de muros em solo reforçado, os muros nos quais foram utilizados solos coesivos apresentaram um melhor desempenho quando comparados com aqueles em que foram empregados solos arenosos. O autor atribuiu esse melhor comportamento mecânico devido à alta coesão presente nesses solos, os quais poderiam se manter estáveis até mesmo sem a presença dos reforços. Segundo Plácido (2016), no Brasil, é comum dimensionar estruturas reforçadas desprezando-se a parcela de coesão do solo, sendo a não consideração dessa contribuição durante a etapa de projeto um dos motivos de estruturas monitoradas terem apresentado desempenhos superiores aos previstos teoricamente (BENJAMIM, 2006; RICCIO FILHO, 2007; MORATORI, 2015) .

A prática da engenharia brasileira tem mostrado que, se forem tomados cuidados com relação à drenagem e compactação, muros de solo reforçado com utilização de solo finos coesivos podem apresentar comportamento igual ou até superior comparado aos muros com solos granulares. Como regra prática, Benjamim (2006) expõe que, devido à experiência acumulada na construção de barragens e aterros rodoviários em solos brasileiros, do ponto de vista mecânico, pode-se considerar que se o solo for adequado para a construção de aterros convencionais, o mesmo também será para a construção de estruturas em solo reforçado.

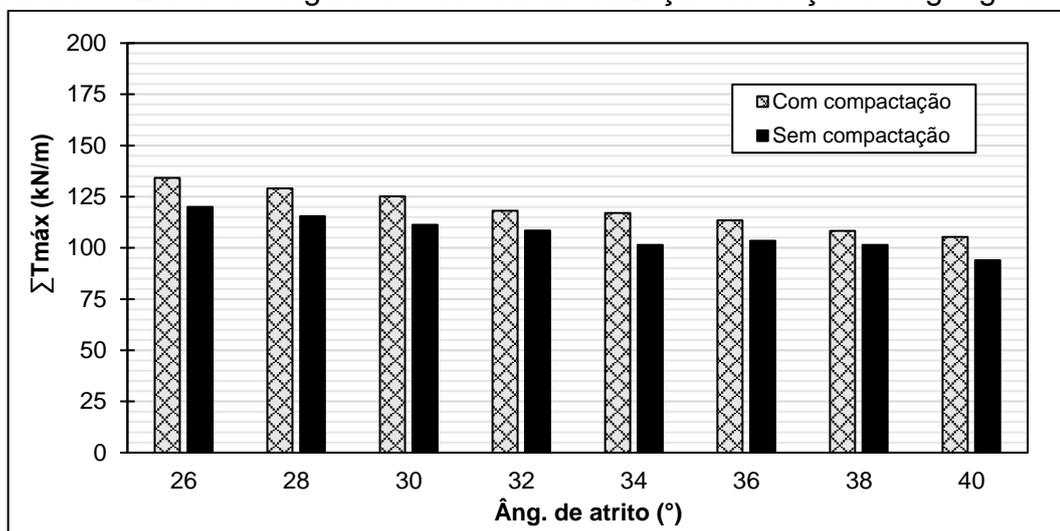
A partir do exposto na literatura e com base nos resultados obtidos a partir dos modelos numéricos evidencia-se a importância de um sistema de drenagem adequado e eficiente para muros reforçados com solos finos coesivos, visto que a manutenção da condição não saturada pode resultar em um ganho de resistência devido à parcela de coesão aparente. Segundo Riccio; Ehrlich e Dias (2014) se essas condições forem atendidas, os valores de coesão aparente podem ser confiáveis a curto e longo prazos.

#### **4.2.2 Ângulo de Atrito**

De modo semelhante ao que foi apresentado para a coesão, avaliou-se a influência do ângulo de atrito no desempenho do muro em solo reforçado. Os valores utilizados nessa variação foram tomados com base nos resultados de ensaios de cisalhamento direto, apresentados no item (3.2.2). Os demais parâmetros do modelo numérico, são os valores atribuídos para a seção típica. Na Figura 4.10 apresenta-se o efeito do ângulo de atrito no somatório das forças mobilizadas nas geogrelhas

( $\Sigma T_{\text{máx}}$ ), sendo atribuídos valores de 26° a 40° para o ângulo de atrito do solo compactado.

**Figura 4.10** - Efeito do ângulo de atrito na mobilização de tração nas geogrelhas

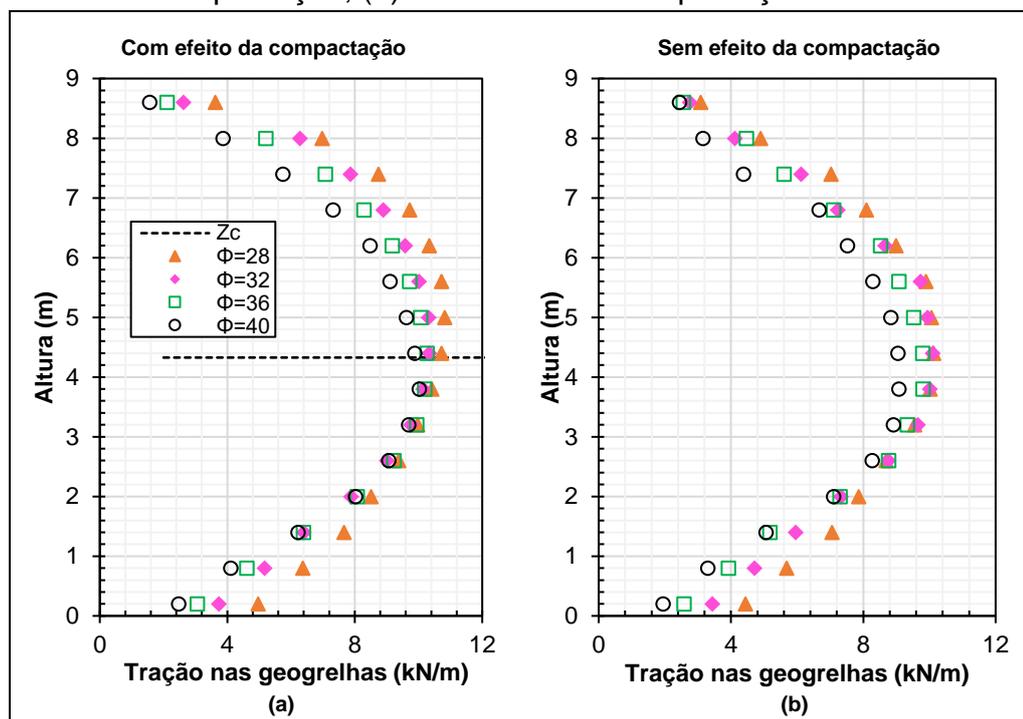


Fonte: O Autor (2020)

Conforme apresentado na Figura 4.10, os modelos em que foram simulados o efeito da compactação apresentaram maiores valores de tração nas geogrelhas, em relação aos modelos que não consideram a compactação. Como esperado, o aumento do ângulo de atrito ocasionou uma redução de tração nos reforços, no entanto, o ângulo de atrito teve uma menor influência na solicitação das geogrelhas quando comparado com o efeito da coesão, apresentado anteriormente.

A Figura 4.11 ilustra o efeito do ângulo de atrito na distribuição de tração nas geogrelhas ao longo da altura do muro, sem considerar e considerando o efeito da compactação. Com base nos resultados apresentados, pode ser verificado que todos os modelos apresentaram um perfil de distribuição “trapezoidal”. Esse comportamento deve-se a restrição aos deslocamentos ocorridos na base da estrutura (HUANG et al., 2010). Ainda, destaca-se que o efeito da compactação foi mais significativo nas camadas de geogrelhas localizadas acima da metade da altura do muro. Para regiões abaixo da profundidade teórica da compactação ( $Z_c$ ), foi observado uma influência menos significativa do efeito da compactação. Esses resultados estão de acordo com as premissas apresentadas por Ehrlich e Mitchell (1994), os quais destacaram que a compactação tem maior influência em profundidade onde a tensão induzida pela compactação é superior às tensões geostáticas.

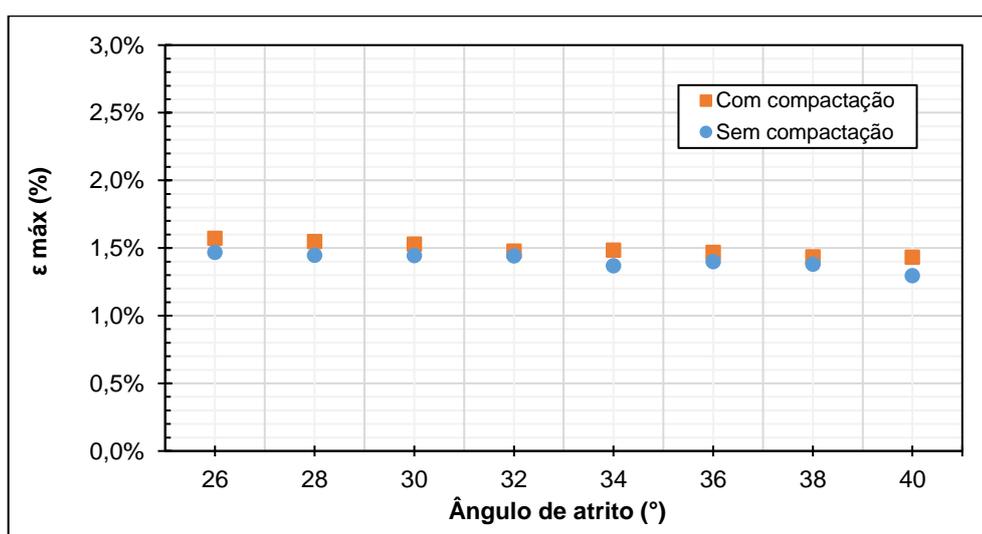
**Figura 4.11** – Efeito do ângulo de atrito na distribuição de tração nas geogrelhas:  
(a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

Na Figura 4.12 são apresentadas as deformações máximas ocorrida nas geogrelhas em função do ângulo de atrito.

**Figura 4.12** - Influência do ângulo de atrito na deformação máxima das geogrelhas

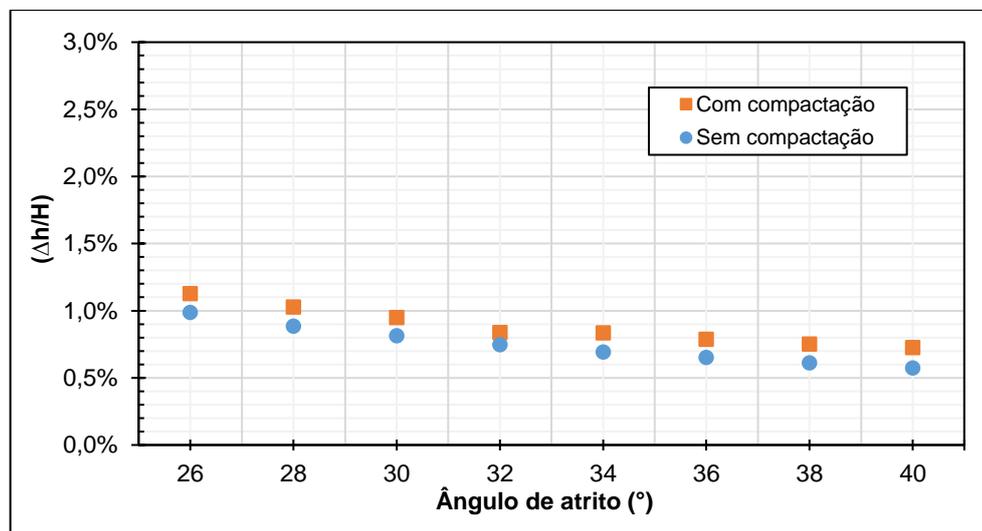


Fonte: O Autor (2020)

Com base na Figura 4.12 verifica-se que, em geral, as deformações máximas nas geogrelhas ficaram em torno de 1,5%, indicando que o aumento do ângulo de atrito exerceu pouca influência nas deformações dos reforços.

Foram avaliados, também, os deslocamentos horizontais da face em relação à altura da estrutura. A Figura 4.13 ilustra a influência do ângulo de atrito no deslocamento horizontal máximo face.

**Figura 4.13** - Influência do ângulo de atrito no deslocamento horizontal da face

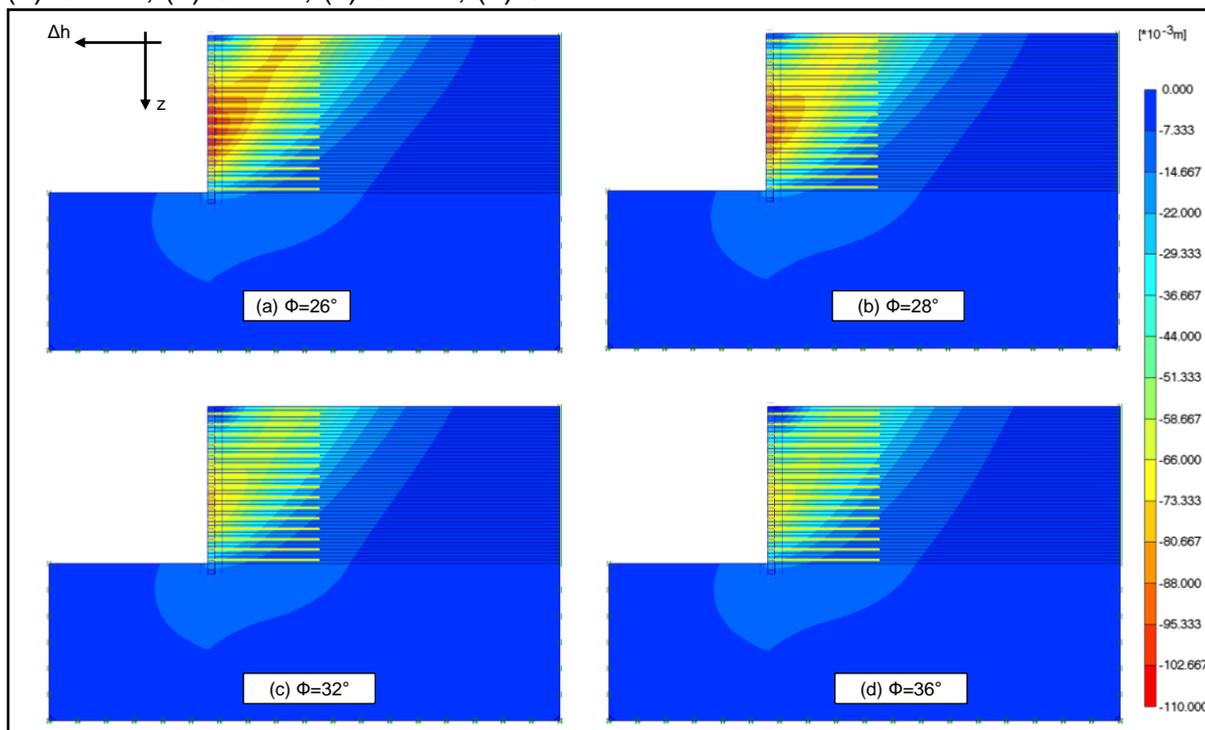


Fonte: O Autor (2020)

Observa-se na Figura 4.13 que o aumento do ângulo de atrito promoveu uma diminuição nos deslocamentos horizontais da face, no entanto, mesmo para o menor valor de ângulo de atrito considerado, a relação entre deslocamento horizontal e a altura do muro apresentou um valor relativamente baixo, em torno de 1,1%. Quanto às deformações máximas dos reforços, em geral, os modelos apresentaram valores da ordem de 1,5%. Considerando os deslocamentos da face e as deformações das geogrelhas, todos os modelos apresentaram valores abaixo dos limites previamente estabelecidos. Portanto, considera-se que, sob condições de trabalho, todos os modelos apresentaram desempenho satisfatório.

Para ilustrar o efeito do ângulo de atrito na massa interna de solo reforçado, na Figura 4.14 são apresentados os campos de deslocamentos horizontais dos modelos numéricos em função da variação do ângulo de atrito, considerando o efeito da compactação. É possível observar que os maiores deslocamentos ocorreram na região central da estrutura. Além disso, verifica-se que o aumento do ângulo de atrito contribuiu para minimizar o deslocamento interno do aterro compactado.

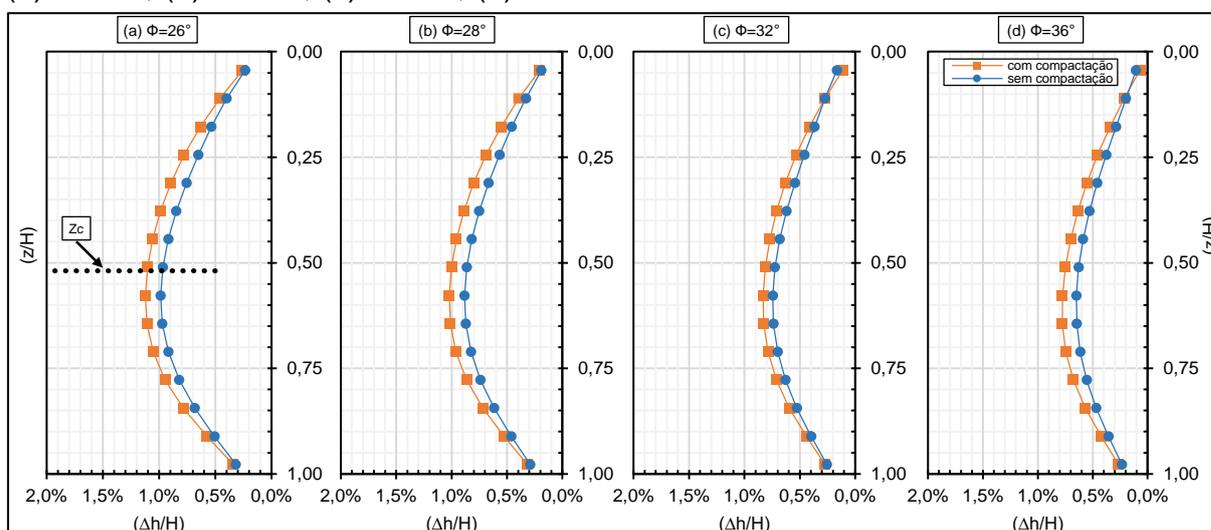
**Figura 4.14** - Campos de deslocamentos horizontais:  
(a)  $\Phi=26^\circ$ ; (b)  $\Phi=28^\circ$ ; (c)  $\Phi=32^\circ$ ; (d)  $\Phi=36^\circ$



Fonte: O Autor (2020)

Na Figura 4.15 são apresentados os perfis de deslocamentos horizontais da face, em relação à profundidade normalizada. Os modelos numéricos apresentaram um perfil de deslocamentos similar, apenas sendo deslocado em função do ângulo de atrito. A linha pontilhada horizontal representa a profundidade em que teoricamente a compactação exerce influência ( $Z_c$ ).

**Figura 4.15** - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando:  
(a)  $\Phi=26^\circ$ ; (b)  $\Phi=28^\circ$ ; (c)  $\Phi=32^\circ$ ; (d)  $\Phi=36^\circ$



Fonte: O Autor (2020)

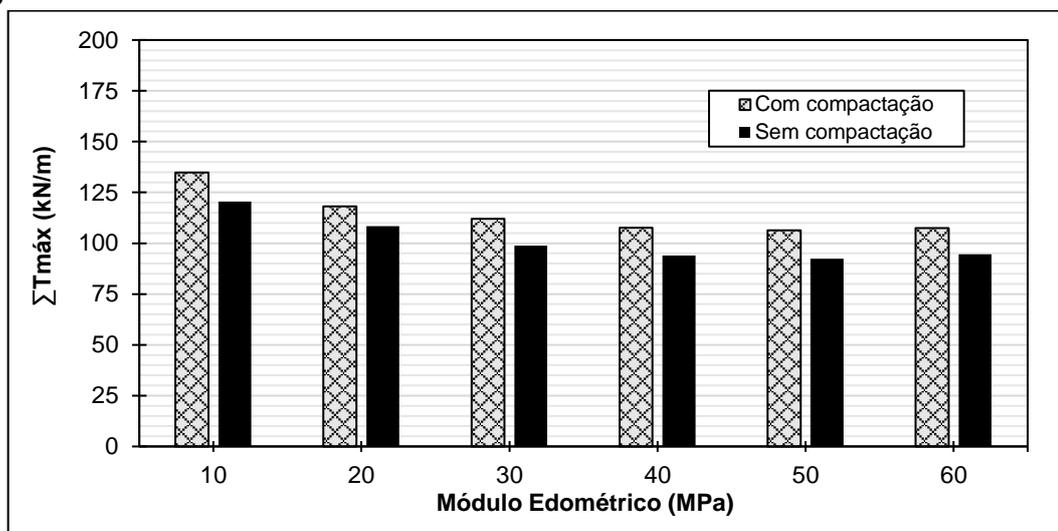
Para os modelos com ângulo de atrito de 26° e 36°, considerando o efeito da compactação, o valor do deslocamento horizontal máximo em relação à altura do muro reduziu de 1,1 % para 0,8%. Para os respectivos modelos, sem considerar o efeito da compactação, esse valor reduziu de 1,0% para 0,6%. Assim, verifica-se que o incremento do ângulo de atrito, contribui para uma diminuição dos deslocamentos laterais da face do muro. Tanto os perfis quanto a ordem de grandeza dos deslocamentos estão coerentes com os casos instrumentados e reportados na literatura por Tsukada et al. (1998), Bathurst (2002) e Becker (2006), os quais apresentaram valores de deslocamentos horizontais máximos em relação à altura do muro de 0,9%, 1,5% e 1,1%, respectivamente.

### 4.2.3 Módulo de Deformabilidade

Diante dos inúmeros fatores que interferem na determinação do módulo de deformabilidade, avaliou-se a influência deste parâmetro no comportamento da estrutura em solo reforçado. Os valores tomados para esta análise paramétrica foram obtidos a partir dos resultados de ensaios edométricos, realizados com amostras do solo evoluído da região do Novo Centro, tanto para a condição natural, quanto para a condição compactada. Em todos os modelos numéricos variou-se apenas o módulo de deformabilidade do solo compactado, permanecendo constantes os demais parâmetros do solo e dos materiais, conforme definidos para a seção típica.

Como exposto no item (3.2.3), o modelo constitutivo utilizado para representar o solo compactado (*Hardening Soil Model*) necessita da entrada de três valores de referência para o módulo de deformabilidade. Diante disso, nas análises paramétricas, os valores de módulo atribuídos foram tomados com base nas correlações com o módulo edométrico,  $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref} = 3 * E_{oed}^{ref}$ , conforme discutido no item mencionado. Na Figura 4.16 é apresentada a influência do módulo de deformabilidade no somatório de mobilização de tração nas camadas de reforços, para os modelos com e sem simulação da compactação.

**Figura 4.16** - Efeito do módulo de deformabilidade na mobilização de tração nas geogrelhas



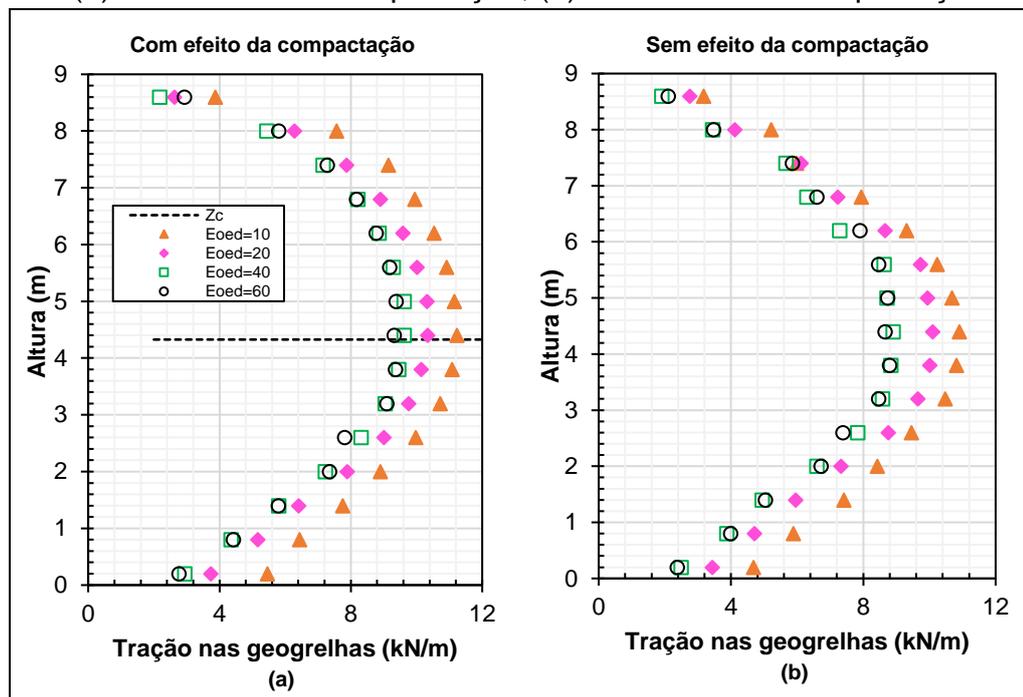
Fonte: O Autor (2020)

Com o aumento da rigidez do solo houve uma tendência de redução da sollicitação de tração nas geogrelhas. No entanto, nota-se que a partir do valor de 30 MPa houve pouca influência do módulo edométrico em relação ao somatório de tração máxima nas geogrelhas, o qual ficou praticamente constante. Segundo Gonçalves (2016), quando o solo se deforma, mobiliza o reforço, que passa a atuar em conjunto. Portanto, um solo mais deformável mobiliza mais o reforço, de forma que a rigidez do conjunto solo-reforço pode não se diferenciar tanto daquela correspondente à um solo menos deformável.

Na Figura 4.17 é apresentado o perfil de distribuição de tração nas camadas de geogrelhas em relação à altura do muro, para os modelos com e sem o efeito da compactação, levando-se em consideração a influência da variação do módulo edométrico. Os modelos apresentaram um formato “trapezoidal” de distribuição de tração nas geogrelhas, sendo observado que as geogrelhas foram mais sollicitadas para  $E_{oed} = 10$  MPa, quando comparado com solos mais rígidos  $E_{oed} = 60$  MPa.

Os modelos em que não foram considerados o efeito da compactação, resultaram valores de tração nas camadas ligeiramente inferiores quando comparados aos modelos que consideraram o efeito da compactação. As principais diferenças de tração ocorreram acima da profundidade de influência da compactação.

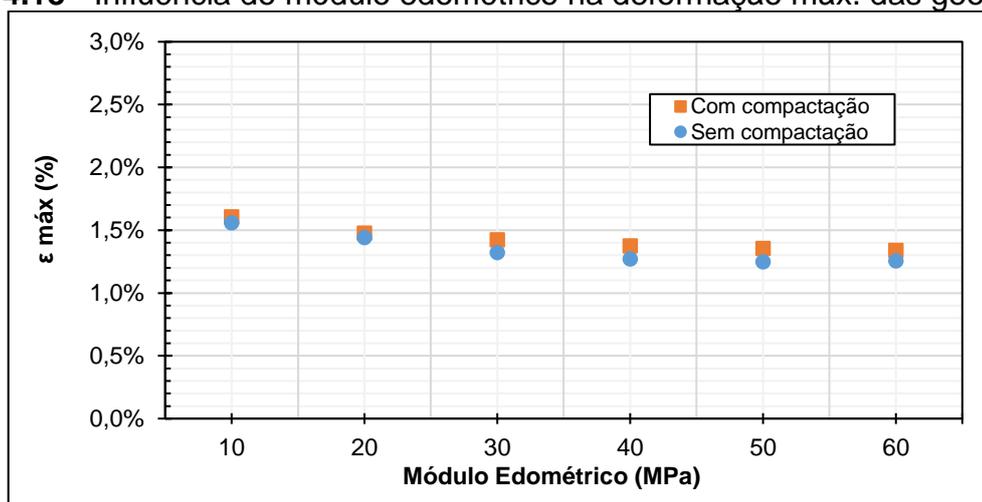
**Figura 4.17** – Efeito do módulo de deformabilidade na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

Na Figura 4.18 são apresentadas as deformações máximas das geogrelhas em função dos módulos de deformabilidade.

**Figura 4.18** - Influência do módulo edométrico na deformação máx. das geogrelhas



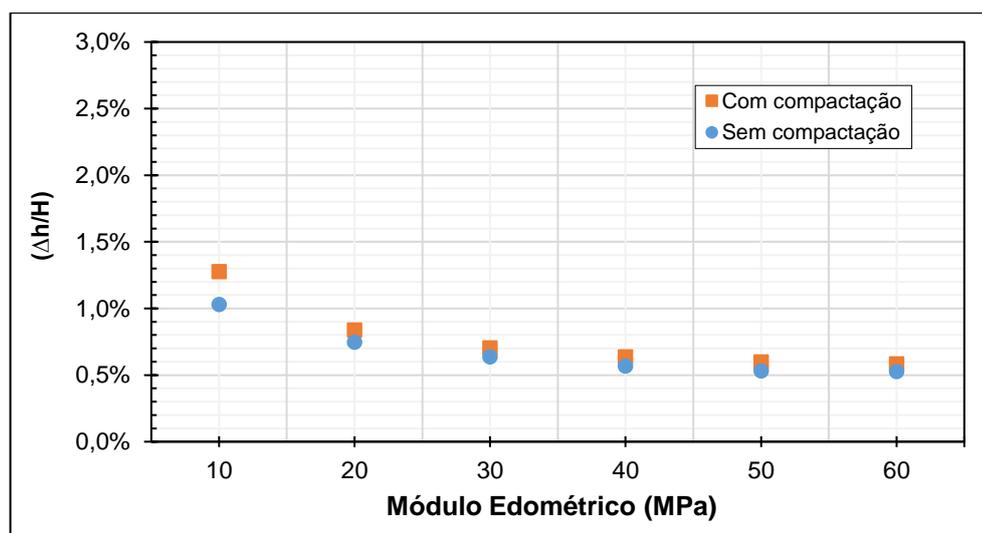
Fonte: O Autor (2020)

Conforme pode ser observado na Figura 4.18, o aumento do módulo de rigidez do solo, de 10 MPa para 60 MPa, reduziu a deformação máxima da geogrelha de 1,6% para 1,3%, aproximadamente. Valores estes muito aquém do limite convencional de 3%, compatíveis com muros que apresentaram bom desempenho,

sob níveis de tensão de trabalho (ALLEN et al., 2003; BATHURST et al. 2008; MIYATA e BATHURST, 2007a, 2007b).

A influência do módulo de deformabilidade nos deslocamentos horizontais máximos da face, em relação à altura é apresentada na Figura 4.19.

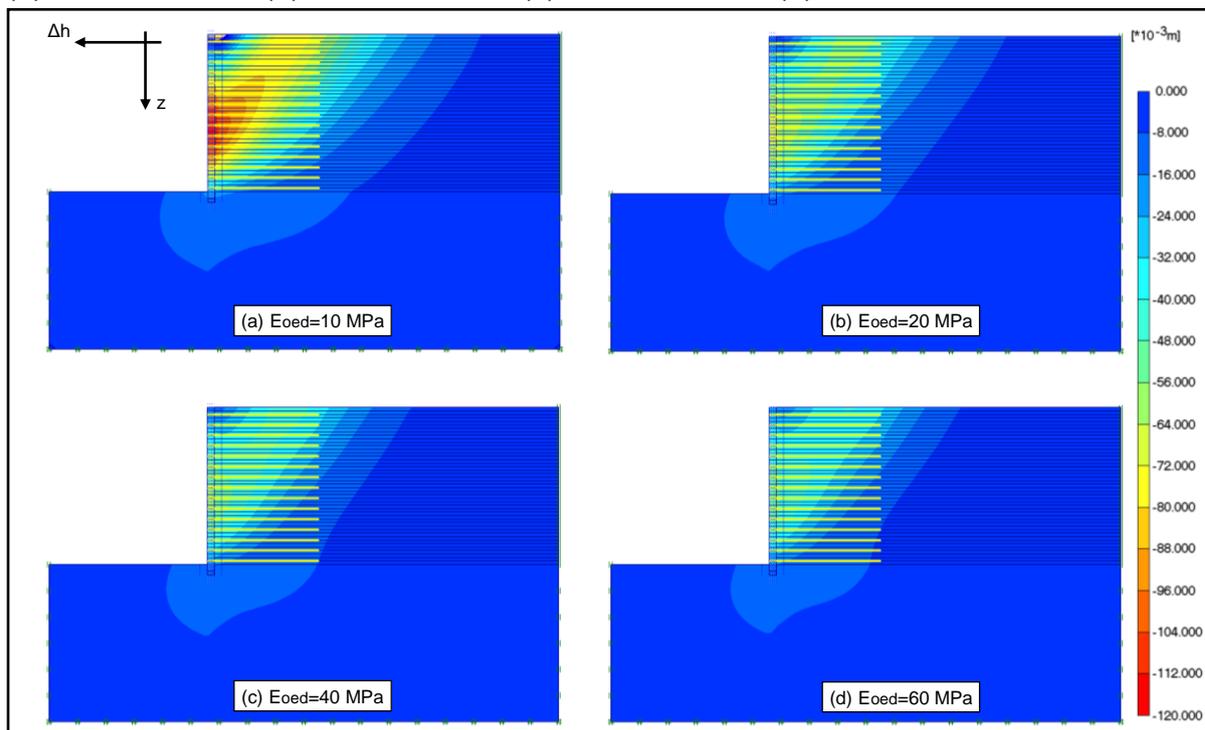
**Figura 4.19** - Influência do módulo edométrico no deslocamento horizontal da face



Fonte: O Autor (2020)

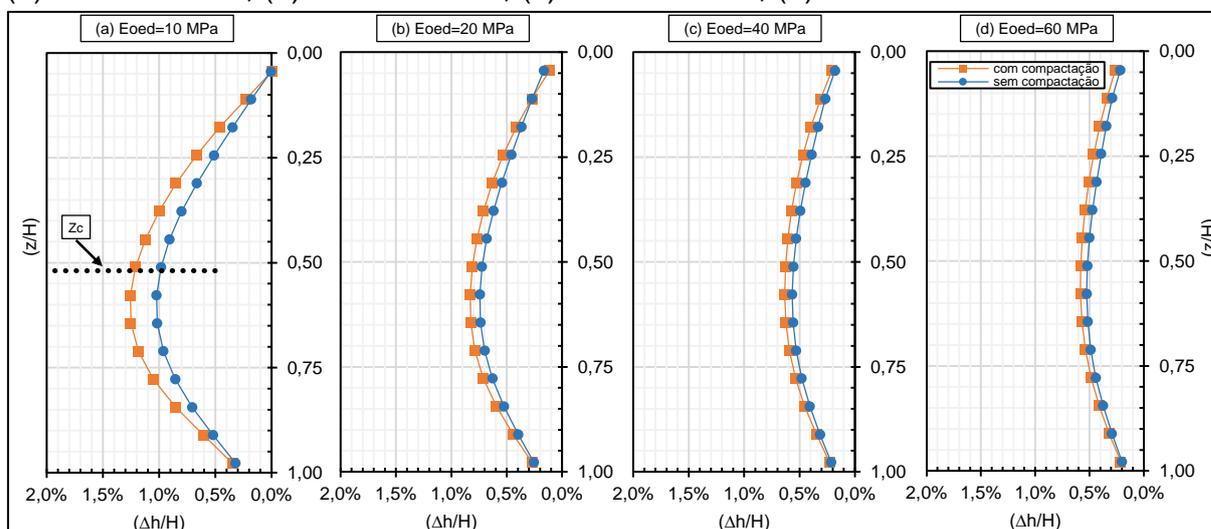
Conforme a Figura 4.19, constata-se que os deslocamentos horizontais sofreram pouca influência do efeito da compactação, exceto para o muro com módulo edométrico de 10 MPa, em que essa influência foi mais significativa. Porém, observa-se que o aumento de rigidez do solo provocou uma redução dos deslocamentos horizontais de aproximadamente 1,3% para 0,6% e de 1,0% para 0,5% em relação à altura do muro, para os modelos com e sem consideração do efeito da compactação, respectivamente.

Na Figura 4.20 são apresentados os campos de deslocamentos horizontais para os modelos considerando o efeito da compactação, em função da variação dos módulos de deformabilidade. Assim, como nas análises anteriores, percebe-se que os maiores deslocamentos ocorreram na região central, a cerca de meia altura do muro. Também é possível verificar que o aumento de rigidez do solo tende a diminuir significativamente os deslocamentos da massa interna de solo reforçado, sendo que as maiores diferenças ocorreram entre os modelos que consideraram o módulo edométrico de 10 e 20 MPa. Para maiores valores de módulo de rigidez do solo, as diferenças foram menos significativas, tendendo a uma constância de deslocamentos.

**Figura 4.20** - Campos de deslocamentos horizontais:(a)  $E_{oed}=10$  MPa; (b)  $E_{oed}=20$  MPa; (c)  $E_{oed}=40$  MPa; (d)  $E_{oed}=60$  MPa

Fonte: O Autor (2020)

Na Figura 4.21 são apresentados os perfis de deslocamentos horizontais em relação à profundidade relativa da estrutura, para os modelos com e sem o efeito da compactação. Conforme discutido anteriormente, as maiores diferenças foram obtidas para os modelos com menores valores de módulo de deformabilidade do solo.

**Figura 4.21** - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando:(a)  $E_{oed}=10$  MPa; (b)  $E_{oed}=20$  MPa; (c)  $E_{oed}=40$  MPa; (d)  $E_{oed}=60$  MPa

Fonte: O Autor (2020)

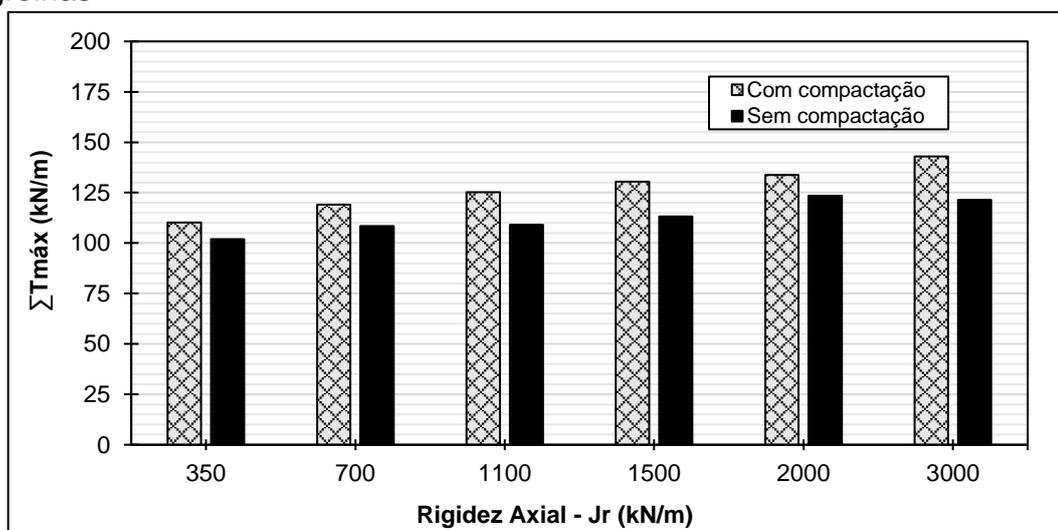
A partir da análise dos modelos com variação dos módulos de deformabilidade do solo, verificou-se que todos apresentaram um bom desempenho sob condições de trabalho, visto que as deformações máximas nas geogrelhas foram em torno de 1,6% e os deslocamentos laterais máximos foram de 1,3% da altura do muro.

#### 4.2.4 Módulo de Rigidez Axial das Geogrelhas

Além dos parâmetros do solo, também foi analisada a influência dos parâmetros da geogrelha no desempenho da seção típica em estudo. A primeira propriedade dos reforços investigada, foi o módulo de rigidez à tração axial dos reforços ( $J_r$ ) que, juntamente com a resistência à tração, se constitui num dos parâmetros mais importantes no dimensionamento e especificação dos geossintéticos.

Os valores atribuídos para esta análise ( $J_r = 350$  a  $3000$  kN/m), são condizentes com reforços em geogrelhas de PET, as quais foram utilizadas nas diversas seções da obra do rebaixamento da linha férrea. Para os demais materiais foram mantidos os parâmetros adotados para a seção típica. Na Figura 4.22 é mostrada a influência do módulo de rigidez axial no somatório de tração máxima das camadas de geogrelhas, para os modelos com e sem consideração do efeito da compactação.

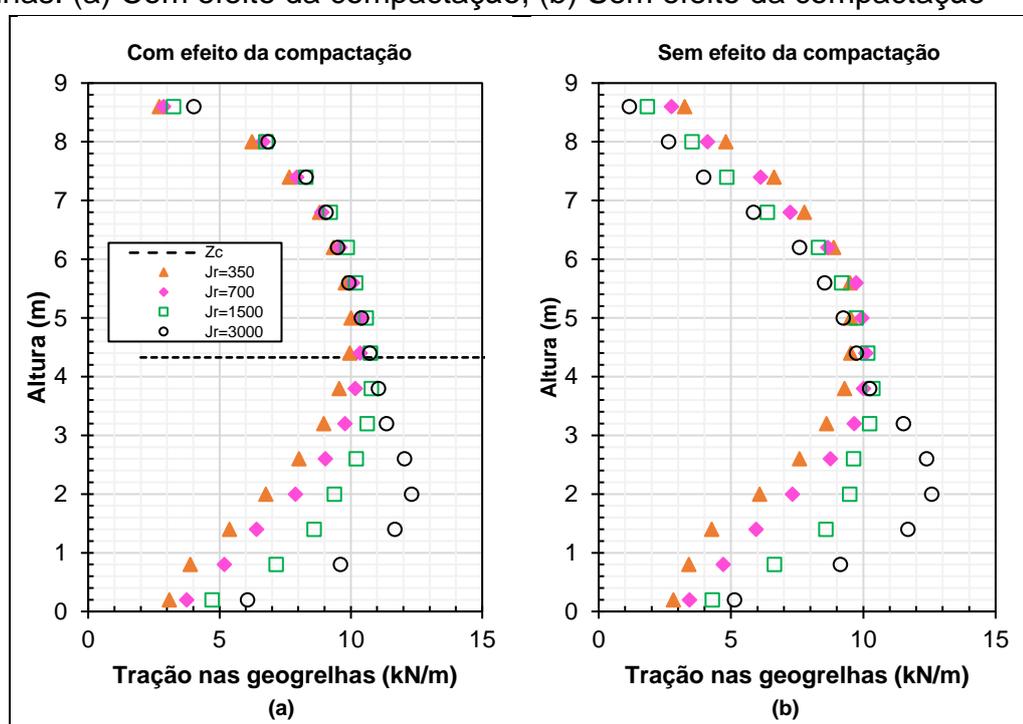
**Figura 4.22** - Efeito do módulo de rigidez axial na mobilização de tração nas geogrelhas



Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.22, o aumento da rigidez dos reforços resultou numa maior mobilização de tração nas geogrelhas. De forma similar as análises anteriores, os modelos em que a compactação foi simulada tiveram maiores valores de tração. Para auxiliar na análise do efeito da rigidez dos reforços, na Figura 4.23 encontram-se ilustradas as formas de distribuição de tração nas geogrelhas em relação à profundidade normalizada do muro, para diferentes valores do módulo de rigidez à tração axial dos reforços ( $J_r$ ).

**Figura 4.23** - Influência do módulo de rigidez axial na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

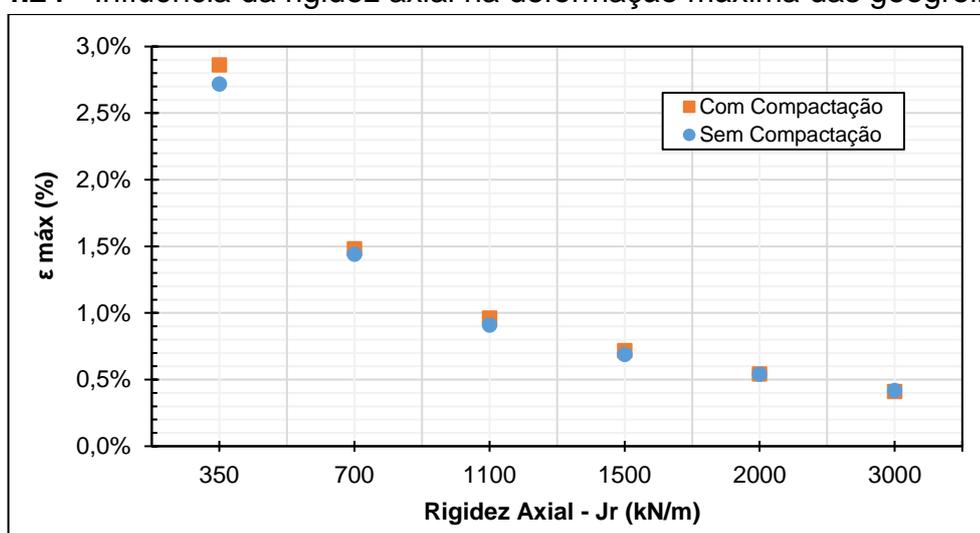
Conforme se observa na Figura 4.23, a rigidez dos reforços exerceu mais influência na parte inferior do muro. Para os reforços de menor rigidez, a distribuição de tração nas geogrelhas é aproximadamente “trapezoidal”, entretanto, com o aumento da rigidez axial das geogrelhas, a distribuição de tração apresenta-se no formato “triangular”. Mirmoradi e Ehrlich (2017) concluíram que o aumento da rigidez dos reforços implica na mudança da distribuição de cargas, de “trapezoidal” para “triangular”

Esse comportamento observado está de acordo com o conceito de rigidez relativa abordado por Ehrlich e Mitchell (1994), em que os autores mostraram que a

condição de equilíbrio da massa reforçada depende tanto da rigidez do geossintético, quanto do solo. Em linhas gerais, para os reforços menos rígidos é necessária uma maior deformação do conjunto para se estabelecer o equilíbrio, enquanto para reforços mais rígidos pequenos valores de deformação já são suficientes para mobilizar esforços de tração no reforço.

Na Figura 4.24 são apresentadas as deformações máximas nos reforços, obtidas por meio dos modelos numéricos perante a variação do módulo de rigidez axial das geogrelhas.

**Figura 4.24** - Influência da rigidez axial na deformação máxima das geogrelhas

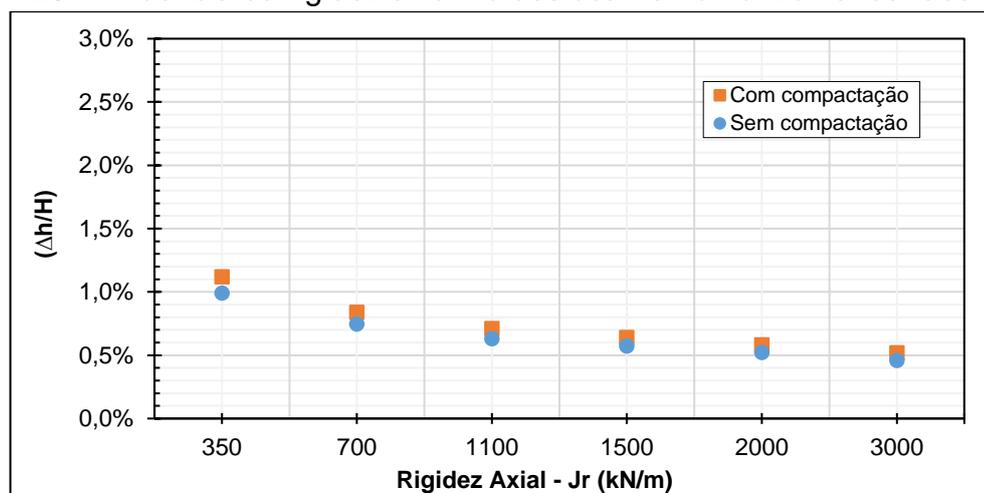


Fonte: O Autor (2020)

A partir da análise da Figura 4.24, pode-se reafirmar as considerações a respeito da influência da rigidez axial das geogrelhas, realizadas anteriormente. Verifica-se que, para os reforços de menor rigidez (350 kN/m) as deformações axiais medidas foram de aproximadamente 2,8%, enquanto para as geogrelhas mais rígidas (3000 kN/m) esse valor foi reduzido para 0,4%.

Na Figura 4.25 apresenta-se a influência da rigidez axial das geogrelhas no deslocamento horizontal máximo em relação à altura da estrutura.

**Figura 4.25** - Influência da rigidez axial no deslocamento horizontal da face

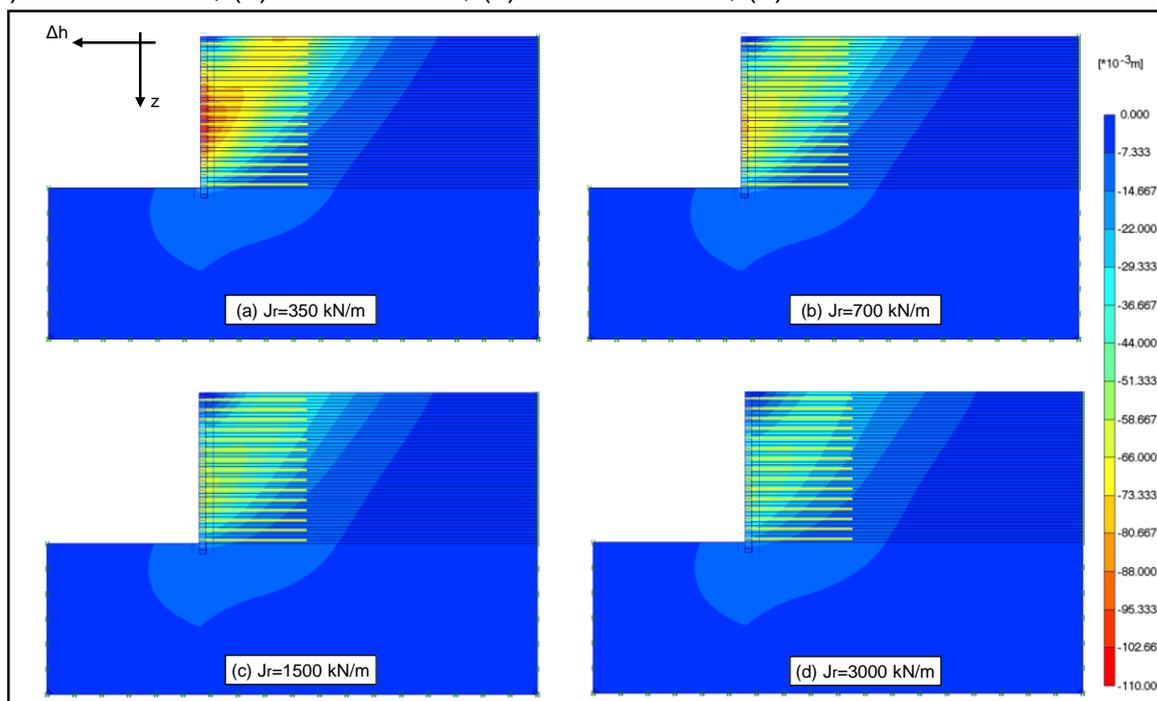


Fonte: O Autor (2020)

Com base na Figura 4.25 pode-se inferir que o aumento da rigidez axial das geogrelhas influenciaram significativamente nos deslocamentos horizontais da face, sendo obtidos valores de 1,1% e 0,5% em relação à altura do muro, para as rigidezes de 350 e 3000 kN/m, respectivamente. A influência da rigidez dos reforços não é restrita apenas aos deslocamentos da face, na Figura 4.26 é mostrado o efeito da rigidez axial dos reforços nos campos de deslocamentos horizontais na região interna do conjunto solo-reforço, nestes modelos foi simulado o efeito da compactação.

**Figura 4.26** - Campos de deslocamentos horizontais:

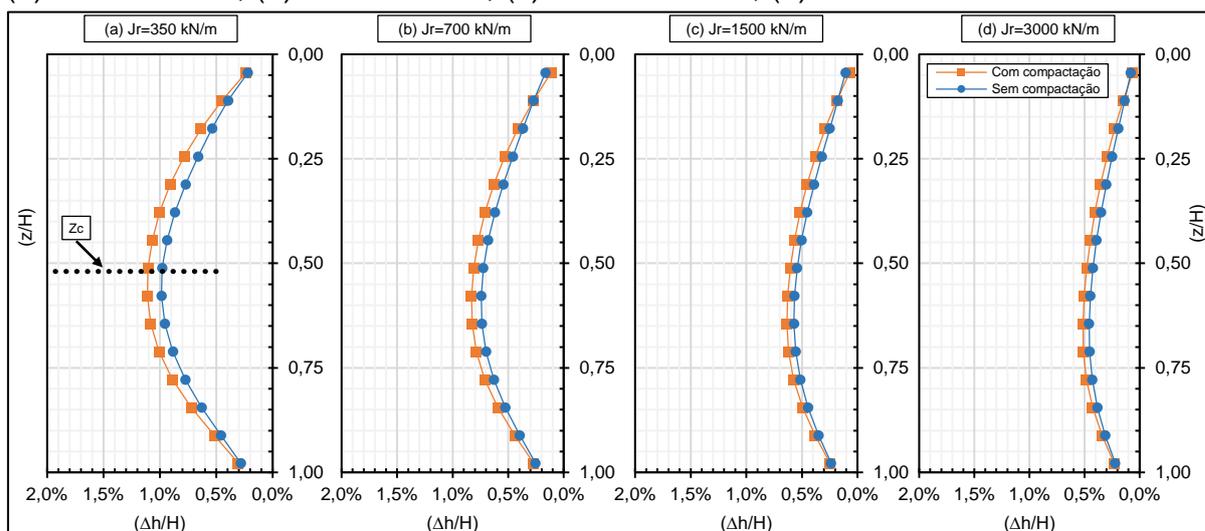
(a)  $J_r=350$  kN/m; (b)  $J_r=700$  kN/m; (c)  $J_r=1500$  kN/m; (d)  $J_r=3000$  kN/m



Fonte: O Autor (2020)

De acordo com a Figura 4.26, para reforços mais rígidos houve significativa redução dos deslocamentos do maciço de solo reforçado. Os perfis de deslocamentos dos modelos numéricos simulados são apresentados na Figura 4.27, para diferentes valores de rigidez axial, simulados com e sem o efeito da compactação.

**Figura 4.27** - Perfil de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando: (a)  $J_r=350$  kN/m; (b)  $J_r=700$  kN/m; (c)  $J_r=1500$  kN/m; (d)  $J_r=3000$  kN/m



Fonte: O Autor (2020)

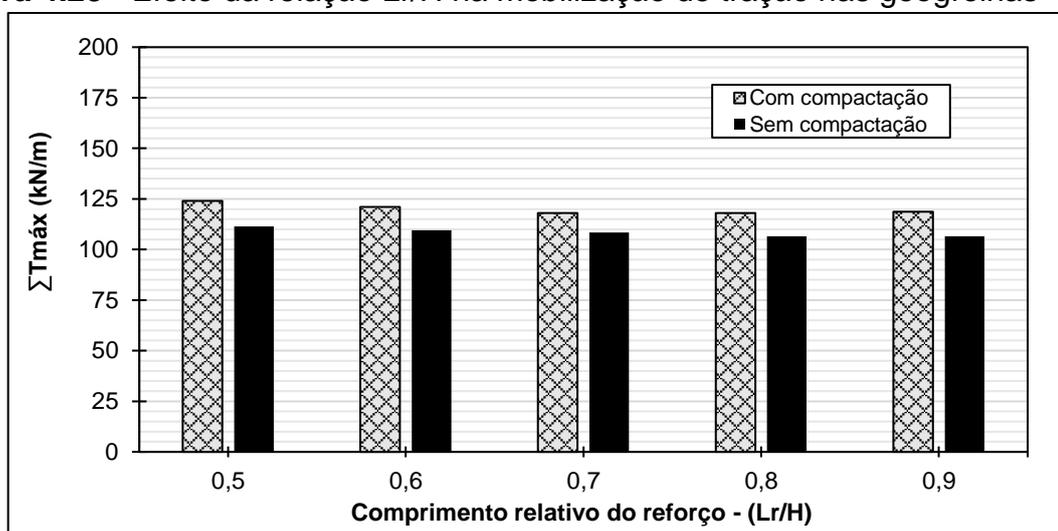
Conforme os resultados apresentados na Figura 4.27, verifica-se que os perfis de deslocamentos apresentam formas similares, no entanto o aumento da rigidez dos reforços promoveu uma redução significativa dos deslocamentos, principalmente na região central da estrutura. De modo geral, os modelos numéricos simulados apresentaram um bom desempenho, tendo em vista que tanto as deformações axiais dos reforços quanto os deslocamentos da face obtidos resultaram valores abaixo do limite convencional de 3%.

Os resultados aqui mostrados estão em conformidade com estudos apresentados por outros autores, os quais demonstraram que reforços mais rígidos tendem a reduzir de forma significativa as deformações laterais. Assim, as condições de repouso tendem a se estabelecer. No entanto, se reforços mais deformáveis forem utilizados, a massa de solo necessitará de um maior deslocamento para estabelecer as condições de equilíbrio, se aproximando do estado ativo. Portanto, de modo geral, quanto mais rígido for o reforço, maiores serão as forças mobilizadas e menores os deslocamentos (BENJAMIM, 2006; DANTAS, 2004; EHRLICH e MITCHELL, 1994).

#### 4.2.5 Comprimento das Geogrelhas

Nos projetos de muros em solos reforçados, geralmente o comprimento do reforço é determinado de modo a atender as condições de segurança tanto para a estabilidade interna quanto externa. Basicamente, o comprimento do reforço é responsável por mobilizar resistência devido ao atrito com o solo e, também, garantir a ancoragem dos reforços na zona resistente, de modo a evitar o arrancamento. Com relação ao pré-dimensionamento, em geral, os comprimentos dos reforços são definidos como uma porcentagem da altura do muro. Na literatura recomenda-se que uma relação entre o comprimento da geogrelha pela altura do muro ( $L_r/H$ ) = 0,6 a 0,8. Assim, nesta etapa foi realizado um estudo para avaliar a influência dessa relação no comportamento da seção, atribuindo valores de ( $L_r/H$ ) entre 0,5 e 0,9, e mantendo-se constantes os demais parâmetros, conforme definidos para a seção típica. A influência dessa relação no somatório de mobilização de tração máxima nas geogrelhas pode ser observada na Figura 4.28.

**Figura 4.28** - Efeito da relação  $L_r/H$  na mobilização de tração nas geogrelhas

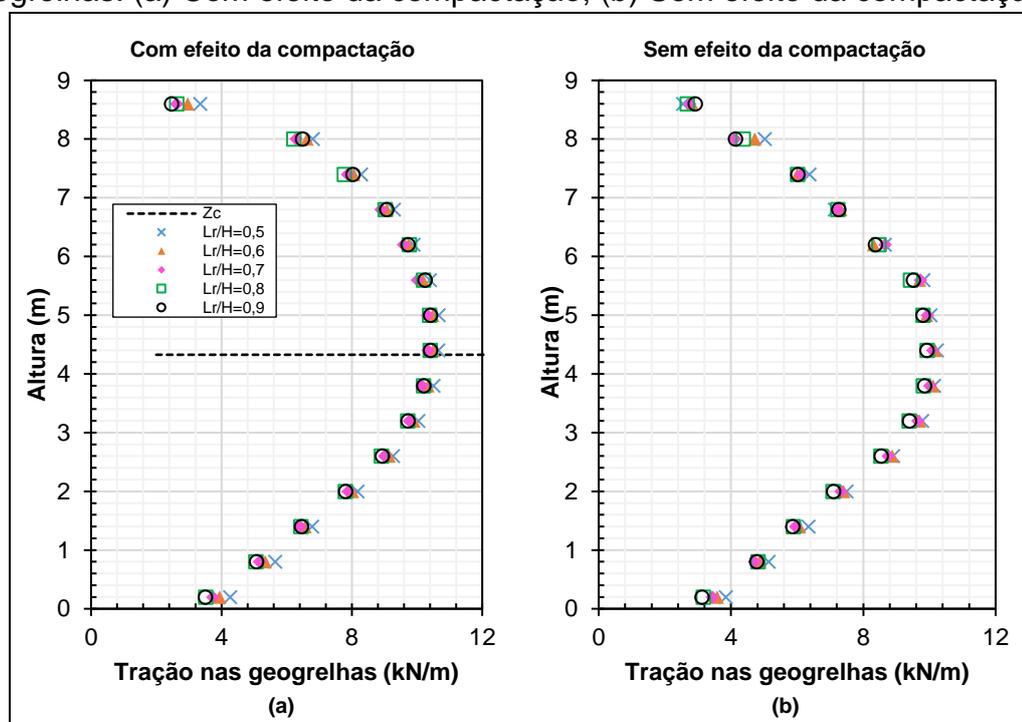


Fonte: O Autor (2020)

A partir da Figura 4.28 constata-se que o aumento do comprimento do reforço provocou apenas uma sutil redução na mobilização de tração nas geogrelhas. Esses resultados estão de acordo com o apresentado por Ho e Rowe (1996), onde os autores concluíram que as forças desenvolvidas nos reforços são independentes do comprimento dos reforços quando a relação ( $L_r/H$ ) for maior que 0,7 e, para relações ( $L_r/H$ ) menores do que 0,7, o aumento de tração observado foi pequeno.

Na Figura 4.29 são plotados os valores de tração mobilizados nas camadas de geogrelhas em relação à altura do muro, para diferentes valores de comprimento.

**Figura 4.29** - Influência do comprimento relativo do reforço na distribuição de tração nas geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação

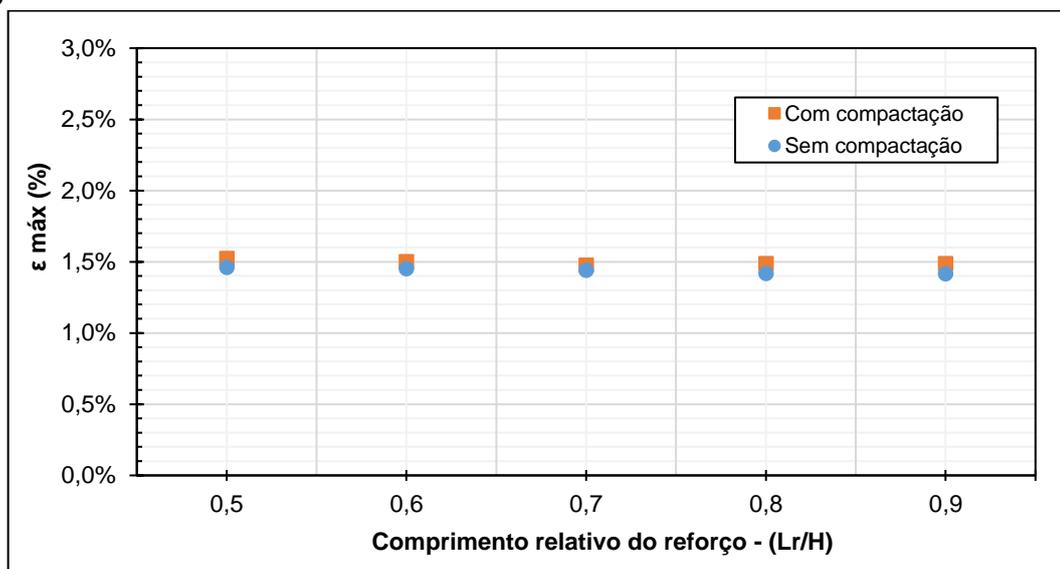


Fonte: O Autor (2020)

Os resultados apresentados na Figura 4.29 demonstram que a variação do comprimento dos reforços teve pouca influência na forma de distribuição de tração ao longo da seção, as quais se apresentaram no formato “trapezoidal”. Os modelos em que foram simulados o procedimento de compactação apresentaram maiores valores de tração mobilizada nas geogrelhas para a região acima da profundidade de influência da compactação ( $Z_c$ ).

Na Figura 4.30 são apresentadas as deformações máximas nas geogrelhas em função do comprimento relativo do reforço ( $L_r/H$ ). Conforme as análises anteriores, mesmo com a variação da relação  $L_r/H$  de 0,5 a 0,8, foi observado que as deformações máximas das geogrelhas, foram aproximadamente constantes com um valor de 1,5%. Assim, tanto nos modelos em que o efeito da compactação foi considerado, quanto nos modelos em que este efeito foi desprezado, não se verificou uma influência significativa de  $L_r/H$  sobre as deformações nos reforços.

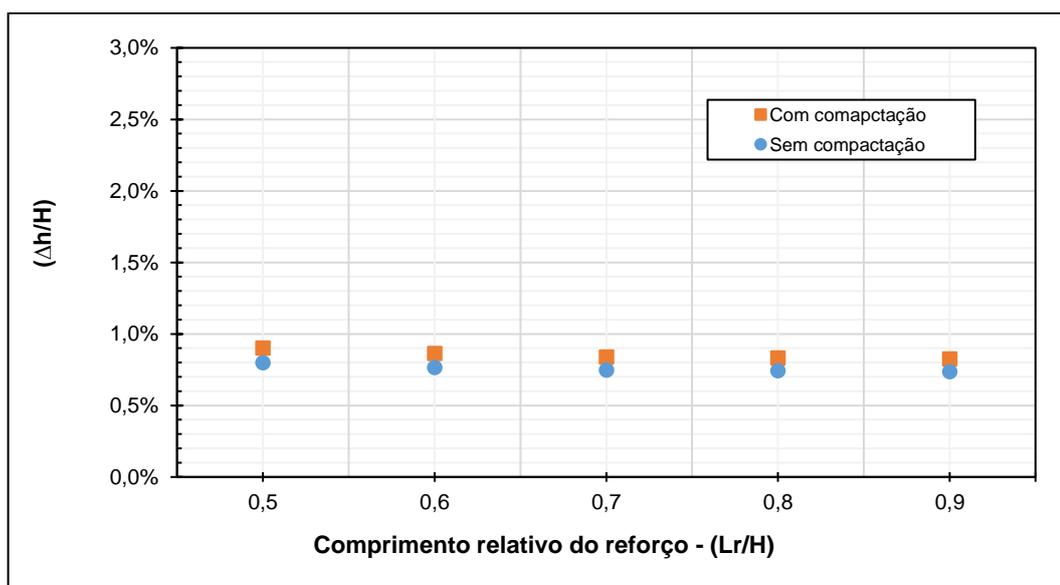
**Figura 4.30** - Influência do comprimento do reforço na deformação máxima das geogrelhas



Fonte: O Autor (2020)

Na Figura 4.31 são apresentados os deslocamentos horizontais máximos da face em função do comprimento relativo dos reforços, com e sem o efeito da compactação.

**Figura 4.31** - Influência do comprimento do reforço no deslocamento horizontal da face



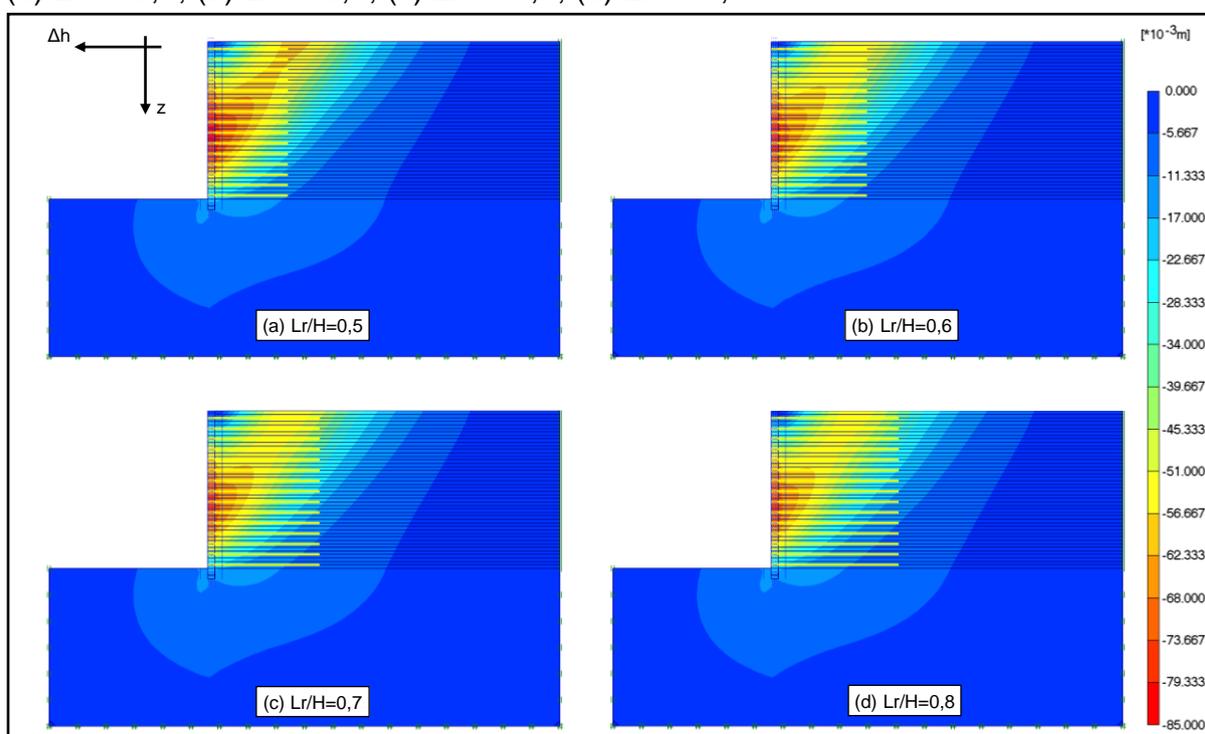
Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.31, com o aumento do comprimento dos reforços houve uma pequena redução nos deslocamentos horizontais de, aproximadamente, 0,9% a 0,8% da altura do muro.

Além da resistência à ruptura, os reforços devem ter, também, comprimentos suficientes para garantir o embutimento na zona resistente. Para ilustrar esse efeito, os campos de deslocamento horizontal do muro em solo reforçado, para diferentes comprimentos relativos dos reforços, são apresentados na Figura 4.32, considerando as tensões induzidas pela compactação.

**Figura 4.32** - Campos de deslocamentos horizontais:

(a)  $L_r/H=0,5$ ; (b)  $L_r/H=0,6$ ; (c)  $L_r/H=0,7$ ; (d)  $L_r/H=0,8$

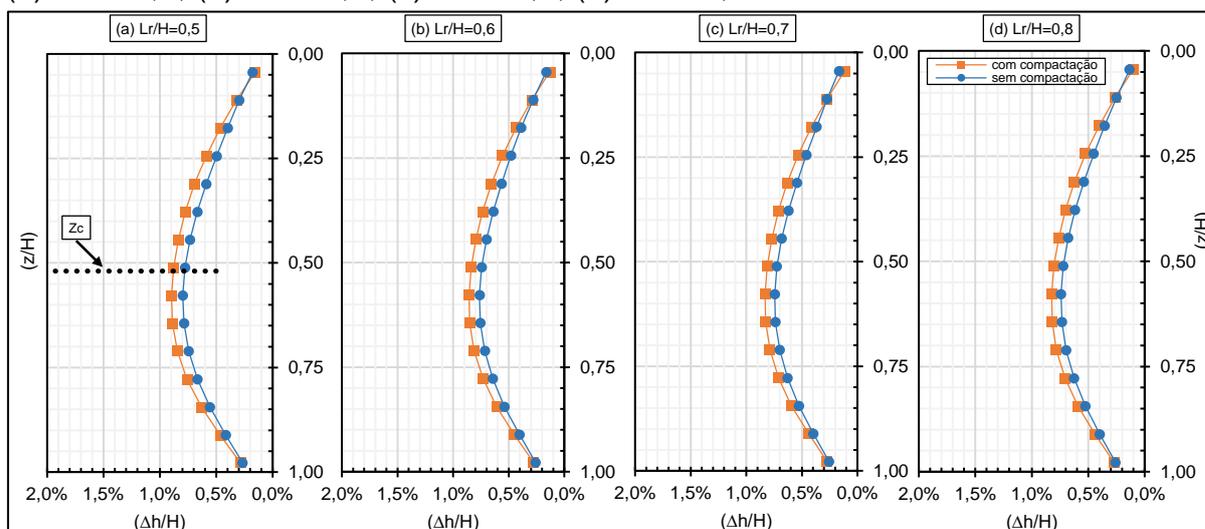


Fonte: O Autor (2020)

A partir da análise da Figura 4.32, pode ser verificado que para o comprimento relativo  $(L_r/H) = 0,5$ , os reforços próximos ao topo do muro não transpassaram (“costuram”) uma região de grandes deslocamentos horizontais. Ao aumentar o comprimento dos reforços a partir da relação  $(L_r/H) = 0,6$ , observa-se que os reforços ultrapassaram essa região e, conseqüentemente, houve uma diminuição do deslocamento da massa de solo.

Na Figura 4.33 são apresentados os perfis de deslocamentos horizontais da face, para os diferentes comprimentos relativos de reforços adotados.

**Figura 4.33** – Perfis de deslocamentos horizontais da face do muro, considerando: (a)  $L_r/H=0,5$ ; (b)  $L_r/H=0,6$ ; (c)  $L_r/H=0,7$ ; (d)  $L_r/H=0,8$



Fonte: O Autor (2020)

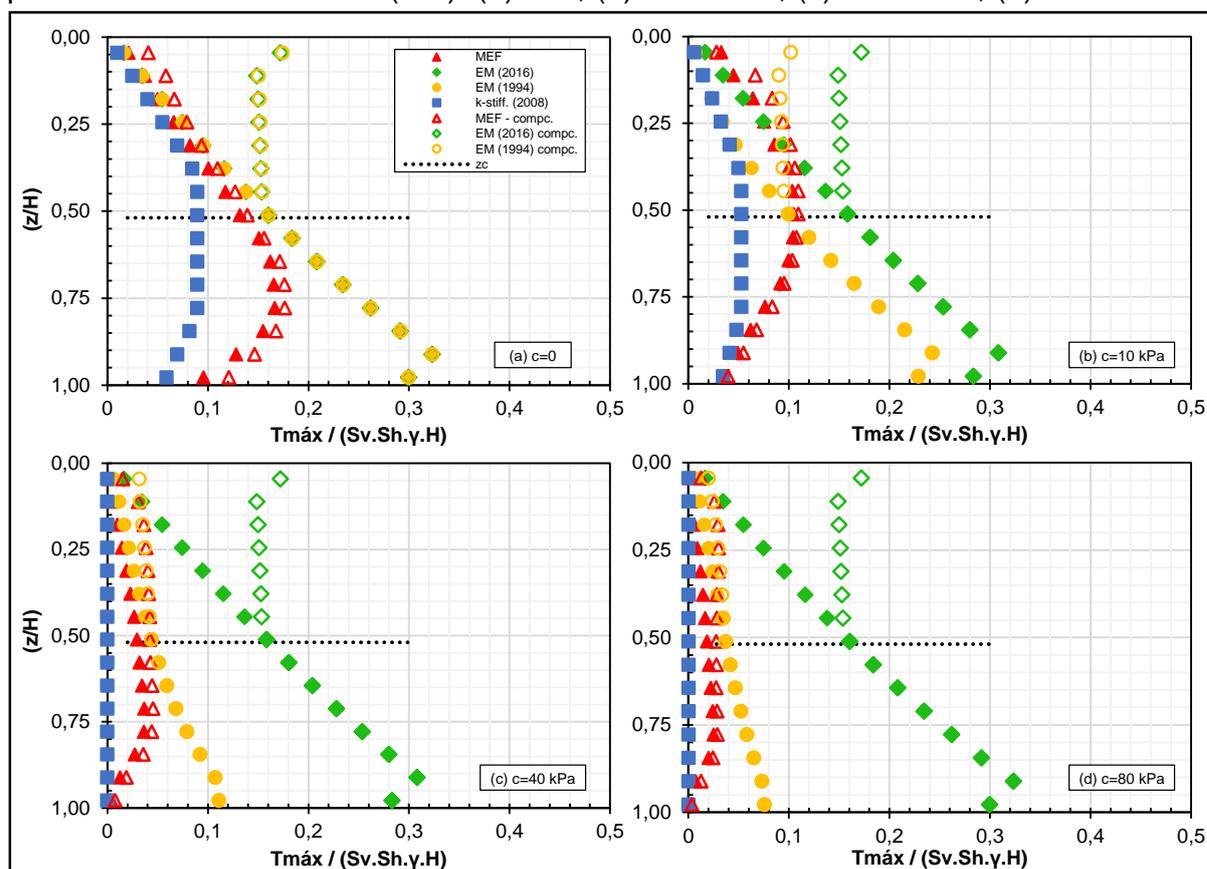
Verifica-se, a partir da análise da Figura 4.33, que o aumento da relação  $L_r/H$  tende a diminuir os deslocamentos da face, porém, de forma pouco significativa. De modo geral, para os modelos estudados, pode-se considerar que o desempenho foi satisfatório sob condições de trabalho, com deformações máximas nas geogrelhas na ordem de 1,5% e deslocamentos horizontais menores do que 1% da altura do muro. Entretanto, foi observado que para a relação  $(L_r/H) = 0,5$ , o comprimento dos reforços não ultrapassou regiões de grandes deslocamentos internos da massa de solo reforçado, o que poderia causar instabilidade interna, caso o carregamento sobre a estrutura fosse aumentado. Portanto, recomenda-se que, sob condições de trabalho, seja utilizado um comprimento relativo dos reforços ( $L_r/H$ ) de, no mínimo, 0,6.

#### 4.3 COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS NUMÉRICOS E OS MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO

Neste item é feito um comparativo entre os valores de tração nas geogrelhas obtidos nos modelos numéricos e aqueles resultantes de três métodos analíticos de dimensionamento de muros em solos reforçados. Os métodos analíticos selecionados para essa análise foram os de Ehrlich e Mitchell (1994), Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Bathurst et al. (2008) – Método “*K-Stiffness*”. Em virtude das particularidades dos procedimentos teóricos, realizou-se um estudo paramétrico, com o objetivo de verificar a concordância dos métodos analíticos com a simulação numérica realizada.

Inicialmente, na Figura 4.34 são apresentados os resultados adimensionais da distribuição de tração máxima mobilizada nas camadas de geogrelha em função da profundidade normalizada ( $z/H$ ), obtidas por meio das simulações numéricas (MEF) e por métodos analíticos de cálculo. Nesta análise, os valores de coesão foram variados e os demais parâmetros dos materiais foram mantidos constantes, conforme definido na seção típica. Além disso, são apresentados os resultados com e sem a consideração da compactação, tanto para os modelos numéricos, quanto para os cálculos analíticos.

**Figura 4.34** - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas em função da profundidade normalizada ( $z/H$ ): (a)  $c=0$ ; (b)  $c=10$  kPa; (c)  $c=40$  kPa; (d)  $c=80$  kPa



Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.34, para o caso de coesão nula, verificou-se que os métodos Ehrlich e Mitchell (1994) - EM (1994) e Ehrlich e Mirmoradi (2016) - EM (2016) conduzem a valores muito próximos.

Ehrlich e Mirmoradi (2016) afirmaram, após estudos paramétricos, que para os casos em que a coesão é desprezada, as diferenças na previsão de  $T_{máx}$  entre o método original (EM 1994) e o simplificado (EM 2016) não ultrapassaram 5%.

Entretanto, com o aumento da coesão houve discrepâncias entre as metodologias, visto que no procedimento simplificado, a coesão não é levada em consideração.

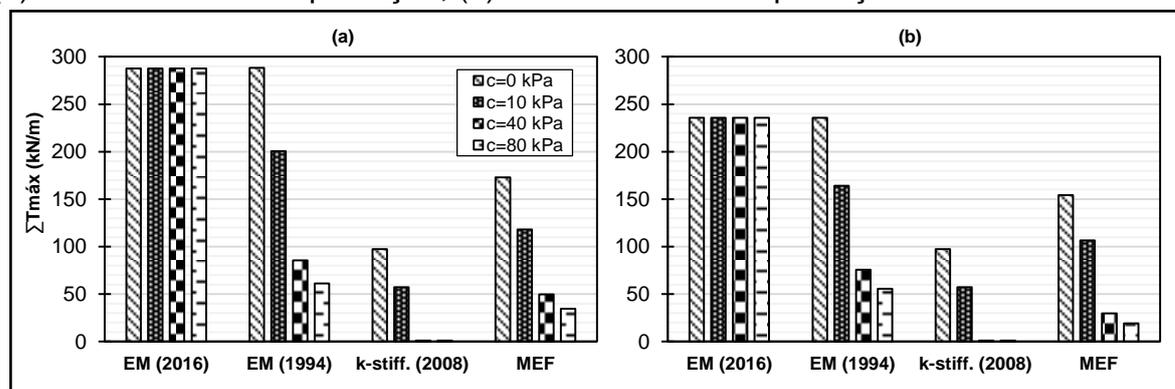
As previsões do método de Ehrlich e Mitchell (1994) apresentaram boa concordância com as simulações numéricas, especialmente para as camadas próximas ao topo (acima da profundidade de influência da compactação –  $Z_c$ ), sendo as maiores diferenças observadas para as camadas próximas à base da estrutura, devido à restrição dos deslocamentos no pé do muro.

Para o método Ehrlich e Mirmoradi (2016), com o aumento da coesão, a metodologia analítica apontou uma tendência a superestimar os valores de tração nas geogrelhas quando comparados com aqueles resultantes das simulações numéricas. Isso deve-se ao fato do procedimento simplificado não considerar a coesão no dimensionamento.

Em geral, quando comparado aos resultados dos modelos numéricos, o método *K-stiffness* (K-stiff. 2008) apresentou uma previsão de tração inferior à obtida pela simulação numérica, sendo tal discrepância ainda maior com o aumento da coesão. Para os modelos, considerando os valores da coesão de 40 kPa e 80 kPa, o procedimento *K-stiffness* conduziu a valores de tração negativos nos reforços, o que fisicamente significa que os reforços não estariam sendo solicitados e o muro poderia permanecer estável sem a presença das geogrelhas. Por esta razão, a tração nos reforços foi considerada nula.

Na Figura 4.35 são apresentados os somatórios de tração mobilizada nos reforços, em função da coesão, para as metodologias analíticas e modelos numéricos, com e sem o efeito da compactação.

**Figura 4.35** – Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função da coesão: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

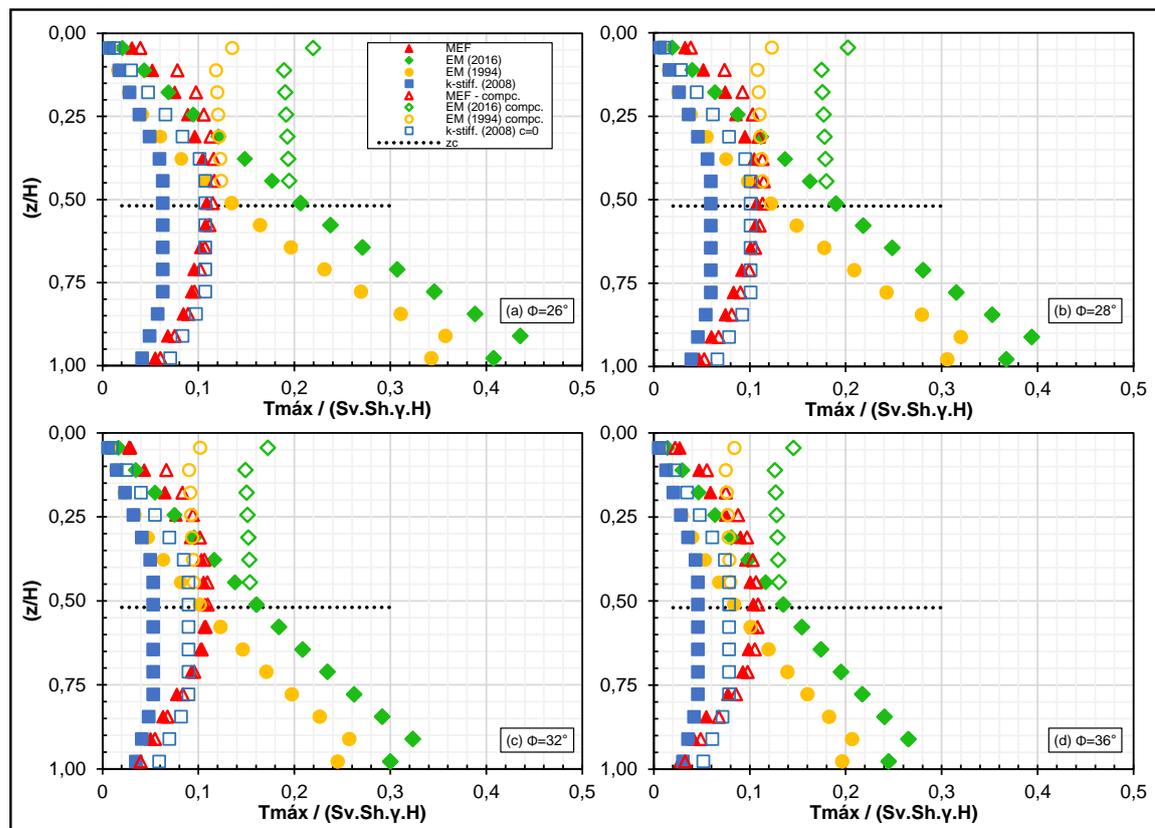
A Figura 4.35, em análise, mostra que, para a metodologia de Ehrlich e Mirmoradi (2016), os valores mobilizados de tração permaneceram constantes, tendo em vista que o parâmetro coesão não é considerado nesse procedimento. Os somatórios de tração nos reforços, por meio do procedimento de Ehrlich e Mitchell (1994), apresentaram-se superiores aos obtidos nos modelos numéricos. Tais diferenças deve-se à forma de distribuição de tração próxima à base da estrutura, conforme ilustrado na Figura 4.34.

Para o método *K-stiffness* os somatórios de tração foram inferiores aos obtidos nas simulações numéricas, sendo que para maiores valores de coesão, teoricamente as geogrelhas não seriam solicitadas. Além disso, observa-se que os valores dos somatórios de tração são iguais, considerando ou não o efeito da compactação. Isso ocorre nessa metodologia, pois, a compactação não é considerada de forma explícita.

Um ponto importante a ser destacado é que as trações mobilizadas nas geogrelhas diminuem significativamente com o aumento da coesão. Riccio Filho (2007), Riccio; Ehrlich e Dias (2014) e Moratori (2015), realizaram instrumentações de muros em escala real, com características semelhantes à seção típica considerada neste estudo. As forças de tração medidas, em geral, foram menores do que as previstas pelos métodos teóricos. Os autores atribuíram essas diferenças ao efeito da coesão aparente que, provavelmente, foram maiores em campo do que as previstas em laboratório. Conforme Ehrlich e Mitchell (1994) a coesão desempenha um papel estabilizador e reduz de forma significativa os esforços de tração nos reforços e salientam, portanto, a importância da manutenção das condições não saturadas em campo.

Na Figura 4.36 apresenta-se o cotejamento dos modelos numéricos com as previsões de distribuição da tração máxima nas geogrelhas por meio dos métodos analíticos, tendo como parâmetro de variação o ângulo de atrito. De forma semelhante às análises anteriores, os demais parâmetros dos materiais foram tomados conforme definidos para a seção típica.

**Figura 4.36** - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas: (a)  $\Phi=26^\circ$ ; (b)  $\Phi=28^\circ$ ; (c)  $\Phi=32^\circ$ ; (d)  $\Phi=36^\circ$



Fonte: O Autor (2020)

De acordo com a Figura 4.36, considerando o efeito da compactação, o método de Ehrlich e Mitchell (1994) – (EM 1994 compc.) apresentaram resultados similares aos obtidos na parte superior do muro para os modelos numéricos, enquanto que o procedimento simplificado Ehrlich e Mirmoradi (2016) – (EM 2016 compc.), em geral, apresentou valores de tração nas geogrelhas mais elevados.

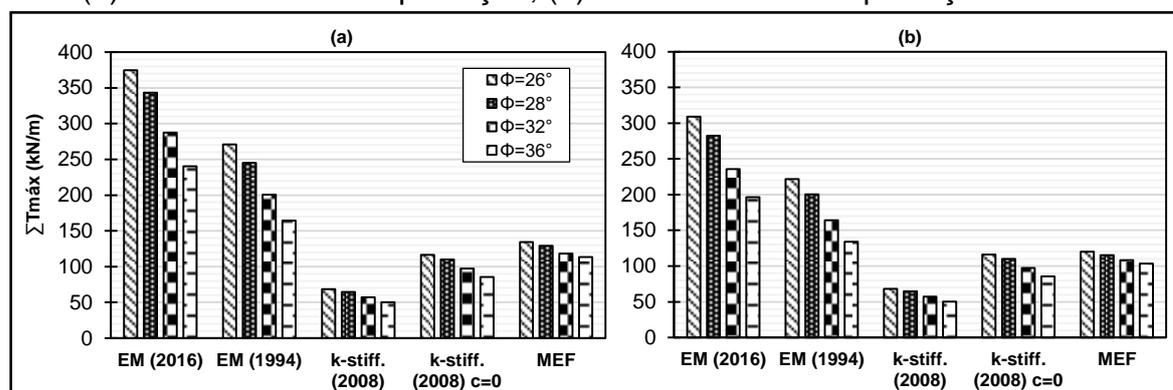
No entanto, quando a compactação não foi considerada, o método (EM 2016), teve uma boa concordância com os modelos numéricos. Esta coerência entre os resultados do modelo simplificado e os modelos numéricos pode ter ocorrido em função de uma compensação de fatores, ou seja, por não considerar o efeito da compactação os esforços nas geogrelhas são reduzidos, mas, ao mesmo tempo, como essa metodologia analítica não considera o parâmetro da coesão há um aumento das solicitações.

Quanto ao método *K-stiffness*, em geral, as previsões de tração nas geogrelhas apresentaram valores menores quando comparados com aqueles obtidos por meio dos modelos numéricos. Mesmo assim, a forma de distribuição de tração “trapezoidal”

encontrada foi semelhante àquela obtida das simulações via elementos finitos. Na seção típica, foi atribuído um valor de 10 kPa como representativo para a coesão, e como já discutido anteriormente, este parâmetro tende a diminuir os esforços de tração nas geogrelhas. Nesse sentido, também, foram efetuados cálculos pelo método *K-stiffness*, desprezando o parâmetro de coesão (*K-stiff.* 2008  $c=0$ ). Ao desprezar o efeito da coesão, percebeu-se um melhor ajuste entre as previsões do método analítico com os modelos numéricos, entretanto, as previsões analíticas ainda foram menores. Deve-se destacar que a metodologia *K-stiffness* considera o efeito da rigidez da face (blocos de concreto) o que contribui para reduzir os esforços nas geogrelhas.

Na Figura 4.37 são apresentados os somatórios de tração máxima mobilizada nas camadas de reforços, em função do ângulo de atrito, para as diferentes metodologias analíticas e modelos numéricos, considerando com e sem o efeito da compactação.

**Figura 4.37** - Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função do ângulo de atrito: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

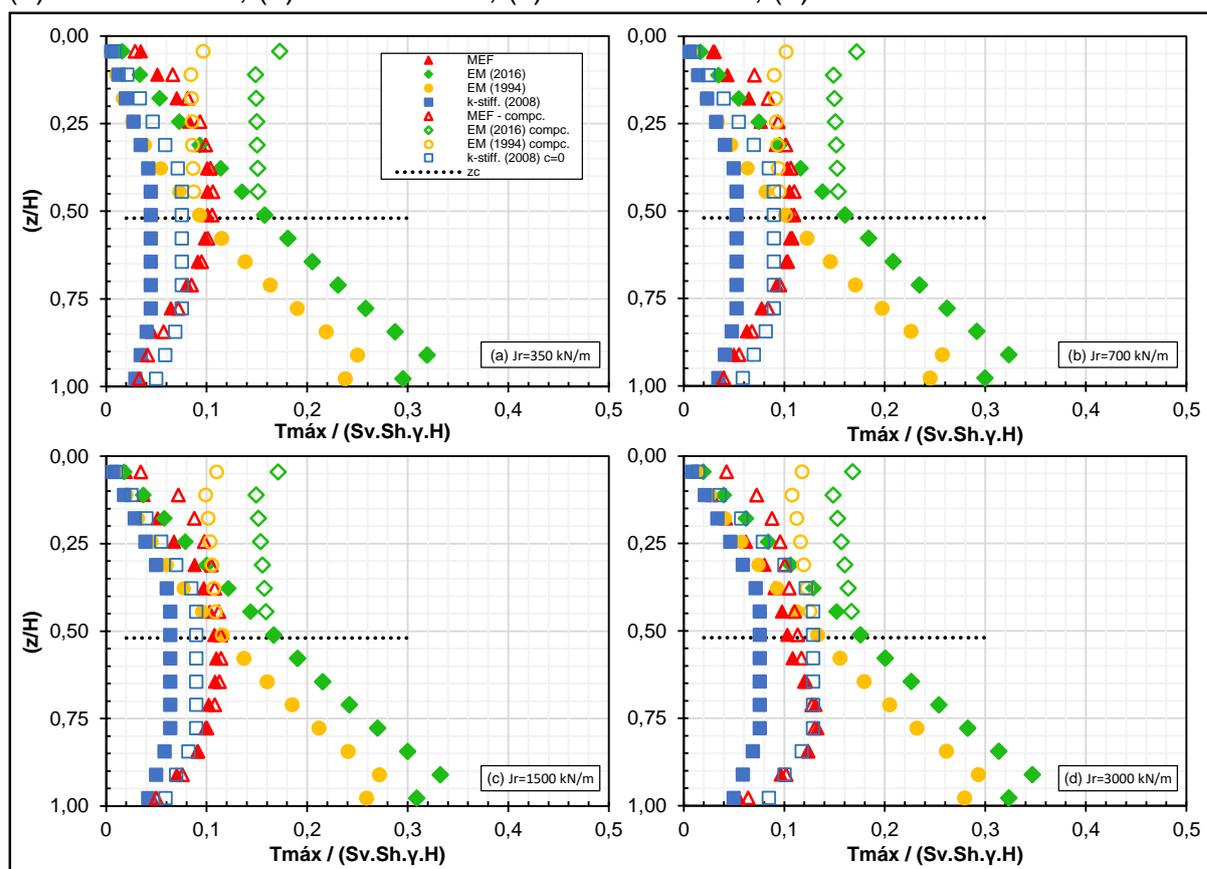
Para todas análises, Figura 4.37, os resultados mostram que o aumento do ângulo de atrito reduziu a sollicitação nos reforços, como já era esperado. Com relação a previsão dos métodos analíticos, via de regra, a metodologia de Ehrlich e Mirmoradi (2016) foi a que apresentou resultados mais conservadores, por desprezar nos cálculos o valor de coesão. O procedimento original (EM 1994) também apresentou um somatório de tração superior ao procedimento numérico, essas diferenças se devem pela discrepância dos valores de tração mobilizadas nas camadas próximas à base, no entanto, com o aumento do ângulo de atrito, as diferenças diminuíram. O método *K-stiffness* apresentou uma previsão de mobilização de tração nas geogrelhas inferior aos modelos numéricos, porém, quando o parâmetro coesão foi desprezado

nos cálculos, verificou-se um melhor ajuste da metodologia analítica com as simulações numéricas.

Na Figura 4.36 apresenta-se o comparativo de distribuição de tração das previsões teóricas com os modelos numéricos, tendo como parâmetro de variação o módulo de rigidez axial das geogrelhas ( $J_r$ ).

**Figura 4.38** - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas:

(a)  $J_r=350$  kN/m; (b)  $J_r=700$  kN/m; (c)  $J_r=1500$  kN/m; (d)  $J_r=3000$  kN/m



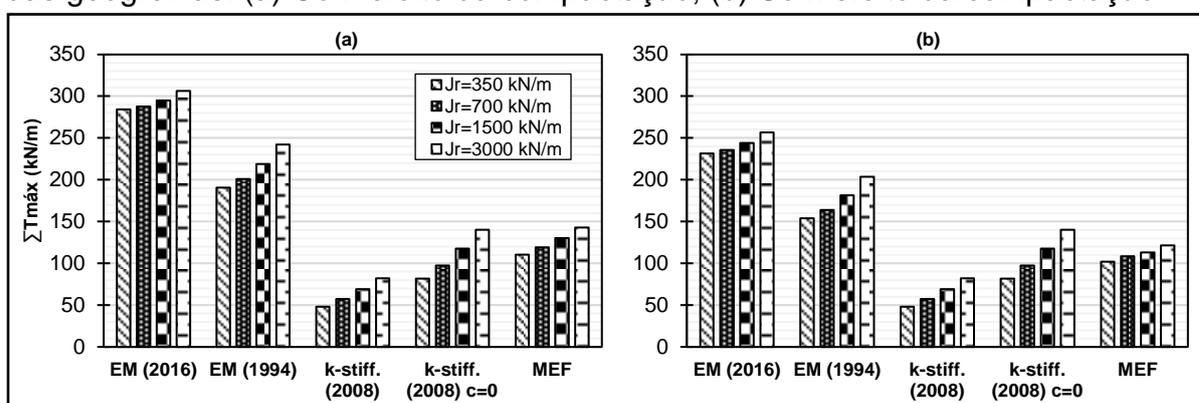
Fonte: O Autor (2020)

Em geral, os resultados obtidos nessa avaliação foram semelhantes às análises anteriores. O método *K-stiffness* apresentou previsões de tração inferiores aos modelos numéricos e, também, aos outros métodos analíticos, no entanto, quando desprezado o valor de coesão, obteve-se um melhor ajuste do procedimento *K-stiffness* com as simulações numéricas. O método de Ehrlich e Mirmoradi (2016) foi o mais conservador, especialmente quando foi considerado o efeito da compactação. O procedimento de Ehrlich e Mitchell (1994), considerando o efeito da compactação (EM 1994 comp.), conduziu à um bom ajuste com os modelos numéricos para a parte superior do muro, e maiores diferenças para as camadas próximas à base.

Essas diferenças se devem, provavelmente, à forma de distribuição de tração, tanto para o procedimento original (EM 1994), quanto para o método simplificado (EM 2016), uma vez que ambos não consideram o efeito da restrição dos deslocamentos no pé do muro. Portanto, nessas previsões analíticas os reforços mais solicitados estão próximos a base, assumindo uma distribuição “triangular” de tração após as tensões geostáticas superar os efeitos da compactação.

Na Figura 4.39 são apresentados os somatórios de tração mobilizadas nos reforços para os métodos analíticos e modelos numéricos, em função da rigidez das geogrelhas, com e sem o efeito da compactação.

**Figura 4.39** - Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função da rigidez axial das geogrelhas: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação

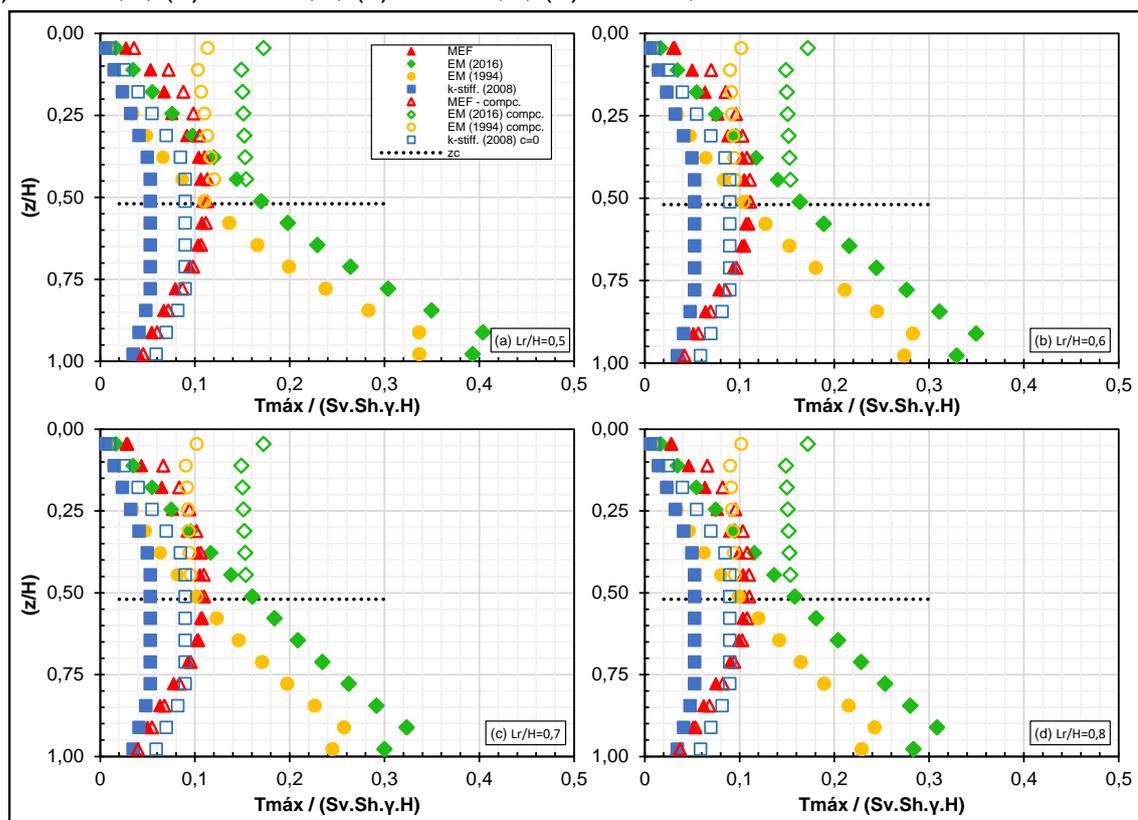


Fonte: O Autor (2020)

Como se observa na Figura 4.39, de modo geral, com o aumento da rigidez das geogrelhas, os esforços de tração aumentaram, assim como discutido anteriormente. As metodologias de Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Ehrlich e Mitchell (1994) apresentaram maiores previsões de mobilização de tração em relação aos valores obtidos por meio da análise via elementos finitos (MEF). Entretanto, as previsões do método *K-stiffness* se mostraram inferiores à todas as metodologias. Um ajuste mais próximo com as simulações numéricas foi obtido ao desprezar a parcela de coesão.

Por fim, apresentam-se na Figura 4.40 os valores adimensionais de tração máxima mobilizada em função da profundidade relativa ( $z/H$ ) de cada camada de geogrelha, obtidas por meio dos métodos analíticos e numéricos, com e sem o efeito da compactação. Ambos os métodos levaram em consideração a influência da variação da relação ( $L_r/H$ ), sendo as demais propriedades dos materiais mantidas constantes, conforme atribuídos na seção típica.

**Figura 4.40** - Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas:  
(a)  $L_r/H=0,5$ ; (b)  $L_r/H=0,6$ ; (c)  $L_r/H=0,7$ ; (d)  $L_r/H=0,8$



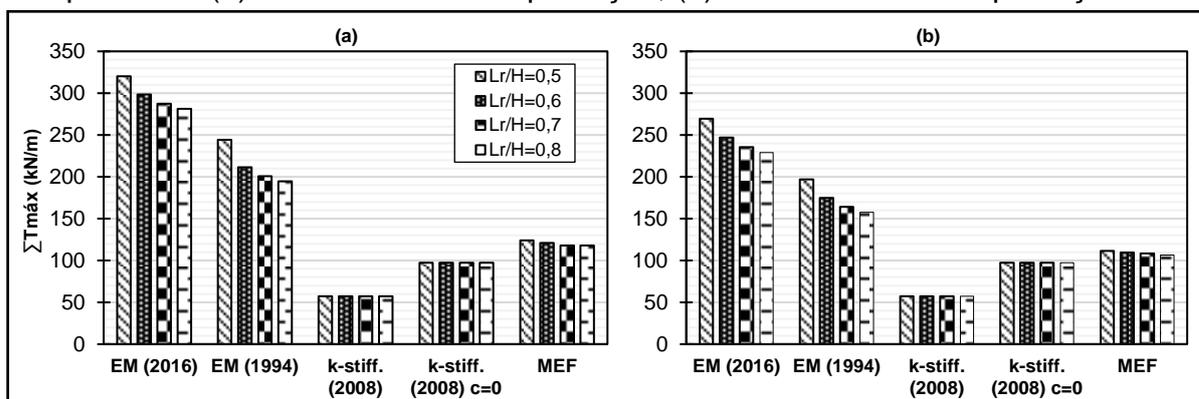
Fonte: O Autor (2020)

Como exposto na Figura 4.40, com relação à previsão dos métodos teóricos, os resultados obtidos foram semelhantes às análises anteriores. O método *K-stiffness* se aproximou da simulação numérica quando a coesão foi desprezada, entretanto, ao considerar a parcela da coesão nos cálculos, os resultados de tração foram significativamente inferiores aos modelos numéricos. O método simplificado (EM 2016) apresenta a mesma forma de distribuição de tração do procedimento original (EM 1994), no entanto, os valores diferem, pois, no método simplificado a coesão é desprezada. Assim, as previsões utilizando o método de Ehrlich e Mirmoradi (2016) foram as mais conservadoras.

O método Ehrlich e Mitchell (1994) apresentou uma boa concordância com as simulações numéricas para as camadas próximas ao topo, porém, apresentou divergências para as camadas próximas à base.

Na Figura 4.41 são apresentados os resultados do somatório de tração mobilizada nas geogrelhas para os diferentes métodos analíticos e, também, para os modelos numéricos, em função da variação do comprimento dos reforços, com e sem consideração do efeito da compactação.

**Figura 4.41** - Somatório de tração máxima nas geogrelhas, em função do comprimento: (a) Com efeito da compactação; (b) Sem efeito da compactação



Fonte: O Autor (2020)

Em linhas gerais, conforme a Figura 4.41, o aumento do comprimento relativo dos reforços gerou uma diminuição de mobilização da tração nos mesmos, exceto para o método *K-stiffness*, em que os valores permaneceram constantes. Isso ocorre, pois, devido à natureza empírica das equações propostas por Bathurst et al. (2008), o comprimento das inclusões não é considerado de forma explícita. Entretanto, os autores recomendam que seja utilizada uma relação ( $L_r/H$ ) em torno de 0,7.

### 4.3.1 Síntese comparativa

Ao realizar a comparação dos resultados obtidos pelas simulações numéricas com os valores calculados pelos métodos analíticos, percebeu-se que algumas características foram comuns em grande parte das análises. Nesse sentido, buscou-se encontrar respostas para tais observações, as quais são discutidas neste item.

Considerando os resultados apresentados anteriormente verificou-se que, via de regra, a metodologia *K-stiffness* - Bathurst et al. (2008) apresentou valores de tração menores do que aquelas obtidas pela simulação numérica. Moratori (2015) concluiu que a metodologia *K-stiffness* tende a subestimar as trações nos reforços, sendo uma das causas indicada o fato do método não levar em consideração de forma explícita a compactação. Além disso, a metodologia considera o efeito da rigidez da face, o que também contribui para diminuir as solicitações nos reforços. Outro ponto a ser destacado é que o método empírico apresentado por Bathurst et al. (2008), originalmente foi desenvolvido para solos granulares e em regiões predominantemente de clima temperado. Portanto, conforme Riccio; Ehrlich e Dias

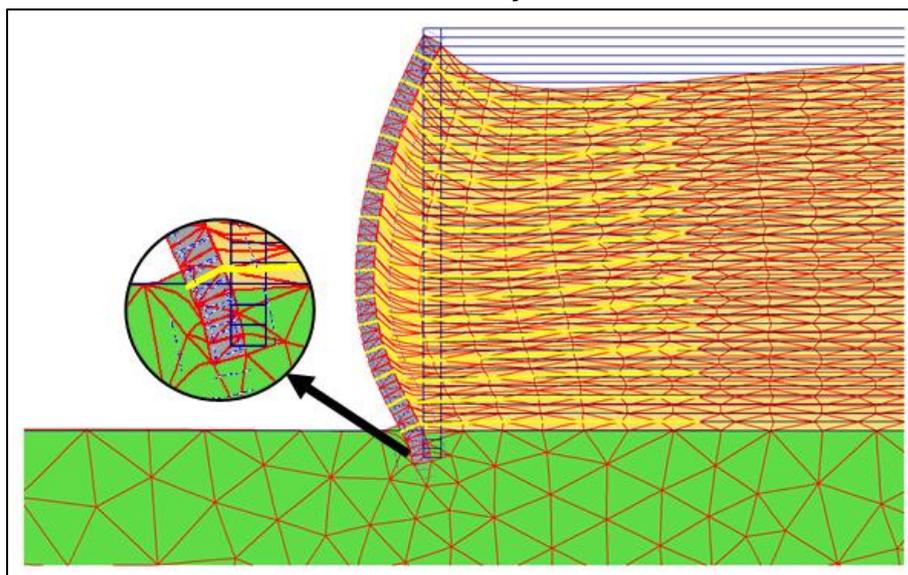
(2014) a capacidade de previsão do método *K-stiffness* pode estar restrita à estruturas com características semelhantes, como o tipo de solo, características dos equipamentos de compactação e parâmetros de resistência e deformabilidade dos reforços.

Com relação as metodologias, simplificada e original, apresentadas por Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Ehrlich e Mitchell (1994), respectivamente, verificou-se que ambas conduzem à uma mesma forma de distribuição de cargas nos reforços, com relação à profundidade. A metodologia simplificada mostrou-se mais conservadora, visto que a coesão é desprezada nesse procedimento. Entretanto, o método original apresentado por Ehrlich e Mitchell (1994) apresentou uma boa concordância com os modelos numéricos para as camadas de reforços na parte superior do muro, sendo as maiores discrepâncias localizadas nas camadas próximas à base da estrutura.

Em contrapartida, a forma de distribuição de cargas no método *K-stiffness* mostrou-se mais coerente com os resultados obtidos nas análises numéricas, especialmente a partir da metade da altura da estrutura até a sua base. Essas diferenças nas previsões teóricas devem-se, além das especificidades de cada metodologia, à concepção de distribuição de cargas ao longo da altura do muro. Ehrlich e Mitchell (1994), Ehrlich e Mirmoradi (2016) assumem uma forma de distribuição “triangular”, a qual pode ser modificada devido ao incremento de tração induzido pela compactação. A concepção de distribuição de cargas adotada por Bathurst et al. (2008) – *K-stiffness*, tem a forma “trapezoidal” com significativa redução de tração nos reforços próximos à base de muro.

Segundo Leshchinsky e Vahedifard (2012) a forma de distribuição de cargas é um dilema de projeto, a qual é fortemente afetada pela resistência ao cisalhamento desenvolvida entre os blocos da base do muro e o solo de fundação ou camada de nivelamento. Quando os deslocamentos na base são restringidos, ocorre uma significativa redução de tração nos reforços, entretanto se o atrito mobilizado não for suficiente para evitar os deslocamentos, cargas significativas podem ocorrer nas camadas de base. Na Figura 4.42 ilustra-se a deformada da seção típica utilizada nas análises numéricas, em que pode ser observada a forma como a base dos blocos foi considerada. Verifica-se que o embutimento dos blocos de concreto reduziu consideravelmente os deslocamentos na base.

**Figura 4.42** - Blocos embutidos no solo de fundação com deslocamentos restritos



Fonte: O Autor (2020)

Devido à essa considerável restrição aos deslocamentos no “pé” do muro, a forma de distribuição das cargas obtidas pelos modelos numéricos se aproximaram da distribuição proposta por Bathurst et al. (2008), pois essa metodologia considera de forma implícita a restrição aos deslocamentos na base do muro. Todavia, Mirmoradi e Ehrlich (2015b e 2017) estudaram os efeitos da restrição aos deslocamentos na base do muro na magnitude da tração mobilizada nos reforços, em que foram analisadas duas situações: a base livre para se deslocar e totalmente fixa. Os autores concluíram que a condição da base fixa influencia nas trações nos reforços até uma altura de aproximadamente 4 m acima da base e, para as camadas próximas ao topo, as condições da base pouco influenciaram nas trações mobilizadas nas geogrelhas.

Portanto, de forma semelhante aos resultados obtidos nesta pesquisa Mirmoradi e Ehrlich (2015b e 2017) indicaram que o método de Ehrlich e Mitchell (1994) pode superestimar as trações nos reforços na região da base e apresentar uma boa previsão nas camadas próximas ao topo, para a condição de base fixa. Entretanto, os autores salientam que a prática de ignorar a resistência na base da estrutura pode ser justificada para aumentar a margem de segurança contra esforços excessivos nos reforços em caso de movimentos que possam ocorrer na base.

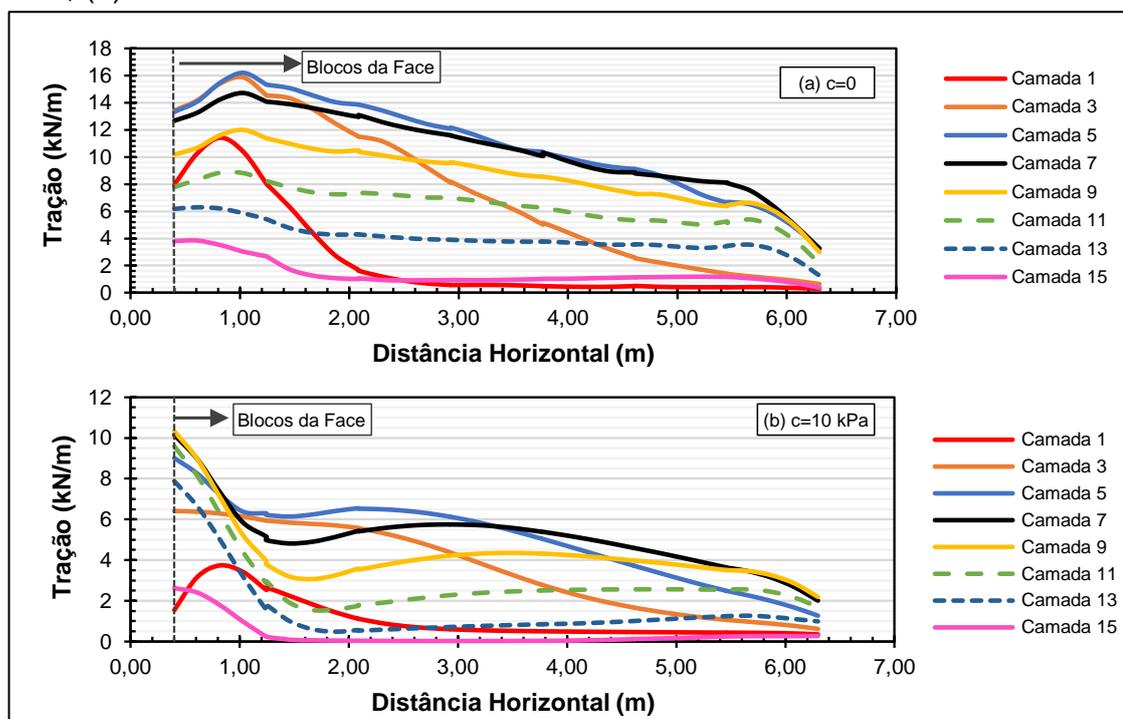
Leshchinsky e Vahedifard (2012) recomendam não considerar a resistência oferecida pela base nos projetos de muro em solo reforçado, pois essas restrições aos deslocamentos devem ser garantidas ao longo de toda vida útil da estrutura. Os autores corroboram para a ideia de que não se deve colocar em risco a estabilidade

global da estrutura, devido aos esforços excessivos nos reforços próximos à base, caso as condições de restrição não forem mantidas. Além disso, considerar a redução de esforços próximo à base não se justifica do ponto de vista econômico, visto que em geral o custo dos geossintéticos não é proporcional à resistência nominal dos mesmos.

#### 4.4 DISTRIBUIÇÃO DE TRAÇÃO AO LONGO DO REFORÇO E PONTO DE $T_{MÁX}$

Neste item analisa-se a influência dos parâmetros do solo e da geogrelha na distribuição de tração ao longo do comprimento dos reforços e, conseqüentemente, a determinação do ponto onde ocorreu a tração máxima ( $T_{máx}$ ) em cada camada, sendo que em todas as simulações o efeito da compactação foi considerado. Em geral, o padrão da distribuição de tração foi semelhante em grande parte dos modelos, dessa forma na Figura 4.43 ilustra-se a mobilização de tração ao longo dos reforços, para diferentes camadas da seção típica. A camada 1 e camada 15, correspondem aos níveis próximos a base e ao topo do muro, respectivamente.

**Figura 4.43** - Distribuição de tração nas camadas de geogrelhas para seção típica: (a)  $c=0$ ; (b)  $c=10$  kPa



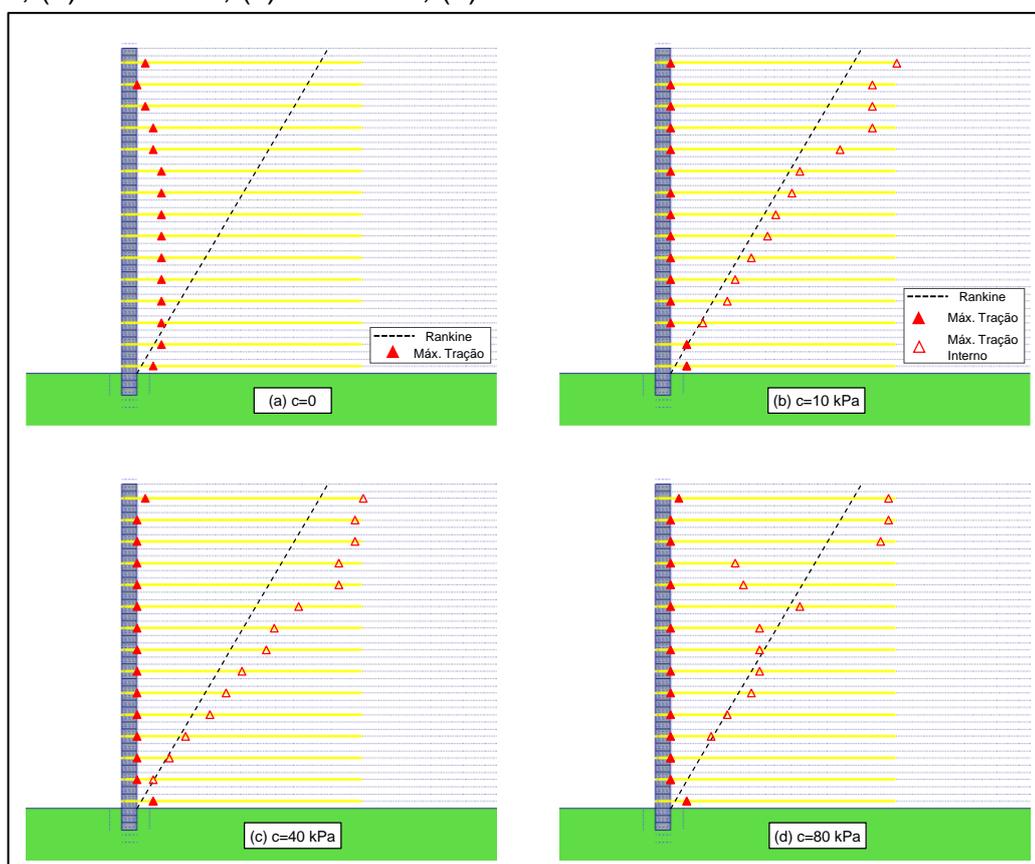
Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.43 a mobilização de tração apresentou alguns padrões de distribuição. Como exemplo, para o muro com coesão nula (Figura 4.43a), o ponto de tração máxima ocorreu na região interna do muro, próxima à face, e a carga na conexão junto ao blocos foi inferior, isso está de acordo com o previsto por Ehrlich e Mitchell (1994). Para outros modelos a posição de  $T_{\text{máx}}$  ocorreu junto a conexão da face, com diminuição dos valores de tração ao longo do comprimento do reforço. Entretanto, algumas camadas apresentaram dois pontos de máximos (Figura 4.43b), para coesão de 10 kPa, sendo o maior ocorrido próximo à face e outro na massa interna de solo reforçado. Este comportamento foi observado experimentalmente por Moratori (2015) em um muro com características semelhantes.

Na Figura 4.44 são apresentados os pontos onde ocorreram as trações máximas (Máx. Tração) em cada camada de geogrelha, em função da coesão do solo. Inclui-se, também, na Figura 4.44 a posição do segundo ponto de tração máxima (Máx. Tração Interno). A localização desses pontos foi comparada com a superfície de ruptura prevista pela teoria de Rankine.

**Figura 4.44** – Posição de  $T_{\text{máx}}$  nas camadas de geogrelhas:

(a)  $c=0$ ; (b)  $c=10$  kPa; (c)  $c=40$  kPa; (d)  $c=80$  kPa



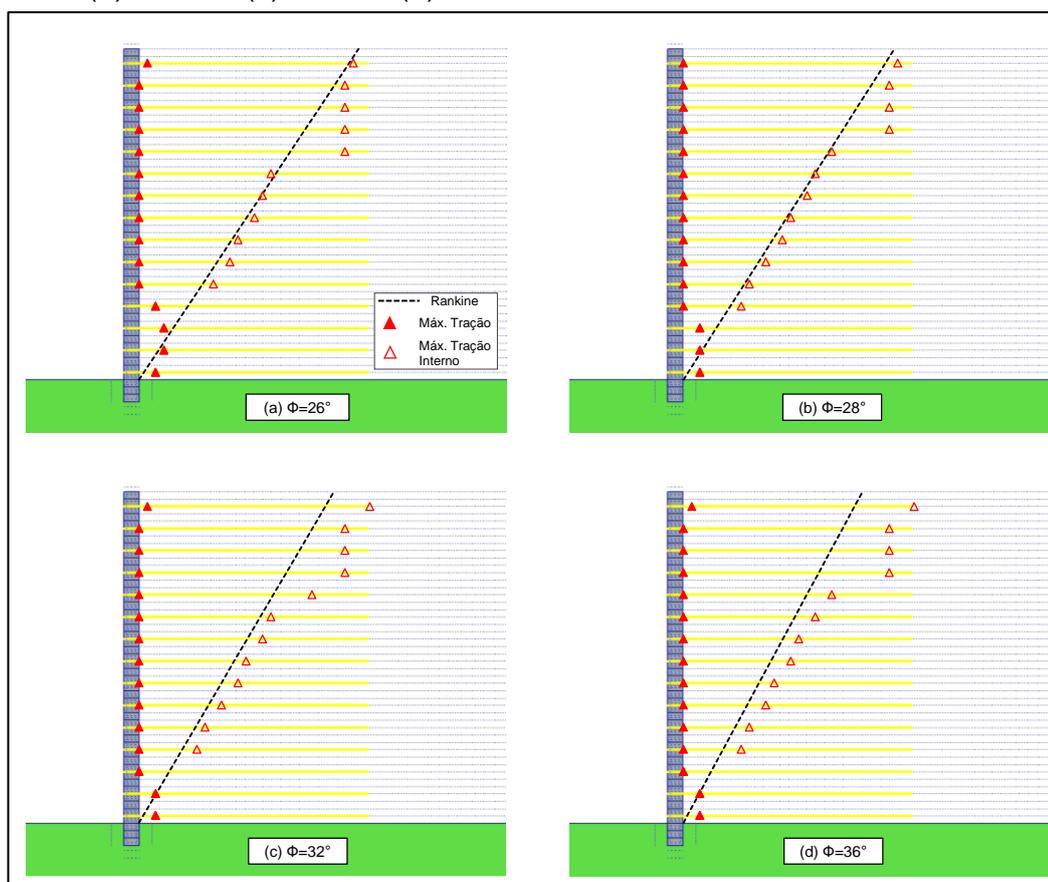
Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.44 percebe-se que, para o caso da coesão nula, a maioria dos pontos de máximo ficaram localizados a uma distância de aproximadamente 1 m da face, as cargas localizadas na conexão foram menores (exceto para as camadas do topo) e não se observou um segundo ponto de máximo. Para os demais modelos considerando um valor de coesão, em geral a posição de  $T_{\text{máx}}$  ocorreu na conexão com os blocos, nessas camadas houve uma tendência de redução de tração depois da conexão e um outro ponto de máximo ocorreu internamente na massa de solo reforçado (Figura 4.43b).

Além disso, destaca-se que em algumas camadas, os picos de tração interna estão localizados próximos da superfície potencial de ruptura de Rankine. De modo semelhante, avaliou-se também a influência do ângulo de atrito na posição de  $T_{\text{máx}}$ . Na Figura 4.45 são apresentadas as diversas posições de  $T_{\text{máx}}$  e, também, dos picos internos de tração, em função do ângulo de atrito.

**Figura 4.45** – Posição de  $T_{\text{máx}}$  nas camadas de geogrelhas:

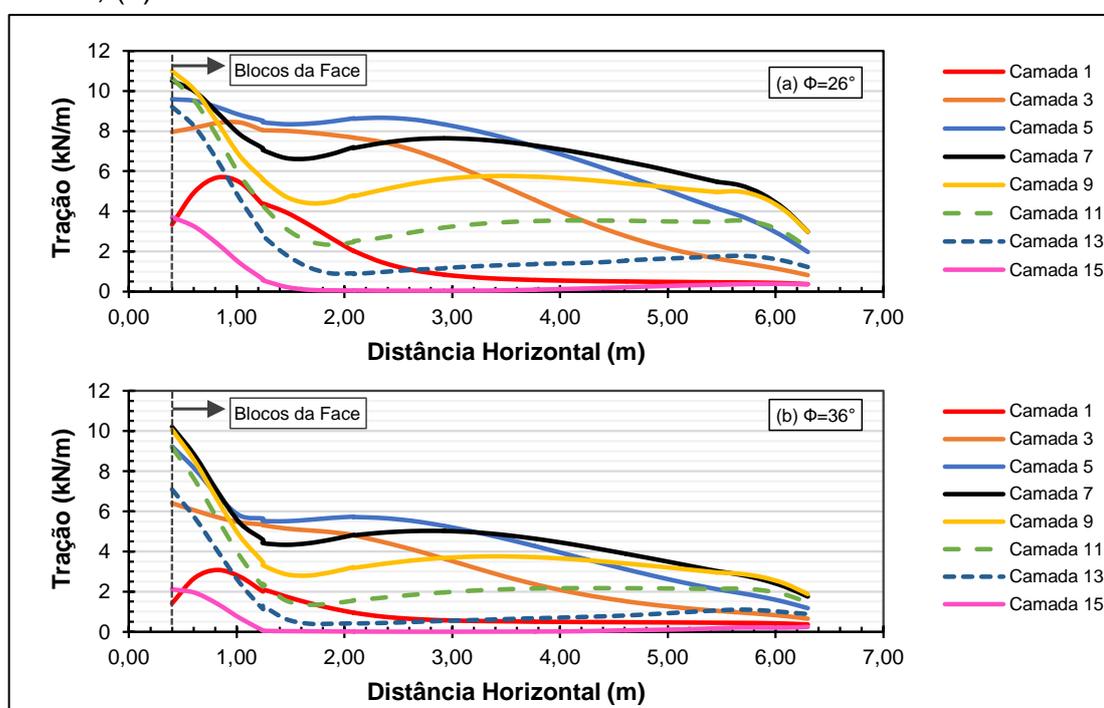
(a)  $\Phi=26^\circ$ ; (b)  $\Phi=28^\circ$ ; (c)  $\Phi=32^\circ$ ; (d)  $\Phi=36^\circ$



Fonte: O Autor (2020)

Pode-se notar, a partir da análise da Figura 4.45, que o ângulo de atrito não exerceu uma influência significativa na posição de  $T_{máx}$ . Em geral, a tração máxima ocorreu na conexão com os blocos e um segundo pico de tração foi verificado internamente, se aproximando da superfície de ruptura prevista por Rankine. Com relação à distribuição de tração ao longo do reforço, verificou-se um comportamento similar entre os modelos. Ilustra-se na Figura 4.46 a distribuição de tração nas geogrelhas para os valores extremos de ângulo de atrito atribuídos,  $26^\circ$  e  $36^\circ$ , respectivamente.

**Figura 4.46** - Distribuição de tração nas camadas de geogrelhas para a seção típica: (a)  $\Phi=26^\circ$ ; (b)  $\Phi=36^\circ$

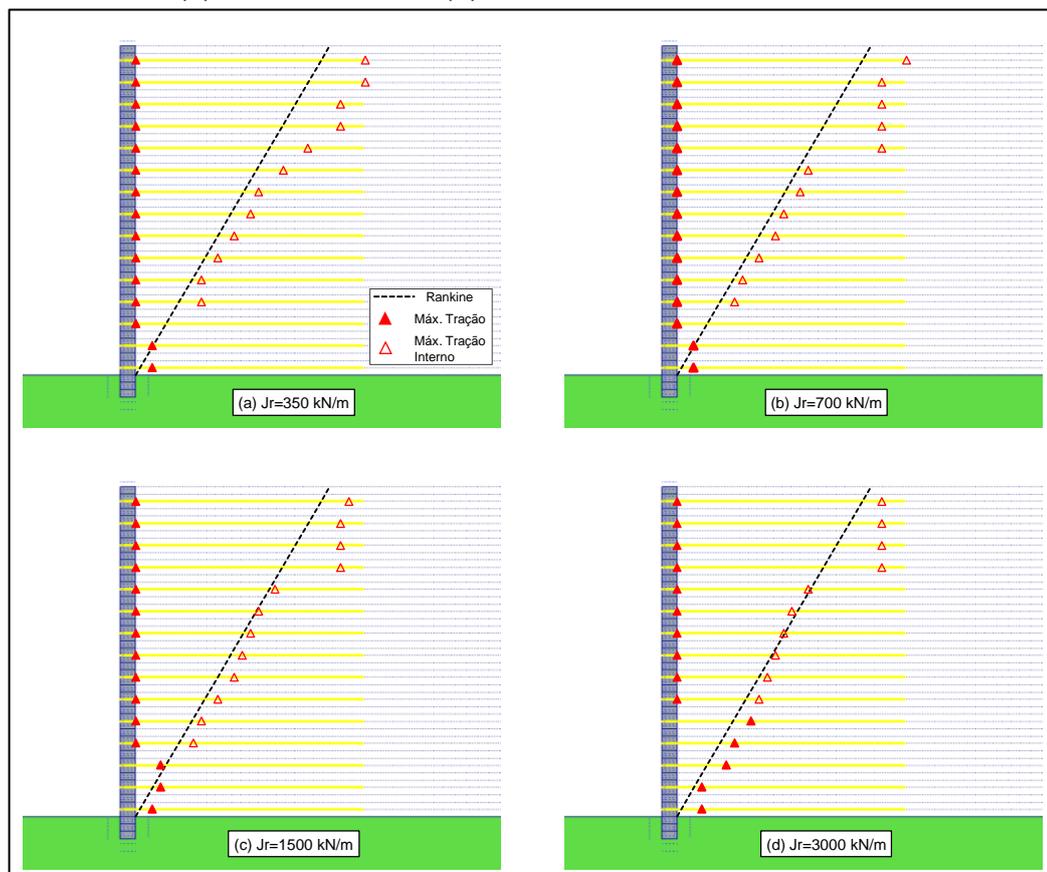


Fonte: O Autor (2020)

Verifica-se por meio da Figura 4.46 que o aumento do ângulo de atrito reduz as cargas nos reforços. Entretanto, os padrões de distribuição de tração foram semelhantes nas camadas, independentemente do ângulo de atrito.

Outro parâmetro analisado foi a rigidez das geogrelhas. Apresenta-se na Figura 4.47 a posição dos picos de tração máxima em todas as camadas de reforços, em função da rigidez da geogrelha. Nota-se que para os valores de rigidez ( $J_r$ ) de 350 kN/m, 700 kN/m e 1500 kN/m o comportamento foi similar aos modelos apresentados anteriormente, apresentando dois picos de tração, um localizado junto à face e outro dentro da massa reforçada, sendo o maior valor localizado na face.

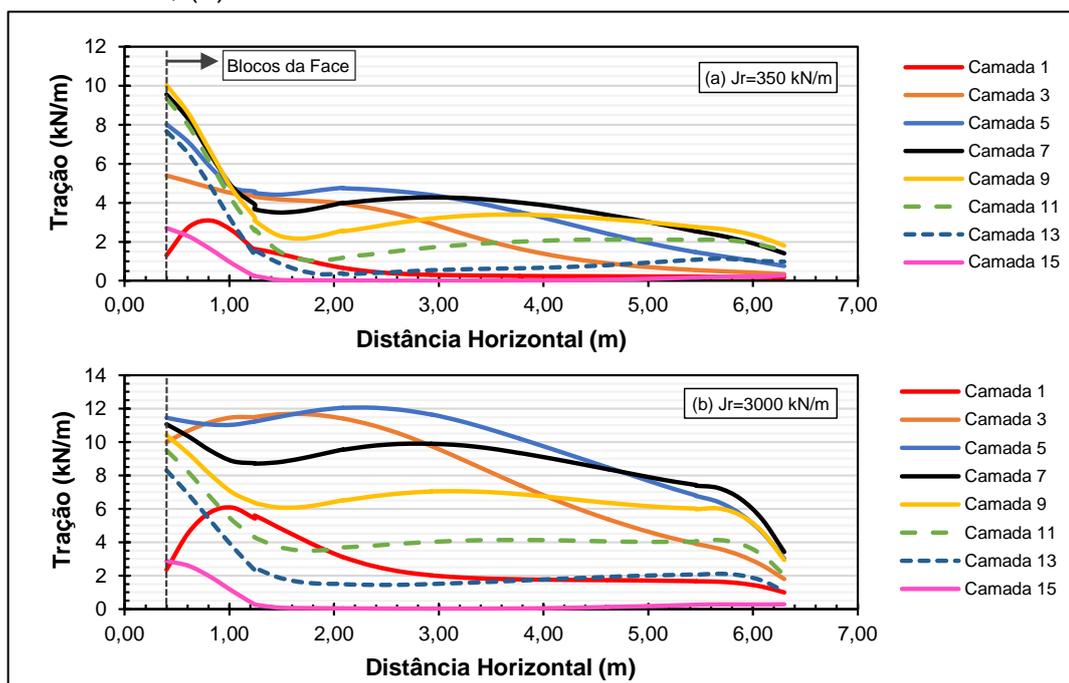
**Figura 4.47** - Posição de  $T_{\max}$  nas camadas de geogrelhas: (a)  $J_r=350$  kN/m; (b)  $J_r=700$  kN/m; (c)  $J_r=1500$  kN/m; (d)  $J_r=3000$  kN/m



Fonte: O Autor (2020)

Entretanto, para um maior valor de rigidez ( $J_r = 3000$  kN/m), conforme a Figura 4.47, alguns pontos de tração máxima foram deslocados para dentro da massa de solo reforçado, se aproximando da superfície potencial de ruptura de Rankine. Para ilustrar esse efeito, na Figura 4.48 são plotadas as distribuições de tração ao longo das camadas de geogrelhas, para os valores de rigidez de 350 kN/m e 3000 kN/m. Pode ser verificado que para os reforços de menor rigidez (Figura 4.48a) o valor de tração mobilizada junto à conexão com os blocos é significativamente maior do que os valores mobilizados ao longo do reforço. Contudo, com o aumento da rigidez, verificou-se um considerável incremento de cargas ao longo das camadas (Figura 4.48b). Observa-se, ainda, que nas camadas 3 e 5 os valores de  $T_{\max}$ , para  $J_r = 3000$  kN/m, ocorreram internamente, enquanto que para  $J_r = 350$  kN/m, a posição de  $T_{\max}$  ficaram junto à face. Esses resultados estão de acordo com o apresentado por Ehrlich e Mitchell (1994) e Mirmoradi e Ehrlich (2017), os quais demonstraram que para reforços mais rígidos ocorre maior mobilização de tração.

**Figura 4.48** - Distribuição de tração nas camadas de geogrelhas para seção típica: (a)  $J_r=350$  kN/m; (b)  $J_r=3000$  kN/m



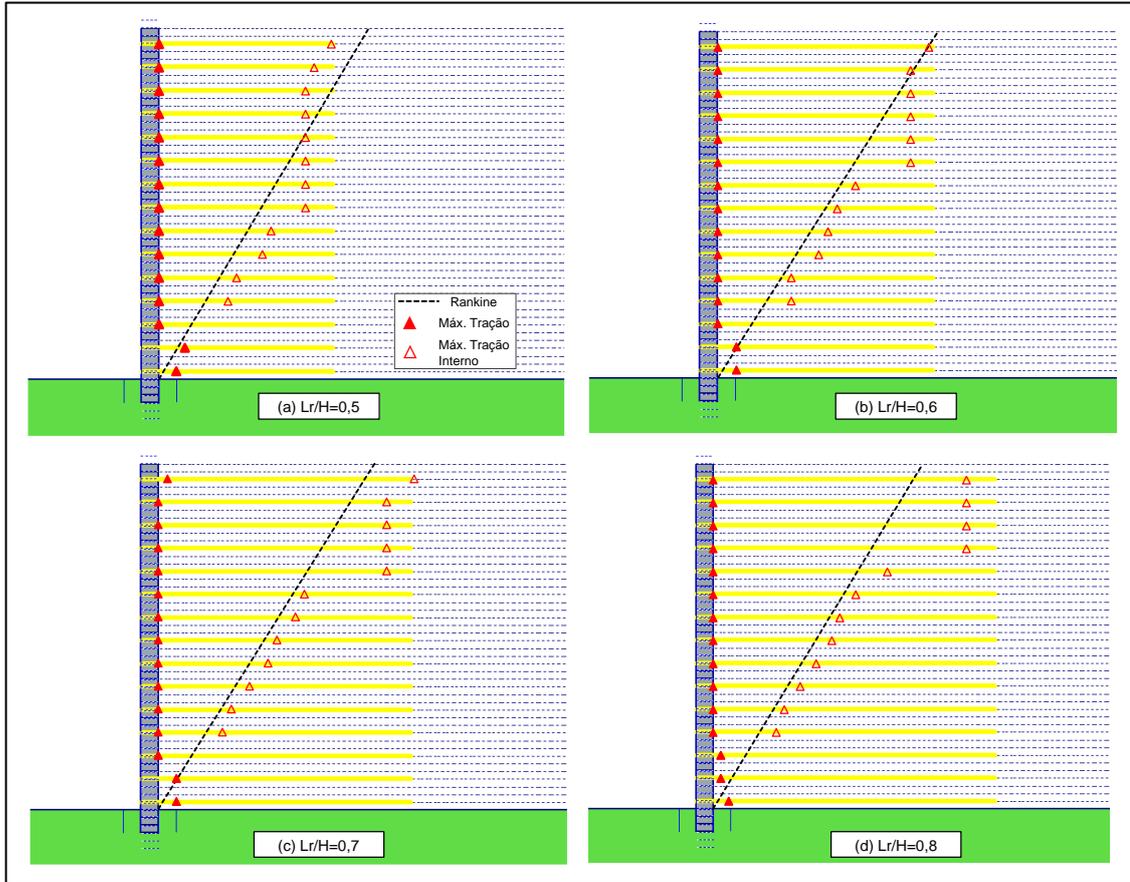
Fonte: O Autor (2020)

Por fim, apresenta-se a influência do comprimento das geogrelhas na distribuição de tração e na localização do ponto de  $T_{m\acute{a}x}$ . Na Figura 4.49 são apresentadas as posições de  $T_{m\acute{a}x}$  em todas as camadas de geogrelha da seção típica. Via de regra, o comportamento apresentado nesses modelos, foi semelhante aos anteriores, sendo  $T_{m\acute{a}x}$  localizado na conexão com os blocos da face e, um segundo pico de tração ocorrendo internamente.

Conforme a Figura 4.49, nota-se que para a relação  $L_r/H=0,5$ , nas camadas acima da meia altura do muro, a localização de  $T_{m\acute{a}x}$  interno ficou próximo ao final do reforço. Além disso, para algumas camadas próximas ao topo o comprimento dos reforços não foi suficiente para transpassar a superfície de ruptura prevista por Rankine, fato esse que pode gerar instabilidade devido à falta de comprimento de ancoragem do reforço na zona resistente.

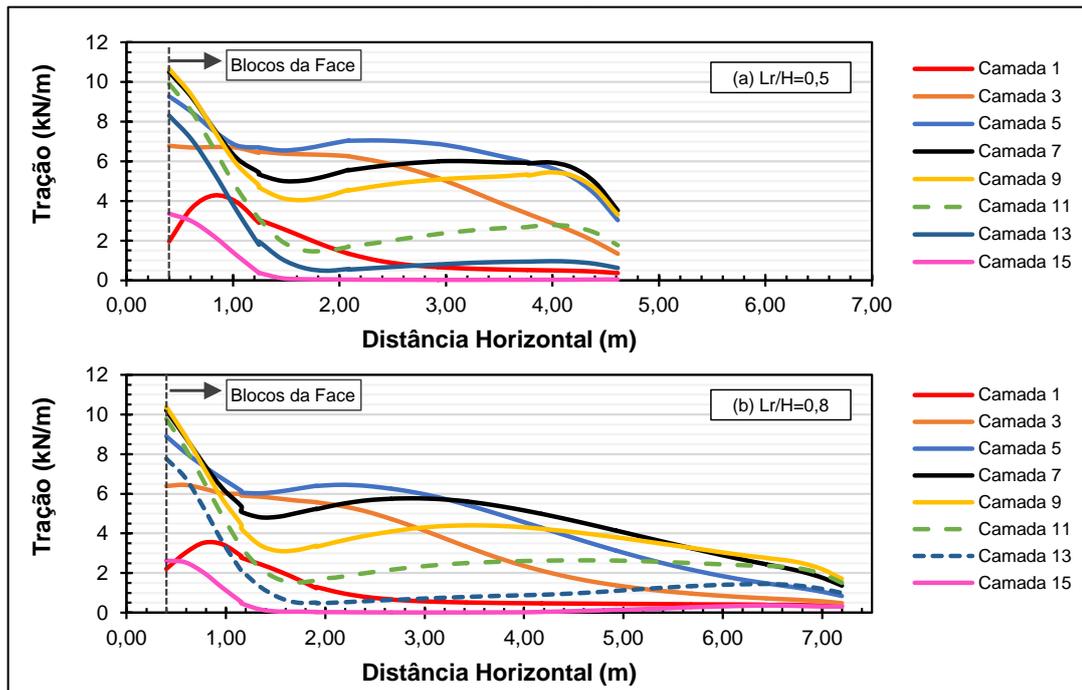
Para o modelo com relação  $L_r/H=0,6$  observa-se que, para as camadas próximo ao topo, a posição de  $T_{m\acute{a}x}$  interno coincide com a posição teórica da superfície de ruptura, sendo este ponto localizado próximo ao final do reforço. Entretanto, para os modelos com relação  $L_r/H=0,7$  e  $0,8$  verifica-se que todas as camadas ultrapassaram a região da superfície potencial de ruptura de Rankine. Na Figura 4.50 é apresentada a distribuição de tração nas geogrelhas para os modelos com  $L_r/H=0,5$  e  $0,8$ .

**Figura 4.49** - Posição de  $T_{m\acute{a}x}$  nas camadas de geogrelhas: (a)  $L_r/H=0,5$ ; (b)  $L_r/H=0,6$ ; (c)  $L_r/H=0,7$ ; (d)  $L_r/H=0,8$



Fonte: O Autor (2020)

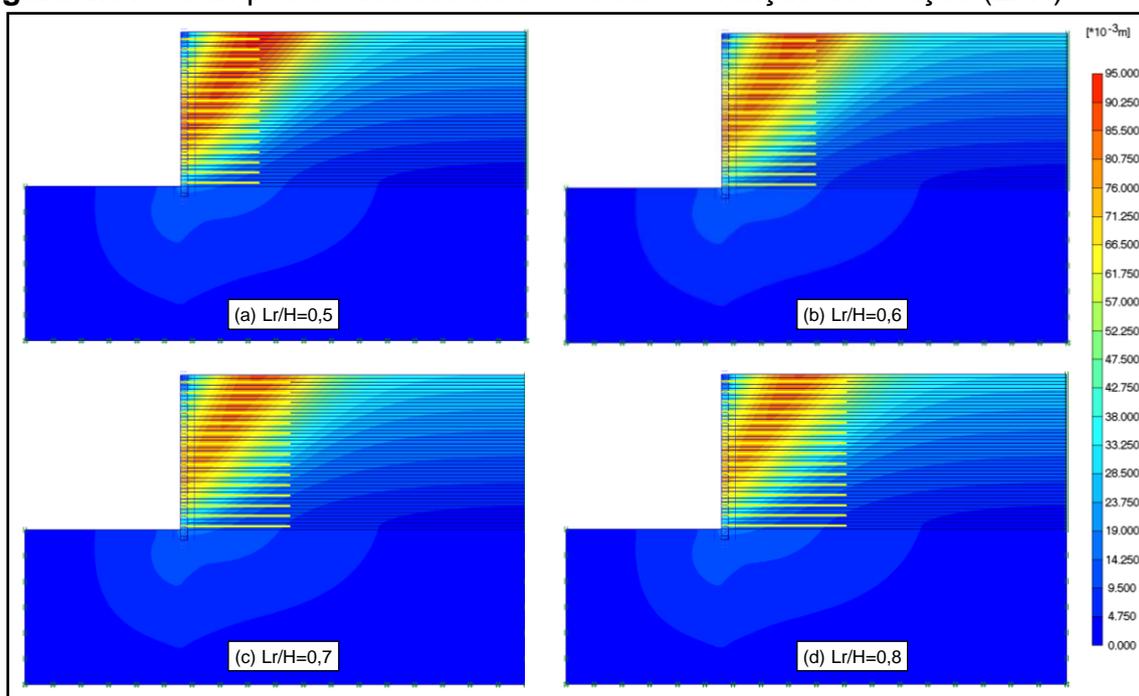
**Figura 4.50** – Distribuição de tração nas geogrelhas: (a)  $L_r/H=0,5$ ; (b)  $L_r/H=0,8$



Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.50, com relação aos valores de tração mobilizadas, não foi notada uma diferença significativa entre os modelos com  $L_r/H=0,5$  e  $0,8$ . Entretanto, para os reforços de maior comprimento, verifica-se que as camadas foram mobilizadas ao longo de praticamente toda extensão, principalmente na região central do muro (Figura 4.50b camadas 5, 7 e 9). Isso indica que os reforços de comprimento menores, possivelmente não atravessaram regiões de grandes deslocamentos, o que poderia acarretar em problemas de ancoragem. Para ilustrar esse efeito, na Figura 4.51 são apresentados os campos de deslocamentos totais para os modelos, em função do comprimento relativo dos reforços.

**Figura 4.51** – Campos de deslocamentos totais em função da relação ( $L_r/H$ )



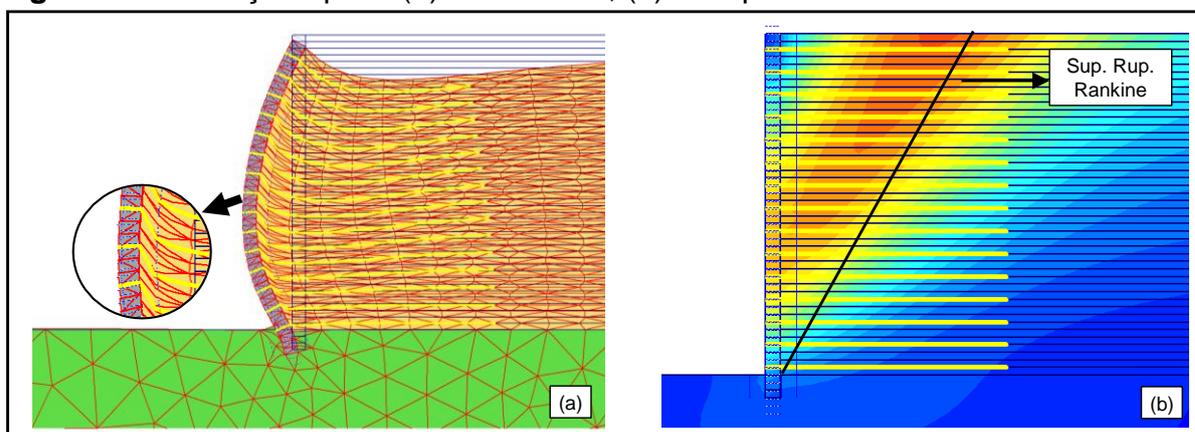
Fonte: O Autor (2020)

Conforme a Figura 4.51 observa-se que para  $L_r/H = 0,5$ , uma região de grandes deslocamentos não foi atravessada pelos reforços, isso poderia causar instabilidade localizada em uma situação de maiores solicitações. Além disso, foi verificado que, para relações  $L_r/H > 0,6$ , as camadas de reforços tendem a atravessar essas regiões de grande movimentação de solo, as quais podem indicar a potencial superfície de ruptura. Esses resultados corroboram com a boa prática de projeto, a qual diversos autores e normas recomendam que os comprimentos dos reforços sejam em torno de 70% da altura livre da estrutura (AASHTO, 2017; BS 8006, 2010; EHRLICH e MIRMORADI, 2016; EHRLICH e MITCHELL, 1994; FHWA, 2009).

Em geral, a maioria dos modelos analisados nesse item apresentaram a posição de  $T_{\text{máx}}$  dos reforços localizados na conexão do bloco, estando esta constatação de acordo com o trabalho apresentado por Bathurst et al. (1999). Os autores ensaiaram muros em escala real, com face composta por blocos de concreto modulares, dentre as principais conclusões Bathurst et al. (1999) relataram que para esse tipo de estrutura, ao final da construção, as maiores cargas nos reforços estavam localizadas na conexão com a face. Essa mesma conclusão foi obtida por Moratori (2015), por meio de instrumentação de um muro construído com características semelhantes ao do presente estudo.

Loiola (2001) concluiu, através de análise numéricas via método dos elementos finitos que, para muros com faces flexíveis, o deslocamento vertical ocorre na mesma proporção na face e no solo, com uma tendência de movimento solidário. Entretanto, para os muros com face rígida, o solo tende a se deformar verticalmente mais que a face, ocasionando um acréscimo de sollicitação nessa região. Esse efeito foi, também, verificado para os modelos numéricos apresentados neste trabalho, conforme ilustra a Figura 4.52.

**Figura 4.52** – Seção típica: (a) Deformada; (b) Campos de deslocamentos totais



Fonte: O Autor (2020)

A Figura 4.52a ilustra que, na região da conexão com os blocos, houve um deslocamento vertical do solo maior do que nos blocos, induzindo acréscimos de tensão nas geogrelhas. Apesar da posição de  $T_{\text{máx}}$ , em geral, ocorrer junto à face, uma outra tendência observada nos modelos foi a ocorrência de um segundo ponto de máximo, sendo este localizado internamente. Os resultados obtidos, através das simulações numéricas, indicam que esses picos de tração podem ocorrer devido aos

deslocamentos internos da massa de solo reforçado (Figura 4.52b). Além disso, a previsão teórica de Rankine para superfície de ruptura, mostrou uma concordância razoável com os pontos de máximo interno, para os modelos analisados neste trabalho.

Portanto, com os resultados obtidos através das análises numéricas, verifica-se que, para muros em solo reforçado com face em blocos modulares de concreto, deve-se ter uma atenção especial quanto às cargas na conexão. Conforme Gersovich; Danziger e Saramago (2016), na prática algumas medidas podem ser tomadas para mitigar os acréscimos de tração na conexão, como implantar a camada de aterro com uma cota um pouco acima da camada em que será conectado o reforço ao bloco. Essa diferença de cota permitiria a ocorrência algum recalque, sem gerar esforços excessivos no reforço. Outra solução proposta pelos autores seria adotar uma dupla camada de reforço em uma faixa de um metro próximo à face.

## 5 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi estudado, por meio de simulação numérica, a influência relativa dos parâmetros do solo e da geogrelha no desempenho de uma estrutura em solo reforçado, tendo como material de aterro um solo fino argiloso, sob condições de trabalho. Para as análises, foi selecionada uma seção típica, tomada como solução para contenção da obra de rebaixamento da linha férrea da cidade de Maringá-PR. Além disso, foi realizado o cotejamento com previsões analíticas de dimensionamento de solo reforçado com as simulações numéricas. Aspectos adicionais como distribuição de tração nos reforços e localização do ponto de tração máxima também foram avaliados e as principais conclusões obtidas são apresentadas a seguir.

### 5.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Na análise paramétrica efetuada, a coesão mostrou-se o parâmetro com maior influência em relação ao comportamento da estrutura. Em linhas gerais, o aumento da coesão promove uma estabilização do maciço de solo reforçado, diminuindo as trações nos reforços e os deslocamentos da face e internos.

Para o solo utilizado como material de aterro, um valor significativo de intercepto de coesão foi obtido por meio de ensaios de cisalhamento direto, para amostras compactadas em condições de umidade da compactação, entretanto, para condições inundadas o intercepto de coesão foi nulo. Decorre que, mesmo para um pequeno valor de coesão (10 kPa) considerado, o valor de tração nos reforços e deslocamentos da estrutura reduziram significativamente, quando comparados ao modelo considerando a coesão nula. Dessa forma, a partir das simulações numéricas, verificou-se a importância da manutenção das condições não saturadas no maciço de solo reforçado, devido ao efeito estabilizador oferecido pela coesão aparente.

Para o ângulo de atrito e módulo de deformabilidade, verificou-se que o incremento nesses parâmetros, acarretou menores trações nos reforços e deslocamentos da estrutura, contudo, a influência desses parâmetros foi menos significativa que a coesão.

Em relação ao comprimento relativo dos reforços, observou-se pouca influência no desempenho da estrutura, sob condições de trabalho. Porém, a análise de deslocamentos internos indicou que, para relações  $L_r/H < 0,6$ , os reforços próximos

ao topo do muro não ultrapassaram uma região com deslocamentos significativos. Nesse sentido, os resultados das simulações numéricas indicam ser prudente a utilização de comprimentos de reforços em torno de 70% da altura da estrutura.

Em geral, os modelos simulados durante as análises paramétricas apresentaram um bom desempenho em termos de deformação nos reforços e deslocamentos da face. Assim, as análises mostraram que o solo fino de origem tropical pode ser utilizado como material de aterro. E, ainda, caso as condições de não saturação sejam mantidas no aterro, a solicitação de tração nos reforços poderá ser reduzida devido ao efeito da coesão aparente.

## 5.2 MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO

Quanto ao comparativo dos modelos numéricos com os métodos de dimensionamento teóricos, destacam-se a seguir as principais conclusões obtidas. Em geral, o método de Bathurst et al. (2008) - *K-stiffness*, apresentou valores de tração nos reforços inferiores aos modelos numéricos e demais métodos teóricos. A previsão de tração máxima foi mais coerente com os modelos numéricos quando a coesão foi desprezada, entretanto, este melhor ajuste pode ser resultante de uma compensação de erros. Tendo em vista que, ao desprezar a coesão, os valores de tração tendem a aumentar, compensando o fato de o método não considerar de forma explícita a compactação do solo, consequentemente reduzindo o valor de tração previsto.

Além disso, para maiores valores de coesão, o procedimento *K-stiffness* conduziu a valores de tração negativos nos reforços, indicando que os reforços não seriam solicitados e o muro poderia permanecer estável sem a presença das geogrelhas. Destaca-se que o método tem natureza empírica e originalmente foi desenvolvido para solos granulares de regiões de clima temperado. Portanto, a capacidade de previsão do método pode estar restrita à estruturas com características semelhantes à sua concepção, como tipo de solo, características dos equipamentos de compactação e parâmetros de resistência e deformabilidade dos reforços.

Com relação as metodologias, simplificada e original, apresentadas por Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Ehrlich e Mitchell (1994), respectivamente, os resultados apontaram para uma mesma forma de distribuição de cargas. Quando considerado o solo com coesão nula os resultados da metodologia simplificada e original foram

semelhantes, portanto, nessa condição torna-se mais vantajosa a utilização da metodologia proposta por Ehrlich e Mirmoradi (2016) devido a simplicidade de aplicação das equações, dispensando os cálculos iterativos necessários. Entretanto, com o aumento dos valores de coesão, o método simplificado tende a superestimar os valores de tração, quando comparados com os modelos numéricos, visto que o método não considera em sua formulação a contribuição da coesão. De forma geral, a previsão de Ehrlich e Mitchell (1994) apresentou uma boa concordância com os modelos numéricos para as camadas de reforços na parte superior do muro, sendo as maiores discrepâncias localizadas nas camadas próximas à base da estrutura.

Apesar do método *K-stiffness* ter apresentado valores de tração menores em grande parte dos modelos analisados, a forma de distribuição de tração em relação à profundidade da estrutura foi semelhante àquela apresentada pela simulação numérica, sendo aproximadamente “trapezoidal”. Em contrapartida, os métodos de Ehrlich e Mitchell (1994) e Ehrlich e Mirmoradi (2016) apresentaram uma forma de distribuição “triangular” com tendência de aumento da tração nos reforços mais próximos à base do muro. Essas diferenças no perfil de distribuição de cargas, deve-se à restrição dos deslocamentos na região do “pé” do muro. O procedimento *K-stiffness* considera, de forma implícita, que a base do muro está impedida de se deslocar, acarretando numa redução de tração nos reforços próximos à base. Já as metodologias de Ehrlich e Mitchell (1994) e Ehrlich e Mirmoradi (2016) não consideram que há restrição aos deslocamentos na base. Dessa forma, a previsão de cargas se apresentou maior nessa região, quando comparado ao modelo numérico. A prática de desprezar a restrição aos deslocamentos no “pé” do muro pode ser justificada por aumentar a margem de segurança contra esforços excessivos nos reforços, em caso de possíveis movimentos da base.

### 5.3 DISTRIBUIÇÃO DE TRAÇÃO NOS REFORÇOS E PONTO DE $T_{MÁX}$

Quanto à distribuição de tração ao longo dos reforços e à posição do ponto de tração máxima ( $T_{máx}$ ), foram observados 3 padrões:  $T_{máx}$  junto à conexão com a face e diminuição progressiva ao longo do reforço;  $T_{máx}$  próximo à face, porém, com valor de tração inferior na conexão; e camadas com dois picos de tração, sendo o maior valor ( $T_{máx}$ ) localizado na conexão com a face de blocos de concreto, seguido de uma redução de tração próximo à essa região e, um segundo pico de tração

localizado internamente no maciço de solo reforçado.

Na maioria das camadas de reforços dos modelos simulados, foi observado o padrão de distribuição com dois picos de tração. Devido ao muro possuir face rígida, ocorre uma elevada tração na conexão, pois o solo tende a se deformar verticalmente mais do que a face, ocasionando um acréscimo de sollicitação nessa região. Dessa forma, para o projeto de muros em solos reforçados com face em blocos de concreto, deve-se ter uma atenção especial quanto aos esforços na conexão solo-face. O segundo pico de tração, localizado internamente, deve-se às movimentações internas do maciço de solo reforçado. O aumento da rigidez dos reforços provocou um deslocamento de  $T_{máx}$  para a região interna ao muro, indicando que a rigidez pode influenciar na superfície potencial de ruptura.

Em geral, os picos de tração internos apresentaram-se próximos à superfície hipotética de ruptura de Rankine. Portanto, para os muros em solo reforçado com face em blocos de concreto, sob condições de trabalho, desde que garantida a resistência na ligação dos reforços com a face, a previsão teórica da superfície potencial de ruptura de Rankine mostrou-se um pressuposto razoável.

#### 5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para as pesquisas futuras que visarem dar continuação aos estudos desenvolvidos neste trabalho, com relação a simulação numérica de estruturas de contenção em solo reforçado com geogrelhas, são sugeridos os seguintes aspectos à serem investigados:

- a) Realizar análises variando a rigidez, inclinação da face e altura da seção;
- b) Investigar o efeito combinado da rigidez dos reforços com as condições de restrição da base livre e fixa;
- c) Avaliar a formação da superfície potencial de ruptura a partir de sobrecargas aplicadas.
- d) Avaliar a influência do deslocamento da base do muro junto à face e de recalques do terreno abaixo do muro

## REFERÊNCIAS

- ALBINO, U. R. et al. Numerical simulation of infiltration into the fill of a wall reinforced with nonwoven geotextiles. **Computers and Geotechnics** v. 108, n. April 2018, p. 27–39, 2019.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. 6 ed. Washington, DC. 2012.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. 8 ed. Washington, DC. 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **NBR 6484**: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **NBR 6502**: Rochas e solos – Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **NBR ISO 10318-1**: Geossintéticos Parte 1: Termos e definições. Rio de Janeiro, 2018.
- ABRAMENTO, M. Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes - I. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 32p. 1998.
- ALLEN, T.M.; BATHURST, R.J. Soil Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls at Working Stress Conditions. **Geosynthetics International**, [S.L.], v. 9, n. 5-6, p. 525-566, jan. 2002. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.9.0227>.
- ALLEN, T. M. et al. A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. n. June 2014, 2003. DOI: 10.1139/t03-051
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080 - Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**. West Conshohocken, PA. 1990.
- AVESANI NETO, J. O.; PORTELINHA, F. H. M. Aspectos gerais do uso de geossintéticos em muros e taludes reforçados. **Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, [s.l.], p.19-22, 2016. <http://dx.doi.org/10.20906/cps/cb-04-0117>.
- AVESANI NETO, J. O.; GEROTO, R. E.; ENGEORPS ENGENHARIA, S. A. Diretrizes Básicas para Concepção de Muros de Solo Reforçado de Grandes Alturas. 2016. **Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, [s.l.], 2016. doi:10.20906/CPS/CB-07-0016
- BATHURST, R. J. Reinforced segmental retaining walls. IGS Mini Lecture n.º 11. 2002.

BATHURST, R. J. et al. Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic-reinforced soil walls. **Geosynthetics International**, v. 15, n. 4, p. 269–295, 2008. DOI: 10.1680/gein.2008.15.4.269

BATHURST, R. J. et al. Recent Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls. **Geossintéticos' 99–1º Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos-3º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos**, v. 2, p. 21-35, 1999.

BATHURST, R. J.; HATAMI, K. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. **10th International conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics**. p. 1223–1232. 2001.

BECKER, L. D. B. **Comportamento de geogrelhas em muros de solo reforçado em ensaios de arrancamento**. 2006. 322 f. Tese (Doutorado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2006.

BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. 326 f. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BENJAMIM, C. V. S.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 2, p. 100-118, 2007.

BOHRER, K. L. R. **Análise da Influência da Rigidez do Geossintético no Comportamento de Estruturas de Solo Reforçado**. Tese (Mestrado) p. 102, 2016. Instituto Tecnológico de aeronáutica, São Paulo, 2016.

BONAPARTE, R., HOLTZ, R.D., GIROUD, J.P. Soil Reinforcement Design Using Geotextile and Geogrids. Geotextile Testing and the Design Engineer. ASTM STP 952, **American Society for Testing and Material**, Philadelphia, pp. 69 – 116. 1987.

BRINKGREVE, R.B.J., VERMEER, P.A. **PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**. CRC Press, Balkema, Leiden, Netherlands version 8. 2002.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006**. Code of practice for strengthened/Reinforced soils and other fill. **British Standard Institution**, 2010.

BROMS, B.B. Design of fabric reinforced retaining structures. In proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement. ASCE, Pittsburg, PA, p.282. 1978.

BRUGGER, P. J.; GOMES, R. D. O. M.; CONTE, M. Rebaixamento da Linha Férrea de Maringá Utilizando Muros em Solo Reforçado. **Proceedings of IGS Brasil CURSOS** (In Portuguese), 2012.

CARVALHO, Pedro AS; WOLLE, C. M.; PEDROSA, J. A. B. A. Aterro reforçado com geotêxteis—uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In: **VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. 1986. p. 169-178.

COLLIN, J.G. **Earth Wall Design**, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, California, USA, 440 p. 1986.

DANTAS, B. T. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho**. 2004. 222 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

DANTAS, B, T.: EHRlich, M. Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v 126, n.3. p.286-288, 2000.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, 1970.

DUNCAN, J. M.; SEED, R. B. Compaction-induced earth pressures under Ko-conditions. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Reston, Virginia, v. 112, n. 1, p. 1-22, 1986.

DUNCAN, J. M. et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. **Journal of Geotechnical Engineering**, Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, 1980.

DYER, N. R.; MILLIGAN, G. W. E. 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, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)**, London, 257–262. 1984.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. A simplified working stress design method for reinforced soil walls. **Géotechnique**, [s.l.], v. 66, n. 10, p.854-863, out. 2016. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.16.p.010>.

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. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.05.005>

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. **Journal Of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 120, n. 4, p. 625-645, abr. 1994. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1994\)120:4\(625\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:4(625)).

FAHEEM, H. et al. Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 6, p. 885–904, 2014. <https://doi.org/10.1139/T10-002>.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **FHWA Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines**. FHWA-SA-96-071, Elias, V.; Christopher, B.R., 2009, Washington, DC, September, 371p. 2009.

FERREIRA, T. F. T. **Capacidade do Hardening Soil Model na Reprodução da Resposta de Solos a Carregamentos com Diferentes Trajetórias de Tensão**. 2017. 97 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2017

FLEURY, M. P. **Resistência de geogrelhas após danos mecânicos causados por resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R)**. 2018. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2018.

GAUDIO, D.; MASINI, L.; RAMPOLLO, S.. A performance-based approach to design reinforced-earth retaining walls. **Geotextiles And Geomembranes**, [s.l.], v. 46, n. 4, p.470-485, ago. 2018. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotextmem.2018.04.003>.

GEROTO, R. E.; RODRIGUES, A. P.; ANJOS, J. L. Uso de Geogrelhas para a Construção de um Muro em Solo Reforçado com 25m de Altura na Rodovia dos Tamoios (SP-099).(S.I). 2018.

GERSOVICH, D.; DANZIGER B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GUEDES, V. C. P. **Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de muros de solo reforçado**. 2004. 456 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

GONÇALVES, J. F. **Estudo Numérico do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Geossintético**. 2016. 158 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

GULER, E.; HAMDARI, M.; DEMIRKAN, M. M. Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. **Geosynthetics International**, [S.L.], v. 14, n. 6, p. 330-345, dez. 2007. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.2007.14.6.330>.

GÜLER, E.; KHOSROSHAHI, S. K. Evaluation of the Geosynthetic Reinforcement on Railroad Subgrade. **Procedia Engineering**, [s.l.], v. 189, p.721-728, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.114>.

GURGEL, J. G. B. **Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia**. 2012. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

GUTIERREZ, N. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná** Teses. (Doutorado) Curso de Engenharia Civil, EESC/USP, Sao Paulo, Brasil, 2005. DOI: 10.11606/T.18.2005.tde-28042006-095725

HATAMI, K.; BATHURST, R. J. Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 4, p. 1066–1085, 2005. <https://doi.org/10.1139/t05-040>

HO, S.K.; ROWE, R.K. Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, Barking Essex, v.14, p.521-541. 1996.

HOULSBY, G. T. How the dilatancy of soils affects their behaviour. v. 4, n. August, p. 1189–1202, 1991.

HUANG, B. et al. Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 47, n. 8, p. 885–904, 2010. <https://doi.org/10.1139/T10-002>

HUANG, B.; BATHURST, R. J.; HATAMI, K. Numerical Study of Reinforced Soil Segmental Walls Using Three Different Constitutive Soil Models. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 10, p. 1486–1498, 2009

HUANG, B.; BATHURST, R. J.; HATAMI, K. Numerical Study of Reinforced Soil Segmental Walls Using Three Different Constitutive Soil Models. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 10, p. 1486–1498, 2009. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000092](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000092)

HUESKER. Muros Terrae: Sistemas de contenção em blocos segmentais e geogrelhas FORTRAC – Catálogo Técnico. [S.I.]. 2019

JEWELL, R. A. **Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils**. Ph.D. thesis, Univ. of Cambridge, Cambridge, U.K. 1980.

JURAN, L.; CHEN, C. L. Soil-Geotextile Pull-Out Interaction Properties: Testing and Interpretation. **Transportation Research Record**, v. 1188, p. 37–47, 1988.

KERMANI, B. et al. Reduction of subgrade fines migration into subbase of flexible pavement using geotextile. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 4, p. 377–383, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.03.006>

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R. An extended data base and recommendations regarding 320 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 6, p. 904–912, 1 dez. 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.07.013>

LESHCHINSKY, D.; VAHEDIFARD, F. Impact of Toe Resistance in Reinforced Masonry Block Walls: design dilemma. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 138, n. 2, p. 236-240, fev. 2012. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000579](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000579).

LOIOLA, F. L. P. **Estudo numérico da influência da face no comportamento de muros de solo reforçado**. 2001. 174 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2001.

MEYERHOF, G. G. Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 5, n. 3, p. 227–242, 1955.

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. 02, [S. I.], 2013. DOI: <https://doi.org/10.1142/S0219876213420024>

MIRMORADI, S.H.; EHRLICH, M. Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 43, n. 1, p.82-88, fev. 2015a. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.11.001>.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Numerical Evaluation of the Behavior of GRS Walls with Segmental Block Facing under Working Stress Conditions. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 141, n. 3, p. 1-8, mar. 2015b. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001235](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001235)

MIRMORADI, S.H.; EHRLICH, M.; DIEGUEZ, C. Evaluation of the combined effect of toe resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 44, n. 3, p.287-294, jun. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.12.003>.

MIRMORADI, S.H.; EHRLICH, M. Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 45, n. 1, p.67-76, fev. 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.07.006>.

MIRMORADI, S.H.; EHRLICH, M. Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under working conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 46, n. 3, p.354-365, jun. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.01.006>.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. **Transportation Research Board - National Cooperative Highway Research Program Report**, Washington, D.C., USA, n. 290, June 1987. ISSN 0-309-04024-8/0077-5614.

MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. Development of the K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c- $\phi$  soils. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 44, n. 12, p. 1391-1416, dez. 2007a. <http://dx.doi.org/10.1139/t07-058>.

MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. Evaluation of K-Stiffness Method for Vertical Geosynthetic Reinforced Granular Soil Walls in Japan. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 47, n. 2, p. 319-335, abr. 2007b. <http://dx.doi.org/10.3208/sandf.47.319>.

MOHAMAD, G.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: review and prospects. **Cement and Concrete Composites**, [S.L.], v. 29, n. 3, p. 181-192, mar. 2007. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.11.003>.

MORATORI, J. **Monitoração de um Muro de Solo Reforçado com Geogrelhas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2015.

PALMEIRA, E.M. **Aspectos relacionados à interação solos-geossintéticos**. Geossintéticos 99. 3o Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Rio de Janeiro, p.83-90. 1999.

PEDROSO, E.O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. 2000. 79 f. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PERALTA, Freddy Nelson Guevara. **Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos**. 2007. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

PLÁCIDO, Rafael Ribeiro. **Análises de campo e laboratório do comportamento ao longo do tempo de muros de solos tropicais finos reforçados com geossintéticos**. 2017. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2017.

PORTELINHA, F. H. M. **Avaliação experimental da influência do avanço do umedecimento no comportamento de muros de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos**. 2012. 297 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Eesc/usp, São Carlos, 2012.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J.G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 45, n. 3, p.211-226, jun. 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotextmem.2017.02.002>.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G.; PIMENTEL, V. Field performance of retaining walls reinforced with woven and nonwoven geotextiles. **Geosynthetics International**, v. 21, n. 4, p. 270-284, 2014.

RICCIO FILHO, Mario Vicente. **Comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais**. 2007. 44 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

RICCIO, M.; EHRLICH, M.; DIAS, D. Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 42, n. 2, p.127-138, abr. 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotextmem.2014.01.006>.

SEYEDI HOSSEININIA, E.; ASHJAEI, A. Numerical simulation of two-tier geosynthetic-reinforced-soil walls using two-phase approach. **Computers and Geotechnics**, v. 100, n. April, p. 15–29, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.04.003>.

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. The hardening soil model: Formulation and verification. In: **Beyond 2000 in Computational Geotechnics**. [s.l.] Routledge, 1999. p. 281–296.

SHINDE, A. L.; MANDAL, J. N. Behavior of reinforced soil retaining wall with limited fill zone paramete. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 25, n. 6, p. 657–672, 2007. <https://doi.org/10.1007/s10706-007-9138-3>.

SIMONE, A. P.; PORTELINHA, F. H. M.; FUTAI, M. M. Modelagem Numérica de Uma Estrutura de Solo Fino Reforçado com Geotêxteis - Caso de Obra Bairro Novo - Campinas (SP). In: **VII Congresso Brasileiro de Geossintéticos e Geotecnia Ambiental**, 2015, Brasília. Anais do VII REGEO/Geossintéticos, 2015.

SONG, F. et al. Numerical analysis of geocell-reinforced retaining wall failure modes. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 3, p. 284–296, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.01.004>

STEWART, J. E.; WILLIANSON, R.; MOHNEY, J. Earth Reinforcement, chapter 5. Guidelines for use of fabrics in construction and maintenance of low – volume Roads. Portland, Oregon: USDA Forest Service, 1977.

TEIXEIRA, Sidnei Helder Cardoso. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. 2003. 236 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, EESC/USP, São Carlos, 2003.

TSUKADA, Y.; OCHIAI, Y; MIYATAKE, H.; TAJIRI, N. Field performance test of a geosynthetic-reinforced soil wall with rigid facing. **Sixth International Conference on Geosynthetics**. Atlanta, Georgia, EUA, v.1, p.577-580. 1998.

VEGA. **Projeto executivo de engenharia**, Vol. 1 - Relatório de projeto. 2004a.

VEGA. **Projeto executivo de engenharia**, Vol. 3 - Memória justificativa. 2004b.

VEGA. **Projeto executivo de engenharia**, Vol. 3.A - Estudos geotécnicos. 2004c.

VEGA. **Projeto executivo de engenharia**, Vol. 3.C - Memórias de cálculo estrutural de obras de arte especiais. 2004d.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Blucher, 2015.

XIAO, C.; H., J.; ZHANG, Z. Experimental study on performance of geosynthetic-reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 44, n. 1, p.81-94, fev. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06.001>.

YANG, G. et al. Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 27, n. 5, p.350-356, out. 2009. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.03.001>.

YOO, C. S.; SONG, A. R. Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: A numerical investigation. **Geosynthetics International**, v. 13, n. 5, p. 181–194, 2006. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.2006.13.5.181>.

YU, Y.; DAMIANS, I. P.; BATHURST, R. J. Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions. **Computers and Geotechnics**, v. 65, p. 164–174, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.12.009>.

YU, Y.; BATHURST, R. J.; ALLEN, T. M. Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls. **Geotextiles and Geomembranes**, [s.l.], v. 45, n. 4, p.237-249, ago. 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.02.004>.