



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG  
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais - CTRN  
Unidade Acadêmica de Engenharia Civil - UAEC  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – PPGECA  
Área de Concentração: Geotecnia

MATEUS MEDEIROS VIEIRA DANTAS

**INSTRUMENTAÇÃO DE UM MODELO FÍSICO DE ESTRUTURA DE SOLO  
REFORÇADO COM GEOGRELHA**

Campina Grande – PB

2021

MATEUS MEDEIROS VIEIRA DANTAS

**INSTRUMENTAÇÃO DE UM MODELO FÍSICO DE ESTRUTURA DE SOLO  
REFORÇADO COM GEOGRELHA**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre (Msc) em Engenharia Civil e Ambiental

Área de concentração: Geotécnica

**Orientador:** D.S.c. Leda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena  
DSc Jonny Dantas Patricio

D192i Dantas, Mateus Medeiros Vieira.  
Instrumentação de um modelo físico de estrutura de solo reforçado com geogrelha / Mateus Medeiros Vieira Dantas. - Campina Grande, 2021.  
99 f. : Il. Color

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2021.  
"Orientação: Profa. Dra. Leda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena, Prof. Dr. Jonny Dantas Patrício".  
Referências.

1. Geotécnica. 2. Esforços de Tração. 3. Estruturas de Contenção. 4. Monitoramento de Obras. 5. Reforço de Solo. I. Lucena, Leda Christiane de Figueiredo Lopes. II. Patrício, Jonny Dantas. III. Título.

CDU 624.13(043)

2021  
FOLHA DE APROVAÇÃO

AUTOR: MATEUS MEDEIROS VIEIRA DANTAS

TÍTULO: INSTRUMENTAÇÃO DE UM MODELO FÍSICO DE ESTRUTURA DE SOLO  
REFORÇADO COM GEOGRELHA

Área de Concentração: Geotécnica

Dissertação defendida em: 26/02/2021

Dissertação aprovada em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_

Pela Banca Examinadora:

---

Profa. D. Sc. (Orientadora) Leda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena  
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

---

D. Sc. (Coorientador) Jonny Dantas Patrício

---

Prof. D.Sc. (Examinadora interna) Carina Silvani  
Universidade Federal de Campina Grande - UFCG

---

Prof. D. Sc. (Examinador Externo) Fagner Alexandre Nunes de França  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN

Campina Grande – PB

2021

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por ser uma presença constante em minha vida e por guiar meu caminho para que tudo ocorresse segundo sua vontade e pelas graças concedida ao longo dessa trajetória.

A minha família, por me incentivar e apoiar sempre em todos os meus planos.

A minha namorada, e melhor amiga por oferecer afeto e carinho e estar sempre presente durante essa caminhada.

Ao Professor Kennedy, por me incentivar a cursar o mestrado, pela disponibilidade, orientação e os conselhos sempre pertinentes.

À Professora Leda e Jonny pela orientação, paciência e atenção.

À Jadilson e Ildinho pelo comprometimento, disponibilidade e auxílio durante os ensaios.

À Capes pelo suporte financeiro, incentivo e comprometimento a pesquisa científica no Brasil.

Ao demais professores do LEP, mestrandos e doutorandos pelo acolhimento e pela disposição em colaborar sempre que possível.

## RESUMO

O uso de elementos de reforço em muros de solo reforçado resulta em estruturas com desempenho mecânico superior aos daqueles sem a utilização destes, além de permitir que as estruturas alcancem alturas e inclinações elevadas, as quais não seriam possíveis sem a associação solo-reforço. Os métodos de dimensionamentos mais tradicionais das estruturas de solo reforçado são baseados na teoria do equilíbrio limite e na adoção de hipóteses simplificadoras para o dimensionamento de uma estrutura genérica, esses não consideram as condições particulares a que cada estrutura está sujeita. Portanto, as previsões dos esforços por meio destes métodos são normalmente conservadoras, resultando na execução de projetos superdimensionados e de maior custo. A instrumentação de estruturas de solo reforçado para avaliação de parâmetros como a magnitude dos esforços de tração atuantes no reforço, além dos deslocamentos verticais e horizontais dos muros de solo reforçado, tem sido utilizada para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento dessas estruturas. O monitoramento de obras de contenção reais ou modelos físicos, construídos em laboratório, permite avaliar a influência de diversos componentes das estruturas de solo reforçado como o tipo e espaçamento do reforço, tipo e inclinação dos elementos da face e do solo de enchimento no desenvolvimento das cargas de tração. Este trabalho desenvolveu um modelo físico instrumentado de uma estrutura de solo reforçado com geogrelha e com faceamento composto por blocos de concreto, que foi submetido a aplicação de sobrecargas de até  $55 \text{ kN/m}^2$ , e que as deformações, e consequentemente os esforços de tração desenvolvidos nas camadas de reforço, foram monitoradas com a utilização de *straingages*. Os resultados obtidos por meio da instrumentação foram comparados as estimativas de esforços de tração pelos métodos tradicionais da AASHTO e o da Rigidez Simplificado. De uma maneira geral a previsão dos esforços por meio do monitoramento demonstrou ser menos conservadora que as estimativas obtidas pelo método da AASHTO e mais conservadora que o método da Rigidez Simplificado. A diferença percentual entre as previsões dos esforços atuantes pelos três métodos tende diminuir com o aumento da sobrecarga atuante sobre o modelo físico instrumentado.

**Palavras-chave:** reforço, monitoramento, esforços de tração, estruturas de contenção.

## ABSTRACT

The use of reinforcement elements in reinforced soil walls results in structures with a mechanical performance superior to others not using these elements, allowing, besides, that structures reach tall heights and steeply inclined slopes, which would not be possible without soil–reinforcement interaction. The most traditional sizing methods for reinforced soil structures are based on the Limit Equilibrium theory and in the adoption of simplifying hypotheses for the sizing of a generic structure, whereas these do not consider particular conditions to which each structure is subject. Therefore, through these methods, the anticipation of future efforts is usually conservative and produces oversized and more costly projects. The instrumentation of reinforced soil structures has been used for the development of sizing methods to evaluate not only parameters such as the magnitude of tractive efforts acting on the reinforcement, but also the vertical and horizontal displacements of the reinforced soil walls. By monitoring real work on retaining walls or physical models built in the laboratory, it is possible to evaluate the influence caused on the development of traction loads by several components of reinforced soil structures, such as the type and spacing of the reinforcement, and the type and inclination of elements in a given side of the wall and in the soil fill. In this work, an instrumented physical model was developed with a geogrid-reinforced soil structure whose front side was made of concrete blocks, which was subjected to overloads of up to 55 kN/m<sup>2</sup>. Its deformations, and, consequently, the tractive efforts produced on the reinforcement layers, were monitored with the use of strain gages. The results obtained through the instrumentation were compared with tractive effort estimates by means of traditional AASHTO and Simplified Stiffness methods. In general, the estimation of efforts through continuous monitoring proved to be less conservative than the estimation obtained by the AASHTO method and more conservative than the Simplified Stiffness method. The percentage difference between the estimation of effective efforts across the three methods tends to decrease as the overload acting on the instrumented physical model increases.

**Keywords:** reinforcement, monitoring, tractive efforts, retaining structures.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Comparação entre os custos de estruturas de contenção com diferentes reforços. ..6	6
<b>Figura 2</b> - Diferentes configurações de faceamento para estruturas de solo reforçado..... 10	10
<b>Figura 3</b> - (A) Geotêxtil não tecido (B) Geotêxtil tecido (C) Geocomposto (D) Geogrelha... 14	14
<b>Figura 4</b> - Execução de um muro reforçado com terra armada. .... 15	15
<b>Figura 5</b> - Mecanismo de transmissão de tensões em uma geogrelha. .... 16	16
<b>Figura 6</b> - Desenvolvimento de deformações em massas de solo com e sem reforço..... 17	17
<b>Figura 7</b> - Desenvolvimento dos esforços de tração ao longo da geogrelha conforme a rigidez dos elementos da face. .... 19	19
<b>Figura 8</b> - Mobilização de tensões em sistemas de solos reforçados com diferentes rigidezes. .... 20	20
<b>Figura 9</b> - Deslocamentos horizontais em muros de solo reforçado submetidos a compactação leve e pesada. .... 22	22
<b>Figura 10</b> - Tensões mobilizadas nos reforços em estruturas sujeitas a incrementos de sobrecargas e compactadas com equipamentos de diferentes pesos estáticos equivalentes..... 23	23
<b>Figura 11</b> - A) Divisão do maciço de solo em duas zonas; B) Tração mobilizada no reforço. .... 24	24
<b>Figura 12</b> - Superfície potencial de ruptura para a) reforços extensíveis e b) reforços inextensíveis. .... 24	24
<b>Figura 13</b> - Superfície potencial de ruptura de um modelo físico instrumentado por Bathurst (1990) vs superfície potencial teórica prevista por Rankine. .... 25	25
<b>Figura 14</b> - Mecanismos de ruptura de muros de solo reforçado. .... 27	27
<b>Figura 15</b> - Cargas normalizadas medidas nos reforços x profundidade normalizada..... 34	34
<b>Figura 16</b> - Correlação entre esforços de tração medidos vs estimados pela primeira versão do K-Stiffness Method. .... 35	35
<b>Figura 17</b> - Fator de distribuição de cargas em função da razão entre profundidade da camada (Z) e altura total da estrutura de solo reforçado (H). .... 37	37
<b>Figura 18</b> - Correlação entre valores previstos e medidos dos esforços de tração pelo método simplificado da AASHTO (2014). .... 40	40
<b>Figura 19</b> - Correlação entre valores previstos e medidos dos esforços de tração pelo Método da Rigidez Simplificado. .... 40	40
<b>Figura 20</b> - Trajetória de tensões efetivas na massa de solo durante o período construtivo considerando o efeito da compactação. .... 42	42
<b>Figura 21</b> - Modelo físico instrumentado utilizado por Cordova (2018). .... 46	46



<b>Figura 22</b> - Modelo físico de MSR com face formada por sacos de areia. ....	47
<b>Figura 23</b> - Seção transversal da estrutura instrumentada. ....	48
<b>Figura 24</b> - Estrutura de contenção instrumentada com o uso de RCDs como material de enchimento. ....	49
<b>Figura 25</b> - Esquema da instrumentação por Yang et. al. (2014). ....	50
<b>Figura 26</b> - Esforços previstos pela instrumentação e pelo método da FHWA. ....	50
<b>Figura 27</b> - Aparato para realização de modelagem física de estruturas de contenção em solo reforçado na Universidade Técnica de Aachen. ....	51
<b>Figura 28</b> - Modelo instrumentado por Portelinha e Zornberg. ....	52
<b>Figura 29</b> - Fluxograma com as etapas da pesquisa. ....	54
<b>Figura 30</b> – (a) - Escavação e preparação do lastro da fundação; (b) – Armação da estrutura da caixa; (c) - Caixa do modelo físico logo após finalização da concretagem; (d) - Caixa do modelo físico após processo de desforma. ....	55
<b>Figura 31</b> - (a) - Montagem dos perfis metálicos; (b) – Solda e montagem de laterais do pórtico metálico; (c) – Furos na base da estrutura para fixação dos chumbadores; (d) - Processo de secagem das peças após aplicação do primer. ....	56
<b>Figura 32</b> - Conjunto formado pela caixa de concreto do modelo e o pórtico metálico do sistema de aplicação de sobrecarga. ....	57
<b>Figura 33</b> - Esquema da estrutura de solo reforçado com atuação do sistema de aplicação de sobrecarga. ....	58
<b>Figura 34</b> - Curva granulométrica do solo utilizado no modelo. ....	59
<b>Figura 35</b> - Envoltória de resistência do solo utilizado no modelo. ....	60
<b>Figura 36</b> - Bloco de concreto utilizado para construção da face do modelo físico. ....	62
<b>Figura 37</b> - Geogrelha Fortrac J 1100 MPT. ....	63
<b>Figura 38</b> - Sensores modelo PA 06 1500BA 120 L e extensômetro colado a polímero. ....	64
<b>Figura 39</b> - Extensômetro utilizado no modelo físico de solo reforçado. ....	65
<b>Figura 40</b> - Componente físico do sistema de aquisição de dados. ....	66
<b>Figura 41</b> - Interior do componente físico do sistema de aquisição de dados. ....	66
<b>Figura 42</b> - (a) - Esquema da ligação elétrica de um extensômetro de $120\Omega$ ao conector macho DB09; (b) – Conector macho DB09 utilizado nos canais de entrada do sistema de aquisição após processo de solda dos fios do extensômetro C120. ....	68
<b>Figura 43</b> - (a) - Corpo de prova posicionado para a calibração; (b) - Acompanhamento simultâneo de dados durante calibração dos sensores. ....	69

<b>Figura 44</b> - (a) - Curva de calibração para o sensor (a) - 3; (b) - 4; (c) - 5; (d) - 6; (e) - 7; (f) - 8; (g) - 9; (h) - 10; (i) - 11.....	70
<b>Figura 45</b> - (a) - Fixação dos sensores na camada de geossintético; (b) - Furo no bloco de concreto para passagem da fiação dos sensores pela face; (c) - Marcação da altura de execução das camadas a cada 15 cm de altura; (d) - Lançamento do material de enchimento.....	72
<b>Figura 46</b> - (a) - Camada de geogrelha posicionada no modelo físico instrumentado; (b) - Material de enchimento é depositado suavemente sobre os sensores; (c) - Lançamento do material de enchimento em pontos onde não havia contato direto do solo lançado com os sensores; (d) – compactação da última camada de solo; (e) – lançamento da viga de reação; (f) – Posicionamento do macaco hidráulico sobre o centro da chapa de aço .....	74
<b>Figura 47</b> - Barra de fixação da viga de reação retorcida após aplicação de sobrecarga de 8 toneladas. ....	76
<b>Figura 48</b> - Previsão dos esforços de tração segundo o método da AASHTO Simplificado (2014). ....	78
<b>Figura 49</b> - Previsão dos esforços de tração segundo o método da Rigidez Simplificada de Allen e Bathurst (2015). ....	79
<b>Figura 50</b> - Resultado da instrumentação Tempo (s) x Deformação ( $\mu\epsilon$ ).....	81
<b>Figura 51</b> - Esforços de tração estimados a partir da aplicação das equações de calibração para as leituras obtidas pelos sensores na instrumentação. ....	83
<b>Figura 52</b> - Estimativa esforços de tração na 1ª camada de geogrelha.....	85
<b>Figura 53</b> - Estimativa esforços de tração na 2ª camada de geogrelha.....	87
<b>Figura 54</b> - Estimativa esforços de tração na 3ª camada de geogrelha.....	89

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> - Propriedades físicas do solo de enchimento.....	59
<b>Tabela 2</b> - Resultados e parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.....	60
<b>Tabela 3</b> - Características do bloco utilizado na face do modelo físico. ....	61
<b>Tabela 4</b> - Especificações técnicas da geogrelha Fortrac J 1100 MPT.....	63
<b>Tabela 5</b> - Características do extensômetro utilizado.....	65
<b>Tabela 6</b> - Resumo das equações de calibração e coeficientes de determinação para os sensores 3 a 11. ....	71
<b>Tabela 7</b> - Registro da umidade das camadas instrumentadas.....	74
<b>Tabela 8</b> - Momento, identificação e descrição de ocorrência dos eventos.....	76

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

a	Adesão da interface solo-reforço
Ar	Área da seção transversal do reforço
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
b	Espessura da face
c'	Intercepto coesivo do solo
c	Coesão do solo de enchimento
CID	Correlação de Imagem Digital
d	Ângulo de atrito da interface solo-geossintético
$D_{tmax}$	Fator de distribuição Tmax
E	Módulo elástico da face
Er	Módulo de elasticidade do reforço
F	Ângulo de atrito interno do solo
FS <sub>a</sub>	Fator de segurança ao arrancamento
FS <sub>g</sub>	Fator de segurança global da estrutura
FHWA	Federal Highway Administration
H	Altura do muro
H <sub>ref</sub>	Altura de referência
IGS	Associação Brasileira de Geossintéticos
IP	Índice de Plasticidade
J <sub>ave</sub>	Rigidez à tração média
J <sub>i</sub>	Rigidez à tração para a camada de reforço "i"
K	Módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico
K <sub>a</sub>	Coefficiente de empuxo do solo no estado ativo
K <sub>abh</sub>	Componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo
K <sub>avh</sub>	Coefficiente de empuxo ativo para um muro vertical
K <sub>c</sub>	Coefficiente de empuxo correspondente ao estado de tensões incluindo o efeito da compactação
K <sub>ow</sub>	Coefficiente de empuxo equivalente ao repouso
K <sub>r</sub>	Coefficiente de empuxo residual após o período construtivo
La	Comprimento de ancoragem na zona resistente
LEP	Laboratório de Engenharia de Pavimentos

Lr	Comprimento total do reforço da camada
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MSR	Muros de Solos Reforçados
n	Módulo expoente
NBR	Norma Técnica Brasileira
OCR	Razão de sobreadensamento
Pa	Pressão atmosférica
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
q	Sobrecarga
RCD	Resíduos de Construção e Demolição
S	Altura do solo de sobrecarga
Si*	Rigidez relativa solo reforço
Si	Índice de rigidez relativa
Sh	Espaçamento horizontal entre os reforços
Sv	Espaçamento vertical entre os reforços
Td	Resistência a tração de projetos do reforço
T <sub>max</sub>	Máximo esforço de tração no reforço
UFMG	Universidade Federal de Campina Grande
w	Inclinação da face em relação a horizontal
$\gamma$	Peso específico do solo
$\gamma_r$	Peso específico do solo de preenchimento
z	profundidade
Z	Altura do topo do muro até a cama de reforço analisada
$\sigma'_h$	Tensão horizontal atuante
$\sigma_v$	Pressão vertical
$\sigma'_z$	Tensão vertical no solo no ponto de máxima tração
$\sigma'_{zc}$	Máxima tensão vertical induzida pela compactação
$\emptyset$	Ângulo de atrito do solo de enchimento
$\Phi_c$	Fator de coesão do solo
$\Phi_{fb}$	Fator de inclinação da face
$\Phi_{fs}$	Fator de rigidez da face

$\Phi_g$	Fator de rigidez global
$\Phi_{local}$	Fator de rigidez local
$\Phi'_{ult}$	Ângulo de atrito do solo no modelo da curva tensão deformação
$\lambda$	Coefficiente de coesão
$\epsilon_{max}$	Deformação máxima obtida na instrumentação

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Objetivos .....	3
1.2	Objetivo Geral.....	3
1.3	Objetivos específicos .....	3
1.4	Organização do trabalho .....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1	Breve histórico de estruturas de solo reforçado .....	5
2.1.1	Utilização de fibras vegetais e animais como reforço .....	7
2.1.2	Utilização de inclusões metálicas como reforço de solos .....	7
2.1.3	Utilização de geossintéticos como reforço de solos .....	8
2.2	Componentes de um Muro de Solo Reforçado .....	9
2.2.1	Face.....	9
2.2.2	Solo de enchimento .....	10
2.2.3	Reforço .....	12
2.3	Mecanismo de interação Solo-Reforço .....	15
2.3.1	Efeitos da rigidez da face.....	18
2.3.2	Efeitos da rigidez do reforço .....	19
2.3.3	Efeito da compactação na mobilização de tensões .....	21
2.4	Superfície Potencial de Ruptura.....	23
2.5	Dimensionamento de Muros de Solos Reforçados .....	25
2.5.1	Métodos baseados no equilíbrio limite .....	27
2.5.2	Métodos semiempíricos .....	32
2.5.3	Métodos baseados nas condições de trabalho .....	40
2.6	Estruturas instrumentadas de solo reforçado .....	45
2.7	Considerações Finais .....	53
3	MATERIAIS E MÉTODOS .....	54
3.1	Construção e características do modelo físico .....	54
3.1.1	A caixa do modelo .....	54
3.1.2	Sistema de aplicação da sobrecarga.....	55
3.2	Constituintes do modelo físico: O solo, a face e o reforço .....	58
3.2.1	O solo.....	58
3.2.2	Sistema de face do modelo .....	61
3.2.3	Elemento de reforço.....	62

3.3	Instrumentação.....	63
3.3.1	Extensômetros utilizados.....	64
3.3.2	Sistema de Aquisição de Dados.....	66
3.3.3	Calibração dos sensores.....	68
3.4	Montagem do modelo físico.....	71
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	78
4.1	Previsões dos esforços de tração pelos métodos da AASHTO (2014) e da Rigidez Simplificado de Allen & Bathurst (2015).....	78
4.2	Previsão dos esforços de tração por meio da instrumentação.....	80
4.3	Esforços previstos pela instrumentação x métodos de dimensionamento tradicionais	84
4.4	Considerações Finais.....	90
5	CONCLUSÃO.....	92
5.1	Sugestões para pesquisas futuras.....	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94



## 1 INTRODUÇÃO

A necessidade de aproveitar os espaços físicos urbanos, de forma eficiente, trouxe como consequência a elaboração de projetos geotécnicos com maiores estruturas em relação à altura de contenção e inclinações próximas a 90°. As solicitações de tração atuantes no maciço de solo, em determinadas estruturas geotécnicas, podem atingir patamares de modo que seja indicado, a critério do projetista, a inclusão de elementos de reforço associados ao solo para que a estrutura se mantenha estável durante sua vida útil. De forma similar a utilização do aço, em estruturas de concreto armado, o uso de reforços nos solos proporciona melhor desempenho mecânico destes e aumento da estabilidade interna de estruturas de contenção.

Segundo Ehrlich & Becker (2009) a utilização de elementos de reforços em solos, e.g. fibras vegetais, é uma técnica empírica utilizada há milhares de anos por civilizações da antiga mesopotâmia, incas e chineses. A partir da década de 60, os reforços passaram a ser utilizados na engenharia de forma mais profissional e racional. Os materiais introduzidos como reforços, predominantes àquela época, foram fitas metálicas galvanizadas, cujo conjunto solo reforço passou a ser conhecido como Terra Armada. Esta técnica, muito comum em viadutos, está associada a estruturas de contenção flexíveis formadas por um conjunto de solo compactado a elementos lineares metálicos, responsáveis por resistir as solicitações de tração atuantes.

O alto custo, em alguns casos, para substituir solos locais com desempenhos mecânicos não satisfatórios, para utilização em obras geotécnicas, aliado a busca por soluções de menores custos e mais simples do ponto de vista executivo em relação a construção de estruturas tradicionais de contenção em concreto, proporcionou investimentos em pesquisa e desenvolvimento de produtos que pudessem ser produzidos em escala industrial. Estes produtos passaram a ser utilizados como reforços, com destaque para as fibras poliméricas (geossintéticos), que atualmente são os principais produtos utilizados em associação diversos tipos de solos com o objetivo de reforço.

Segundo Ehrlich *et. al* (2009) a utilização dos geossintéticos como reforços em Muros de Solos Reforçados (MSR) se apresenta como uma alternativa de menor custo quando comparado as usuais estruturas de concreto armado ou solos com reforços metálicos. Dentre os geossintéticos, a geogrelha é o reforço mais utilizado em estruturas de contenção que utilizam a técnica de solo reforçado. Estes são elementos planos em forma de grelha, dotados de grandes orifícios e fibras poliméricas de considerável rigidez e que possuem alto grau de interação com os solos cuja associação destes dois elementos resulta no aprimoramento das características mecânicas em relação ao maciço de solo não estabilizado.

No dimensionamento dos Muros de Solos Reforçados é necessário verificar se a estrutura atende às condições de estabilidade interna e externa. A verificação quanto a estabilidade externa segue critérios gerais para estruturas de contenção genéricas onde são analisadas a estabilidade ao deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura geral. Em relação a estabilidade interna, analisada de modo especial para estruturas de solos reforçados, o objetivo é assegurar que não ocorra ruptura por tração, arrancamento dos reforços ou instabilidade da face.

As análises de estabilidade podem ser feitas baseadas no equilíbrio limite, métodos semiempíricos e nas condições de trabalho. De acordo com Cordova (2018) o primeiro método demonstra certa incompatibilidade com as tensões de tração que são efetivamente desenvolvidas nos reforços. A fim de combater essa limitação, autores como: Ehrlich & Mitchell (1994), Allen & Bathurst (2015), Ehrlich & Mirmoradi (2016) e Wang *et al.* (2018) desenvolveram métodos de dimensionamento baseados nas condições de trabalho e no empirismo verificado na instrumentação de modelos físicos e estruturas reais.

A instrumentação de estruturas de solo reforçado, com diferentes características, constitui uma ferramenta capaz de estimular a criação de novos métodos de dimensionamento empíricos, possibilitando, por exemplo, a utilização de retroanálise para atender a projetos de estruturas de solo reforçado com uma precisão dificilmente alcançada em métodos de dimensionamento genéricos que não consideram as especificidades que compõem estruturas dessa natureza.

O mercado de geossintéticos movimentou bilhões de dólares no mundo atualmente e uma de suas principais aplicações consiste em soluções econômicas para reforço de solos em estruturas de contenção.

A partir do desenvolvimento de novos métodos de dimensionamento, baseados nas condições de trabalho, autores a exemplo de Saramago (2002), Barboza Junior (2003), Viswanadham & König (2004), Guedes (2004), Allen & Bathurst (2015), Morsy *et al.* (2017), Cordova (2018) estudaram o comportamento dos esforços atuantes nos reforços por meio da instrumentação de modelos físicos de uma estrutura de solo reforçado e comparasse os resultados medidos com os mais diversos métodos de dimensionamentos com o objetivo de analisar aqueles que melhor reproduzem a situação modelada.

A análise de correspondência entre modelos físicos e métodos de dimensionamentos possui diversas possibilidades de combinações, como por exemplo pode-se analisar o comportamento diante da variação de diferentes elementos: tipos de solo, tipo de reforço

utilizado, espaçamento entre os reforços, inclinações e tipos de materiais da face da estrutura. Portanto, nesta pesquisa elaborou-se um modelo físico instrumentado e analisou a correspondência das tensões de tração desenvolvidas no reforço utilizado, com as tensões previstas, a partir de diferentes métodos de dimensionamento.

## **1.1 Objetivos**

### **1.2 Objetivo Geral**

O objetivo dessa pesquisa consistiu no desenvolvimento de um modelo físico de estrutura instrumentada de solo reforçado com geogrelhas para avaliação dos esforços de tração desenvolvidas no reforço.

### **1.3 Objetivos específicos**

- elaborar um sistema de aquisição de dados capaz de interpretar os sinais elétricos transmitidos pelos sensores utilizados;
- identificar o ponto de tração máximo medido em cada camada de reforço instrumentada e confrontar sua magnitude e localização com a superfície potencial de ruptura teórica;
- comparar os resultados obtidos por meio da instrumentação com métodos de dimensionamento de MSR tradicionais.

### **1.4 Organização do trabalho**

Esta dissertação é composta por 5 capítulos organizados da seguinte forma:

Capítulo 1: Compreende a introdução, objetivos (geral e específicos) e a organização da dissertação.

Capítulo 2: Apresenta uma revisão da literatura onde são abordados temas ligados aos tipos de reforço, descrição do mecanismo de interação solo-reforço, os componentes de muros de solo reforçado, principais métodos de dimensionamento dessas estruturas e exemplos de instrumentação de estruturas de contenção com solo reforçado.

Capítulo 3: Aborda os materiais e procedimentos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa.

Capítulo 4: Expõe os resultados obtidos e é feita uma análise e discussão destes.

Capítulo 5: Apresenta as conclusões obtidas por meio dos resultados e análise expostas, além da apresentação de sugestões para trabalhos futuros envolvendo a mesma temática.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste capítulo é apresentado uma breve revisão da literatura técnica relacionada a estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos com destaque para a apresentação dos principais tipos de reforços utilizados, breve histórico do surgimento e emprego de reforços em massas de solo, mecanismos de transmissão de cargas no maciço de solo reforçado, métodos de dimensionamento e instrumentação dessas estruturas.

### **2.1 Breve histórico de estruturas de solo reforçado**

Os solos reforçados são associações do solo com algum elemento de elevada resistência a tração, geralmente metálico ou sintético, que formam um material composto com desempenho mecânico superior ao solo se este fosse utilizado isoladamente.

Algumas obras civis de engenharia necessitam de estruturas de contenção em sua execução. A maioria dessas construções não são um fim em si mesmo, mas funcionam como um meio para que rodovias, pontes, barragens, edificações subterrâneas e outros projetos possam ser executados com a devida segurança.

A inclusão de um reforço em uma massa de solo tem como objetivo absorver as tensões de tração atuantes no conjunto solo-reforço, pois as partículas de solo isoladamente não são capazes de resistir a tais esforços. Segundo Ehrlich & Becker (2009) os elementos resistentes à tração atuam de modo a minimizar ou restringir as deformações em obras geotécnicas, em especial as estruturas de contenção, que podem ser projetadas de modo que alcancem maiores alturas, sejam mais íngremes e conseqüentemente necessitem de menor volume de solo compactado.

Durante muito tempo as obras de contenção eram atendidas por meio da construção de estruturas tradicionais de concreto armado ou ciclópico, atirantados ou não. Porém, com a necessidade conter maiores volumes de solos, aliado a situações eventuais em que os solos de fundação são pouco competentes, as tradicionais soluções para os sistemas de contenção tornam-se bastante dispendiosas e surge a necessidade da inclusão de reforços no solo.

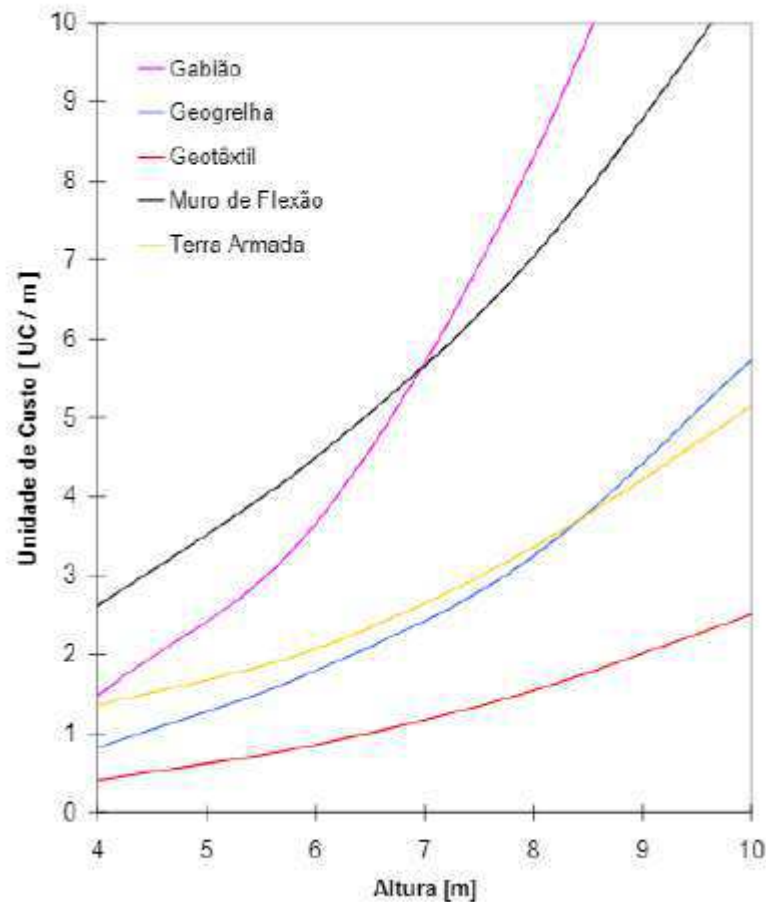
De acordo com FHWA (2009) muros contenção de concreto, devido a sua elevada rigidez, são pouco eficazes ao enfrentarem situações onde são submetidos a recalques diferenciais, a menos que estivessem apoiados sobre fundações profundas, o que acaba por elevar exponencialmente o custo de estruturas desse tipo. A adição de elementos de reforço, capazes de resistirem a esforços de tração, aliados a sistemas de faceamento que restrinjam movimentos laterais da massa de solo, resulta em uma estrutura compósita que possui

resistência ao cisalhamento significativamente maior que somente a massa de solo considerada isoladamente, permitindo que se desenvolva projetos de estruturas de contenção com alturas elevadas e inclinações acentuadas, até mesmo vertical.

Além dos aspectos relacionados a redução de custos, um fator preponderante, para a disseminação da técnica de reforço de solos em estruturas de contenção, é a simplicidade e rapidez na execução de obras que adotam os Muros de Solo Reforçado como solução.

Diversos estudos (ELIAS *et al.*, 2001; PLÁCIDO *et al.*, 2010; AVESANI NETO *et al.*; 2013) avaliaram comparativamente modelos de estrutura de contenção quanto aos custos construtivos. As estruturas de contenção com geossintéticos apresentaram melhor relação de custo benefício em todos os casos apresentados pelos autores, seguido da adoção de inclusões metálicas como solução de reforço. A diferença de custos entre os muros de solo reforçado para estruturas convencionais de gravidade e concreto armado fica mais evidente quando são analisadas estruturas com alturas superiores a 6 metros de altura. A Figura 1 estabelece um comparativo de custos para estruturas de contenção com diferentes reforços.

**Figura 1** - Comparação entre os custos de estruturas de contenção com diferentes reforços.



Fonte: Placido, 2010.

### **2.1.1 Utilização de fibras vegetais e animais como reforço**

O uso de fibras vegetais foi o primeiro reforço de solos empregado pelo homem, as fibras mais utilizadas, de acordo com Hannant (1994), eram o bambu, cana de açúcar, linho, sisal e malva. A principal desvantagem da utilização deste tipo de reforço é a duração dos mesmos que tendem a se degradar com o tempo.

Registros históricos indicam o uso de materiais naturais como raízes, galhos e lã como reforço de solos em execuções de obras civis que vão desde a construção de estradas a Muralha da China, dotada de trechos reforçados com fibras naturais. Segundo Palmeira (1992) os Incas empregaram Lã de Lhama como reforço dos solos em estradas construídas no Peru.

Elton *et al.* (2005) descrevem que civilizações da antiga mesopotâmia utilizavam da técnica de associação solo-reforço com o uso da fibra de junco na construção dos Zigurates, templos mesopotâmicos construídos há mais de 5 mil anos que atingiam cerca de 60 m de altura.

Palmeira (1992) afirma que as primeiras aplicações de fibras vegetais que mais se aproximam dos geossintéticos foi por meio da introdução de mantas de algodão no ano de 1926, aplicado a camadas do pavimento pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul.

Durante os séculos XVI e XVII imigrantes franceses, residentes em território canadense, utilizaram como elementos de reforço galhos de árvores na construção de diques de terra na baía de Fundy, localizada na costa leste próximo à fronteira com os EUA.

Silveira (2018) monitorou a adição de fibras de sisal a uma areia após 2, 4 e 8 meses para verificar o efeito da degradação das fibras de sisal. Embora a resistência ao cisalhamento de pico tenha diminuído com o tempo, após 8 meses esta era superior a resistência obtida para a areia ensaiada isoladamente.

### **2.1.2 Utilização de inclusões metálicas como reforço de solos**

Na engenharia moderna, no início da década de 1960, o engenheiro francês Henri Vidal iniciou os estudos de solo reforçados por meio de experimentos utilizando maquetes, ele conferiu pela primeira vez um rigor técnico à aplicação de reforços em solos. No desenvolvimento de sua pesquisa, os modelos eram reforçados com fitas metálicas, sistema batizado de terra armada em analogia ao que ocorre com o aço no concreto armado, pois ambos possuem a função de resistir as solicitações de tração impostas.

A partir de 1970 os reforços com inclusões metálicas ganharam força em todo o mundo sendo utilizado pela primeira vez nos EUA em taludes de rodovias no estado da Califórnia.

Desde então a solução tem sido aplicada com sucesso em obras de construção de pontes, viadutos, muros de contenção de terrenos urbanos próximos a rodovias e ferrovias.

Sawamura *et al.* (2019) relatam que a utilização da técnica da terra armada se difundiu entre os países em que há ocorrência de abalos sísmicos frequentes, pois as inclusões metálicas apresentaram eficácia na absorção dos esforços gerados em decorrência de terremotos, garantindo a manutenção da estabilidade interna em estruturas geotécnicas. No Japão, estima-se que há mais de 30.000 muros de solo reforçado com inclusões metálicas.

De acordo com Miyata (2014) e Kuwano *et al.* (2014) aproximadamente 91% das 1423 estruturas de solo reforçado com inclusões metálicas que estavam na região sobre influência do Tsunami, gerado pelo sismo de Tohoku em 2011 sobre a costa pacífica do Japão, tiveram pouco ou nenhum dano em decorrência da alta capacidade dos reforços metálicos em absorver os esforços e minimizar as deformações que poderiam ocorrer no caso das estruturas atingidas não possuírem nenhum tipo de reforço.

### **2.1.3 Utilização de geossintéticos como reforço de solos**

Segundo Ehrlich & Becker (2009) as primeiras aplicações de materiais geossintéticos ocorreram na década de 1950 nos EUA. Neste período, os geossintéticos ainda não eram utilizados como elemento de reforço de solos e a função restringia-se a separação de camadas de solo, facilitação da drenagem e controle de erosões.

De acordo com Cordova (2018), a partir da década de 1970, engenheiros geotécnicos passaram a utilizar os geossintéticos como elementos de reforço de solos. O primeiro registro ocorreu em um muro de solo reforçado construído em 1971 na França. Após três anos foi construída nos EUA a primeira estrutura de solo reforçado naquele país, onde aconteceu a popularização da utilização de materiais geossintéticos como elemento de reforço em solos nos anos seguintes.

Conforme Benjamin (2006), o avanço da indústria petroquímica aliado a economicidade, facilidade e rapidez de execução foram fatores preponderantes para que atualmente os geossintéticos sejam os elementos de reforço predominantes nas obras geotécnicas de contenção com solo reforçado. Inicialmente o tipo de geossintético utilizado no reforço de solos era o geotêxtil, porém a partir da década de 1980 com o desenvolvimento das geogrelhas, que são geossintéticos com função primária de reforço, os geotêxteis passaram a ser empregados com menor frequência como reforço de estruturas de contenção já que possuem como função primária a separação e drenagem de camadas de solo.



Nesta pesquisa foi empregado um reforço geossintético, e mais detalhes sobre estes serão apresentados ao longo da dissertação.

## **2.2 Componentes de um Muro de Solo Reforçado**

As estruturas de solo reforçado são essenciais para diversas obras de engenharia civil que apresentam como principais vantagens a facilidade do sistema construtivo e o custo benefício em relação outras técnicas, elas são constituídas basicamente por três elementos: solo de enchimento, reforço e face. A interação destes três elementos entre si é responsável pela resposta mecânica da estrutura como um todo.

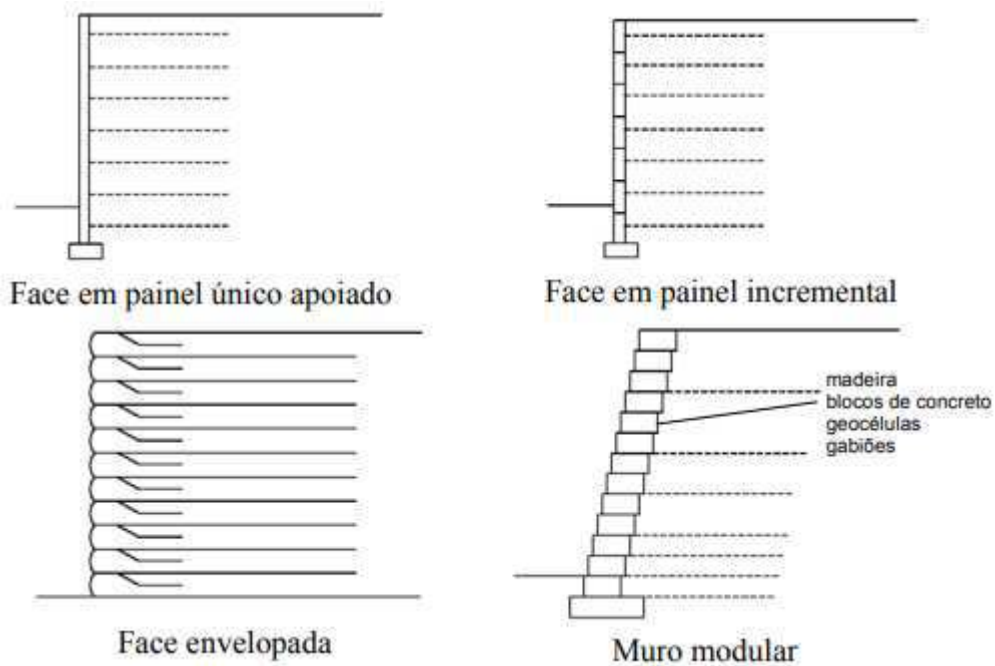
### **2.2.1 Face**

A face do muro de solo reforçado tem como principais funções restringir movimentos laterais, controle de erosões, proteção quanto ao vandalismo e contribuir para a estética da estrutura que se deseja construir. Tatsuoka (1993) aponta que estas estruturas podem apresentar faces rígidas em que a magnitude da sollicitação do reforço no ponto de conexão com a face é não nula e flexíveis, onde esta sollicitação no mesmo ponto é considerada nula

Segundo Tatsuoka (1993) os geossintéticos são os principais elementos de face adotados em estruturas de faceamento flexível. Os geossintéticos possuem sensibilidade a radiação ultravioleta e quando expostos ao ambiente, sem nenhuma proteção, tornam-se mais suscetíveis ao vandalismo, pois podem ser removidos facilmente. Desse modo, recomenda-se que ao construir estruturas de solo reforçado com a utilização de geossintéticos como elementos de face, deve-se adotar técnicas de proteção destes por meio do uso de técnicas como a aplicação de imprimação asfáltica, emprego de materiais vegetais ou execução de concreto projetado.

A Figura 2 apresenta modelos típicos de faceamento.

**Figura 2** - Diferentes configurações de faceamento para estruturas de solo reforçado.



Fonte: IGS Brasil, 2020.

### 2.2.2 Solo de enchimento

O manual da FHWA (2009) propõe que todo o material utilizado como solo de preenchimento de muros de solos reforçados deve estar livre de materiais orgânicos ou de qualquer outro material deletério. O material deve obedecer a faixas granulométricas e características de plasticidade especificadas pela AASHTO T 27 em que o percentual máximo passante na peneira #200 é de 15%, Índice de Plasticidade menor que 6 e que as condições de drenagem do material devem ser avaliadas.

Apesar da composição granulométrica de solos tropicais residuais originados de rochas graníticas ou gnaisse apresentar considerável percentagem de finos, Ehrlich & Mitchell (1994) relata que estes apresentam elevado ângulo de atrito, baixo grau de indução a corrosão de reforços metálicos e bom desempenho quanto as características mecânicas. Além disso, o autor cita que sob condições de compactação dentro de sua umidade ótima, não se verifica o desenvolvimento poro pressão positiva de magnitudes elevadas, como se espera que ocorra em solos finos de uma maneira genérica.

Mitchell & Zornberg (1995) apontam que a análise da utilização de geotêxteis não tecidos associados a solos, com condições de drenagem insuficientes, apresentaram resultados satisfatórios, pois este tipo de reforço devido sua elevada permeabilidade facilita a drenagem

interna na zona reforçada enquanto que a utilização de geossintéticos impermeáveis (geotêxteis tecidos e geogrelhas) em associação com solos de preenchimento finos é questionável.

Becker (2006) relata que as restrições impostas quanto as características do tipo de solo de enchimento a ser empregado são compreensíveis, uma vez que muitas dessas recomendações foram feitas por projetistas americanos e europeus que vivem em países de clima temperado, onde a qualidade dos solos finos é duvidosa. A dificuldade e elevado custo em obter solos granulares em certas localidades do Brasil, aliado a existência de solos finos com características mecânicas satisfatórias faz com este tipo de solo venha sendo utilizado com sucesso, como o modelo testado por Riccio *et al.* (2014), em alguns casos em nosso país.

Abdi *et al.* (2009) realizaram ensaios com a utilização de argilas como solo de preenchimento com finas camadas de areias envolvendo geogrelhas que variavam de 4 a 14 mm. O estudo tinha o objetivo de solucionar o dilema do elevado custo de substituir solos locais por solos de granulometria uniforme que fornecem bom desempenho mecânico e boas condições de drenagem para as estruturas reforçadas. Os resultados apresentados pelos autores indicaram aumento de aproximadamente 60% na resistência ao cisalhamento principalmente devido a maior interação solo-geogrelha e melhores condições de drenagem que os solos arenosos proporcionam.

Nos casos de estruturas de solos reforçados com alta percentagem de finos e condições de drenagem não satisfatórias podem ser adotados geotêxteis não tecidos para solucionar esta deficiência na capacidade de escoar a água que infiltra na estrutura, porém a baixa rigidez desses elementos faz com que a interação solo reforço não apresente a eficiência na transmissão de tensões do mesmo modo que ocorre na interface solo geogrelha que apresente elevada rigidez. A fim de buscar soluções eficientes para atender ambos critérios, pesquisadores como Raisinghani & Viswanadham (2011) desenvolveram estudos envolvendo a utilização de reforços com materiais compósitos por meio da associação de geogrelhas e geotêxteis não tecido, em que os resultados demonstraram aumento na estabilidade e melhor eficiência na dissipação de poro pressão do modelo estudado ao inserir camadas do reforço híbrido e simular condições de aumento do nível freático.

Koerner (2011) descreve que a busca por solos de preenchimento bem graduados pode responder entre 50 e 70 % do custo total da estrutura de solo reforçado. Alguns casos de rupturas de muros de solo reforçado e taludes estão associados ao uso de solos de má qualidade e que não possibilitam condições de drenagem satisfatórias. Koerner & Koerner (2013) analisaram o caso de 171 estruturas de solo reforçado com geossintético que apresentaram desempenho não

satisfatório, onde 44 destas apresentaram deformações excessivas e as outras 127 colapsaram. Destas, cerca de 61% dessas estruturas apresentavam solos de preenchimento finos, resultando em condições de drenagem inadequadas, um fator determinante para o insucesso das estruturas analisadas.

Estudos conduzidos por Viswanadham *et al.* (2017) investigaram, por meio de modelagem em centrífuga, o comportamento de deformação de um solo de má qualidade reforçado com duas geogrelhas de diferentes rigidezes e com faceamento composto por painéis pré fabricados de concreto. Os autores realizaram ensaios com e sem a utilização de drenos do tipo chaminés de areia e concluíram que o aumento da rigidez dos reforços associado a construção dos drenos foram soluções eficientes na mitigação dos problemas causados pela utilização de solo de preenchimento de má qualidade, já que o modelo com a geogrelha de menor rigidez e sem nenhum tipo de tratamento de drenagem, apresentou resultados insatisfatórios, principalmente, devido ao excesso de poro pressão gerado.

A análise da interferência que determinada variável ou componente de uma estrutura de solo reforçado pode causar nas propriedades mecânicas dessas estruturas requer que a influência do material de preenchimento seja a menor possível.

Portanto pesquisadores (ERHLICH *et al.*, 2012 e MIRMORADI *et al.*, 2018) tem utilizado solos granulares bem graduados, ou até mesmo solos pré fabricados com materiais inertes, para analisar os efeitos da compactação em um muro de solo reforçado em que se utilizou um solo pré fabricado constituído de quartzo moído, um material inerte e puramente friccional.

### **2.2.3 Reforço**

Os reforços são elementos passivos que precisam ser submetidos à deformação para mobilizarem-se (MORATORI, 2015), e têm como principal função absorver parte das tensões transmitidas pelo solo afim de promover maior estabilidade em estruturas da engenharia geotécnica, prevenindo-as de experimentar deformações indesejáveis.

O tipo de reforço ideal a ser adotado em um determinado projeto depende de diversos fatores como tipo de solo, face, condições de drenagem, custo e outras variáveis que devem ser analisados em conjunto de modo que o sistema reforçado apresente os menores níveis de deformações possíveis e consequentemente proporcionando que a estrutura apresente o desempenho desejado. As cargas atuantes no reforço previstas no dimensionamento devem ser

conhecidas, pois baseado nessas informações que o projetista poderá selecionar o reforço com rigidez, comprimento e espaçamento vertical adequados.

Os principais reforços de muros de solos reforçados são divididos em função de sua deformabilidade em extensíveis, onde estão inseridos os geossintéticos, e os reforços inextensíveis representados pelas inclusões metálicas.

#### 2.2.3.1 *Reforços Extensíveis*

Abramento *et al.* (1998) definem os geossintéticos como elementos planos produzidos a partir de polímeros (sintéticos ou naturais) que são utilizados em combinações com o solo, rocha ou outro material relacionado à geotecnia integrando parte de um projeto, estrutura ou sistema. Os principais polímeros utilizados para a fabricação destes elementos são o polietileno de alta densidade (PEAD), poliéster (PET) e polipropileno (PP). Os geotêxteis são divididos em tecidos, em que as fibras poliméricas são dispostas longitudinal e transversalmente, e não tecidos, nos quais as fibras são interligadas em disposição aleatória.

A maior rigidez das geogrelhas e melhor interação na interface solo geossintético faz com que estas sejam utilizadas preferencialmente como função de reforço, já que são capazes de absorver maiores tensões transmitidas pela massa de solo com níveis de deformações menores do que os experimentados pelos geotêxteis. Por esta razão, a função de reforço nos geotêxteis é secundária, sendo utilizados principalmente para filtração, drenagem e separação de camadas.

De acordo com Sieira *et al.* (2009) a definição da resistência admissível para um determinado reforço sintético é aquela definida pelo fabricante com a aplicação de fatores de segurança que dizem respeito a danos ocorridos na instalação, fluência, degradação biológica e química.

A Figura 3 apresenta os principais tipos de reforços geossintéticos utilizados em MSR's.

**Figura 3** - (A) Geotêxtil não tecido (B) Geotêxtil tecido (C) Geocomposto (D) Geogrelha.



**Fonte:** Huesker, 2020.

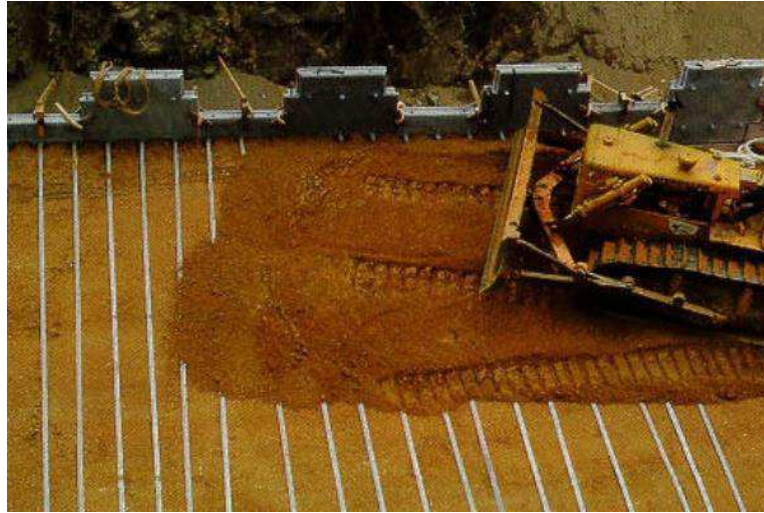
#### 2.2.3.2 Reforços Inextensíveis

De acordo com Anderson *et. al.* (2018), as inclusões metálicas utilizadas como reforço em estruturas de solo reforçado foram patenteadas pelo engenheiro francês Henri Vidal em um sistema conhecido por terra armada. Este tipo de solução de estabilização está associado a baixas deformações devido ao caráter inextensível e sua elevada durabilidade que está diretamente ligada a capacidade dos reforços metálicos de resistir a corrosão

A utilização da terra armada está presente em obras rodoviárias onde os reforços estão normalmente fixados em painéis pré moldados de concreto. A técnica pode ser executada em locais onde o espaço físico é restrito, podendo atingir alturas superiores a 20 metros e executada em menor tempo quando comparada a estruturas de contenção tradicionais. Segundo Ehrlich e Becker (2009) as dimensões das tiras metálicas variam de acordo com as exigências de cada projeto. De acordo com o ambiente e vida útil da obra, devem ser incluídos valores adicionais na espessura para compensar o efeito da corrosão, resultando em desvantagem econômica em relação a outras soluções a depender das especificidades da obra.

A Figura 4 apresenta a execução de um muro reforçado com terra armada.

**Figura 4** - Execução de um muro reforçado com terra armada.



**Fonte:** Terra Armada, 2011.

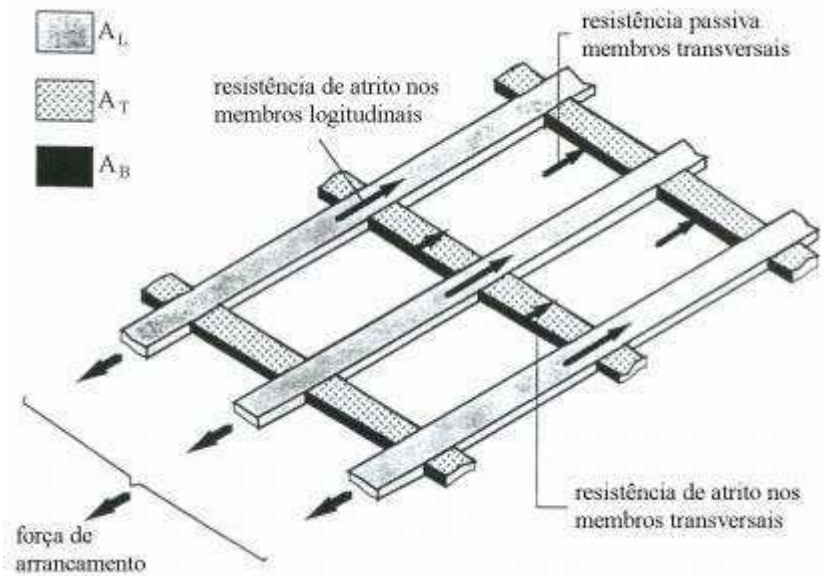
### **2.3 Mecanismo de interação Solo-Reforço**

Os solos reforçados são uma combinação de solos e reforços com o objetivo de produzir uma estrutura capaz de resistir a solicitações de tração que a massa de solo sem as inclusões não seria capaz de suportar.

Jacobs & Ziegler (2016) descrevem que o mecanismo de reforço ocorre devido a transmissão de tensões dos elementos de solo para o reforço por meio do atrito gerado pela interação da interface solo reforço, mobilizando tensões de cisalhamento na interface. No caso da utilização de geogrelhas como reforços, há uma parcela adicional de resistência transferida aos filamentos transversais desse tipo de geossintético por meio de resistência passiva. A parcela absorvida por cada um dos elementos depende das características do solo de preenchimento, do tipo e principalmente da geometria do reforço utilizado.

A Figura 5 apresenta um esquema do mecanismo de transmissão de tensões para uma geogrelha.

**Figura 5** - Mecanismo de transmissão de tensões em uma geogrelha.



**Fonte:** Wilson Fahmy & Koerner, 1993 apud Becker, 2006.

Choudhary & Krishina (2016) avaliou o comportamento da interface solo reforço para diferentes combinações de reforços geossintéticos (geogrelhas, e geotêxteis tecido e não tecido) e solos de diferentes composições granulométricas, por meio de ensaios de cisalhamento direto e arrancamento. O autor concluiu que para o mesmo tipo de solo, o sistema de reforço com geogrelhas melhorou a resistência ao arrancamento em todos os casos, principalmente devido a parcela absorvida pela resistência passiva dos elementos transversais, além disso, ao fixar as demais variáveis e variar somente o tipo de solo utilizado, solos de com maiores grãos apresentaram maior resistência na interface solo-geossintético.

Jacobs & Ziegler (2016) observaram, por meio de um experimento, que utilizou um aparelho para aplicação de compressão biaxial em larga escala em uma massa de solo instrumentada com *strain gauges*, que em relação a uma estrutura sem nenhum reforço, a adição de elementos longitudinais de uma geogrelha aumentou a resistência ao cisalhamento de aproximadamente 150%. Ao testar, por último, o modelo físico com a geogrelha e seus elementos transversais, houve um aumento de 70% na resistência ao cisalhamento em relação a configuração anterior. Os autores concluíram que a massa de solo isoladamente corresponde cerca de 20% da resistência mobilizada enquanto que a parcela devido ao atrito e resistência passiva foram de aproximadamente 40% cada.

Esfandiari & Selamat (2012) avaliaram o efeito do elemento transversal, também conhecido como elemento de ancoragem, em inclusões metálicas a partir da realização de ensaios de arrancamento nos quais o sistema esteve submetido a tensões normais variando de

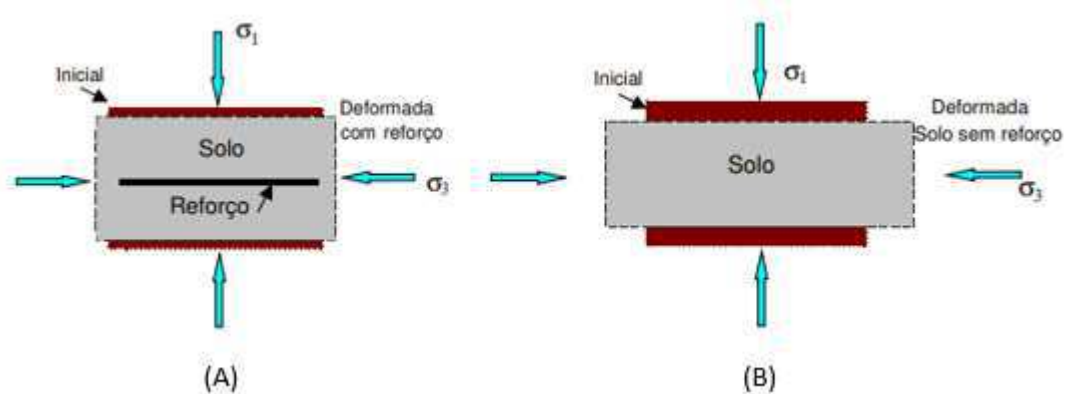


50 a 100 kPa. Os resultados indicaram maior resistência ao arrancamento ao adicionar elementos transversais nos reforços metálicos, permitindo a diminuição do comprimento de ancoragem em dimensionamentos que preveem apenas a utilização de elementos longitudinais metálicos, alternativa especialmente viável em casos onde há limitação de espaço geométrico para construção destas estruturas.

Os reforços tem, como função primária, restringir as deformações do solo a ser reforçado e isso ocorre devido a transferência de tensões do solo para os elementos de reforço ocasionando assim, uma redistribuição de tensões que é responsável pelo surgimento de uma parcela de confinamento interno que se soma ao confinamento externo.

Segundo Maparagem (2011) quando uma massa de solo é carregada verticalmente são induzidas deformações verticais devido a compressão e deformações laterais de extensão ocasionada pelos esforços tração desenvolvidos. Ao adicionar elementos de reforço, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface que serão absorvidos pelo reforço e assim os movimentos laterais são limitados devido a deformabilidade reduzida destes elementos. A Figura 6 apresenta um esquema de como se desenvolve as deformações com a aplicação de um carregamento vertical em um sistema com solo reforçado e em um com solo não reforçado.

**Figura 6** - Desenvolvimento de deformações em massas de solo com reforço (A) e sem reforço (B).



**Fonte:** Sieira, 2003.

O aumento do confinamento lateral devido a adição de um elemento de reforço faz com que seja necessária uma tensão axial maior para levar a ruptura por cisalhamento da massa de solo reforçada. Esse efeito pode ser visto de modo semelhante nos ensaios de resistência ao cisalhamento, onde ao aumentar as tensões principais efetivas, o círculo de mohr é deslocado para direita e conseqüentemente, ocorre um incremento na resistência ao cisalhamento.

Segundo Morsy *et al.* (2019) o espaçamento vertical entre os reforços é determinante para o grau de interação entre o solo com as camadas de reforço adjacentes e não apenas separadamente do reforço com a massa de solo circundante. Essas interações desempenham um papel fundamental no desempenho mecânico da estrutura como um todo e não apenas da região de contato solo reforço.

Autores como Otani *et al.* (2000) e White *et al.* (2003) passaram a utilizar uma técnica para monitorar o movimento das partículas de solo na interface solo reforço baseada na captura de imagens (Correlação de Imagem Digital). Ferreira & Zornberg (2015) utilizaram sílica amorfa como material de enchimento em um modelo construído em laboratório em que foram adicionados marcadores às partículas de solo localizadas próximas a interface solo-reforço que tiveram seus deslocamentos monitorados pelos autores por meio da velocimetria por imagem de partículas.

Peng & Zornberg (2019) desenvolveu em seu estudo o método de analisar deformações na geogrelha e nas partículas de solo por meio da captura de imagens, utilização de solo transparente e de lasers, que iluminavam planos perpendiculares a interface solo reforço, permitindo a visualização e avaliação dos mecanismos de transferência de carga entre as partículas de solo e as fibras da geogrelha por meio da técnica de Correlação de Imagem Digital (CID).

### **2.3.1 Efeitos da rigidez da face**

De acordo com Liu & Won (2014) faces de elevada rigidez proporcionam uma tensão confinante adicional que se aplica diretamente à zona reforçada, diminuindo as deformações e tensões atuantes nos reforços. Os principais elementos de face rígida são painéis de concreto pré fabricados e blocos modulares, estes últimos possuem grande diversidade, contribuindo para a estética do projeto e são facilmente encontrados no mercado e são comumente associados a estruturas que utilizam geogrelhas como reforços.

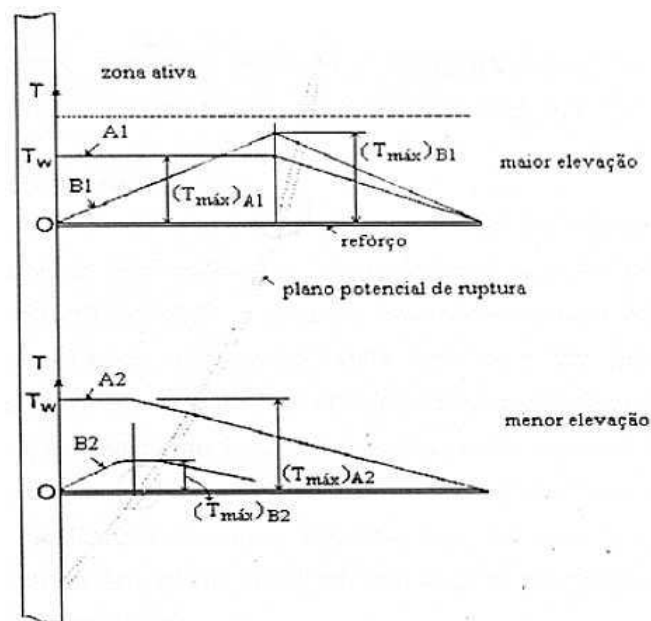
Bathurst *et al.* (2006) construíram dois muros de solo reforçado instrumentado, em Ontário, utilizando o mesmo tipo de solo e reforço geossintético, porém com diferentes tipos de face, enquanto o primeiro modelo possuía face rígida composta por blocos modulares, o segundo era composto por faceamento com geossintético. Os resultados obtidos pelos autores encontraram cargas máximas da ordem de 3,5 vezes maiores nos reforços do modelo com faceamento em geossintéticos do que no modelo de face rígida, indicando que a rigidez da face

faz com que parte da carga seja transferida aos seus elementos, interferindo no equilíbrio interno da estrutura.

De acordo com Tatsuoka (1993) o desenvolvimento da magnitude dos esforços de tração ao longo do comprimento da geogrelha pode ocorrer de duas maneiras distintas a depender da rigidez da face da estrutura de contenção. No caso em que a face é rígida, as tensões são próximas as máximas desde a face até o ponto de intersecção da face com a superfície de ruptura atingindo seu pico e caindo de forma gradativa até zero após atravessar a zona resistente (Situação A). No caso em que o faceamento é flexível, as tensões desenvolvidas nos elementos da face são nulas e crescem de forma contínua até atingir seu máximo no ponto de encontro do reforço com a superfície de ruptura e então atingindo o esforço nulo progressivamente ao atravessar a zona resistente (Situação B).

A Figura 7 apresenta o desenvolvimento das forças de tração ao longo de um reforço segundo a rigidez da face.

**Figura 7** - Desenvolvimento dos esforços de tração ao longo da geogrelha conforme a rigidez dos elementos da face.



Fonte: Tatsuoka, 1993.

### 2.3.2 Efeitos da rigidez do reforço

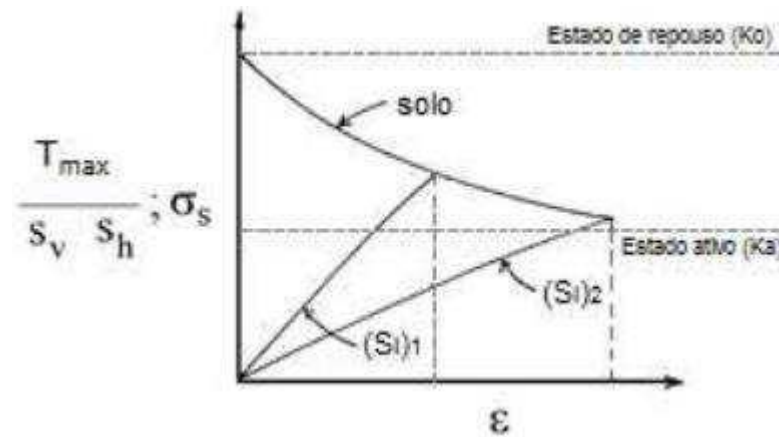
A utilização de elevada rigidez como as geogrelhas ou inclusões metálicas em sistemas de solos reforçados resulta em restrições dos movimentos a que estão sujeitos a massa de solo quando submetidas a sobrecargas. Essas restrições de movimentos também ocorrem, porém em

menor grau, quando se utiliza reforços extensíveis como os geotêxteis como elemento de reforço.

De acordo com Oliveira (2006), o processo de transmissão de tensões do solo para o reforço ocorre até certo ponto em que o sistema solo reforço entra em equilíbrio, a este ponto de equilíbrio corresponde uma certa deformação específica e uma determinada sollicitação de tração, no caso dos reforços inextensíveis, este ponto ocorre a menores níveis de deformação e maior nível de sollicitação de tração quando comparados com reforços extensíveis já que há maior restrição na movimentação da massa de solo quando se utiliza reforços mais rígidos

Na Figura 8 elaborada por Ehrlich & Azambuja (2003) é possível verificar a transição dos elementos de solo da condição de deformação nula, apresentando-se no estado de repouso para condição ativa com o aumento das deformações laterais. Observa-se que para o reforço de maior rigidez (Si)1 o equilíbrio ocorre entre os dois materiais ocorre em uma posição mais distante do estado ativo, onde há maior mobilização de tensões no solo e no reforço, enquanto que o equilíbrio para o mesmo tipo de solo associado a um reforço de menor rigidez (Si)2 ocorre mais próximo da zona ativa resultando em maiores deslocamentos da estrutura reforçada

**Figura 8** - Mobilização de tensões em sistemas de solos reforçados com diferentes rigidezes.



**Fonte:** Ehrlich e Azambuja, 2003.

Ehrlich & Mitchell (1994) relatam que o ponto que traduz o equilíbrio entre tensão e deformação do sistema solo reforço é dependente da rigidez relativa entre estes elementos que é mensurada pelo índice de rigidez relativa (Si), obtido equação 1.

$$Si = \frac{Er \times Ar}{K \times Pa \times Sv \times Sh} \text{ (eq.1)}$$

Onde:

Si – índice de rigidez relativa

Er – módulo de elasticidade do reforço

Ar – área da seção transversal do reforço

K – Módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan *et al.* 1980)

Pa – Pressão atmosférica

Sv – Espaçamento vertical entre os reforços

Sh – Espaçamento horizontal entre os reforços

De acordo com Ehrlich & Mitchell (1994) o índice de rigidez relativa varia tipicamente de 0,003 a 0,12 para reforços geossintéticos, enquanto que para reforços metálicos essa faixa situa-se entre 0,5 a 3,2.

### **2.3.3 Efeito da compactação na mobilização de tensões**

A compactação das camadas de solo gera um acréscimo de tensão que tem como consequência um aumento na mobilização das tensões horizontais nos elementos de solo, gerando um efeito similar ao um processo de sobreadensamento no solo e que tendem a reduzir os deslocamentos laterais no período após a construção.

Segundo Ehrlich *et. al.* (2012), durante o processo construtivo, nos casos em que os reforços possuem caráter extensível, movimentações laterais significativas podem ocorrer durante a execução da compactação das camadas e como consequência há uma redistribuição de tensões nos reforços que devem ter seu efeito analisado durante e após o fim da compactação de cada camada. O efeito da compactação passa a ser indiferente após o peso próprio em determinado ponto devido a sobreposição de camadas adjacentes induzir tensões verticais superiores àquelas decorrentes do processo de compactação

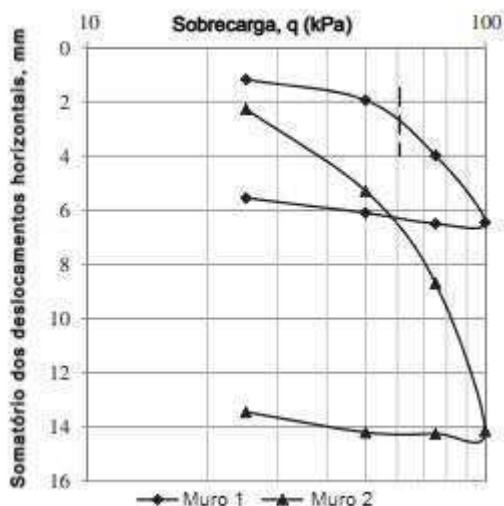
A análise do efeito da compactação nas tensões desenvolvidas nos reforços em um modelo físico de Muro de Solo Reforçado foi realizada por Saramago (2002). O autor conclui que a tensão vertical induzida pela compactação gera um efeito de pré consolidação da massa de solo e é determinante na magnitude dos esforços experimentados pelos elementos de reforço. O autor observou ainda que a compactação promovia deslocamentos horizontais da face do muro e recalques significativos das camadas de solo durante o período construtivo e que após o fim da construção a intensidade de tais efeitos era significativamente reduzida.

Ehrlich *et al.* (2012) analisaram dois modelos físicos instrumentados e de mesmas dimensões em que foram utilizados o mesmo tipo de solo, mesmo tipo e espaçamento vertical entre reforços e mesmo tipo de face. Os sistemas foram submetidos a incrementos de sobrecarga de 25 kPa até que atingissem 100 kPa após a construção. As estruturas diferiam somente pelo

tipo de equipamento usado no processo de compactação cujos modelos foram denominados muro 1 e muro 2 com o uso de equipamento com peso estático equivalente de 73 kPa de 8 kPa respectivamente.

Ao observar os deslocamentos laterais, os autores notaram que 80% destes ocorreram durante o período construtivo para a estrutura compactada com o equipamento mais pesado, enquanto que a maior parte dos deslocamentos horizontais para o muro compactado com o equipamento de 8 kPa ocorreram no período após a construção, indicando que o modelo sujeito a maiores tensões induzidas devido a compactação, demonstrou ser menos sensível a aplicação de sobrecargas posteriores. A Figura 9 ilustra a magnitude dos deslocamentos horizontais experimentados por ambos os modelos (muro 1 submetido a compactação pesada e muro 2 submetido a compactação leve) após o período construtivo ao serem submetidos a incrementos de sobrecarga.

**Figura 9** - Deslocamentos horizontais em muros de solo reforçado submetidos a compactação leve e pesada.



**Fonte:** Ehrlich *et al.*, 2012.

A Figura 10 apresenta, para os dois modelos, a soma das tensões mobilizadas nas quatro camadas de reforço no fim do período construtivo e após a aplicação dos incrementos de sobrecarga.

**Figura 10** - Tensões mobilizadas nos reforços em estruturas sujeitas a incrementos de sobrecargas e compactadas com equipamentos de diferentes pesos estáticos equivalentes.



Fonte: Ehrlich *et al.*, 2012.

A Figura 10 apresenta que o somatório das tensões mobilizadas no reforço imediatamente após o período construtivo é superior no modelo em que o equipamento de compactação pesada foi utilizado. À medida que a sobrecarga aumenta, a diferença entre o somatório das tensões mobilizadas nos reforços para os dois muros diminui até que a sobrecarga de solo supera os 73 kPa induzidos pela compactação e a partir desse ponto, a ação das tensões geostáticas predominam sobre o efeito das tensões mobilizadas no reforço por meio do processo de compactação.

Mirmoradi *et al.* (2018) também analisaram o efeito das condições de compactação em Muros de Solo Reforçado, variando o equipamento empregado nos modelos físicos utilizando compactadores de placas vibratórias (compactação leve) e associação destes com soquetes vibratórios (compactação pesada). Os autores concluíram que o somatório das cargas de tração nos reforços imediatamente ao fim da construção era cerca de 3 vezes maior nos modelos compactados utilizando soquetes vibratórios.

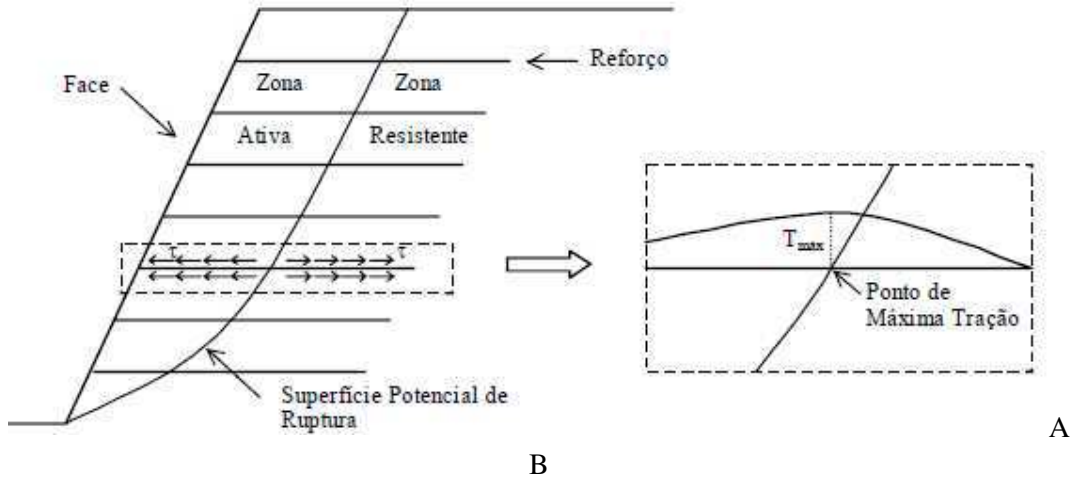
## 2.4 Superfície Potencial de Ruptura

De acordo com Oliveira (2006) a superfície potencial de ruptura em uma estrutura de solo reforçado é dividida em zona ativa e zona resistente. A primeira é caracterizada como uma zona instável e o movimento relativo solo-reforço é no sentido de dentro para fora do talude, já na zona resistente, onde o maciço é considerado estável, o movimento é no sentido contrário. Portanto, a disposição dos reforços deve passar pela zona ativa e atravessar a superfície potencial de ruptura (onde os esforços de tração desenvolvidos atingem o nível mais elevado)

até que seja embutido na zona resistente. A estabilidade interna da estrutura é resultado da interação bem sucedida entre solo e reforço.

A Figura 11 representa a divisão das duas zonas pela superfície potencial de ruptura.

**Figura 11** - A) Divisão do maciço de solo em duas zonas; B) Tração mobilizada no reforço.

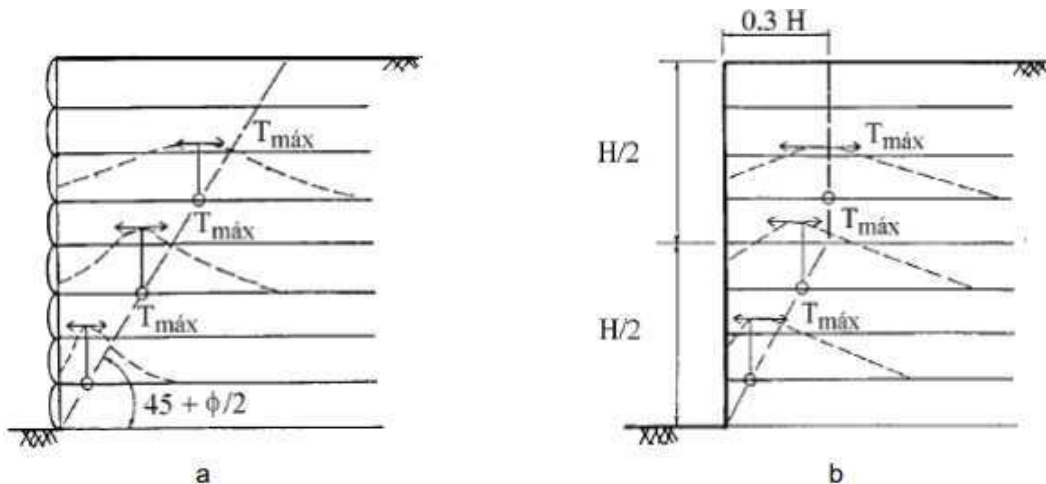


Fonte: Dantas, 2004.

A forma da superfície potencial de ruptura é também função da extensibilidade. Segundo relata Christopher *et al.* (1990) para os reforços extensíveis (geotêxteis) a superfície de ruptura, onde os valores dos esforços de tração são máximos, coincide com a superfície crítica prevista por Rankine, seguido uma inclinação de  $45^\circ + \Phi / 2$  da base do muro até seu topo. No caso da utilização de reforços de elevada rigidez (geogrelha, grelhas e barras metálicas) que estão sujeitas a menores níveis de deformação, a superfície potencial de ruptura tende a apresentar-se em uma posição mais próxima da vertical.

A Figura 12 apresenta o esquema da diferenciação da superfície de ruptura teórica para reforços extensíveis e inextensíveis.

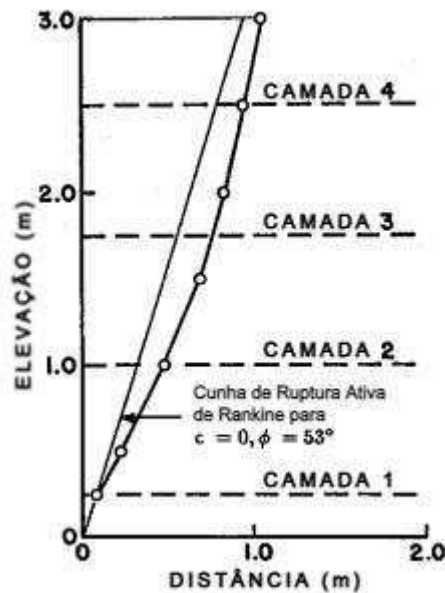
**Figura 12** - Superfície potencial de ruptura para a) reforços extensíveis e b) reforços inextensíveis.





Bathurst & Benjamin (1990) instrumentaram um muro de solo reforçado de 3 metros de altura com geogrelhas de baixa rigidez e posicionadas em sua direção de menor resistência para que ao sofrerem aplicação de sobrecarga fossem induzidas a ruptura. O modelo era constituído de um solo arenoso e a sobrecarga aplicada em incrementos até atingir 80 kPa decorrido o período de 1.000 horas após a construção. Alguns dias após o incremento final de sobrecarga, deformações e deslocamentos excessivos foram percebidos pelos autores, além da emissão de ruídos indicando a ruptura das camadas de reforços. Após a desmontagem do modelo por meio cuidadosa escavação, os autores puderam observar uma superfície de ruptura bem definida, muito próxima a superfície teórica de Rankine, cuja representação gráfica pode ser visualizada na Figura 13.

**Figura 13** - Superfície potencial de ruptura de um modelo físico instrumentado por Bathurst (1990) vs superfície potencial teórica prevista por Rankine.



## 2.5 Dimensionamento de Muros de Solos Reforçados

De acordo com Dantas (2004) o dimensionamento de estruturas de contenção com solos reforçados é definido como a análise de equilíbrio da estrutura considerando fatores de ordem interna e externa. Ainda de acordo com o autor, os parâmetros principais a serem definidos em um dimensionamento desse tipo de estrutura são o comprimento, duração, disposição e máxima solicitação a que os reforços estarão submetidos considerando os devidos fatores de segurança. Autores como Silva & Vidal (1999) ainda acrescentam a necessidade da realização da análise de estabilidade local da estrutura. Os parâmetros considerados nestas análises, que devem ser realizadas isoladamente, são descritos a seguir.

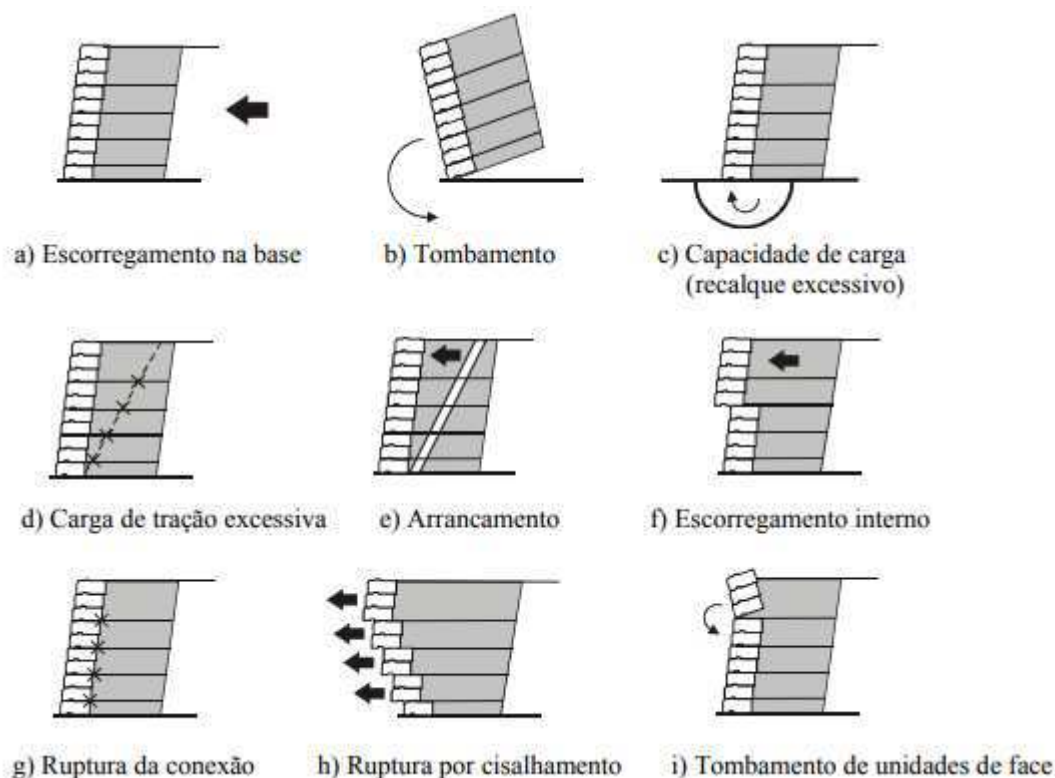
Estabilidade externa: considera-se o atendimento aos critérios de segurança relacionados a capacidade de carga das fundações, ao deslizamento, tombamento e ruptura geral. Ela fornece os coeficientes de segurança relativos as solicitações impostas por carregamentos externos e pela ação do peso próprio da estrutura.

Estabilidade interna: esta análise diz respeito a capacidade dos reforços resistirem aos esforços de tração a que estão submetidos para que não haja ruptura nem arrancamento destes e é responsável por garantir a integridade interna da estrutura. De acordo com manual FHWA (2009), a ruptura interna da estrutura pode ocorrer de duas maneiras distintas: a) Ruptura por alongamento ou quebra, onde a tensão nos reforços atinge níveis em que ocorre alongamento excessivo ou quebra dos mesmos, ocasionando movimentos consideráveis que podem levar a estrutura ao colapso. Ou b) Ruptura por arrancamento onde o nível de tensões experimentados pelos reforços ultrapassam sua resistência ao arrancamento, levando a grandes movimentações e possível colapso da estrutura.

Estabilidade local: está associada a análise do controle de erosões e rupturas localizadas, principalmente em sistemas compostos por faceamento de blocos modulares onde é comum a movimentação de parte desses elementos. O controle da estabilidade local está mais associado a experiência prática de engenheiros geotécnicos do que a existência de algum método de análise teórico específico para este fim.

A Figura 14 apresenta um esquema com os possíveis mecanismos de ruptura que possam comprometer a estabilidade externa, interna ou localizada.

**Figura 14** - Mecanismos de ruptura de muros de solo reforçado.



Fonte: IGS, 2020.

Os Muros de Solos Reforçados com geossintéticos são dimensionados a partir de três diferentes métodos: Equilíbrio limite, Condições de trabalho e Empíricos. O principal fator que se deseja obter com a aplicação de tais métodos é o esforço máximo de tração previsto para atuar nos reforços que governará o dimensionamento do tipo de reforço a ser utilizado.

Segundo Peng & Zornberg (2019) os métodos tradicionais de dimensionamento de estruturas de contenção são baseados na condição de resistência última (ruptura) como por exemplo a técnica do equilíbrio limite, por outro lado, sistemas de reforço com geogrelhas em rodovias têm sido dimensionados baseados em condições de serviço por meio de métodos semiempíricos onde são determinadas limitações para as de deformações.

### 2.5.1 Métodos baseados no equilíbrio limite

Segundo Ehrlich *et al.* (2009) os métodos baseados no equilíbrio limite são os mais difundidos e utilizados pelos engenheiros geotécnicos, principalmente por serem facilmente aplicados e baseados em conceitos amplamente conhecidos entre os projetistas. Porém, o autor destaca que os métodos de dimensionamentos fundamentados nessa teoria possuem falhas na predição dos esforços atuantes sob condições de trabalho.

Métodos baseados no equilíbrio limite são focados especialmente em determinar as forças em um sistema em equilíbrio estático no momento imediatamente antes do colapso de todos os componentes. Isso significa que é considerado que há mobilização da capacidade máxima de resistência do solo e do reforço simultaneamente, porém a existência de considerável diferença no comportamento tensão x deformação desses dois elementos, faz com que a hipótese adotada seja uma ocorrência improvável. (ALLEN & BATHURST, 2015).

Para manter as equações do método baseado no equilíbrio limite simples, alguns mecanismos que possam vir a reduzir a magnitude dos esforços atuantes são ignorados, sendo esta, uma das principais razões que os conferem alto grau de conservadorismo. Segundo Silva & Vidal (1999) os métodos que se baseiam no equilíbrio limite consideram o equilíbrio de forças ou momentos, buscando a cunha de ruptura crítica.

De acordo com Ehrlich *et al.* (2009) a limitação dos métodos de dimensionamento baseados no equilíbrio limite ocorre devido a adoção de hipóteses que têm o objetivo de tornar os cálculos mais simples. As premissas adotadas nesta metodologia são: a superfície de ruptura é previamente conhecida, a estrutura está sob situação de colapso eminente, toda resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada ao longo da superfície de ruptura, a inclinação e distribuição dos esforços na superfície de ruptura é conhecida e o comportamento do solo é admitido como rígido e perfeitamente elástico.

Além das hipóteses simplificadoras adotadas nos métodos de dimensionamento baseados no equilíbrio limite, tem-se ainda que não são levados em consideração o efeito da compactação da massa de solo nem tampouco a rigidez relativa do sistema solo reforço e dos elementos da face.

Allen *et al.* (2003) e Bathurst *et al.* (2005) estudaram a precisão de métodos de dimensionamento baseado no equilíbrio limite por meio da análise de dados de 11 muros de larga escala instrumentados em campo. Os autores concluíram que os dimensionamentos de reforços para as estruturas analisadas são excessivamente conservadores quando se considera as condições operacionais a que estas estruturas estão submetidas ao final do período construtivo. Segundo o estudo, o principal método de dimensionamento de estruturas de solo reforçado utilizado por projetistas de estruturas de contenção de solo reforçado na época, o da AASHTO (2002), utilizava uma quantidade de reforços que variava de 1,5 a 4 vezes maior que o necessário para que a estrutura tivesse um bom desempenho de serviço no longo prazo.

### 2.5.1.1 Método de Steward 1977

O método de dimensionamento proposto por Steward (1977) foi um dos primeiros a serem utilizados logo no início da popularização do uso de reforços geossintéticos em estruturas de contenção na década de 1970 nos Estados Unidos. A sua disseminação entre os engenheiros geotécnicos norte-americanos foi bastante acentuada, especialmente devido sua simplicidade e adoção por órgãos oficiais dos Estados Unidos como por exemplo o exército e o serviço florestal.

Segundo Becker (2006) o método pode ser adotado tanto para estruturas com faceamento vertical ou inclinados e a superfície potencial de ruptura do método é expressa por uma reta com ângulo  $45^\circ + \Phi/2$  com a horizontal, conforme a superfície de ruptura idealizada por Rankine que divide o maciço de solo em zona ativa e resistente. Este tipo de superfície potencial de ruptura apresenta maior correspondência no caso de estruturas com faceamento vertical e utilização de reforços de menor rigidez.

A expressão para determinação da tensão horizontal atuante na estrutura de solo reforçado é dada pela equação 2 e para calculá-la são necessárias as equações 3 e 4:

$$\sigma'_h = K_a [\gamma \cdot z + q - 2 c' / (K_a)^{1/2}] \text{ (eq. 2)}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(a + F')}{[\sin^3 a (1 + \frac{\sin F'}{\sin a})^2]} \text{ (eq. 3)}$$

$$a = 180 - w \text{ (eq. 4)}$$

Onde:

$K_a$  – Coeficiente de empuxo do solo no estado ativo

$\gamma$  – Peso específico do solo de enchimento

$z$  – Profundidade considerada

$q$  – Sobrecarga

$c'$  - Intercepto coesivo do solo

$w$  – Inclinação da face em relação a horizontal

$F$  – Ângulo de atrito interno do solo

Em seguida, pode-se determinar o espaçamento vertical entre os reforços ( $S_v$ ), ou nos casos em que este é conhecido, é possível obter o esforço máximo de tração atuante nos reforços da camada desejada, basta para isso conhecer a tensão horizontal a que esta encontra-se submetida. Pela teoria, seria possível obter diferentes espaçamentos verticais para os diferentes

níveis de reforço, onde as camadas mais próximas ao topo em que as tensões horizontais são de menor magnitude, os reforços poderiam estar posicionados mais distantes entre si. Porém, por fins de praticidade, é comum que se adote um espaçamento vertical uniforme, baseado na tensão horizontal que atua sobre a camada de reforço mais próximo a base do muro de solo reforçado. A expressão para o espaçamento vertical entre os reforços é apresentada na equação 5.

$$S_v = T_d / (\sigma'_h \cdot FS_g) \text{ (eq. 5)}$$

Onde:

$S_v$  – Espaçamento vertical entre os reforços

$T_d$  – Resistência a tração de projeto do reforço

$\sigma'_h$  – Tensão horizontal atuante

$FS_g$  – Fator de segurança global da estrutura (variando de 1,3 a 1,5)

O método ainda fornece a equação 6 para a determinação do comprimento dos reforços além da superfície de ruptura.

$$L_a = S_v \cdot \sigma'_h \cdot FS_a \cdot / [2(a + \gamma \cdot z \cdot \tan d)] \text{ (eq. 6)}$$

Onde:

$L_a$  – Comprimento de ancoragem na zona resistente

$S_v$  – Espaçamento vertical entre reforços

$\sigma'_h$  – Tensão horizontal no nível da camada do reforço

$FS_a$  – Fator de segurança ao arrancamento que varia de 1,3 a 1,5

$a$  – Adesão da interface solo-reforço

$\gamma$  – Peso específico do solo de enchimento

$z$  – Profundidade do reforço

$d$  – Ângulo de atrito da interface solo-geossintético

Assim como acontece no dimensionamento do espaçamento vertical entre os reforços, cada camada teoricamente deveria ter comprimentos de reforços variando de acordo com a magnitude das solicitações a que cada camada está sujeita individualmente. Entretanto para facilitar o processo executivo, é comum adotar o mesmo comprimento para todas as camadas de reforço, exceto em casos especiais de estruturas de elevada altura, onde a adoção de diferentes comprimentos é justificável do ponto de vista econômico.

#### 2.5.1.2 Método simplificado da AASHTO (2014)

O método da AASHTO é um dos métodos mais utilizados por engenheiros geotécnicos ao redor do mundo devido sua simplicidade e segurança que fornece aos projetistas. Este

também é o principal motivo de críticas, pois assim como os demais métodos baseados no equilíbrio limite, não considera uma série de variáveis, como efeito da rigidez dos reforços e dos elementos da face, que como consequência leva a superestimativas do desenvolvimento de deformações e esforços de tração fazendo com que geralmente os reforços de estruturas de contenção dimensionadas a partir deste método sejam superdimensionadas.

De acordo com Bathurst *et al.* (2015), baseado em dados de estruturas reforçadas para o desenvolvimento de seus métodos de dimensionamento, o método proposto pela AASHTO possui melhor correlação com os valores obtidos para os esforços máximos de tração desenvolvidos em estruturas de solo reforçado que utilizam reforços metálicos do que com àqueles que utilizam geossintéticos como elementos de reforço.

Como supracitado, os materiais de enchimento de estruturas dimensionadas a partir deste método, devem seguir as recomendações quanto a composição granulométrica indicada por AASHTO T-27. Esta estabelece que 100% do material deve passar pela peneira 4, de 0 a 60% pela peneira número 40 e no máximo 15% de finos passando pela peneira número 200, além disso recomenda-se índice de plasticidade menor que 6. Exceções são aplicáveis desde que as análises de estabilidade global e local sejam cuidadosamente observadas quando da aplicação de materiais fora dos padrões especificados.

A expressão para determinação do esforço máximo de tração nos reforços é apresentada na equação 7.

$$T_{max} = S_v \cdot K \cdot \sigma_v = S_v \cdot K (\gamma_r z + q) \text{ (eq. 7)}$$

Onde:

$T_{max}$  - Máximo esforço de tração no reforço

$S_v$  - Espaçamento vertical máximo

$\sigma_v$  - Pressão vertical decorrente da gravidade devido ao peso próprio do solo de preenchimento localizado acima do reforço.

$K$  - Coeficiente de lateral Earth pressure, obtido em função de  $K_a$  e profundidade  $Z$ .  $K_a$  pode ser obtido por meio das equações de Rankine ou Coulomb.

$\gamma_r$  - Peso específico do solo de preenchimento.

$Z$  - Altura do topo do muro até a camada de reforço analisada

$q$  - Sobrecarga devido a solo acima da altura do muro ou outros elementos.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \text{ (eq. 8)}$$

Onde

$K_a$  - Coeficiente de empuxo do solo no estado ativ

$\phi$  – Ângulo de atrito do solo de enchimento

$w$  – Ângulo de inclinação do muro numa direção horária com relação a vertical

Segundo Bathurst (2015) a AASHTO recomenda a adoção de um ângulo de atrito limite de 40 graus para todos tipos de solo em projetos de muros de solo reforçado, isso se deve especialmente aos reforços metálicos que quando ângulos de atrito superiores 40 graus são adotados, as estimativas para os esforços de tração máximo passam a ser não conservadoras. Nos casos envolvendo sistemas compostos por reforços geossintéticos e solos com ângulo de atrito maiores que 40 graus apresentam uma boa correlação na previsão das cargas.

### **2.5.2 Métodos semiempíricos**

Segundo Dantas (2004) o procedimento padrão adotado por dimensionamentos desse tipo é composto por duas etapas, sendo a primeira delas confrontar as solicitações medidas nos reforços com a variação do coeficiente de empuxo lateral ao longo da profundidade da estrutura. A segunda etapa do dimensionamento consiste em anotar o local do ponto de maior tração desenvolvido no reforço e relacioná-lo com a altura da massa de solo reforçado.

De acordo com Ambauen *et al.* (2015) métodos de dimensionamento, como por exemplo os propostos por Schlosser em 1978, Bell *et al.* no ano de 1983 e o adotado pela Federal Highway Administration (FHWA), são embasados empiricamente em casos de estudos instrumentados seja em campo ou em modelos físicos de escala reduzida ou real simulados em laboratórios.

Em geral, os métodos empíricos são de fácil aplicação e apresentam simplificações por vezes grosseiras, além de serem apropriados apenas para estruturas representativas dos casos de estudos fontes da correlação. Ehrlich *et al.* (2009) destacam que no método de dimensionamento proposto por Elias, Christopher e Berg em 2001 e apoiado pela FHWA, a principal falha consiste em não considerar de forma direta o efeito da compactação e não fazer distinção quanto à rigidez dos diversos tipos de geossintéticos que podem ser empregados como reforço, havendo diferenciação apenas entre a rjeza de inclusões metálicas e geossintéticos, de modo genérico.

#### **2.5.2.1 K-stiffness Method**

Allen *et al.* (2003) ao observarem que a previsão de esforços, pelo método AASHTO (2002), em estruturas de solo reforçado, apresentava resultados com elevado grau de



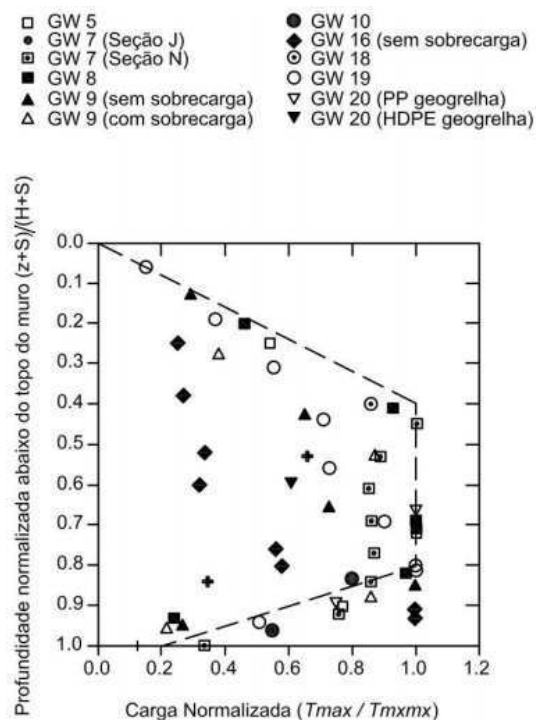
conservadorismo, passaram a estudar o desenvolvimento de um novo método denominado *K-stiffness method* para a previsão dos esforços atuantes sobre condições operacionais.

Allen & Bathurst (2002) baseado em observações de tensões e deformações a que muros de solos reforçados instrumentados em campo e laboratório estavam submetidos, definiram condições e limites para determinados parâmetros com o objetivo de garantir bom nível de desempenho operacional para estruturas de solo reforçado. Estas condições são apresentadas abaixo:

- 1- deformações nos reforços devem ser inferiores a 3%;
- 2- deformações por fluência e taxas de deformação devem diminuir com o tempo;
- 3- o solo de preenchimento não apresenta nenhum sinal de ruptura;
- 4- deformações após o período construtivo, que são tipicamente mais relevantes no topo do muro, não devem ultrapassar 30 mm

O método “K-stiffness” é baseado em ajustes empíricos de dados de obtidos a partir da instrumentação de 11 muros reforçados com geossintéticos em escala real. As estruturas possuíam diferentes solos granulares e variavam quanto ao tipo de reforço (geotêxteis e geogrelhas de diferentes polímeros), tipos e inclinações de elementos da face. Além disso, enquanto na maioria dos métodos de dimensionamento de estruturas de solos reforçados adota-se uma distribuição triangular para os esforços de tração presentes, o método proposto assume uma distribuição de cargas em formato trapezoidal em função de uma parcela de resistência transmitida pela base da estrutura. A Figura 15 apresenta distribuição das cargas normalizadas em função da profundidade normalizada segundo o *K-stiffness method*.

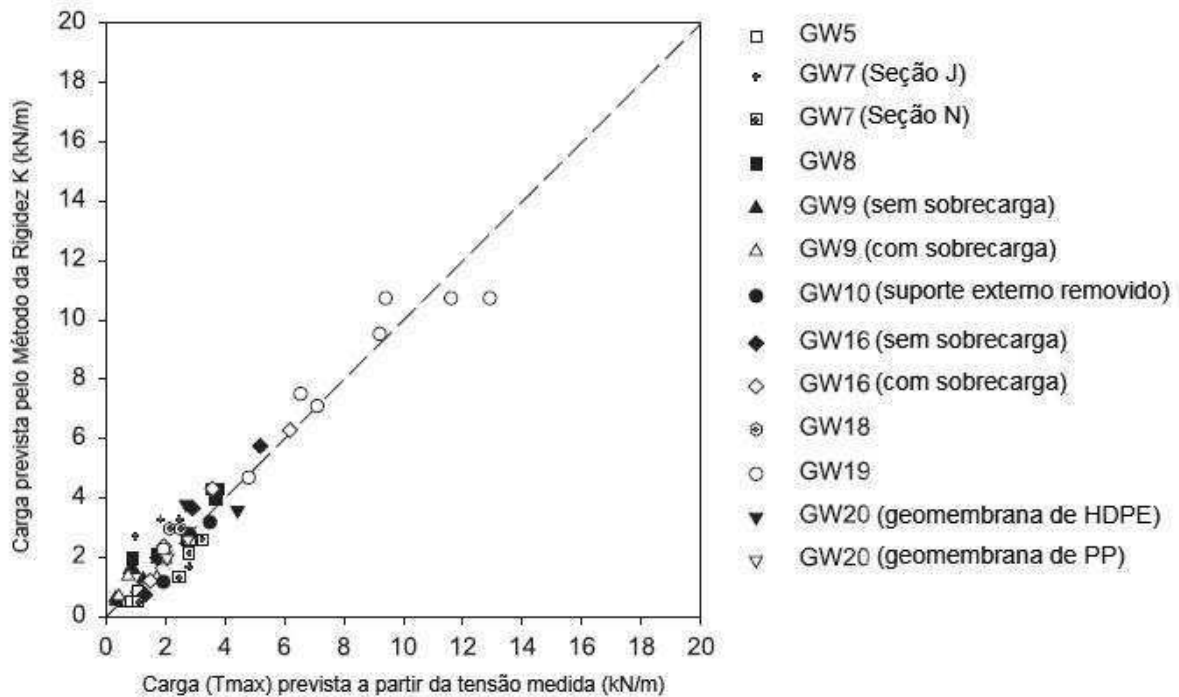
**Figura 15** - Cargas normalizadas medidas nos reforços x profundidade normalizada.



**Fonte:** Allen *et al.*, 2003 apud Riccio Filho, 2007.

A primeira versão do “K stiffness Method” inovou ao considerar, nos cálculos de previsão dos esforços atuantes, parâmetros que até então não haviam sido considerados pelos métodos de dimensionamento vigentes àquela época, como a geometria da estrutura, rigidez da face e dos reforços. Os autores tinham o objetivo de associar elementos empíricos para encontrar correlações mais precisas entre esforços medidos e previstos em relação ao método da AASHTO. Allen *et al.* (2003) apresentou resultados para os casos analisados em que a média da razão entre a tração máxima prevista e a medida foi de 91% enquanto que os mesmos casos, analisados o método da AASHTO, obtiveram média de 45%. A Figura 16 apresenta a correlação entre os esforços medidos e previstos pela primeira versão do método.

**Figura 16** - Correlação entre esforços de tração medidos vs estimados pela primeira versão método da Rigidez.



**Fonte:** Allen *et. al.*, 2003.

Bathurst *et al.* (2005) aponta os fatores chaves que influenciam a magnitude das cargas de tração nos reforços em muros de solo reforçado, segundo o K-Stiffness method:

- altura do muro e sobrecargas;
- rigidez global e local do reforço;
- resistência a movimentos laterais decorrentes da rigidez da face e de restrições de movimentação da base do muro;
- inclinação da face;
- resistência ao cisalhamento e relações de tensão deformação do solo;
- peso específico do solo;
- espaçamento vertical entre os reforços.

Miyata & Bathurst (2007) adicionaram nove estruturas de solo reforçada ao banco de dados obtido por Allen *et al.* (2003) onde seis dessas estavam localizadas no Japão e a outras três nos Estados Unidos. O solo presente nessas estruturas era um solo coesivo enquanto que o banco de dados para elaboração da primeira versão do método continha apenas estruturas com solo não coesivo, assim os autores introduziram um fator de influência devido a coesão dos solos na expressão para estimativa das forças de tração pelo K-stiffness Method.

Bathurst *et al.* (2008) ampliaram o banco de dados para mais uma calibração do método, desta vez acrescentando dados de três modelos de muros de solo reforçado em escala real

reproduzidos em laboratório, cinco muros de campo localizados em território japonês e um muro de solo reforçado nos EUA. As cargas medidas foram comparadas ao método em vigor da AASHTO e, assim como nos estudos envolvendo o banco de dados utilizado anteriormente, os resultados apresentaram alto grau de conservadorismo enquanto que as previsões por meio do K-stiffness Method demonstraram boa correlação com os valores medidos com razão entre valores medidos e previstos próxima a um.

Allen & Bathurst (2015) admitiram algumas críticas de outros autores em relação a fragilidades do K-Stiffness Method, principalmente como verificado por Leshchinsky & Vahedifard (2012) que apontaram previsões não conservadoras para casos de muros altos e dotados de faceamento rígido. Além disso, os próprios autores reconheceram que a aplicabilidade do método não havia se popularizado entre os projetistas, principalmente em virtude de sua complexidade.

Os desenvolvedores do K-Stiffness Method, baseados nos aprendizados ao longo da construção desse modelo de dimensionamento, buscaram desenvolver um método simplificado para aumentar a precisão do método da AASHTO, que também havia passado por revisões no ano de 2014.

O novo modelo de previsão de esforços foi batizado de “The Simplified Stiffness Method”. Para calibração do novo modelo, os autores utilizaram o banco de dados acumulado nas modificações anteriores resultando em um total de 193 medidas de esforços de tração máximo em muros reforçados com geossintéticos e 185 de estruturas com adoção de reforços metálicos. A metodologia para o cálculo dos esforços máximos de tração nos reforços segundo o método, é apresentada na equação 9.

$$T_{max} = Sv \left\{ \gamma_r H D_{tmax} + \left( \frac{H_{ref}}{H} \right) \gamma_f S \right\} K_{avh} \cdot \Phi_{fb} \Phi_g \Phi_{fs} \Phi_{local} \Phi_c \text{ (eq. 9)}$$

Onde:

$S_v$  – Espaçamento vertical entre os reforços

$\gamma_r$  – Peso específico do solo de enchimento

$H$  – Altura do muro

$D_{tmax}$  – Fator de distribuição  $T_{max}$

$H_{ref}$  - Altura de referencia = 6m

$\gamma_r$  – Peso específico do solo de sobrecarga

$S$  – Altura do solo de sobrecarga

$K_{avh}$  – Coeficiente de empuxo ativo para um muro vertical utilizando o ângulo de atrito de pico do triaxial/cisalhamento direto e ignorando a inclinação da face do muro

$\Phi_g$  – Fator de rigidez global

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

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

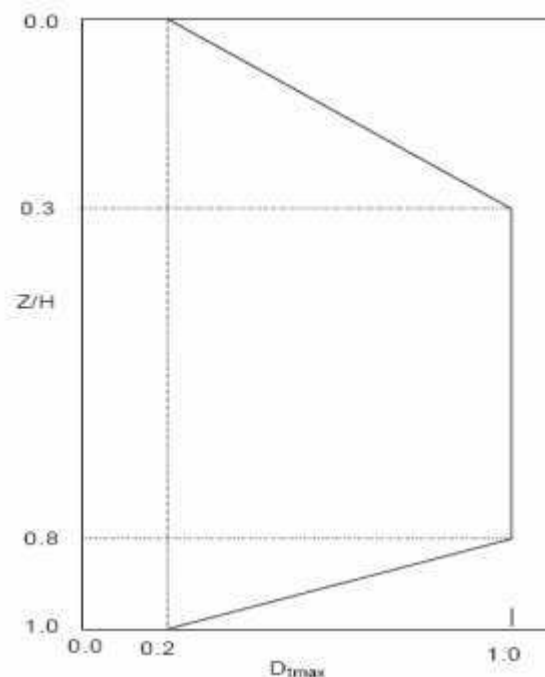
$\Phi_{local}$  – Fator de rigidez local

$\Phi_c$  – Fator de coesão do solo

Segundo os autores, como um fator de inclinação da face ( $\Phi_{fb}$ ) será considerado separadamente, o coeficiente de empuxo ativo pode ser obtido do mesmo modo do método simplificado da AASHTO. A relação  $H_{ref}/H$  foi adicionada ao método devido a verificação dos autores que quando as estruturas estão submetidas a elevadas sobrecargas, principalmente muros baixos, há uma forte tendência em todos os métodos de dimensionamento de subestimar as cargas nos reforços.

O fator de distribuição de cargas  $D_{tmax}$  para solos reforçados com geossintéticos é calculado de forma empírica por meio da Figura 17 apresentado por Allen & Bathurst (2001).

**Figura 17** - Fator de distribuição de cargas em função da razão entre profundidade da camada (Z) e altura total da estrutura de solo reforçado (H).



**Fonte:** Allen & Bathurst, 2001.

O fator de rigidez global  $\Phi_g$  é apresentado na equação 10.

$$\Phi_g = \alpha \left( \frac{S_{global}}{Pa} \right)^\beta \text{ (eq. 10)}$$

Onde:

$\alpha$  e  $\beta$  são constantes que segundo Riccio Filho (2007) são representativas para o valor de 0,25 para ambos e Pa é a pressão atmosférica (101,35 kPa).

A rigidez global  $S_{global}$  é obtida por meio da equação 11.

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{\left(\frac{H}{n}\right)} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \text{ (eq. 11)}$$

Onde:

$J_{ave}$  é a rigidez à tração média em todas as “n” camadas de reforço e  $J_i$  é a rigidez a tração para a camada de reforço “i”.

O fator de inclinação da face  $\Phi_{fb}$  é igual a 1 para estruturas com faceamento próximo a vertical. No caso de face inclinadas o fator é obtido por meio da equação 12.

$$\Phi_{fb} = \left( \frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^d \text{ (eq. 12)}$$

Onde:

$K_{abh}$  – Componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo considerando a inclinação da face e é obtido pelo produto do coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) pelo  $\cos \omega$ .

$K_{avh}$  – Componente horizontal do coeficiente de empuxo ativo, admitindo-se que o muro é vertical.

O fator de rigidez local ( $\Phi_{local}$ ) tem o intuito de ajustar a distribuição dos esforços segundo a variações da rigidez em diferentes reforços, no caso em que o mesmo reforço é utilizado em todas as camadas, o parâmetro é 1. O fator é obtido por meio da equação 13 que também se faz necessário a equação 14.

$$\Phi_{local} = \left( \frac{S_{local}}{S_{localave}} \right)^a \text{ (eq. 13)}$$

Onde a = 1 por meio de retroanálise.

$$S_{local} = \left( \frac{J_i}{S_v} \right) \text{ (eq. 14)}$$

De acordo com Allen & Bathurst (2015) o fator de rigidez da face foi desenvolvido para o caso de reforços sintéticos. No caso de estruturas de solo reforçado com inclusões metálicas, este fator pode ser adotado como 1, pois devido ao elevado fator de rigidez global dessas estruturas, o efeito da rigidez da face pouco ou nada influencia. Este fator é obtido por meio da equação 15.

$$\Phi_{fs} = \eta \left[ \left( \frac{S_{global}}{Pa} \right) F_f \right]^\kappa \text{ (eq. 15)}$$

Nos quais  $\eta$  e  $\kappa$  são coeficiente empíricos e  $F_f$  é um parâmetro de rigidez da face, obtido meio da equação 16.

$$F_f = \frac{1,5 H^3 Pa}{Eb^3(h_{eff}/H)} \text{ (eq. 16)}$$

Onde

b – Espessura da face

E – Módulo elástico da face

$h_{eff}$  – Para blocos modulares equivale a Sv e para painéis segmentais é igual a altura do painel.

Riccio Filho (2007) aponta valores típicos de fatores de rigidez para diferentes tipos de faces:

$\Phi_{fs} = 0,35$  para blocos modulares

$\Phi_{fs} = 0,5$  para painéis incrementais de concreto pré moldado

$\Phi_{fs} = 1$  para faceamentos flexíveis

O fator de coesão é calculado por meio da equação 17 e é utilizado apenas para solos coesivos e de alta plasticidade, com Índice de Plasticidade superior a 6. Nos casos de solos não coesivos  $\Phi_c = 1$ .

$$\Phi_c = e^{\lambda \left[ \frac{c}{\gamma_r H} \right]} \text{ (eq. 17)}$$

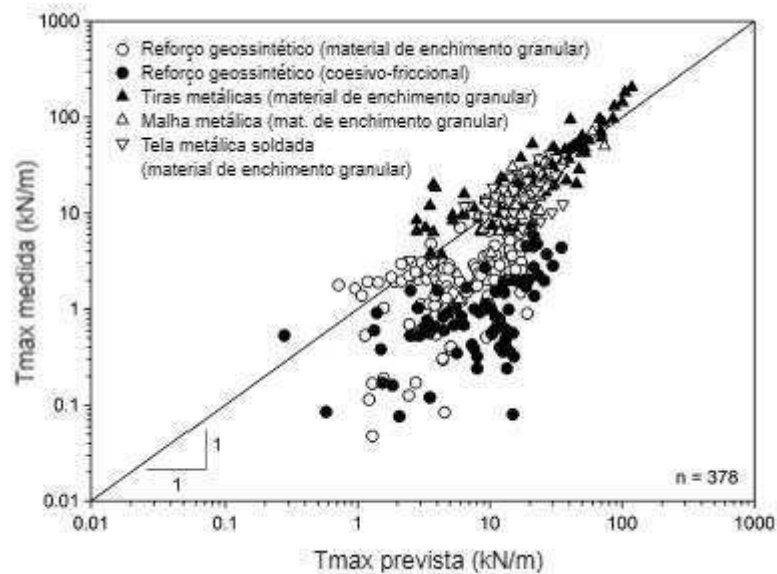
Onde:

$\lambda$  – Coeficiente de coesão

c – Coesão do solo de enchimento

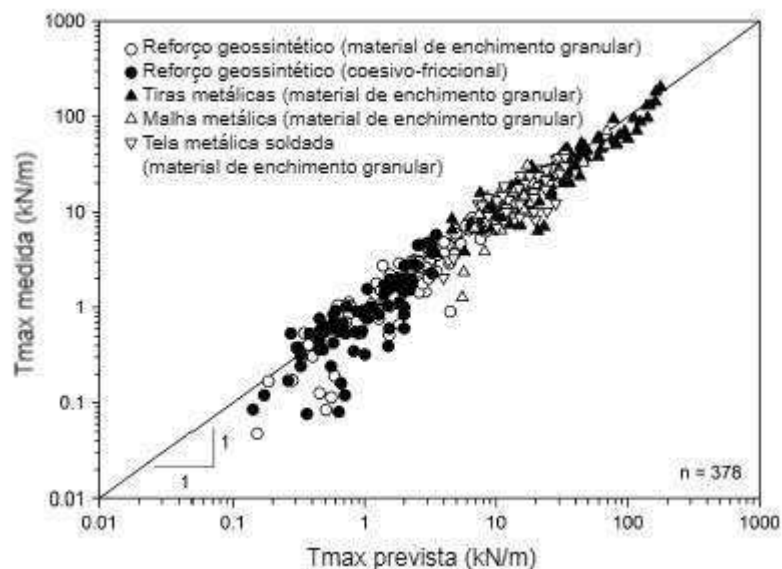
A Figura 18 e a Figura 19 apresentam a correlação entre os dados medidos por meio da instrumentação e os resultados calculados por meio do Método Simplificado da AASHTO (2014) e do Método da Rigidez Simplificado. De acordo com os autores, a média da razão entre valores medidos e valores calculados para o método da AASHTO foi de 0,33 para geossintéticos (muito conservador) e 1,16 para reforços metálicos (contra a segurança), enquanto que o cálculo dos esforços por meio do Método da Rigidez Simplificado levou a valores de 0,95 para reforços geossintéticos e 0,97 para reforços metálicos.

**Figura 18** - Correlação entre valores previstos e medidos dos esforços de tração pelo método simplificado da AASHTO (2014).



**Fonte:** Allen & Bathurst, 2015.

**Figura 19** - Correlação entre valores previstos e medidos dos esforços de tração pelo Método da Rigidez Simplificado.



**Fonte:** Allen & Bathurst, 2015.

### 2.5.3 Métodos baseados nas condições de trabalho

Adib (1988), Ehrlich & Mitchell (1994), Silva & Abramento (1996) e Ehrlich & Mirmoradi (2016) estudaram o desenvolvimento de métodos de dimensionamento com base nas condições de trabalho com o objetivo de superar as deficiências apontadas pela adoção de métodos baseados no equilíbrio limite.



Estes métodos de dimensionamento baseiam-se na determinação do estado de tensões e na compatibilidade de deformações de estruturas de contenção sob condições operacionais (tensões e deformações de trabalho). Dantas (2004) resume que a diferenciação entre estes métodos de cálculo se dá por meio da adoção de hipóteses relativas as: relações constitutivas entre os materiais, trajetória de tensões no solo desde o início até o fim do processo construtivo (incluindo ou não o efeito da compactação), condições de aderência e distribuição de tensões cisalhantes na interface solo reforço.

Moratori (2015) aponta que as principais diferenças dos métodos com base nas condições de trabalho dos demais métodos tradicionais de dimensionamento são as considerações relativas à rigidez do sistema solo-reforço e dos efeitos da compactação, que por consequência, permite que esses métodos sejam aplicados aos mais diversos sistemas de solo reforçado enquanto que os métodos genéricos apresentam precisão limitada.

#### *2.5.3.1 Método de Ehrlich e Mirmoradi (2016)*

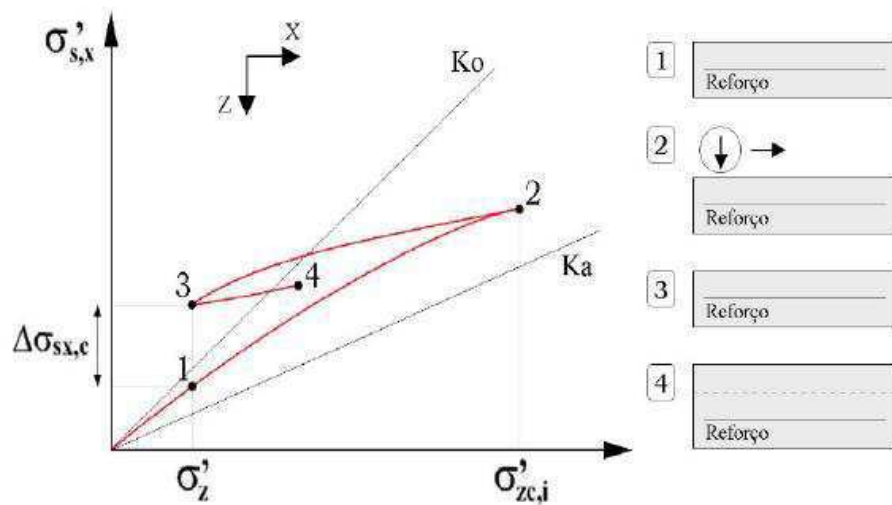
O método proposto por Ehrlich & Mitchell (1994) foi um dos precursores no dimensionamento de estruturas de solo reforçado que passaram a ser baseados na compatibilidade de deformações e contabilizar o efeito da compactação e rigidez relativa do sistema solo reforço.

Cordova (2018) descreve que o método considera que os elementos de reforço se apresentam como um material elástico linear com excelente aderência na interface solo-reforço, ou seja, a deformação dos elementos de solo e reforço é admitida como sendo de mesma magnitude nos pontos de contato entre estes. O cálculo pode ser realizado a partir de iterações de equações ou fazendo uso de ábacos adimensionais.

Uma deficiência apontada pelo próprio autor do método diz respeito ao fato de não se considerar efeitos da inclinação face, sendo útil portanto, para estruturas de faceamento vertical. Parâmetros representativos do solo de preenchimento a serem utilizados nos cálculos devem ser extraídos preferencialmente de ensaios de compressão triaxial.

Com relação a trajetória de tensões, os elementos de solo podem estar sobre constante ação de ciclos de carregamento e descarregamento. Ehrlich & Mitchell (1994) adotaram um modelo simplificado em que consideram que os elementos da interface próximos ao ponto de maior tração estão sujeitos a um ciclo de carga e descarga, como é evidenciado na Figura 20.

**Figura 20** - Trajetória de tensões efetivas na massa de solo durante o período construtivo considerando o efeito da compactação.



Fonte: Cordova, 2018.

O ponto 1 da Figura 20 corresponde ao novo estado de tensões imediatamente após o lançamento da camada de solo devido ao seu peso próprio, após o início do processo de compactação a trajetória segue até o ponto 2. O caminho até o ponto 3 ocorre no momento em que cessa a compactação do solo e está volta a experimentar a mesma tensão vertical do ponto 1, porém com um acréscimo de tensão horizontal. Segundo Cordova (2018) tal efeito é decorrente da natureza não elástica do solo que sofre deformações irreversíveis após o processo de compactação. Após o lançamento de uma nova camada de solo, a trajetória segue do ponto 3 até alcançar o ponto 4.

Quando a tensão vertical ( $\sigma'_z$ ) devido ao peso próprio das camadas de solo sobrejacentes ultrapassa a tensão vertical induzida pelo processo de compactação ( $\sigma'_{zc, i}$ ), o efeito da compactação passa a não ter influência no comportamento da massa de solo. Esta é a principal razão pela qual grande parte dos deslocamentos horizontais e deformações ocorrem no processo construtivo e apenas uma pequena parcela é decorrente do período pós construtivo.

A análise da eficácia do método de cálculo proposto por Ehrlich & Mitchell (1994) se deu por meio da comparação de dados medidos de diversos muros em escala real e com diferentes parâmetros de solo, reforço e dimensões de estrutura cujos resultados mostraram boa correlação entre os valores de tensões nos reforços medidos e previstos pelo método.

Ehrlich & Mirmoradi (2016) desenvolveram um método simplificado em que as iterações de equações não são mais necessárias e os efeitos decorrentes da inclinação da face passaram a ser considerados. O novo procedimento foi comparado com o desenvolvido por Ehrlich & Mitchell (1994) e a diferenças entre o cálculo das trações desenvolvidas nos reforços

entre os dois métodos de dimensionamento não passam de 5%. O modelo foi calibrado comparando resultados de bancos de dados que foram fonte para o antigo método e por meio da instrumentação de dezenas de modelos físicos de diferentes alturas, parâmetros do solo, modos de compactação, rigidez dos reforços e inclinações da face.

O passo a passo para o cálculo dos esforços máximos de tração pelo método de Ehrlich & Mirmoradi (2016) é apresentado pelas equações 18 a 28.

$$T_{max} = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma'_z \text{ (eq. 18)}$$

Onde:

$T_{max}$  – Máximo esforço de tração no reforço

$S_v$  – Espaçamento vertical entre reforços

$S_h$  – Espaçamento horizontal entre reforços (pode ser adotado como 1 no caso de grelhas e geotêxteis)

$K_r$  – Coeficiente de empuxo residual após o período construtivo

$\sigma'_z$  – Tensão vertical no solo no ponto de máxima tração

A Equação 18 é válida considerando duas premissas: perfeita interação na interface solo reforço (solo e reforço apresentam mesma deformação) e que cada camada de reforços é responsável pelo equilíbrio interno da faixa de solo com espessura correspondente a  $S_v$  e largura correspondente a  $S_h$ .

Os autores sugerem que a tensão vertical no solo pode ser calculada usando a expressão determinada por Mayerhoff (1955) (equação 19).

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' z}{1 - \left(\frac{K_a}{3}\right) \left(\frac{z}{L_r}\right)^2} \text{ (eq. 19)}$$

Onde:

$\gamma'$  - Peso específico do solo de enchimento

$z$  – Profundidade da camada de reforço

$K_a$  – Coeficiente de empuxo ativo

$L_r$  – Comprimento total do reforço na camada

O método de Ehrlich & Mirmoradi (2016) segue o mesmo procedimento proposto por Ehrlich & Mitchell (1994). As diferenças iniciam a partir do passo a seguir que consiste na determinação do coeficiente de empuxo residual ( $K_r$ ) que só era possível a partir de iterações por tentativa, enquanto o novo método apresenta a equação 20 para obtenção deste parâmetro.

$$K_r = K_c \cdot OCR - \frac{1,15 S_i^* \cdot (1 - \text{sen}\phi') \cdot (OCR - OCR^{\alpha})}{1,5 + S_i^*} \text{ (eq. 20)}$$

Onde:

$K_c$  – Coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensões incluindo o efeito da compactação

OCR – Razão de sobreadensamento

$S_i^*$  - Rigidez relativa solo reforço

O coeficiente de empuxo ( $K_c$ ), é determinado por meio da equação 21.

$$K_c = \frac{[1+8S_i^* \text{sen}\left(\frac{\phi'_{ult}}{2}\right)]K_{ow}}{2+8S_i^* \text{sen}\left(\frac{\phi'_{ult}}{2}\right)-K_{ow}} \quad (\text{eq. 21})$$

Onde:

$K_{ow}$  – Coeficiente de empuxo equivalente ao repouso e pode ser determinado conforme a seguinte equação 22.

$$K_{ow} = [1 - \text{sen}(\phi'_{ult} + 0,85\omega)] \left[ \frac{1+\tan(\phi'_{ult}+\omega)}{\cos \omega + \tan(\phi'_{ult})} \right] \quad (\text{eq. 22})$$

Onde:

$\omega$  – Inclinação da face (limitada em 20 graus pelo método)

$\Phi'_{ult}$  – Ângulo de atrito do solo no modelo da curva tensão deformação de Duncan *et al.* (1980), obtido da seguinte maneira (Equação 23):

$$\phi'_{ult} = \text{Arc csc} \left( \left\{ \left[ R_f + (1 - R_f) \left( \frac{4S_i}{1+4S_i} \right) \lambda \right] (\text{csc} \phi' - 1) \right\} + 1 \right) \quad (\text{eq. 23})$$

Onde:

$$\lambda = 0,02 \phi' - 0,1 \leq 1$$

$R_f$  – Razão de ruptura de Duncan *et al.* (1980). Para o caso de  $R_f = 1$ ,  $\Phi'_{ult} = \Phi$ .

De acordo com Riccio Filho (2007) os valores de  $R_f$  variam de 0,7 a 1,0. Projetistas geotécnicos adotam comumente o valor de 0,8 para a razão de ruptura, assim como fez Ehrlich & Mitchell (1994) para elaboração de ábacos adimensionais que auxiliam o dimensionamento. Segundo o autor, adotar este valor para o parâmetro do modelo hiperbólico de Duncan leva a erros inferiores a 8%.

Nos casos em que a estrutura apresenta faceamento vertical, o coeficiente de empuxo equivalente a condição de repouso pode ser obtida de forma mais simples por meio da equação 24.

$$K_{ow} = K_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad (\text{eq. 24})$$

A razão de sobreadensamento (OCR) é obtida pela equação 25.

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad (\text{eq. 25})$$

Onde:

$\sigma'_z$  – Tensão vertical no solo efetiva em cada camada após a construção

$\sigma'_{zc}$  – Máxima tensão vertical induzida pela compactação

Nos casos em que  $\sigma'_{zc}$  é menor que  $\sigma'_z$ , então adota-se  $OCR = 1$ .

A rigidez relativa solo reforço é obtida por meio da equação 26.

$$Si^* = \frac{Si}{\left(\frac{\sigma'_{zc} K_{ow}}{Pa}\right)^n} \text{ (eq. 26)}$$

Onde:

Si - Índice de rigidez solo reforço obtido na equação 1

Pa – Pressão atmosférica

n – Módulo expoente

O valor do módulo expoente (n) do modelo de Duncan *et al.* (1980) é um parâmetro que tem como objetivo modelar o comportamento do solo. Este valor pode ser obtido por meio de curvas tensão deformação provenientes de ensaios triaxiais, por meio de uma tabela presente em Duncan *et al.* (1980) ou ainda, tabelas apresentadas por Marques *et al.* (2006) elaboradas pelos autores para atender particularidades de solos tropicais brasileiros.

Para elevados valores de Si, o valor de  $K_c$  tende a ser equivalente ao de  $K_{ow}$ , enquanto para baixos valores para rigidez relativa,  $K_c$  iguala-se a  $K_a$ . Já o parâmetro  $\alpha$  (Equação 27) é denominado coeficiente de descarregamento e foi determinado por meio de testes em laboratório por Belloti *et al.* (1983).

$$\alpha = 0,7 \cdot \text{sen}\phi' \text{ (eq. 27)}$$

Por meio da equação 28 determina-se o esforço máximo de tração nos reforços.

$$\frac{T_{max}}{S_v} = K_c \sigma'_{zc} - \left( \frac{1,15 Si^* (1 - \text{sen}\phi') (OCR - OCR^\alpha)}{1,5 + Si^*} \right) \cdot \sigma'_z \text{ (eq. 28)}$$

## 2.6 Estruturas instrumentadas de solo reforçado

A estimativa dos esforços de tração máxima nos reforços é o fator mais determinante para o dimensionamento interno de uma estrutura de solos reforçados. Conforme visto na seção anterior, há diversos métodos vigentes relativo à estimativa dessas cargas. Muitos deles são baseados em medições realizadas por meio de equipamentos instalados na estrutura durante sua construção e acompanhamento dos dados gerados por estes instrumentos durante e após o período construtivo.

De acordo com Bathurst *et al.* (2005) o principal meio de medição dos esforços de tração atuantes nos reforços não ocorre de forma direta, mas de forma indireta por meio da obtenção de medidas de deformações ou deslocamentos com aparelhos como extensômetros e *strain*

*gauges* colados diretamente na superfície dos reforços. A equação 29 apresentada por Walters (2002) é uma forma para conversão de deformações em esforços de tração.

$$T_{max} = \frac{\varepsilon_{max}}{J(\varepsilon, t)} \text{ (eq. 29)}$$

Onde:

$T_{max}$  - Esforço máximo de tração

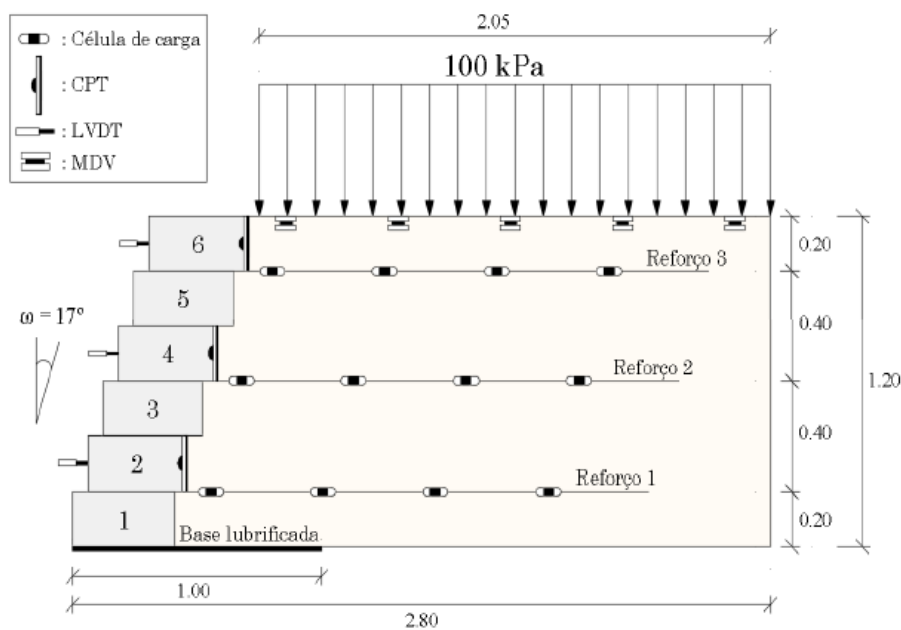
$\varepsilon_{max}$  – Deformação máxima obtida na instrumentação

$J(\varepsilon, t)$  – Rigidez secante para determinada deformação

Os parâmetros de maior interesse em serem obtidos por meio de instrumentação de modelos em laboratório ou estruturas reais de solo reforçado são: deslocamentos horizontais da face, medições de recalque, temperatura da massa de solo, tensões verticais, e principalmente, deformações ou esforços atuantes nos reforços.

A partir da estrutura do modelo físico construído por Saramago (2002), Cordova (2018) mediram parâmetros como: tensões nos reforços, empuxo horizontal do solo na face do muro, deslocamento vertical e horizontal da face do muro. Para obtenção de tais informações, o autor adotou células de carga, células de tensão, total, medidores de hidráulico de deslocamentos verticais e LVDT's. A Figura 21 apresenta um esquema da geometria do modelo e instrumentos utilizados no estudo.

**Figura 21** - Modelo físico instrumentado utilizado por Cordova (2018).



Fonte: Cordova, 2018.

Barboza Junior (2003) avaliou três diferentes configurações de faceamento (2 compostas por blocos de concreto e 1 com face flexível) para a estrutura do modelo físico desenvolvido por Saramago (2002). Os modelos foram montados com o objetivo de avaliar a influência da rigidez do faceamento no deslocamento vertical da massa de solo, deslocamento horizontal da face e magnitude e distribuição dos esforços de tração nos reforços. O autor observou que a magnitude das tensões de tração desenvolvidas era similar nos dois casos, independentemente da rigidez da face, porém os MSRs com face rígida são capazes de transferir parte das cargas atuantes para a fundação resultando em uma redução dos esforços que agem sobre o reforço.

Os estudos de Saramago (2002) e Barboza Junior (2003) serviram como base para Guedes (2004), que utilizou o mesmo modelo físico de dimensões 2m x 3m x 1,40m e o mesmo tipo de solo, um quartzo moído bem graduado, e introduziu em sua análise o comportamento de um faceamento constituído por sacos de areia, bem como a variação da inclinação dos elementos de face. O autor constatou que maiores inclinações da face resultaram em maiores tensões desenvolvidas nos reforços e deslocamentos horizontais de maior intensidade quando comparados aos modelos de contenção de menor inclinação. A Figura 22 revela uma das configurações do modelo físico estudado por Guedes em 2004.

**Figura 22** - Modelo físico de MSR com face formada por sacos de areia.



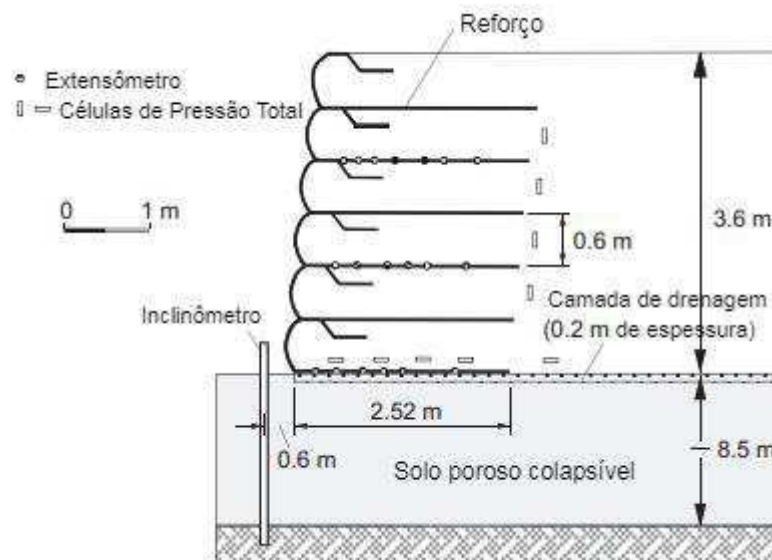
**Fonte:** Guedes, 2004.

Oliveira (2006) estudou uma nova variável nos modelos físicos de estruturas de contenção com solos reforçados. O autor procurou avaliar o impacto da rigidez do reforço na definição do estado de tensões e deslocamentos da estrutura. Três modelos de muros foram construídos nos quais as faces, o tipo de solo e compactação foram os mesmos, variando apenas

o modelo de geogrelha utilizado no estudo. Os resultados demonstraram que as movimentações no interior do maciço de solo foram maiores nos elementos mais flexíveis. As tensões de tração mobilizadas na geogrelha de rigidez intermediária foram superiores aquelas indicadas pelo reforço mais flexível, porém o modelo com reforço mais rígido apresentou esforços de tração aquém do esperado, uma das possíveis causas apontadas pelo autor foi a mudança no equipamento de compactação durante a execução do modelo em questão devido a uma pane mecânica.

Os autores Santos *et al.* (2013) instrumentaram uma estrutura de solo reforçado cujo material de enchimento era composto por Resíduos da Construção e Demolição (RCD). O muro de 3,6 metros de altura foi construído sobre uma fundação com a presença de solos colapsíveis com a face envelopada por geotêxteis e utilizando geogrelhas como reforço espaçadas verticalmente a cada 0,60 metros. A instrumentação foi realizada nos meses chuvosos e em períodos de seca e foi composta por strain gages, inclinômetros e células de tensão. A Figura 23 apresenta o *layout* da estrutura instrumentada.

**Figura 23** - Seção transversal da estrutura instrumentada.



**Fonte:** Santos *et al.*, 2013.

O monitoramento revelou que nos períodos chuvosos, devido ao solo de fundação colapsível, os deslocamentos horizontais da face e as leituras de deformação registraram aumentos em relação ao período de seca.

Apesar da influência da fundação no registro das deformações nos reforços e deformações do muro de solo reforçado, o desempenho da estrutura, com a adoção de RCDs como material de enchimento, demonstrou ser satisfatório e com comportamento similar ao esperado para



estruturas de mesmas dimensões construídas sobre fundações assentadas em solos competentes e com materiais de enchimento granulares. Desse modo, segundo os autores, a utilização de RCDs como material de preenchimento se apresenta como uma alternativa ambientalmente e economicamente viável. A Figura 24 apresenta a estrutura instrumentada após o fim da construção.

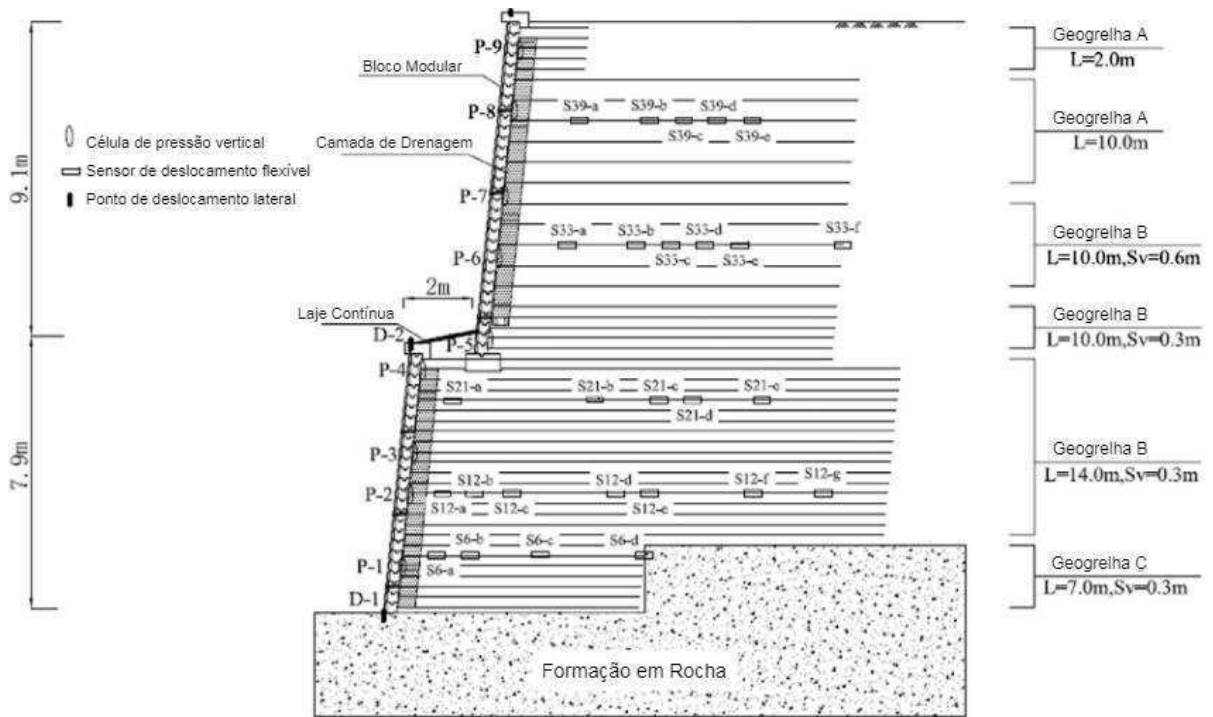
**Figura 24** - Estrutura de contenção instrumentada com o uso de RCDs como material de enchimento.



**Fonte:** Santos *et al.*, 2013.

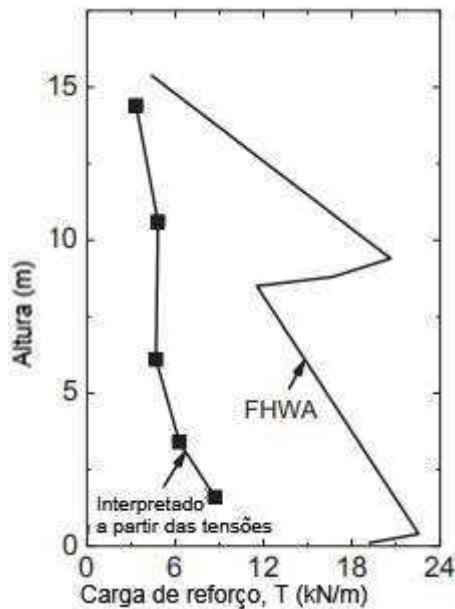
Yang. *et al.* (2014) instrumentaram uma estrutura de solo-brita reforçado com 3 diferentes tipos de geogrelhas, o objetivo dos autores consistia em monitorar as deformações no longo prazo utilizando esta mistura pouco usual como material de enchimento da estrutura de contenção que tinha 17 metros de altura e 300 metros de comprimento com faceamento composto por blocos modulares de concreto. O monitoramento das tensões horizontais, deformação nos reforços e deslocamentos laterais na base e no topo da estrutura ocorreu até 15 meses após o término da construção. Os autores estimaram os esforços de tração máximos a partir das leituras de deformação obtidas por meio de extensômetros colados diretamente sobre os reforços e compararam os resultados com estimativas da FHWA. As Figuras Figura 25 e Figura 26 apresentam, respectivamente, o layout da instrumentação utilizada e o comparativo entre os esforços previstos por meio do monitoramento e os calculados de acordo com a metodologia da FHWA.

**Figura 25** - Esquema da instrumentação por Yang *et al.* (2014).



Fonte: Yang *et al.*, 2014.

**Figura 26** - Esforços previstos pela instrumentação e pelo método da FHWA.



Fonte: Yang *et al.*, 2014.

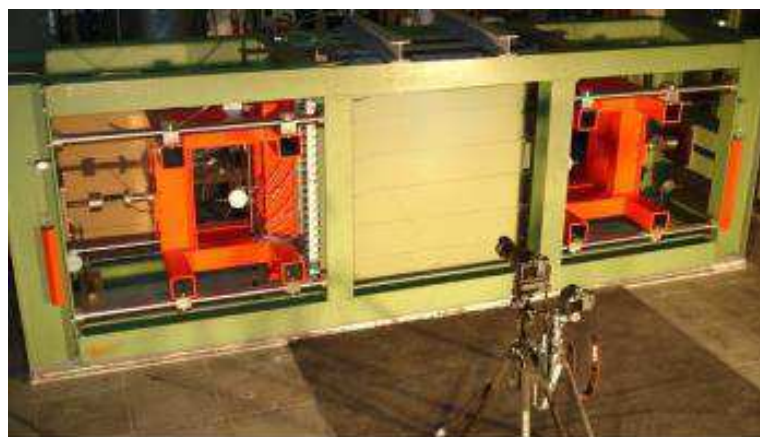
Yang *et al.* (2014) concluíram que os deslocamentos laterais foram de baixa magnitude após o período construtivo (menores que 0,3% da altura da estrutura). O processo de compactação requer atenção especial quando se usa brita misturada ao solo como material de

enchimento, pois a presença de partículas de elevado diâmetro pode reduzir significativamente a interação entre o material de enchimento e o reforço. Além disso, os esforços previstos a partir da instrumentação foram sempre menores que os estimados por meio da metodologia de dimensionamento da FHWA, os autores atribuem este resultado ao fato de o método não considerar a rigidez da face no cálculo das estimativas dos esforços de tração.

Jacobs & Ziegler (2016) analisaram o efeito do comportamento empuxo de terra mediante a variação na taxa de aplicação e rigidez do reforço em um modelo físico com dimensões 1m x 1m x 0,45m desenvolvido na Universidade Técnica de Aachen para condução de testes com solos reforçados. Nestes foram conduzidos testes com nenhuma, uma, duas, três e cinco camadas de reforço com dois tipos de geogrelhas de distinta rigidez.

Os autores concluíram que quanto mais camadas de reforço e mais rígido este for, maior a redução na pressão de empuxo atuante. O aparato empregado no estudo possui uma de suas faces laterais compostas por um material transparente e que permite visualizar a seção transversal do modelo, cujas deformações podem ser avaliadas a partir de técnicas de Correlação de Imagens Digitais (CID). O equipamento utilizado nas pesquisas de modelagem física de estruturas de solo reforçado da Universidade Técnica de Aachen é apresentado na Figura 27.

**Figura 27** - Aparato para realização de modelagem física de estruturas de contenção em solo reforçado na Universidade Técnica de Aachen.



Fonte: Ruiken *et al.*, 2010.

A instrumentação realizada por Portelinha & Zornberg (2017) utilizou uma estrutura em escala real reforçada com geotêxteis não tecidos, que exercia tanto função de reforço como a de drenagem da estrutura, afim de avaliar o efeito da infiltração de água no muro de solo. Os parâmetros instrumentados no modelo instrumentado em laboratório foram umidade do solo, sucção, deslocamentos da face e deformações nos reforços. Os autores observaram ao longo do

experimento que a infiltração de água na estrutura provocou aumento das deformações no reforço e dos deslocamentos experimentados pela face, percebeu-se também que com o tempo havia perda gradativa na sucção. Adicionalmente, o reforço formou barreiras capilares que resultaram em aumento da umidade nas camadas adjacentes e, conseqüentemente, aumento no peso específico do solo, potencializando as deformações no reforço. A estrutura instrumentada é apresentada na Figura 28.

**Figura 28** - Modelo instrumentado por Portelinha e Zornberg.



**Fonte:** Portelinha e Zornberg, 2017.

Morsy *et al.* (2017) realizaram o monitoramento de dois Muros de Solos Reforçados em campo concomitantemente com simulações numéricas a fim de avaliar o impacto do espaçamento vertical de reforços geossintéticos. Os MSR avaliados foram construídos na cidade de Stockbridge na Geórgia com faces de blocos de concreto e geogrelhas uniaxiais espaçadas verticalmente a 0,4 m e 0,8 m com resistência a tração de 70 kN/m e 114 kN/m respectivamente. Os valores de deslocamento previstos pelos modelos simulados numericamente foram menores do que os encontrados em campo, porém guardavam certa proporcionalidade ao longo da profundidade. Os autores concluíram a partir dos resultados coletados em campo que para espaçamentos verticais dos reforços abaixo de 0,60 m, a massa de solo entre os reforços se comporta de modo similar a um bloco monolítico e que por fim, geogrelhas pouco espaçadas verticalmente resultam em diminuição significativa das tensões atuantes contra a face interna do muro em contato com o solo.

Cordova (2018) estudou as variações das condições de inclinação e rigidez da face, sobrecarga aplicada e resistência da base do muro a partir da construção de oito modelos físicos. Os resultados das tensões medidas foram relacionados com diferentes métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado e avaliou-se a correlação entre estes, concluiu-

se que não há método específico que melhor represente todas as condições analisadas, mas que de modo geral, os métodos de dimensionamento levam a superestimativas que diminuem de forma considerável quando se considera a análise de faces inclinadas e incremento de sobrecargas uniformes. Segundo o autor a diminuição significativa dos fatores de segurança para este caso ocorre devido a não consideração dos efeitos combinados de sobrecarga constante e inclinação da face pelos métodos de dimensionamento analisados.

## **2.7 Considerações Finais**

A adição de reforços em estruturas de contenção se apresenta como uma alternativa para os projetistas geotécnicos em relação a outras estruturas de contenção tradicionais, e.g. utilização de estruturas robustas de concreto armado. As principais vantagens da inclusão de elementos de reforço nos solos estão relacionadas a custo, possibilidade de melhor aproveitamento dos espaços físicos urbanos, redução de deformações laterais e agilidade no processo executivo.

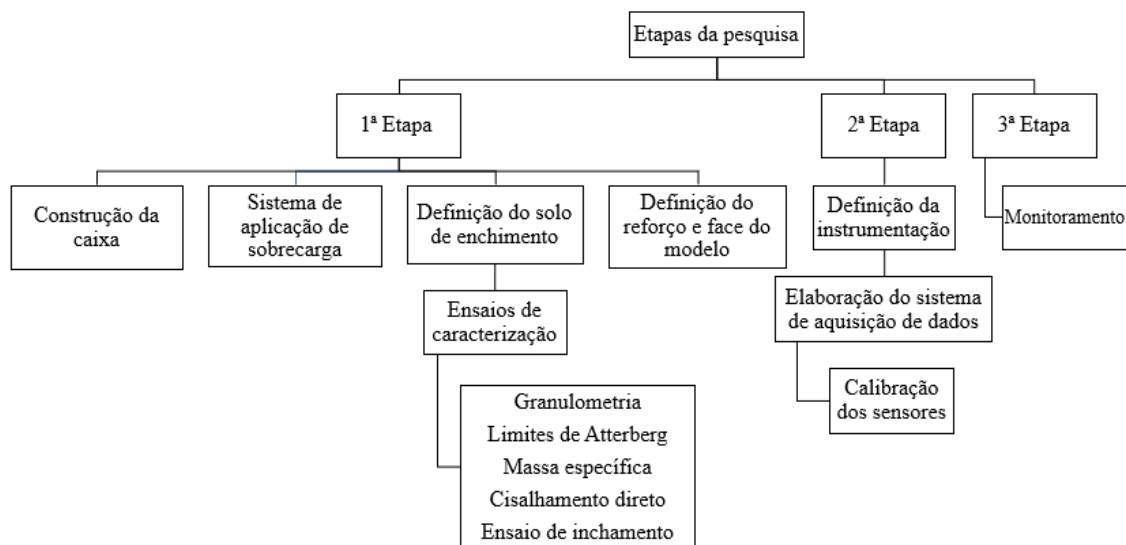
O tipo de reforço a ser empregado nas estruturas de contenção deve contemplar as especificidades de cada obra. Os geossintéticos, notadamente as geogrelhas, e as inclusões metálicas são os reforços mais utilizados na engenharia geotécnica em estruturas de solo reforçado. Estas estruturas são dimensionadas por diferentes métodos, cabendo aos projetistas analisarem àquele que melhor atende as necessidades e complexidades do projeto que se deseja implantar. Métodos baseados no equilíbrio limite, como o da AASHTO, são mais simples e considerados conservadores em relação a métodos empíricos como o da Rigidez de Allen & Bathurst (2015) e Ehrlich & Mirmoradi (2016).

A instrumentação de Muros de Solo Reforçado tem papel fundamental no aperfeiçoamento e atualização dos métodos de dimensionamento em vigor, pois possibilita a inclusão de variáveis que anteriormente eram desconsideradas, a exemplo do efeito da compactação no método de Ehrlich & Mitchell (1994) e o efeito da inclinação da face no K-stiffness Method proposto por Allen *et al.* (2003). Estes ajustes, decorrentes do acesso a um banco de dados crescentes de estruturas de solos reforçadas instrumentadas, são fonte de segurança para que projetistas possam dimensionar tais estruturas com maior precisão resultando em obras mais eficientes do ponto de vista executivo e econômico.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os materiais e metodologias empregadas no presente estudo. Os passos seguidos para definição, construção e instrumentação de um modelo físico de uma estrutura de solo reforçado com geogrelha são descritos ao longo deste capítulo. A Figura 29 apresenta o fluxograma com as etapas da metodologia adotada.

Figura 29 - Fluxograma com as etapas da pesquisa.



Os ensaios necessários para conclusão desta pesquisa foram realizados na Universidade Federal de Campina Grande nos laboratórios CERTBIO, onde realizou-se o processo de calibração dos sensores utilizados na instrumentação do modelo físico e no Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP, local de implantação do muro de solo reforçado.

Os métodos da AASHTO simplificado (2014) e da Rigidez simplificado de Allen & Bathurst (2015) foram utilizados para comparação com os resultados obtidos por meio da instrumentação uma vez que não possuem qualquer variável diretamente dependente do processo de compactação empregado. O método de Ehrlich & Mirmoradi (2016) não foi utilizado devido à ausência do controle do processo de compactação durante a execução do monitoramento, já que este controle resulta em variáveis essenciais para a previsão dos esforços neste método.

#### 3.1 Construção e características do modelo físico

##### 3.1.1 A caixa do modelo

A caixa do modelo físico foi construída baseada na desenvolvida por Saramago (2002), porém com dimensões distintas em virtude do sistema de aplicação de sobrecarga ser diferente,

o que elevaria bastante o custo no desenvolvimento deste sistema, que é composto por um pórtico metálico, com o aumento das dimensões do modelo físico. A vista em planta e frontal possuem o formato de uma letra “U”, as dimensões da estrutura são 1,5 metros de comprimento por 1 metro de largura por 1,4 metros de altura. A caixa foi construída em concreto armado com paredes laterais de 30 centímetros de espessura.

A estrutura foi construída junto a uma estrutura de contenção do aterro do prédio do laboratório, desse modo só foi preciso concretar as duas laterais do modelo. Optou-se por deixar a frente do muro livre com o objetivo de que possa ser utilizada futuramente por outros pesquisadores que desejem utilizar a estrutura com diferentes tipos de faceamento.

A sequência construtiva da caixa do modelo físico foi: escavação e preparação do lastro da fundação, execução da armação, concretagem e desforma (Figura 30). Para evitar o surgimento de fissuras na estrutura durante o processo de cura do concreto, realizou-se nos três dias seguintes a concretagem, pela manhã e tarde o lançamento de água em baldes, quando no quarto dia foram retiradas as formas.

**Figura 30** – (a) - Escavação e preparação do lastro da fundação; (b) – Armação da estrutura da caixa; (c) - Caixa do modelo físico logo após finalização da concretagem; (d) - Caixa do modelo físico após processo de desforma.



### 3.1.2 Sistema de aplicação da sobrecarga

O sistema de aplicação de sobrecarga foi desenvolvido a partir da construção de um pórtico metálico composto por seis vigas “I” de dimensões 6” x 3.3/8” que foram cortadas e

soldadas para construção da estrutura. O pórtico possui 2,90 m de altura e foi chumbado por meio da concretagem de 4 barras roscadas de 7/8'' de diâmetro e 50 cm de comprimento em cada lado e que ficavam com suas pontas fixadas na base da estrutura.

Após o processo de solda dos perfis, as peças foram lixadas para que pudesse ser realizada a aplicação do primer e após três dias iniciou-se o processo de pintura com de duas demãos de tinta acrílica para metais, uma vez que a estrutura se encontra localizada na área externa do LEP, e conseqüentemente exposta a intempéries. Estas ações visavam a preservação da estrutura contra o processo de ferrugem.

A seqüência construtiva do sistema de aplicação da sobrecarga foi: montagem dos perfis metálicos, solda e montagem das laterais do pórtico metálico, execução de furos na base do pórtico para fixação de chumbadores e aplicação e secagem do primer (Figura 31).

**Figura 31** - (a) - Montagem dos perfis metálicos; (b) – Solda e montagem de laterais do pórtico metálico; (c) – Furos na base da estrutura para fixação dos chumbadores; (d) - Processo de secagem das peças após aplicação do primer.



A montagem dos perfis resultou em um pórtico composto por quatro pilares, sendo dois deles em cada lateral da caixa de concreto do modelo. Sobre o centro geométrico da caixa passam duas vigas, uma localizada no topo da estrutura, fixada por quatro parafusos que tem como principal função o travamento da estrutura metálica e outra denominada viga de reação.



A viga de reação pode se movimentar na vertical entre os pilares e fixada em 7 pontos de regulagem de altura distintos, sendo a mais baixa delas a 1,5 m do nível do piso do modelo físico. A fixação da viga nestes pontos de regulagem ocorre por meio da introdução de uma barra de ferro maciça de 3/4'' de diâmetro e 40 cm de comprimento que transpassará em cada uma das laterais da estrutura os dois pilares do pórtico e a viga de reação entre eles. A Figura 32 apresenta o conjunto formado pela caixa de concreto armado e o pórtico metálico do sistema de aplicação de sobrecargas.

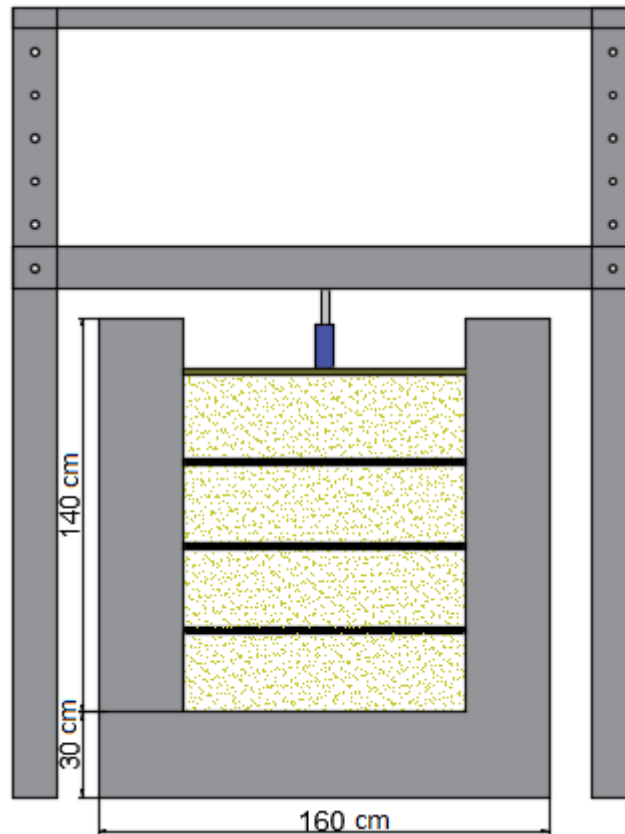
**Figura 32** - Conjunto formado pela caixa de concreto do modelo e o pórtico metálico do sistema de aplicação de sobrecarga.



A sobrecarga foi aplicada por meio de um macaco hidráulico de capacidade máxima de 50 toneladas, posicionado sobre o centro de uma chapa de aço localizada sobre a última camada de solo da estrutura de solo reforçado e com as mesmas dimensões em planta da caixa do modelo físico (1,5 m de comprimento por 1,0 m de largura), com espessura 7/8'' e 267 kg de massa. O macaco hidráulico é suspenso até entrar em contato com a viga de reação que gerará uma força resultante de igual intensidade aplicada sobre o centro geométrico da chapa de aço e distribuirá a carga uniformemente sobre o solo reforçado.

A Figura 33 apresenta o esquema idealizado do modelo físico com o sistema de aplicação de sobrecarga sobre o solo reforçado.

**Figura 33** - Esquema da estrutura de solo reforçado com atuação do sistema de aplicação de sobrecarga.



### **3.2 Constituintes do modelo físico: O solo, a face e o reforço**

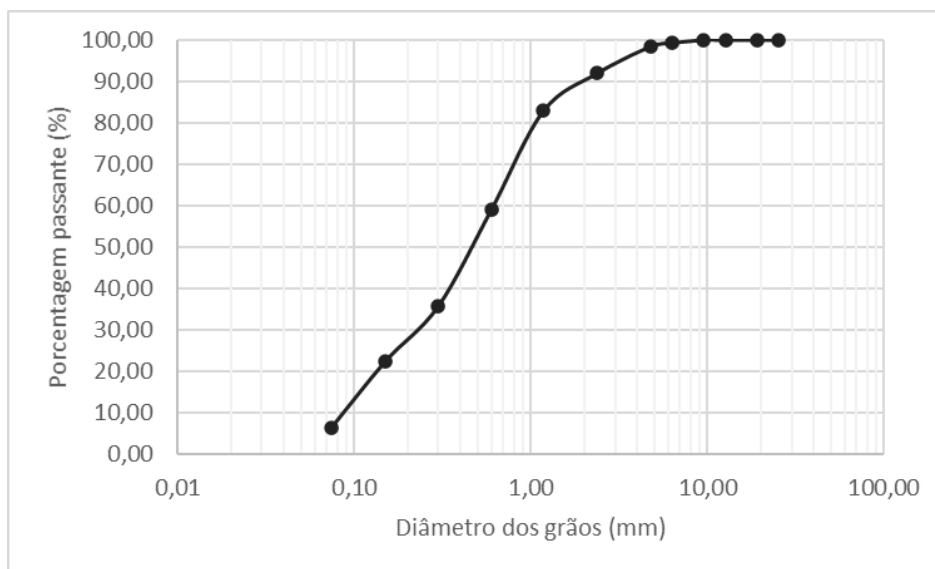
#### **3.2.1 O solo**

A norma T-27 da AASHTO determina as características para solos serem utilizados como material de enchimento em estruturas de solo reforçado. Dentre essas características definidas pela associação norte americana estão incluídas as faixas granulométricas ideais, bem como a recomendação que o índice de plasticidade (IP) seja inferior a 6 e que a presença de matéria orgânica deve ser evitada.

Diversos autores (SARAMAGO, 2002; BECKER, 2006; KOERNER, 2011; ERHLICH *et al.* 2012 e MIRMORADI *et al.* 2018) recomendam a utilização de solos granulares bem graduados na construção de muros de solo reforçado. Deste modo, escolheu-se trabalhar com uma areia proveniente de jazida do Rio Taperoá.

A curva granulométrica do solo utilizado no modelo físico instrumentado está apresentada na Figura 34.

**Figura 34** - Curva granulométrica do solo utilizado no modelo.



A composição granulométrica do solo de enchimento escolhido para o modelo instrumentado atende parcialmente aos requisitos indicados pela AASHTO T-27. A norma recomenda que 100% do material deve passar na peneira N° 4, enquanto a areia analisada possui 98,43% de material passante nesta peneira. No entanto, as demais recomendações que o material possua IP menor que 6 e esteja livre de matéria orgânica foram obedecidas. O Coeficiente de Não Uniformidade é 6,6 e Coeficiente de Curvatura é 1,15 indicando uma areia bem graduada segundo o Sistema de Classificação Unificado de Solos.

Os ensaios de inchamento do material (NBR 6467/2006), Massa Específica dos Grãos do Solo (NBR 6508) e Limites de Atterberg (NBR 6459 e 6180) foram realizados com a areia escolhida para este trabalho. A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de massa específica e limites de Atterberg para o solo analisado.

**Tabela 1** - Propriedades físicas do solo de enchimento.

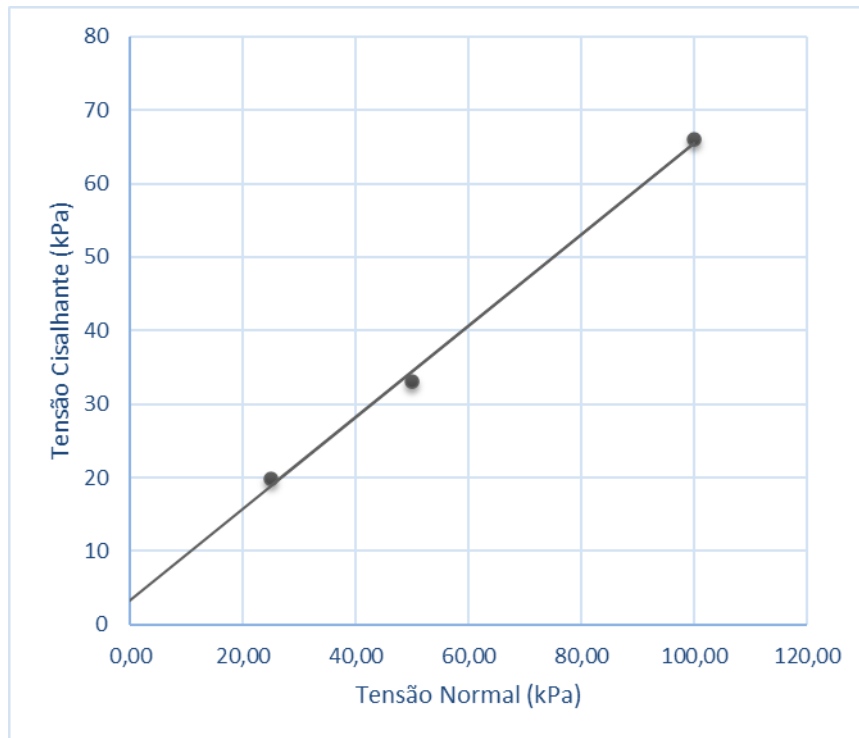
<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>
<b><math>\delta</math></b>	2,71 g/cm <sup>3</sup>
<b>IP</b>	NP
<b>Inchamento</b>	30%

Onde:  $\delta$  – Massa específica dos grãos

IP – Índice de Plasticidade

Nesta pesquisa o ângulo de atrito do solo utilizado foi obtido com a realização do ensaio de cisalhamento direto (ASTM D 3080). A envoltória de resistência obtida por meio do ensaio de cisalhamento direto com corpo de prova não inundado e moldado a um peso específico de  $16,8 \text{ kN/m}^3$  e 2,8% de umidade, ensaiados sob tensões normais de 25, 50 e 100 kPa são apresentados na Figura 35. Os resultados e parâmetros para o solo ensaiado são resumidos na Tabela 2.

**Figura 35** - Envoltória de resistência do solo utilizado no modelo.



**Tabela 2** - Resultados e parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>
$\gamma$	$16,8 \text{ kN/m}^3$
$\Phi$	$32^\circ$
H	2,8%
$c'$	3,9 kPa

Onde:

$\gamma$  – Peso Específico do solo

$\Phi$  – Ângulo de atrito obtido por meio do ensaio de cisalhamento direto

h – Umidade do solo submetido ao ensaio de cisalhamento direto

$c'$  - Coesão

Os resultados obtidos na Tabela 2 foram os valores utilizados na previsão dos esforços de tração por meio dos métodos simplificado da AASHTO (2014) e da Rigidez Simplificada de Allen & Bathurst (2015).

### 3.2.2 Sistema de face do modelo

No sistema de face do modelo foi utilizado blocos pré moldados de concreto preenchidos por britas e areia como elementos de face do modelo instrumentado. Os blocos foram adquiridos da empresa Rocha Pré Moldados localizada na cidade de Campina Grande – PB. Na Tabela 3 são apresentadas as características do bloco utilizado no faceamento.

**Tabela 3** - Características do bloco utilizado na face do modelo físico.

<b>Propriedades</b>	<b>Valor</b>
<b>Dimensões</b>	0,40 m x 0,20 m x 0,20 m
<b>Peso unitário</b>	9.800 g
<b>Peso cheio</b>	15.760 g
$\Phi_{fs}$	0,35
$\Phi_{fb}$	1
<b>Inclinação da face</b>	90°

O valor considerado para o fator de rigidez da face ( $\Phi_{fs} = 0,35$ ) utilizado na previsão dos esforços de tração pelo método de Allen & Bathurst (2015) foram obtidos a partir de recomendações de Riccio Filho (2007) para blocos modulares de concreto. Em relação ao fator de inclinação da face ( $\Phi_{fb} = 1$ ) adotado, trata-se da recomendação dos próprios autores do método para estruturas com faceamento vertical.

A Figura 36 apresenta o bloco utilizado como elemento de face do modelo físico instrumentado.

**Figura 36** - Bloco de concreto utilizado para construção da face do modelo físico.

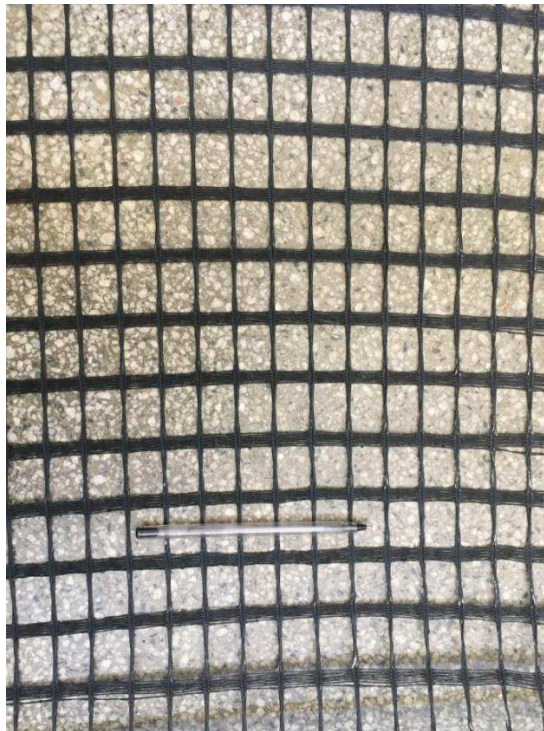


### **3.2.3 Elemento de reforço**

O reforço utilizado no modelo físico foi uma geogrelha de PVA, produzida e doada pela empresa Huesker Brasil. Estas foram produzidas a partir de fios sintéticos revestidos por coberturas protetoras de polímero e dotados de elevado módulo de elasticidade e resistência química além de apresentarem baixa fluência. De acordo com o fabricante, as geogrelhas desta linha apresentam deformações consideravelmente baixas quando comparadas a outras de mesma resistência nominal.

A fabricante forneceu para esta pesquisa a geogrelha da linha Fortrac denominada J 1100 MPT que possui resistência a tração nas fibras longitudinais de 55 kN/m. Na Figura 37 é apresentada a imagem da geogrelha Fortrac 1100 MPT utilizada neste estudo enquanto que na Tabela 4 são fornecidas as especificações técnicas do geossintético pelo fabricante.

**Figura 37** - Geogrelha Fortrac J 1100 MPT.



**Tabela 4** - Especificações técnicas da geogrelha Fortrac J 1100 MPT.

<b>Propriedades</b>	<b>Norma</b>	<b>Valor</b>
Revestimento protetor		polimérico
Resistência química		$3 \leq \text{pH} \leq 13$
Abertura de malha nominal		20 mm x 30 mm
Resistência a tração longitudinal	NBR ISO 10329	55 kN/m
Resistência a tração transversal	NBR ISO 10329	25 kN/m
Módulo de rigidez longitudinal	NBR ISO 10329	$\geq 1100$ kN/m
Deformação na resistência nominal	NBR ISO 10329	$\leq 5$ %
Resistência (120 anos)	NBR 15226	$\geq 39$ kN/m
Resistência (2 anos)	NBR 15226	$\geq 41$ kN/m
Deformação por fluência após 2 anos	NBR 15226	$\leq 1$ %
Coefficiente de interação – solos finos		$\geq 0,8$
Coefficiente de interação – solos arenosos		$\geq 0,9$
Dimensões das bobinas – largura		5 m
Dimensões das bobinas - comprimento		200 m

### 3.3 Instrumentação

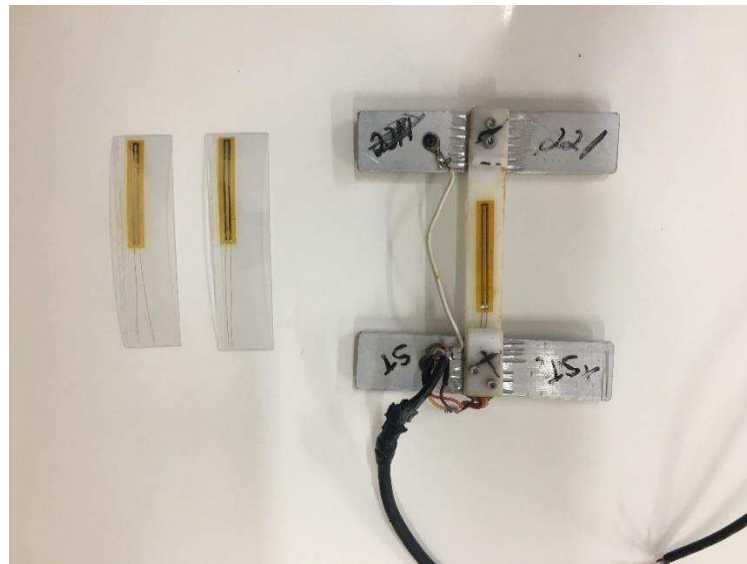
O modelo físico construído foi instrumentado com 3 *strain gages* fixados em cada uma das 3 camadas de geossintéticos da estrutura. As leituras de deformação foram obtidas a partir de um sistema de aquisição de dados desenvolvidos para esta finalidade. Os detalhes deste processo são apresentados nos tópicos seguintes.

### 3.3.1 Extensômetros utilizados

Nesta pesquisa foram adquiridos, inicialmente, dez extensômetros coláveis de resistência elétrica do tipo unidirecional longo, modelo PA 06 1500BA 120 L fabricado pela Excel Sensores, Indústria, Comércio e exportação LTDA. Estes modelos são fixados com colas especiais, desenvolvidas pelo próprio fabricante, entre materiais poliméricos como uma espécie de “sanduíche” afim de que o sensor possa estar protegido da exposição a intempéries. Além de exigir o processo de colagem, o modelo adquirido exige que seja feita toda a fiação que se conecta ao sistema de aquisição.

Na Figura 38 é possível identificar os extensômetros (à esquerda) e ao lado o extensômetro preparado para conexão ao sistema de aquisição, colado a uma superfície polimérica e com toda a fiação executada (à direita).

**Figura 38** - Sensores modelo PA 06 1500BA 120 L e extensômetro colado a polímero.



A proteção e fixação dos sensores ocorreu, respectivamente, a partir da aquisição de placas de polietileno e do fixador KBR 60, comercializado pelo próprio fabricante dos sensores. Além disso, foi feita a execução do cabeamento com cabo flexível para que estes pudessem ser conectados ao sistema de aquisição de dados. A montagem de dois sensores, que foram levados a teste no sistema de aquisição de dados, foi realizada e as leituras de deformação observadas. As leituras de deformação não apresentavam qualquer coerência e atribuiu-se tal fato ao procedimento de colagem, cabeamento e material utilizado para fixar os extensômetros. Portanto, optou-se pela procura de outro tipo de extensômetro para ser utilizado na instrumentação do modelo físico.



Após uma pesquisa entre os sensores disponíveis no mercado, optou-se pela compra de 12 sensores do modelo C120 fabricado também pela Excel Sensores. Estes já eram comercializados com o cabeamento executado com 3 fios de 1 metro e envolto por um material polimérico não revelado pelo fabricante para a proteção do extensômetro.

O sensor C120 é classificado pelo fabricante como um extensômetro de embutir e é responsável por monitorar as deformações que ocorrem no sentido de seu comprimento. Este é ilustrado pela Figura 39 e suas características são apresentadas na Tabela 5, respectivamente.

**Figura 39** - Extensômetro utilizado no modelo físico de solo reforçado.



**Tabela 5** - Características do extensômetro utilizado.

<b>Modelo</b>	<b>C120</b>
Comprimento	120 mm
Largura	15 mm
Resistência Nominal	120 $\Omega$ (+/-) 1%
Fator de sensibilidade	2
Número de fios	3
Comprimento dos fios	1 m

A modificação que se fez necessária na configuração do sensor C 120, em relação a sua configuração de fábrica, foi a soldagem de 3 metros de fio cabinho flexível em cada perna de fio de cada um dos sensores, aumentando o comprimento total de cada um dos fios para 4 metros. Esta intervenção foi realizada para que fosse possível conectar os sensores ao sistema de aquisição de dados que ficava distante cerca de 3 metros em média dos sensores no modelo físico durante a realização do ensaio.

A instrumentação adotada foi realizada com 9 sensores, sendo distribuídos em 3 camadas de geossintéticos espaçadas verticalmente em 30 cm e que estavam localizadas a alturas de 30 cm, 60 cm e 90 cm em relação ao nível do piso da caixa do modelo físico. Os

sensores foram identificados e ordenados de 1 a 12, sendo assim, haviam 3 sensores de reserva para eventual substituição em caso de pane. Os sensores 1 e 2 foram destinados a reserva por terem sido adquiridos em data anterior e, portanto, pertencerem a um lote de fabricação distinto dos 10 outros sensores.

### 3.3.2 Sistema de Aquisição de Dados

No sistema de aquisição de dados, batizado de DiDaq-B2, toda a manipulação, leitura dos dados e registros foram realizados por meio de uma interface intuitiva capaz de apresentar os valores de forma numérica e, ao mesmo tempo, gráfica. Quando desejado, as leituras dos canais são salvas em um arquivo do tipo .CSV. O programa possibilita a criação de projetos, o que permite memorizar configurações de diferentes testes com seus específicos arranjos de sensores (células de cargas, transdutores de deslocamentos, strain gages, etc.).

As Figuras Figura 40 e Figura 41 apresentam os aparelhos que compõem o sistema de aquisição de dados.

**Figura 40** - Componente físico do sistema de aquisição de dados.



**Figura 41** - Interior do componente físico do sistema de aquisição de dados.

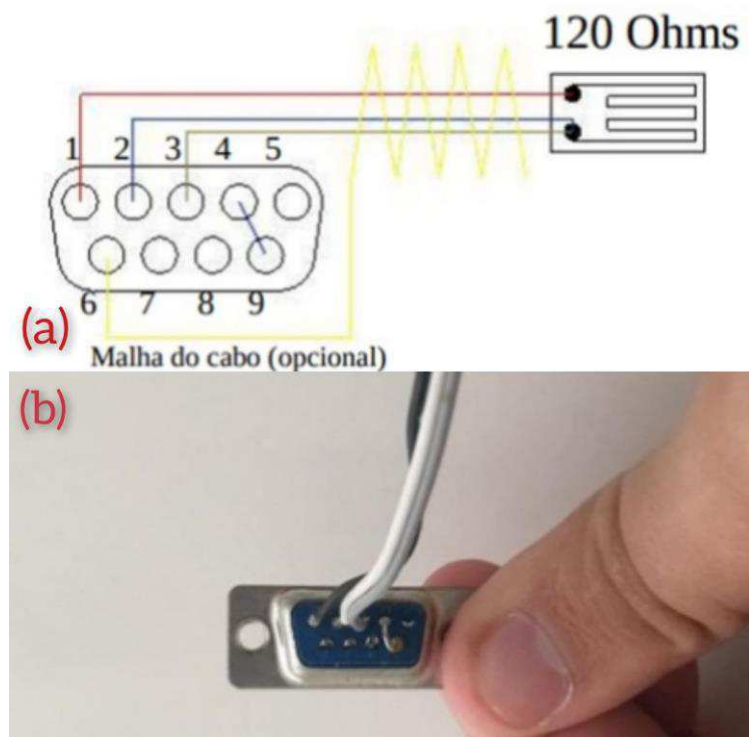


Dentre as principais características do sistema de aquisição de dados utilizado no modelo físico, destacam-se:

- 12 canais de entrada
- aceita transdutores cujo princípio de funcionamento é baseado em Ponte de Wheatstone, como por exemplo: células de carga, transdutores de deslocamento, clip gage, etc.
- aceita strain gages (extensômetros elétricos) ;
- possui compensadores internos para extensômetros de 120 e 350 $\Omega$  ;
- excitação: 2,5V;
- faixa de entrada: +- 7,5mV/V ;
- resolução máxima para strain gages: 0,1 microstrain (eu) ;
- resolução máxima em milivolts/Volt: 0,0001 mV/V ;
- taxa de amostragem: 1, 2, 5 ou 10Hz ;
- limite de 500.000 leituras por registro.;
- canais são ativados e desativados de forma individual ;
- conector de entrada: DB9 macho ;
- modos de operação: Através de interface no PC ;
- arquivo gerado: .CSV ;
- software intuitivo com gráfico online ;
- comunicação via Ethernet (Placa de rede).

A Figura 42 apresenta o esquema da ligação elétrica do cabeamento de um extensômetro de 120 $\Omega$  por meio de um conector macho DB09 e a Figura 42 os fios do extensômetro soldados no conector DB09 conforme indicado no esquema elétrico.

**Figura 42** - (a) - Esquema da ligação elétrica de um extensômetro de 120Ω ao conector macho DB09; (b) – Conector macho DB09 utilizado nos canais de entrada do sistema de aquisição após processo de solda dos fios do extensômetro C120.



### 3.3.3 Calibração dos sensores

O processo de calibração dos sensores foi realizado no laboratório CERTBIO na Universidade Federal de Campina Grande por meio da utilização simultânea do sistema de aquisição de dados DiDaq-B2, apresentado na seção 3.3.2, e da máquina de ensaios universal modelo Instron 3366 que permite a indução e monitoramento dos esforços de tração em diversos materiais.

O primeiro passo para calibração dos sensores consistiu no processo de envolvimento dos extensômetros C120 por fita de auto fusão ao longo de todo seu comprimento. O objetivo deste procedimento é proteger os sensores da cola epóxi, aplicada posteriormente para fixação dos extensômetros na geogrelha. O comprimento da fita de auto fusão utilizado no envolvimento dos sensores (30 cm) e a quantidade de cola epóxi utilizada na colagem (28 g) foram as mesmas para todos os 12 sensores calibrados a fim de manter a padronização destes processos.

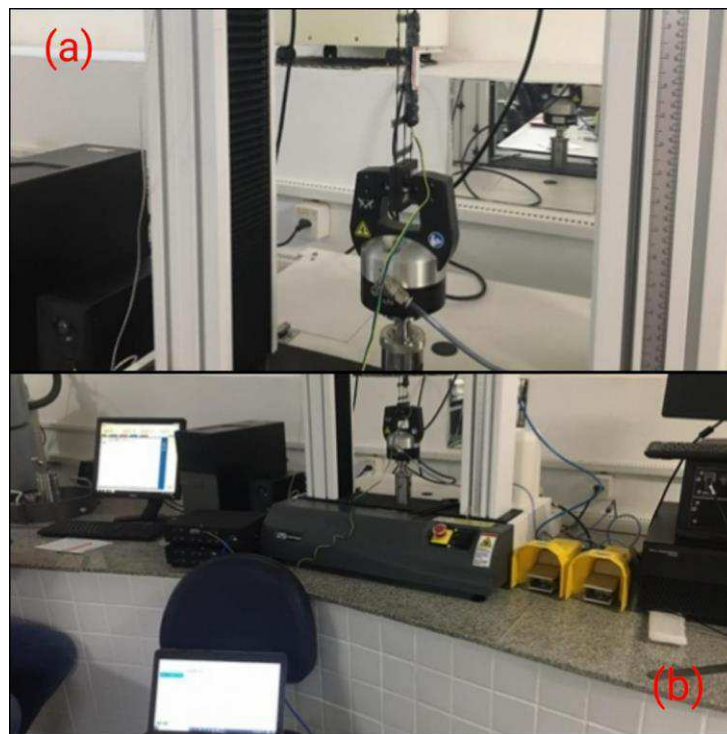
Para o processo de calibração, elaborou-se os corpos de prova com a geogrelha J1100 MPT com o comprimento de 7 malhas e largura de duas malhas. O sensor foi colado diretamente no centro do corpo de prova com antecedência mínima de 3 dias ao processo de calibração. A

cola epóxi foi espalhada uniformemente na porção anterior dos sensores e então o sensor foi pressionado contra a geogrelha com pelo menos 4 horas de espera para poder movê-lo.

Estas dimensões do corpo de prova, principalmente a largura, foram baseados pelas limitações impostas pelo equipamento Instron 3366, pois a largura da garra que pressionava o corpo de prova era de 5 cm, portanto o corpo de prova não poderia ultrapassar esta largura.

O corpo de prova foi fixado no equipamento Instron 3366 por duas garras, uma na parte superior e outra na parte inferior, de modo que a geogrelha ficasse sutilmente esticada conforme apresentado na Figura 43 (a).

**Figura 43** - (a) - Corpo de prova posicionado para a calibração; (b) - Acompanhamento simultâneo de dados durante calibração dos sensores.

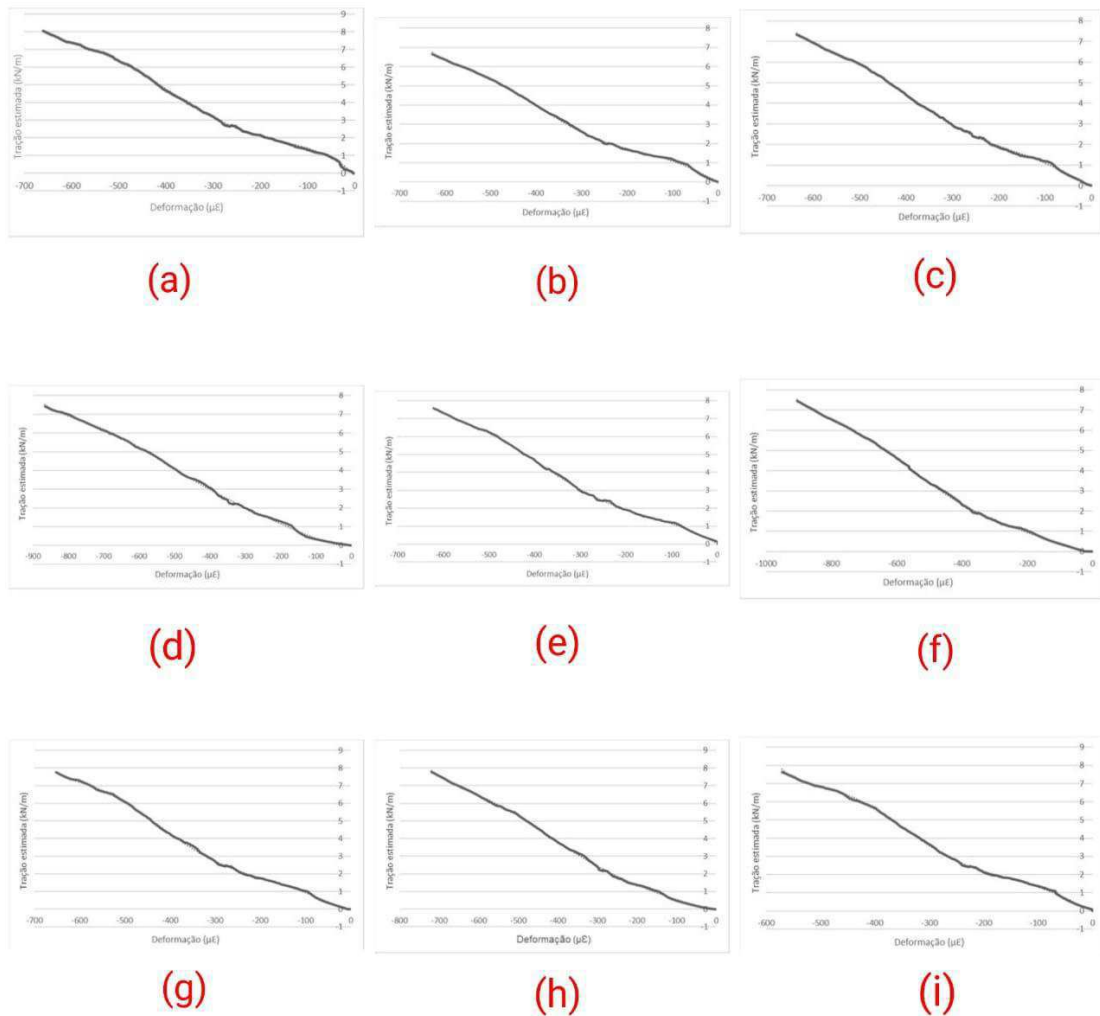


Os pistões, presos as garras da máquina de testes universal se movimentam com velocidade relativa de 2,36 mm/min induzindo esforços de tração crescentes no corpo de prova, ao passo que simultaneamente o sistema de aquisição de dados fornece os dados referentes a leitura de deformações dos sensores em microstrain. Desse modo, foi possível correlacionar o esforço de tração correspondente a determinada deformação gravada pelo sistema de aquisição de dados e assim elaborar equações de calibração correlacionando as duas variáveis para cada sensor. A Figura 43 (b) apresenta o momento do acompanhamento simultâneo de informações fornecidas pelo sistema de aquisição de dados DiDaq-B2 e pela máquina de ensaios universal Instron 3366.

Para cada sensor, definiu-se 5 ciclos de carga com 500 segundos cada com intervalo de repouso de 10 minutos entre cada ciclo. Ao fim do período de intervalo, a leitura das deformações era zerada e um novo ciclo era iniciado. Assim, foram obtidas 5 equações de calibração para cada sensor e adotou-se aquela cujo coeficiente de determinação da equação ( $R^2$ ) é mais próximo de 1.

A Figura 44 apresenta as curvas de calibração e respectivas equações adotadas para os sensores de 3 a 11 que foram os 9 sensores utilizados na instrumentação do modelo físico de solo reforçado. Os sensores 1, 2 e 12 mantiveram-se guardados para o caso de eventuais problemas no teste anterior a realização do ensaio de monitoramento da instrumentação.

**Figura 44** - (a) - Curva de calibração para o sensor (a) - 3; (b) - 4; (c) - 5; (d) - 6; (e) - 7; (f) - 8; (g) - 9; (h) - 10; (i) - 11.



As equações polinomiais de sexto grau, das curvas de calibração, retornaram coeficientes de determinação próximos a 1 para todos os sensores calibrados. Assim, a previsão

dos esforços de tração durante a montagem do modelo é baseada nas leituras de deformações de cada sensor em função do tempo. Para conhecer o esforço de tração correspondente a determinada leitura de deformação, verificada no sistema de aquisição de dados, basta substituir os valores de “x” pela leitura em microstrain nas equações da Tabela 6 para o respectivo extensômetro. A Tabela 6 apresenta um resumo com as equações de calibração e respectivos valores dos coeficientes de determinação.

**Tabela 6** - Resumo das equações de calibração e coeficientes de determinação para os sensores 3 a 11.

<b>S</b>	<b>Equação</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
3	$9,26x10^{-16}X^6 + 1,23x10^{-12}X^5 + 2,26x10^{-10}X^4 - 2,85x10^{-7}X^3 - 1,26x10^{-4}X^2 - 0,02X - 0,09 = 0$	0,9995
4	$2,16x10^{-15}X^6 + 3,65x10^{-12}X^5 + 2,08x10^{-9}X^4 + 4,14x10^{-7}X^3 + 3,51x10^{-6}X^2 + 0,013X + 0,006 = 0$	0,9995
5	$1,99x10^{-15}X^6 + 3,42x10^{-12}X^5 + 2,02x10^{-9}X^4 + 4,56x10^{-7}X^3 + 2,54x10^{-5}X^2 - 0,01X - 0,025 = 0$	0,9996
6	$2,98x10^{-16}X^6 + 7,61x10^{-13}X^5 + 7,25x10^{-10}X^4 + 3,29x10^{-7}X^3 + 7,95x10^{-5}X^2 + 0,001X + 0,006 = 0$	0,9991
7	$1,71x10^{-15}X^6 + 2,74x10^{-12}X^5 + 1,40x10^{-9}X^4 + 1,98x10^{-7}X^3 - 1,88x10^{-5}X^2 - 0,01X - 0,034 = 0$	0,9997
8	$2,39x10^{-16}X^6 + 6,26x10^{-13}X^5 + 5,6x10^{-10}X^4 + 2,16x10^{-7}X^3 + 4,05x10^{-5}X^2 - 0,002X - 0,036 = 0$	0,9997
9	$2,36x10^{-15}X^6 + 4,52x10^{-12}X^5 + 3,1x10^{-9}X^4 + 9,02x10^{-7}X^3 - 1,08x10^{-4}X^2 - 0,005X - 0,024 = 0$	0,9996
10	$7,49x10^{-16}X^6 + 1,44x10^{-12}X^5 + 9,84x10^{-10}X^4 + 3,03x10^{-7}X^3 + 5,51x10^{-5}X^2 - 0,002X - 0,004 = 0$	0,9995
11	$7,15x10^{-15}X^6 + 1,11x10^{-11}X^5 + 6,08x10^{-9}X^4 + 1,35x10^{-6}X^3 - 1,01x10^{-4}X^2 - 0,011 + 0,021 = 0$	0,9997

### 3.4 Montagem do modelo físico

Os extensômetros foram distribuídos de forma alinhada no centro da camada de geossintéticos com os extensômetros mais próximos da face de cada camada localizados no ponto da superfície potencial de ruptura proposta por Christopher *et al.* (1990) com inclinação  $45^\circ + \Phi/2$ . Os outros dois sensores de cada camada estavam posicionados distantes 30 cm e 60 cm respectivamente em relação aos sensores mais próximos da face.

A fixação dos extensômetros nas camadas de geogrelha ocorreu utilizando-se os corpos de provas que passaram pelo processo de calibração, estes foram posicionados no eixo central da camada de reforço e com o uso de *silver tape*. Para isso uniram-se os 4 filamentos transversais superiores e os 4 filamentos transversais inferiores do corpo de prova. Não houve remoção da cola dos extensômetros para que durante o ensaio estes estivessem sob as mesmas condições de fixação do processo de calibração. A Figura 45 (a) apresenta a fixação e posicionamento dos corpos de prova sobre a camada de geogrelha.

**Figura 45** - (a) - Fixação dos sensores na camada de geossintético; (b) - Furo no bloco de concreto para passagem da fiação dos sensores pela face; (c) - Marcação da altura de execução das camadas a cada 15 cm de altura; (d) - Lançamento do material de enchimento



A dimensão da camada de geossintético foi de 1,80 m x 1,10 m, ou seja, houve uma sobra de 30 cm próximo a face do modelo que era envelopada na execução da camada seguinte para o interior do maciço.

A face utilizada no modelo foi constituída de blocos pré moldados de concreto de dimensões de 40 cm x 20 cm e preenchidos com brita e areia. Para que os fios e o conector DB09 dos sensores pudessem passar pela face do modelo, para serem conectados ao receptor do sistema de aquisição de dados, foram feitos furos nos blocos da face que se encontravam posicionados nas mesmas alturas das camadas de sensores. Para este procedimento utilizou-se uma broca para concreto com 5 cm de diâmetro conforme apresentado na Figura 45 (b).

No dia anterior a execução do ensaio, com a utilização de réguas, trena e canetas, foi executada a marcação das alturas das camadas no interior da caixa do modelo físico. A estrutura possui 8 camadas de solo compactadas a cada 15 cm com um soquete dotado de uma haste de madeira com um galão de tinta de 3,6 L preenchido por concreto em sua base.

A compactação foi realizada por meio do levantamento do soquete a uma altura de aproximadamente 15 cm e então o operador o soltava em queda livre repetindo o movimento por toda a camada, compactando o solo por impacto. Os solos arenosos devem ser compactados, preferencialmente, por meio de métodos que induzam a vibração como os soquetes e placas



vibratórias. Porém, conforme relatado anteriormente, nesta pesquisa não foi realizado o controle tecnológico da compactação e os métodos de previsão de esforços de tração atuantes utilizados para comparação com os resultados obtidos por meio da instrumentação não consideram nenhuma variável diretamente ligada ao procedimento de compactação empregado.

A Figura 45 (c) indica a marcação das alturas das camadas de solo realizada no dia anterior ao monitoramento.

No dia seguinte a marcação da altura das camadas iniciou-se a realização do ensaio por volta das 9h:20min com a construção das duas primeiras camadas, onde no topo da segunda camada a uma altura de 30 cm em relação ao nível do piso da caixa do modelo localizava-se a primeira camada de geossintéticos contendo os sensores 3, 4 e 5.

Durante a realização do ensaio (com duração de aproximadamente 8 horas entre o início da montagem do modelo e o final da instrumentação) haviam 3 pessoas contribuindo para o funcionamento da operação. Duas pessoas tinham a função de transportar, espalhar e compactar o solo na construção das camadas, além de posicionar as geogrelhas e realizar a montagem dos blocos da face e a outra pessoa era responsável pelo monitoramento do computador e anotação do momento exato, com o auxílio de um cronômetro, da ocorrência de todos os eventos importantes como o início e fim da deposição e compactação de solo em cada camada e o momento da aplicação de sobrecargas.

À medida que a altura de aterro subia, os blocos de concreto para montagem do faceamento eram adicionados. A areia utilizada como no muro de solo reforçado encontrava-se localizado na área externa do LEP exposta ao ambiente a uma distância de cerca de 5 metros da caixa do modelo e que foi lançado com utilização de uma pá. O material de enchimento era depositado para construção das camadas de 15 cm de espessura. A Figura 45 (d) apresenta o lançamento de material para construção da camada inicial.

O material de enchimento encontrava-se exposto a intempéries, portanto as camadas foram lançadas com o solo na umidade em que se encontrava no ambiente correspondendo a um inchamento de aproximadamente 30%. Em cada camada instrumentada foi retirada uma amostra para aferição do teor de umidade, havia ocorrido uma leve chuva no dia anterior ao ensaio e as umidades registradas são apresentadas na Tabela 7 com a identificação da camada com a profundidade (z) em relação ao topo da última camada de material de enchimento do modelo e a altura (h) em relação ao nível do piso da caixa instrumentada:

**Tabela 7** - Registro da umidade das camadas instrumentadas.

Camada	Altura (h)	Profundidade (z)	Umidade
1ª camada instrumentada	0,30 m	0,90 m	2,14%
2ª camada instrumentada	0,60 m	0,60 m	2,46%
3ª camada instrumentada	0,90 m	0,30 m	2,37%

O posicionamento das camadas de geogrelha era executado cuidadosamente para que os operadores não pisassem nos sensores e nem nos fios. O cabeamento dos sensores era direcionado para fora da caixa do modelo por meio de furos feitos nos blocos de concreto que compunham a face. A deposição de solo imediatamente acima da geogrelha deve ser realizada de forma suave afim de minimizar o efeito do impacto do lançamento de material sobre os sensores. A Figura 46 (a) apresenta a camada de geogrelha posicionada e o como os cabos eram levados para o exterior da caixa do modelo.

**Figura 46** - (a) - Camada de geogrelha posicionada no modelo físico instrumentado; (b) - Material de enchimento é depositado suavemente sobre os sensores; (c) - Lançamento do material de enchimento em pontos onde não havia contato direto do solo lançado com os sensores; (d) – compactação da última camada de solo; (e) – lançamento da vida de reação; (f) – Posicionamento do macaco hidráulico sobre o centro da chapa de aço



Nas Figura 46 (b) e (c) é possível visualizar a diferença no lançamento do material no nível imediatamente em contato com os sensores e a geogrelha e em um nível onde os sensores já estavam envoltos por uma camada de solo e não havia contato direto entre o material lançado

e os extensômetros. Nesses pontos não houve o mesmo cuidado na deposição de solo para construção das camadas devido ao tempo necessário para finalizar a construção das camadas de aterro da estrutura de solo reforçado.

Durante a execução da penúltima camada, quando o operador que estava realizando a compactação foi compactar o solo localizado próximo a face, notou-se certa instabilidade nos blocos superiores da face. A fim de restringir a movimentação dos blocos e evitar a ocorrência de uma ruptura local por instabilidade dos blocos da face com a aproximação do operador sobre estes, posicionou-se uma placa de madeira junto ao faceamento da estrutura. A Figura 46 (d) apresenta a compactação da última camada da estrutura ( $h = 1,20$  m e  $z = 0$  m).

Um ponto crítico na montagem do modelo físico consistiu na movimentação e posicionamento da chapa de aço do sistema de aplicação de sobrecarga devido seu peso elevado. Para solucionar tal problema foram soldados dois ganchos na chapa e um gancho no centro da viga de travamento do pórtico e então, com a utilização de uma talha com capacidade de 1 tonelada, atrelada a correntes transpassadas nos ganchos da chapa, foi possível realizar a movimentação do material. Deve-se redobrar a atenção no momento em que a chapa está suspensa no ar pela talha, mantendo sempre a corrente bem esticada para restringir os movimentos da placa metálica para que não haja risco de nenhum acidente operacional.

Após o posicionamento da chapa metálica sobre o topo da estrutura de solo reforçado, o passo seguinte consistiu em posicionar a viga de reação que é movimentada por meio da talha. As Figura 46 (e) e (f) apresentam o processo de içamento da viga de reação e do posicionamento do macaco hidráulico do sistema de aplicação de sobrecarga no centro da chapa de aço respectivamente.

Na aplicação da sobrecarga, pretendia-se por meio do incremento de 2 toneladas a cada meia hora (tempo suficiente para estabilização das leituras de deformações transmitidas pelos sensores) observar qual sobrecarga a estrutura suportaria. Após duas horas, ao atingir 8 toneladas de sobrecarga, as barras maciças de ferro que são utilizadas para fixar a viga de reação da estrutura na altura desejada começaram a fletir, então decidiu-se encerrar o incremento de sobrecarga. A Figura 47 apresenta a imagem da barra de ferro maciço deformadas após a aplicação da sobrecarga de 8 toneladas.

**Figura 47** - Barra de fixação da viga de reação retorcida após aplicação de sobrecarga de 8 toneladas.



Após o descarregamento, as leituras de deformação foram monitoradas por cerca de 200 segundos, período em que se observou a estabilização das leituras e então os desligaram-se os sensores e iniciou-se o processo de desmontagem da estrutura que foi concluído no final do dia posterior a instrumentação.

As leituras de deformação obtidas no ensaio, cerca de 24800 leituras, a uma taxa de 1 leitura por segundo foram convertidas em estimativas dos esforços de tração atuantes durante todo o período do ensaio por meio das equações de calibração obtidas para cada sensor.

Os resultados dos esforços de tração previstos nos reforços obtidos por meio da instrumentação foram comparados aos métodos da AASHTO Simplificado (2014) e ao método da Rigidez Simplificado proposto por Allen & Bathurst (2015). A previsão dos esforços para cada um dos métodos durante o período de monitoramento é apresentada na seção dos resultados.

Com o objetivo facilitar a comparação da previsão dos esforços entre os diferentes métodos, foi feita uma linha do tempo do ensaio com a descrição dos momentos em que havia alteração em alguma condição no ensaio que implicasse em mudanças na magnitude dos esforços atuantes. Estes momentos foram denominados neste trabalho de “Eventos” e a Tabela 8 apresenta a descrição destes.

**Tabela 8** - Momento, identificação e descrição de ocorrência dos eventos.

<b>Tempo (s)</b>	<b>Evento</b>	<b>Descrição</b>
870	1	Fim do aterro da camada 3, h = 45 cm
1740	2	Fim do aterro da camada 4, h = 60 cm
4920	3	Fim do aterro da camada 5, h = 75 cm

6420	4	Fim do aterro da camada 6, h = 90 cm
10620	5	Fim do aterro da camada 7, h = 105 cm
12700	6	Fim do aterro da camada 8, h = 120 cm
15700	7	200 s após posicionamento da chapa metálica
17600	8	200 s após sobrecarga de 2 toneladas
19400	9	200 s após sobrecarga de 4 toneladas
21200	10	200 s após sobrecarga de 6 toneladas
23000	11	200 s após sobrecarga de 8 toneladas
24700	12	100 s após início do descarregamento
24800	13	Fim do ensaio

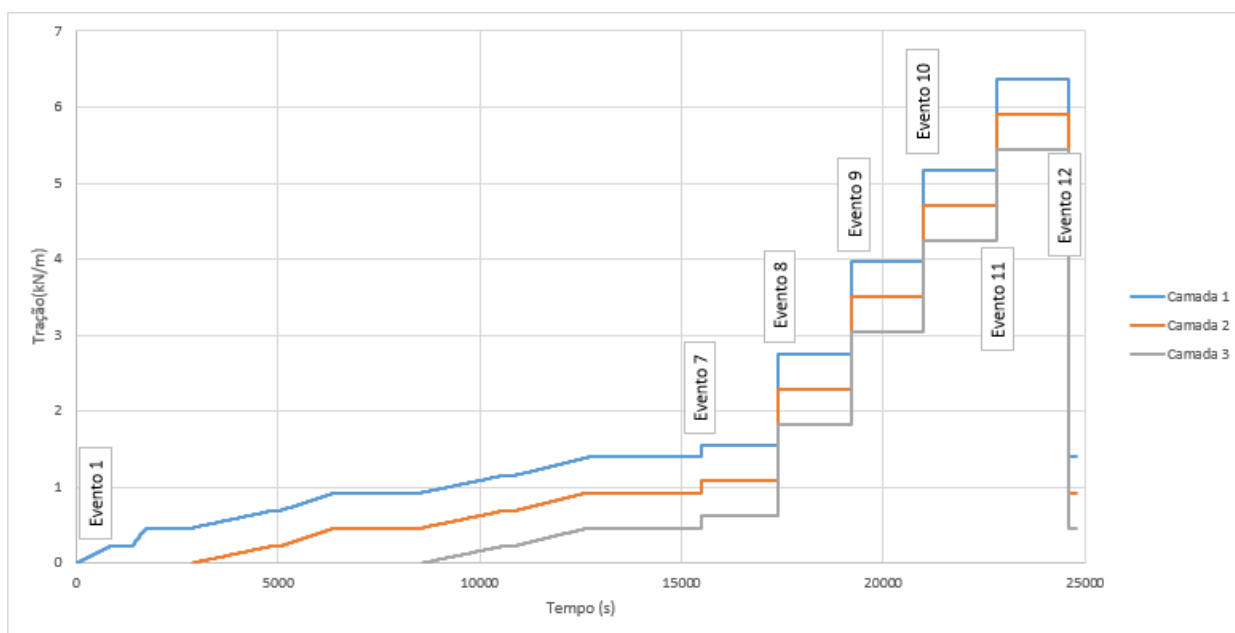
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico são apresentados os resultados e discussões decorrentes da previsão dos esforços de tração pelos métodos da AASHTO (2014) e de Allen & Bathurst (2015) com os previstos a partir das leituras de deformação obtidas durante o monitoramento do modelo físico instrumentado.

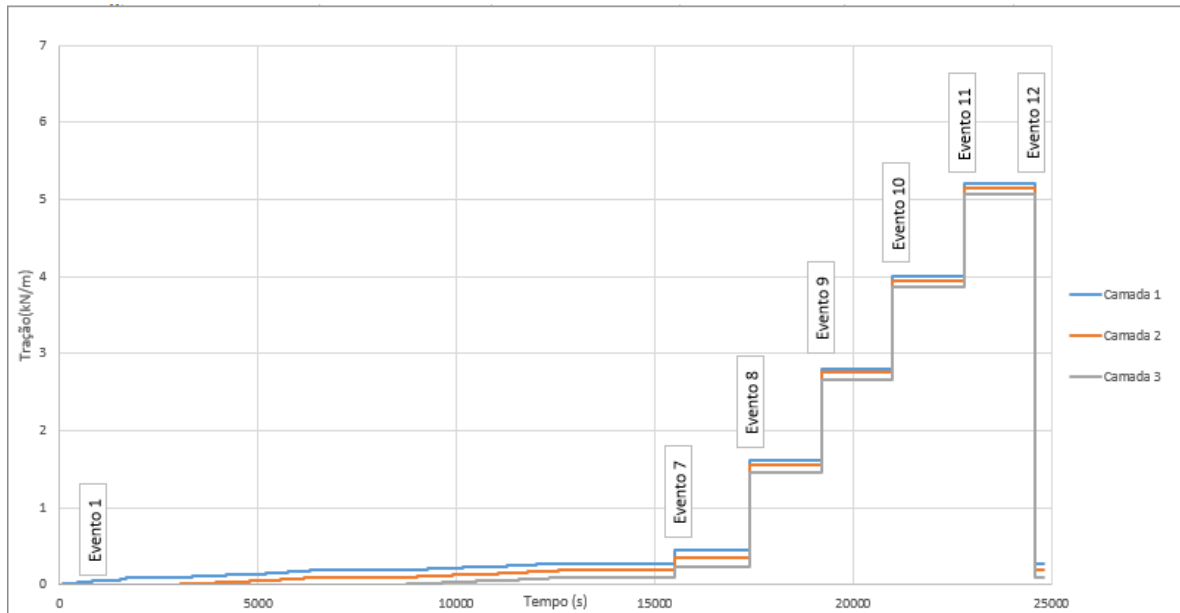
### 4.1 Previsões dos esforços de tração pelos métodos da AASHTO (2014) e da Rigidez Simplificado de Allen & Bathurst (2015)

As Figuras Figura 48 e Figura 49 apresentam, respectivamente, os esforços de tração previstos para uma estrutura de iguais características ao modelo físico construído nesta pesquisa.

**Figura 48** - Previsão dos esforços de tração segundo o método da AASHTO Simplificado (2014).



**Figura 49** - Previsão dos esforços de tração segundo o método da Rigidez Simplificada de Allen e Bathurst (2015).



A comparação entre os métodos de previsão, os métodos da AASHTO Simplificado (2014) e o da Rigidez Simplificado de Allen & Bathurst (2015) apresentados nas Figuras Figura 48 e Figura 49, mostra que até a ocorrência da primeira sobrecarga, ocasionada pelo posicionamento da chapa metálica próximo aos 15500 segundos após o início monitoramento, há uma tendência de conservadorismo no dimensionamento do método da AASHTO em relação ao método da Rigidez Simplificado. Enquanto os valores previstos segundo o método de Allen & Bathurst (2015) variam de 0,10 a 0,30 kN/m para as camadas 3, 2 e 1 imediatamente antes ao início da sobrecarga, as estimativas para as mesmas camadas segundo a AASHTO (2014) variam de 0,45 a 1,40 kN/m, resultando em esforços previstos superiores em até 466% em relação ao primeiro.

Estes resultados corroboram as conclusões descritas por Allen & Bathurst (2015) quando ao analisarem em seus estudos a comparação entre os esforços medidos em estruturas reais e o previsto pelo método de dimensionamento da AASHTO (2014) encontrou-se que o método da AASHTO previu em média esforços 203% maiores que o medido em estruturas reforçadas com geossintéticos, demonstrando um alto grau de conservadorismo do método para previsão dos esforços para esse tipo de estrutura. A principal razão da previsão dos esforços pelo método da Rigidez Simplificada possuírem menor magnitude em relação ao método da AASHTO, para este caso, ocorre em função

da consideração de fatores como a rigidez global e da rigidez da face que são desconsiderados neste último método.

Após o início da aplicação da sobrecarga, a diferença entre os esforços previstos pelos dois métodos diminui drasticamente e o efeito da aplicação desta, proporciona incrementos de maior magnitude nos esforços de tração previstos pelo método da Rigidez Simplificado em relação ao método da AASHTO. Isto ocorre devido ao fator multiplicador  $H_{ref}/H$  da equação 9 que foi uma forma de compensar alto grau de influência da aplicação de sobrecargas verificada por Allen e Bathurst (2015) em estruturas de contenção reforçadas com alturas menor que a altura de referência ( $H_{ref} = 6$  metros). Ao final do ensaio, após o evento 11, os esforços previstos pelo método da Rigidez Simplificada estão próximo a 5 kN/m enquanto que os previstos pelo método da AASHTO Simplificado variam de 5,45 a 6,40 kN/m, uma diferença máxima de aproximadamente 28%.

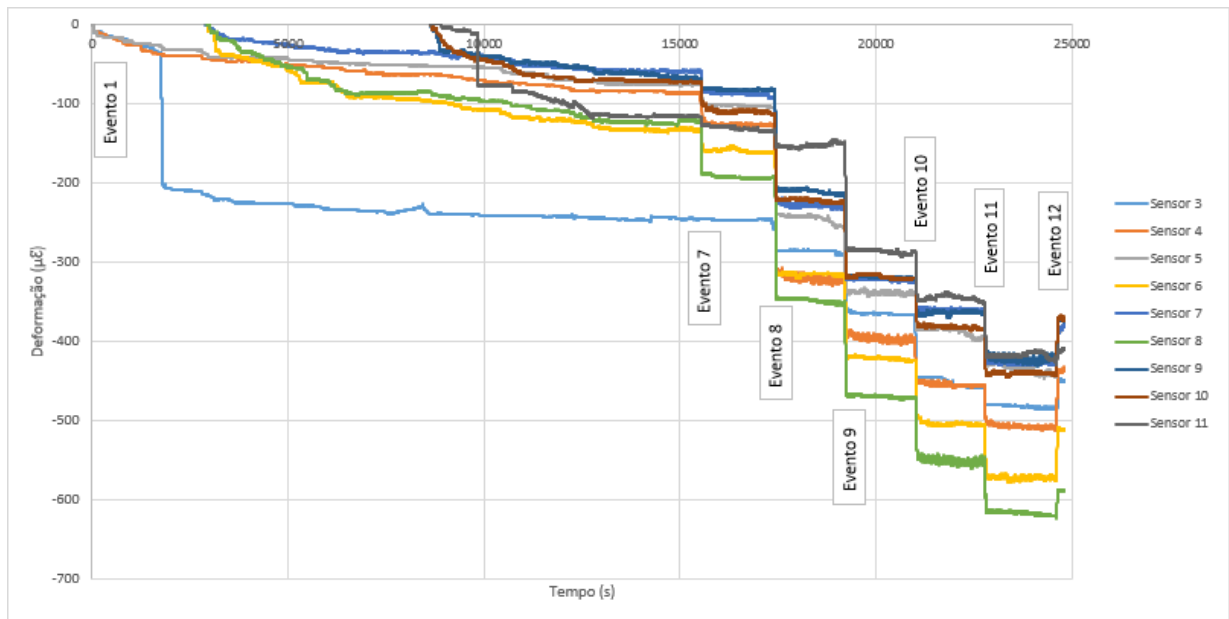
#### **4.2 Estimativa dos esforços de tração por meio da instrumentação**

Neste tópico são apresentados e discutidos os resultados obtidos por meio das leituras de deformação obtidas por meio da instrumentação e a transformação destes resultados, por meio das equações de calibração dos sensores, em previsões dos esforços de tração atuantes durante a execução do monitoramento.

A Figura 50 apresenta as leituras de deformação em *microstrain* dos sensores utilizados ao longo de todo o monitoramento do modelo físico instrumentado.



**Figura 50** - Resultado da instrumentação Tempo (s) x Deformação ( $\mu\epsilon$ ).



As leituras de deformação para os sensores apresentadas na Figura 50 mostram uma tendência semelhante ao verificado na previsão dos esforços de tração pelos métodos da AASHTO Simplificado (2014) e o método da Rigidez Simplificado de Allen & Bathurst (2015). Observa-se que há um crescimento em menor grau no módulo dos esforços previstos até aproximadamente os 15500 segundos, momento em que se inicia a aplicação das sobrecargas e há o aumento na intensidade do crescimento dos esforços. Este efeito pode ser verificado graficamente nas Figuras Figura 48 e Figura 49 pela presença dos picos momentos antes da ocorrência dos eventos 7 a 11 que correspondem a aplicação de sobrecargas nos modelos.

A mesma análise é válida para as leituras de deformação obtidas nos sensores presentes na instrumentação, onde há um crescimento das leituras das deformações em menor taxa até o momento em que as sobrecargas são aplicadas e as leituras de deformações disparam por meios dos picos demonstrados na Figura 50 exatamente na ocorrência dos eventos 7 a 11, assim como verificado nas Figuras Figura 48 e Figura 49. Os sensores 3 e 11 localizados, respectivamente, próximo a face da 1ª camada instrumentada ( $h = 0,30$  m e  $z = 0,90$  m) e próximo a parede de fundo do muro na 3ª camada instrumentada ( $h = 0,90$  m e  $z = 0,30$  m) destoaram do comportamento verificado pelos demais extensômetros, pois apresentaram picos nas leituras de deformações anteriormente a aplicação de qualquer sobrecarga, o que não foi verificado em nenhum dos outros 7 sensores presentes na instrumentação.

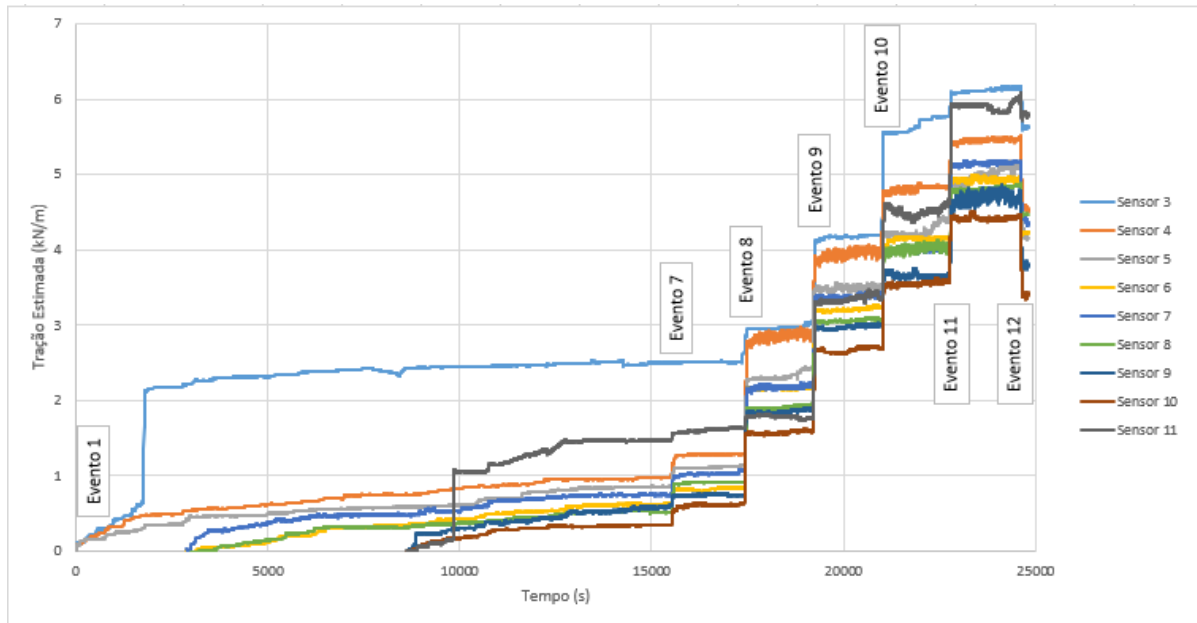
O pico presente no monitoramento do sensor 3, próximo aos 1800 segundos após o início da instrumentação, apresentou um salto de cerca de  $-35 \mu\epsilon$  até estabilizar novamente as leituras pouco acima de  $-200 \mu\epsilon$ , ele ocorreu durante o processo de compactação da 4ª camada de solo do aterro ( $h = 0,60 \text{ m}$  e  $z = 0,60 \text{ m}$ ). Estas circunstâncias indicam que durante a compactação, houve algum tipo de impacto aplicado diretamente ao sensor 3, o que explicaria o comportamento distinto no desenvolvimento das deformações em relação aos demais extensômetros.

No caso do sensor 11, há um pico por volta dos 9800 segundos depois de iniciado o monitoramento das deformações, em que há um salto na leitura de deformação verificada para este sensor de aproximadamente  $-10 \mu\epsilon$  para  $-80 \mu\epsilon$ . Neste momento do ensaio estava sendo executado o lançamento de material para construção da 7ª camada do aterro ( $h = 1,05 \text{ m}$  e  $z = 0,15 \text{ m}$ ). Possivelmente, assim como aconteceu com o sensor 3, algum tipo de impacto foi aplicado ao sensor 11, porém neste caso, devido ao contato do solo lançado com o extensômetro.

Conforme verificado por meio das equações de calibração, as leituras de deformação apresentam valores negativos que correspondem a esforços de tração, enquanto que leituras positivas de deformação, que não ocorreram em nenhum momento durante o monitoramento, correspondem a esforços de compressão. Até o momento imediatamente antes ao posicionamento da chapa metálica (Evento 7), as leituras variaram de  $-60 \mu\epsilon$  (sensor 7) a  $-130 \mu\epsilon$  (sensor 6) e ao fim da aplicação da sobrecarga de 8 toneladas (Evento 11) chegaram a atingir leituras entre  $-420 \mu\epsilon$  (sensor 9) e  $-615 \mu\epsilon$  (sensor 8).

A Figura 51 apresenta os resultados para a previsão dos esforços de tração estimados pela instrumentação, por meio da substituição de cada leitura obtida na *Figura 50* nas equações de calibração dos respectivos sensores.

**Figura 51** - Esforços de tração estimados a partir da aplicação das equações de calibração para as leituras obtidas pelos sensores na instrumentação.



A estimativa dos esforços de tração, obtidas por meio da correlação das leituras de deformação (Figura 50) com as equações de calibração dos sensores, apresentadas na Figura 51 apresentam comportamento que são consequências das leituras de deformação registradas pelo sistema de aquisição de dados. Nos pontos onde há o registro de picos de deformação na Figura 50 são observados picos na estimativas dos esforços de tração na Figura 51. Do mesmo modo, nos instantes em que é verificado que as leituras de deformação permanecem constantes, o mesmo ocorre com os esforços estimados.

Dado que as equações de calibração são diferentes para cada sensor, uma variação de mesma intensidade na leitura de deformação para dois sensores distintos, não significa que a variação na previsão dos esforços de tração seja a mesma, isto só aconteceria caso as equações de calibrações fossem as mesmas para todos os sensores.

Por mais que tenha havido a busca pela padronização dos processos de envolvimento dos sensores em fitas de auto fusão, espalhamento e utilização da mesma quantidade de cola epóxi no processo de colagem, tamanhos dos corpos de prova de geogrelha confeccionados em mesmo comprimento e largura, cada sensor estava submetido a condições particulares que resultou em equações de calibração diferentes para cada caso.

Para ilustrar o descrito nos dois parágrafos anteriores, ao observar o comportamento do sensor 8 e 10 nas Figuras Figura 50 e Figura 51 imediatamente antes e após a ocorrência do evento 8 (aplicação de uma sobrecarga de 2 toneladas) verifica-se

um crescimento de aproximadamente 1 kN/m na previsão dos esforços atuantes em ambos os casos. Porém a leitura da deformação, considerando o mesmo momento, para o sensor 8 sofre uma variação de  $-150 \mu\epsilon$  enquanto que para o sensor 10 a variação na leitura de deformação para o mesmo instante é de  $-105 \mu\epsilon$ .

Outro ponto observado nos resultados obtidos no monitoramento das deformações e previsão dos esforços atuantes ao longo do tempo é que com a ocorrência do descarregamento e a retirada da sobrecarga sobre a estrutura de solo reforçado instrumentado (Evento 12), verifica-se que há diminuição tanto no módulo das leituras de deformação quanto na magnitude dos esforços de tração previstos.

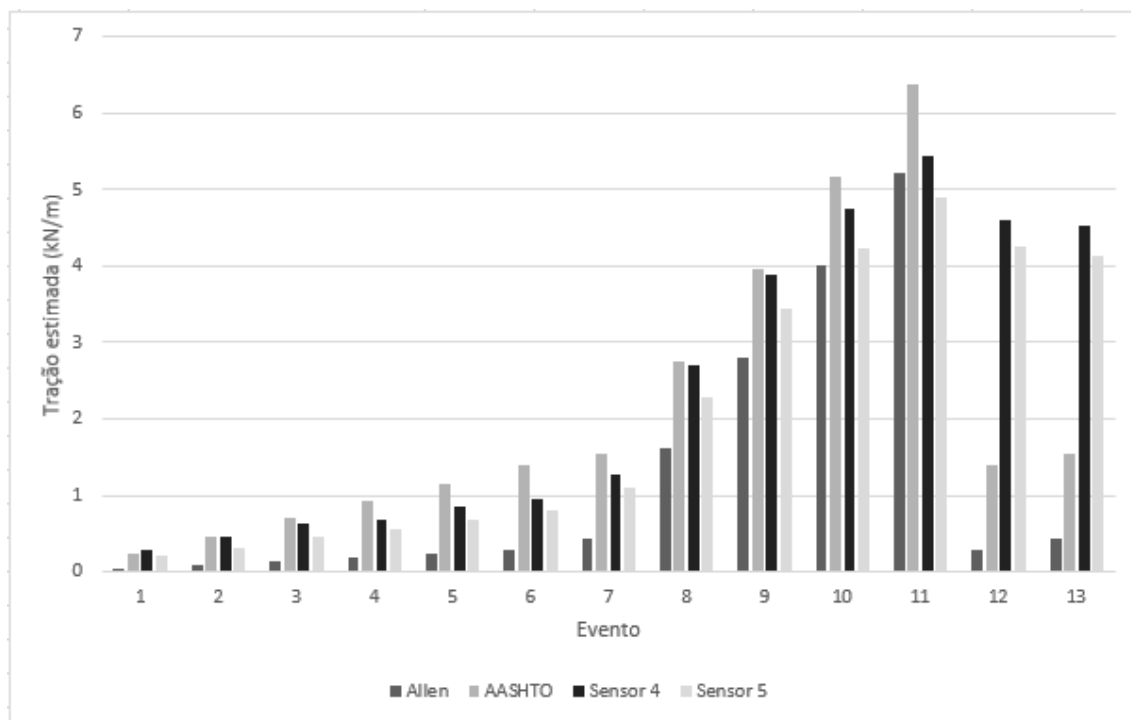
Porém, segundo os modelos de previsão de esforços da AASHTO Simplificado (2014) e o da Rigidez Simplificado de Allen & Bathurst (2015), ao eliminar a sobrecarga, os esforços atuantes voltam ao mesmo nível em que se encontrava quando não existia sobrecarga alguma. Ao analisar os resultados da instrumentação, apresentados nas Figuras Figura 50 e Figura 51, nota-se que os níveis de deformação após o descarregamento não voltam aos mesmos patamares de quando não havia sobrecarga sobre a estrutura. Isto que revela a presença de uma deformação residual nas leituras registradas pelos sensores que faz com que os esforços atuantes previstos sejam maiores após o descarregamento (Evento 12) em relação ao início da aplicação da sobrecarga (Evento 7).

#### **4.3 Esforços previstos pela instrumentação x métodos de dimensionamento tradicionais**

Neste tópico são apresentados e discutidos os esforços previstos por meio da instrumentação e pelos métodos da AASHTO (2014) e de Allen & Bathurst (2015) para cada camada e nos instantes dos Eventos descritos na metodologia deste trabalho e apresentados Tabela 8.

As Figuras Figura 52, Figura 53 e Figura 54 apresentam a previsão dos esforços por meio dos diferentes métodos nos eventos de 1 a 13 e separados pela 1ª, 2ª e 3ª camada de reforços instrumentados, respectivamente.

**Figura 52** - Estimativa esforços de tração na 1ª camada de geogrelha.



A 1ª camada de reforço instrumentada ( $h = 0,30$  m e  $z = 0,90$  m) é monitorada pelos sensores 3 (posicionado na intersecção da camada com reta com origem na base do muro e colado a face de inclinação  $45 + \Phi/2 = 61^\circ$ ), 4 e 5 recuados 30 e 60 cm respectivamente em relação ao sensor 3.

Por meio dos dados apresentados na Figura 52 verifica-se uma tendência de conservadorismo dos esforços de tração estimados no monitoramento a partir dos sensores 4 e 5 em relação ao método da Rigidez Simplificada (2015) e subestimativa destes esforços em relação ao método da AASHTO Simplificado (2014). As leituras obtidas pelo sensor 3 apresentaram os problemas já discutidos anteriormente e, portanto, não foram apresentadas para comparação com os outros métodos de dimensionamento.

No evento 1, que consiste no aterramento da primeira camada instrumentada, os esforços previstos encontram-se muito próximos aos estimados pelo método da AASHTO. As estimativas do sensor 4 são 24% superiores e do sensor 5 são 5% inferiores a esse método que é considerado conservador em relação aos demais métodos de dimensionamento.

A partir do Evento 2, até o Evento 6, quando ocorre a finalização da construção da última de aterro, as estimativas feitas a partir da instrumentação resultaram em valores cada vez menores em relação ao método da AASHTO (2014), sendo cerca de 42% menores para o sensor 5 e 32% menores para o sensor 4. O fato que pode explicar a maior

proximidade dos resultados entre a instrumentação e o método da AASHTO na execução da primeira camada instrumentada, deve-se ao início do aterramento onde há contato direto do solo com os sensores o que pode induzir a deformações iniciais maiores nestes casos.

Após a ocorrência do Evento 7, quando se inicia a aplicação da sobrecarga, os esforços previstos na instrumentação e os previstos pelo método da AASHTO voltam a se aproximar alcançando uma diferença de apenas 2% a menos no Evento 8 para o sensor 4 e 14% para o sensor 5 no Evento 9.

A partir do Evento 12, após o descarregamento, as estimativas obtidas por meio da instrumentação são sempre superiores em relação aos demais métodos de previsão dos esforços. No Evento 13, 200 segundos após o descarregamento, os esforços previstos são cerca de 3 vezes maiores que o previsto pela AASHTO e 10 vezes maiores que o previsto pelo método da Rigidez Simplificado. Isto é explicado pela deformação residual dos extensômetros após a retirada da sobrecarga.

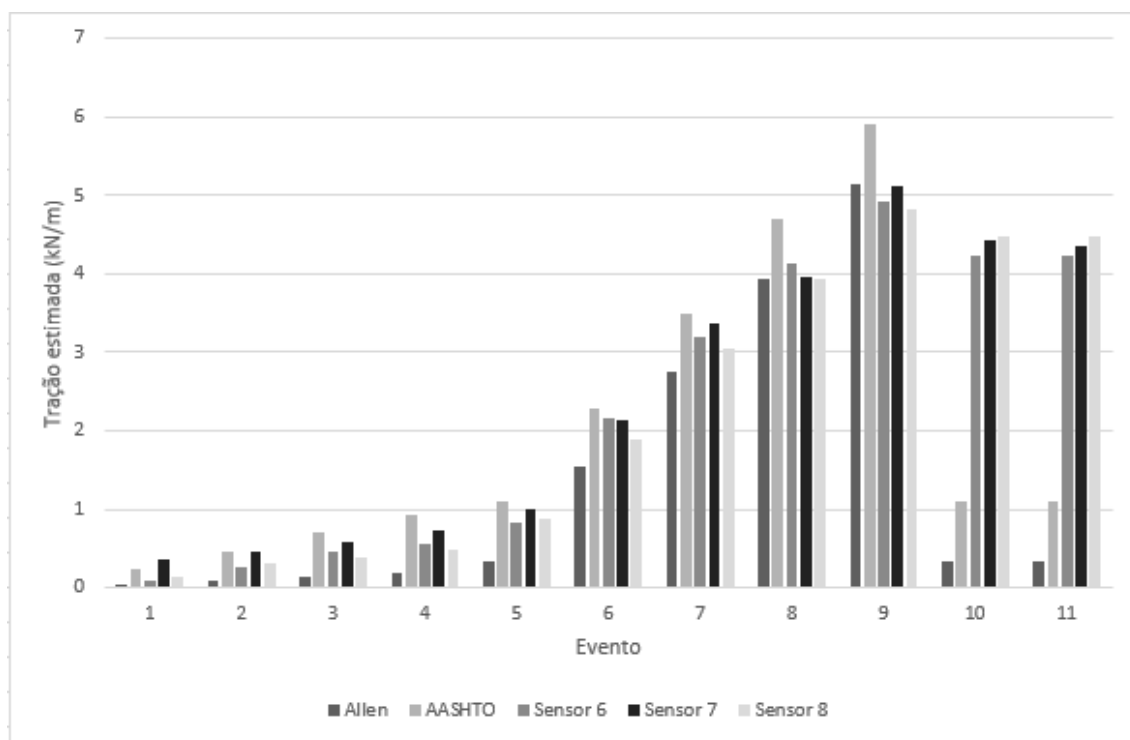
Em relação a comparação dos resultados por meio do monitoramento e o método da Rigidez Simplificado para a 1ª camada instrumentada de reforços ( $h = 0,30$  m e  $z = 0,90$  m), no Evento 1 os esforços estimados pelos sensores 4 e 5 são 530% e 380% superiores em relação ao método desenvolvido por Allen e Bathurst (2015). Essa diferença diminui ao longo da construção das camadas sobrejacentes do aterro até alcançar 241% (sensor 4) e 191% (sensor 5) no Evento 6.

A introdução do fator multiplicador  $H_{ref}/H$ , para consideração do efeito da sobrecarga em estruturas de solo reforçado de alturas inferior a 6 metros, diminui a diferença entre os esforços previstos na instrumentação e o método de previsão de Allen e Bathurst (2015) à medida que há incrementos na sobrecarga (Eventos 7 a 11). Após a aplicação da sobrecarga de 8 toneladas (Evento 11), os esforços previstos por meio das leituras do sensor 4 são superiores em apenas 4% e estimativas para o sensor 5 são inferiores em cerca de 6%, pela primeira vez ao longo da instrumentação, em relação as cargas previstas pelo método da Rigidez Simplificado.

A comparação entre os resultados obtidos entre os sensores 4 e 5 demonstram que os esforços previstos para o sensor 5 foram sempre superiores em relação ao sensor 4. A maior diferença entre as previsões ocorreu no Evento 2, registrando cerca de 55% e a menor variação, que foi de 8%, ocorreu no Evento 12. As maiores variações nas previsões ocorreram nos Eventos de 1 a 6, antes da aplicação da sobrecarga, alcançando 17% como

a menor diferença nesse período. Após o Evento 7, as diferenças máximas das previsões dos esforços entre os sensores 4 e 5 foi de 18%.

**Figura 53** -Estimativa esforços de tração na 2ª camada de geogrelha.



A 2ª camada de reforço instrumentada ( $h = 0,60$  m e  $z = 0,60$  m) é monitorada pelos sensores 6 (posicionado na intersecção da camada com reta com origem na base do muro e colado a face de inclinação  $45 + \Phi/2 = 61^\circ$ ), 7 e 8 recuados 30 e 60 cm respectivamente em relação ao sensor 6.

A Figura 53 revela que, no Evento 3, os sensores 6 e 8 apresentaram previsões nos esforços de deformação 62 e 40% menores que o previsto pelo método da AASHTO, já o sensor 7 apresentou resultados cerca de 54% maiores comparado ao mesmo método. Do Evento 4 ao 11 todos os sensores passam a apresentar previsões de esforços menores que o previsto pelo método da AASHTO com a diferença entre as previsões diminuindo percentualmente após o início da aplicação da sobrecarga. No caso dos sensores 6 e 7, a diferença entre os esforços previstos por meio da instrumentação foi de apenas 6 e 4%, respectivamente, em alguns eventos durante o período de aplicação de sobrecarga. Já para o caso do sensor 8, as leituras de deformações obtidas durante o período de aplicação de sobrecargas (Eventos 7 a 11) levam a previsões de esforços que variam de 13 a 19% menores que os calculados pelo método da AASHTO Simplificado.

As cargas de tração previstas por meio da instrumentação, no evento 3, pelos sensores 6, 7 e 8 são, respectivamente, 93%, 675% e 200% superiores aos esforços calculados pelo método da Rigidez Simplificado. À medida que as camadas de aterro superiores as camadas instrumentadas vão sendo construídas, estas diferenças percentuais diminuem até que ao fim da construção da última camada do aterro (Evento 6) a maior diferença é 300% para o sensor 7. Após o início da aplicação da sobrecarga há uma aproximação entre os valores previstos na instrumentação e os estimados pelo método da Rigidez simplificado até que no Evento 11, as estimativas obtidas por meio da instrumentação passam a ser 4%, 1% e 7% menores, respectivamente, para os sensores 6, 7 e 8.

Os resultados comparativos entre o método dos autores Allen e Bathurst e os esforços previstos por meio da instrumentação na 2ª camada apontam que as cargas previstas pelo monitoramento são excessivamente conservadoras quando não há sobrecarga. Nos casos em que são aplicadas sobrecargas ao modelo, os resultados apresentam tendência de diminuição no grau de conservadorismo com o aumento da sobrecarga.

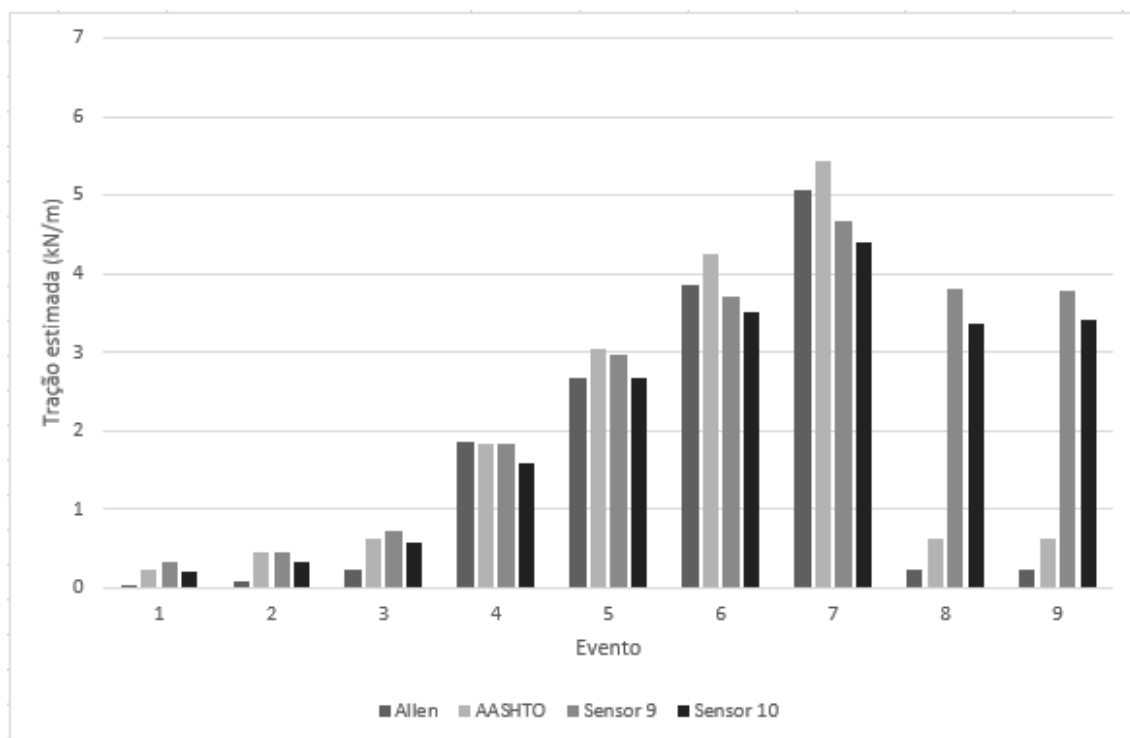
Assim como ocorreu nos esforços previstos na 1ª camada instrumentada, os resultados apresentados na Figura 53 apontam que devido a presença de uma deformação residual após o descarregamento (Eventos 12 e 13), o valor dos esforços previstos por todos os sensores da segunda camada são cerca de 12 vezes maiores que os previstos pelo método da Rigidez Simplificado e aproximadamente 4 vezes superiores aos esforços previstos pelo método da AASHTO Simplificado ao final do monitoramento (Evento 13).

A análise entre os resultados comparando apenas as estimativas entre os próprios sensores utilizados na instrumentação revelam que as diferenças entre os esforços previstos são maiores durante a construção das primeiras camadas de aterro acima da instrumentação. No Evento 3, esta diferença chega ao patamar máximo de 300% em relação aos esforços estimados pelos sensores 7 e 6.

Após a execução da última camada de aterro essa diferença máxima entre os esforços previstos pela instrumentação atinge 48%. No Evento 7, após o início da aplicação da sobrecarga, a diferença máxima entre as leituras dos sensores cai para aproximadamente 22% entre os sensores 7 e 6. A diferença diminui gradativamente com o aumento da sobrecarga até após aplicação da sobrecarga de 8 toneladas (Evento 11), a máxima diferença observada entre os esforços previstos pelos sensores da 2ª cama de reforço é de cerca de apenas 6% entre os sensores 7 e 8.



**Figura 54** - Estimativa esforços de tração na 3ª camada de geogrelha.



Na execução da 7ª camada de aterro, camada imediatamente acima da 3ª camada de reforço instrumentado (Evento 5) ocorreu algum impacto do solo lançado com o sensor 11 que resultou em um pico nas leituras de deformações incongruentes com os resultados esperados. Portanto, este sensor não foi considerado para a análise e comparação com os demais métodos de dimensionamento e sensores da camada.

No Evento 5, os sensores 9 e 10 apresentaram esforços previstos que foram 632% e 331% maiores que os esforços previstos pelo método da Rigidez Simplificada. Assim como aconteceu na 1ª e 2ª camada instrumentada, essa diferença foi decrescendo com o acréscimo da sobrecarga e no Evento 7 passou a ser 213% e 144% respectivamente. A partir do incremento da sobrecarga de 2 toneladas até o incremento final de 8 toneladas (Eventos 8 a 11), a diferença máxima entre os dois sensores analisados da camada e os esforços previstos pela metodologia desenvolvida por Allen e Bathurst passou a ser de 12% para o sensor 9 durante a ocorrência do Evento 9.

A comparação entre a metodologia de cálculo de previsão dos esforços de tração da AASHTO Simplificado e àqueles estimados a partir da instrumentação para a 3ª camada de reforço geossintético no Evento 5, o sensor 9 apresentou esforços 45% superiores enquanto que o sensor 10 apresentou previsão de carga 15% inferior ao método

da AASHTO. A partir do Evento 8 até o fim do incremento das sobrecargas aplicadas (Evento 11), as leituras indicaram previsões nos esforços de até 15% e 19% menores em relação as estimativas de cálculo por meio do método da AASHTO Simplificado para os sensores 9 e 10 respectivamente.

Após o descarregamento, as leituras de deformação apresentaram diminuição no esforço de tração estimado de 19% e 24% respectivamente para os sensores 9 e 10. Enquanto que segundo os métodos da AASHTO e da Rigidez Simplificados apresentaram diminuição de aproximadamente 89% e 95% respectivamente entre os Eventos 11 e 12. Esta menor taxa de diminuição dos esforços de tração após o descarregamento para as estimativas oriundas da instrumentação são decorrentes da deformação residual verificada também para os sensores das outras duas camadas instrumentadas.

#### **4.4 Considerações Finais**

A metodologia e instrumentação adotada neste estudo para previsão de esforços de tração em reforços geossintéticos, presentes em uma estrutura de solo reforçado, apresentaram medidas inconclusivas quando submetidos a baixos níveis de tensões verticais, como é o caso do modelo físico construído em que a altura máxima de solo sobre o reforço instrumentado foi de 0,90 m.

Nestes casos os esforços de tração desenvolvidos apresentam baixa magnitude, portanto qualquer interferência decorrente do processo construtivo, como o contato direto do solo na construção da camada de aterro com os sensores, induz leituras de deformação que resultam em previsões de esforços de trações sem uma tendência clara em relação aos demais métodos de dimensionamentos utilizados neste estudo.

À medida que as camadas de aterro superiores foram construídas, os resultados da estimativa de esforços, por meio da instrumentação, se aproximam dos estimados pelos métodos de dimensionamento. Em geral, as estimativas do modelo instrumentado foram menos conservadoras em relação ao método da AASHTO e mais conservadoras em relação ao método da Rigidez Simplificado. O aumento da sobrecarga promove a aproximação dos resultados obtidos na instrumentação com as previsões do método da Rigidez Simplificada e, em alguns casos, os esforços previstos na instrumentação se tornam mais conservadores que o método de Allen & Bathurst, com razão entre as estimativas próximas a 1.

O método da Rigidez Simplificada apresentou estimativas conservadoras, antes do início da aplicação de sobrecarga, tanto em relação aos resultados da instrumentação

como em relação aos esforços previstos pelo método da AASHTO. Provavelmente, o fator de rigidez da face ( $\Phi_{fs}$ ) adotado de 0,35 para faces com blocos de concreto por meio da recomendação de Riccio Filho (2007) não seja aplicável aos blocos utilizados no faceamento do modelo físico deste estudo.

A não realização do controle tecnológico da compactação neste estudo é uma fonte de erro na previsão dos esforços pelos métodos de dimensionamento teóricos, pois não é possível garantir que o peso específico do solo adotado no cálculo dos esforços pelos métodos da AASHTO e da Rigidez Simplificados seja o mesmo do solo que compõe as camadas do modelo físico instrumentado.

Devido a deformação residual, verificada nas leituras dos sensores após iniciado o processo de descarregamento do modelo, a instrumentação adotada pode não ser eficaz nos casos em que a estrutura esteja submetida a ciclos de carregamento e descarregamento. A sensibilidade dos sensores utilizados na instrumentação exige cuidado nos processos de lançamento, espalhamento e compactação do solo, principalmente nas camadas imediatamente acima do reforço instrumentado para que não sejam induzidos picos de deformação não condizentes com os esforços de tração atuantes na camada instrumentada.

## 5 CONCLUSÃO

O modelo físico e instrumentação desenvolvidas nesta pesquisa pode auxiliar na previsão dos esforços de tração atuantes em estruturas de solos arenosos reforçados com geogrelhas quando submetidas a sobrecargas de até  $55 \text{ kN/m}^2$ . O desenvolvimento e construção do modelo físico são o início para que outros pesquisadores possam contribuir com a elaboração de um banco de dados sólido em que as variáveis que afetam o desenvolvimento dos esforços de tração atuantes nos reforços possam ser testadas. Deste modo, os dados obtidos por meio da instrumentação poderão ser melhor validados e sua confiabilidade melhor atestada, permitindo com que projetistas possuam uma ferramenta a mais à disposição no dimensionamento de estruturas de solo reforçado que possuam características similares aos modelos instrumentados.

O sistema de aquisição de dados DiDaq-B2, utilizado para interpretar os sinais elétricos dos sensores, demonstrou confiabilidade e coerência nas leituras apresentadas. A portabilidade, facilidade de operação, não registro de nenhum tipo de interferências ou travamentos durante o monitoramento realizado, além da possibilidade de armazenar inúmeros registros são vantagens que demonstram que este o sistema pode ser utilizado não apenas nos monitoramentos de modelos físicos em laboratório, mas também pode ser útil na instrumentação de estruturas em escalas reais.

A variabilidade das leituras verificadas entre os próprios sensores de uma mesma camada quando submetidos a condições de baixa tensão vertical no aterro demonstram que a previsão dos esforços de tração nestas ocasiões não é confiável. Como consequência da variabilidade das leituras entre os sensores de uma mesma camada, não foi possível estimar os pontos da superfície potencial de ruptura. Outro fator determinante, para que os pontos da superfície potencial de ruptura não pudessem ser estimados, deve-se as dimensões do modelo que fez com que a localização entre os sensores de uma mesma camada tivesse que estar muito próxima entre si, com uma distância de apenas 0,30 m entre eles. As leituras incoerentes apresentadas durante o monitoramento pelos sensores 3 e 11 também contribuíram para que este objetivo inicialmente proposto não tenha sido alcançado ao fim do estudo

As estimativas dos esforços de tração por meio dos resultados da instrumentação situaram-se entre àquelas previstas pelo método da Rigidez Simplificado, método que demonstrou ser o menos conservador, e àqueles previstos pelo método da AASHTO, método mais conservador. O aumento da sobrecarga, em geral, aproxima os resultados estimados pela instrumentação dos outros dois métodos de previsão tradicionais, sendo o

método da Rigidez simplificado o mais sensível ao efeito da sobrecarga para uma estrutura de solo reforçado com geogrelha com as dimensões do modelo físico.

Embora nem todos objetivos propostos inicialmente tenham sido alcançados, a pesquisa se mostrou válida pela elaboração de uma metodologia, que a partir da instrumentação de deformações nos reforços, permitiu prever os esforços de tração atuantes em uma estrutura de solo reforçado com geogrelha submetida a aplicação de sobrecargas uniformemente distribuídas. A instrumentação, estrutura e método de previsão dos esforços de tração em estruturas de solo reforçado utilizados neste estudo podem ser aplicados a diferentes configurações do modelo físico desenvolvido. Isto irá auxiliar pesquisadores e projetistas a analisar diversos fatores que combinados ou isolados interfiram no desempenho mecânico de estruturas de contenção de solos reforçados.

## **5.1 Sugestões para pesquisas futuras**

Apresenta-se com sugestões para pesquisas futuras envolvendo a temática apresentada neste trabalho:

- executar o controle tecnológico da compactação e analisar seus efeitos adicionando o método de Ehrlich e Mirmoradi (2016) para comparação dos resultados obtidos;
- adicionar células de tensão na instrumentação para monitoramento das tensões verticais induzidas;
- comparar a instrumentação do modelo físico somente após o período construtivo com a instrumentação realizada desde o início da construção do aterro para analisar o efeito das interferências nos sensores decorrentes do processo construção das camadas;
- utilizar a instrumentação adotada neste estudo para o monitoramento em aterros reais e de dimensões suficientes para indução de tensões verticais de grande magnitude;
- realizar a instrumentação no modelo alterando variáveis como faceamento, espaçamento vertical entre camadas instrumentadas, espaçamento horizontal entre sensores, tipo de solo e inclinação da face para analisar seus efeitos isoladamente.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDI, M. R.; SADRNEJAD, S. A.; ARJOMAND, M. A. Clay Reinforcement Using Geogrid Embedded In Thin Layers of Sand. **International Journal of Civil Engineering**. v. 7, n. 4, p. 224-235. 2009.
- ADIB, M. E. **Internal lateral earth pressure in earth walls**. Tese (Doutorado). University of California at Berkeley. California. Estados Unidos. 1988.
- ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C. **Reforço do Terreno. Fundações: Teoria e Prática**. 2ª Ed. São Paulo: Pini. cap. 18, p. 641-690. 1998.
- ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Soil Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls at Working Stress Conditions. **Geosynthetics International**. v. 9, p. 525-566. 2002.
- ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J.; HOLTZ, R. D.; WALTERS, D. L.; LEE, W. F. A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 40, n. 5, p. 976-994. 2003.
- ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Improved Simplified Method for Prediction of Loads in Reinforced Soil Walls. **Journal of geotechnical Engineering**. v. 141, n. 11. 2015.
- AMBAUEN, S.; LESHCHINSKY, B.; XIE, T.; RAYAMAJHI, D. Service state behavior of reinforced soil walls supporting spread seats: A parametric study using finite-element analysis. **Geosynthetics International**. v. 23, n. 3. p. 156-170. 2015.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 27 – Standard Method of Test Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates**. Washington, D. C., 2010.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS – **ASTM D 4: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. West Conshohocken, PA, 2020.
- ANDERSON, P. L., GLADSTONE, R. A., BRABANT, K., & SANKEY, J. Back-to-Back MSE Walls – A Comprehensive Understanding. **Innovations in Geotechnical Engineering**. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10329: Lã – Determinação da base-lã**. São Paulo – SP. 2015.
- \_\_\_\_\_. **NBR 15226 – Determinação do comportamento em deformação e na ruptura, por fluência sob tração não confinada**. São Paulo – SP. 2015.
- AVESANI NETO, J. O.; HAYASHIDA, E. M.; PEREIRA, V. G. R. **Levantamento e comparação dos custos de diferentes soluções de estruturas de contenção em aterro**. COBRAE 2013. Rio de Janeiro. 2013.

BARBOZA JUNIOR, J. C. **Estudo através de modelos físicos da influência da face e da compactação em muros de solo reforçado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro – RJ. 2003.

BATHURST, R. J.; BENJAMIN, D. J. **Failure of a geogrid-reinforced soil wall.** *Transportation Research Record* **1288**. Washington, DC. 1990.

BATHURST, R. J.; ALLEN, T. M.; WALTERS, D. L. Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 23, n. 4, p. 287–322. 2005.

BATHURST, R. J.; VLACHOPOULOS, N.; WALTERS, D. L.; BURGESS, P. G.; ALLEN, T. M. The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian geotechnical Journal*. v. 43, n. 12, p. 1225-1237. 2006.

BATHURST, R. J.; MIYATA, Y.; NERNHEIM, A.; ALLEN, T. M. Refinement of K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynthetics International*. v. 15, n. 4, p. 269–295. 2008.

BECKER, L. D. B. **Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 2006.

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

CHOUDHARY A. Q.; KRISHNA A. M. Experimental investigation of interface behaviour of different types of granular soil/geosynthetics. *International Journal Geosynthetics and Ground Engineering*. v. 2, n. 1, p. :1–11. 2016.

CORDOVA, P. E. C. **Modelagem física de muros de solo reforçado: Efeito da inclinação e rigidez da face, resistência na base e sobrecarga aplicada.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro -RJ. 2018.

CHRISTOPHER, B. R.; GILL, S. A.; GIROUD, J. P.; MITCHELL, J. K.; SCHLOSSER, F.; DUNNICLIFF, J. **Reinforced soil structures.** In: Design and construction guidelines, vol. 1. Washington, DC. 1990.

DANTAS, B. T. Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.

EHRlich, M.; AZAMBUJA, E. **Muros de solo reforçado.** In: IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental. Porto Alegre - RS, 2003.

EHRlich M.; BECKER L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado.** 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls. **Journal of Geotechnical Engineering**. v. 120, n. 4, p. 625-645, 1994.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H.; SARAMAGO, R. P. Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 34, p. 108-115. 2012.

EHRlich, M.; MIRMORADI S. H. A simplified working stress design method for reinforced soil walls. **Geotechnique**. v. 66, n. 10, p. 854-863. 2016.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes**. In: Design and Construction Guidelines. Washington, DC. 2001.

ESFANDIARI, J.; SELAMAT, M. R. Laboratory investigation on the effect of transverse member on pull out capacity of metal strip reinforcement in sand. **Geotextiles and Geomembranes** v. 35, p. 41–49. 2012.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Slopes**. Washington, DC. 2009.

GUEDES, V.C. **Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de muros de solo reforçado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ. 2004.

HANNANT L. **Polymers and polymers composites**. In: Construction materials: their nature and behavior. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon. p. 359-403. 1994.

HUESKER BRASIL. **Catálogo de produtos**. 2020. Disponível em < <https://www.huesker.com.br/geossinteticos/produtos/>>. Acesso em 08 de Julho de 2020.

INTERNATIONAL GEOSYTHETIC SOCIETY – IGS BRASIL. **Geossintéticos em muros de contenção. Brasília**. Disponível em < <https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/04/11.pdf> >. Acesso em 12 de setembro de 2020.

JACOBS, F.; ZIEGLER, M. Investigation of global stress-strain and interaction behavior of geogrid reinforced soil with biaxial compression tests. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**. v. 2, n. 65, p. 2209–2214. 2016.

KOERNER, R. M.. The importance of drainage control for geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth walls. **Journal of Geoenvironmental Engineering**. v. 6, n. 1, p. 3–13. 2011.

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R. A data base, statistics and recommendations regarding 171 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 40, p. 20-27. 2013.

KUWANO, J.; MIYATA, Y.; KOSEKI, J. Performance of reinforced soil walls during 2011 Tohoku earthquake. **Geosynthetics International**. v. 21, n. 3, p. 1-18. 2014.



LIU, H.; WON, M. S. Stress dilatancy and reinforcement load of vertical-reinforced soil composite: analytical method. **Journal of Engineering Mechanics**. v. 140, n. 3, p. 630–639. 2014.

MITCHELL, J. K.; ZORNBERG, J.G. Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills. Part II: Case Histories and Applications. **Geosynthetics International**. v. 2, n. 1, p. 265-307. 1995.

MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. Development of K-Stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c soils. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 44, n. 18. 2007.

MIYATA, Y. **Reinforced soil walls during recente great earthquakes in Japan and geo-risk-based design**. In: Earthquake Geotechnical Engineering Design, Geological and Earthquake Engineering. Springer. Cham. 2014.

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

MAPARAGEM, A. S. **Avaliação da interação solos-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Carlos – SP. 2011.

MORATORI, J. **Monitoração de um muro de solo reforçado com geogrelha**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ.2015.

MORSY A. M.; LESHCHINSKY D.; ZORNBERG J. G. **Effect of Reinforcement Spacing on the Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil**. In: Geotechnical Frontiers Congress. Orlando. Florida. 2017.

MORSY, A. M.; ZORNBERG, J. G.; LESHCHINSKY, D.; HAN, J. 2019b. Soil-reinforcement interaction: Effect of reinforcement spacing and normal stress. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 45, n. 12. 2019.

PALMEIRA E. M. **Geosynthetics: nature and advances in the last years**. In: I conferência brasileira de geossintéticos. Brasília. 1992.

PENG, X.; ZORNBERG, J. G. Evaluation of soil-geogrid interaction using transparent soil with laser illumination. **Geosynthetics International**. v. 26, n. 2, p. 206-221. 2019.

PLÁCIDO, R. R.; KAMIJI, T. S. M. M.; BUENO, B. S. **Análise comparativa de custos para diferentes alternativas de estruturas de contenção**. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2010.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 45, p. 211-226. 2017.

RAISINGHANI, D. V.; VISWANADHAM, B. V. S. Centrifuge model study on low permeable slope reinforced by hybrid geosynthetics. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 29, p. 567 - 580. 2011.

RICCIO FILHO, M. **Comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ. 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**. v. 42, n. 2, p. 127-138. 2014.

RUIKEN, A.; ZIEGLER, M.; EHRENBERG, H.; HÖHNY, S. **Determination of the soil confining effect of geogrids**. In: Proceedings of 14th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering. 2010.

SANTOS, E. C. G.; PALMEIRA, E. M.; BATHURST, R. J. Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 39, p. 9–19. 2013.

SARAMAGO, R. P. **Estudo da influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de Modelos Físicos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ. Rio de Janeiro – RJ. 2002.

SAWAMURA, Y.; SHIBATA, T.; KIMURA, M. Mechanical role of reinforcement in seismic behavior of steel-strip reinforced soil wall. **Soils and Foundations**. v. 59, p. 710-725. 2019.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ. 2003.

SIEIRA, A. C. C.; GERSCOVICH, D. M.; SAYAO, A. S. Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, n. 4, p. 241–253. 2009.

SILVA, A. E. F.; VIDAL, D. M. **Estruturas em solo reforçado e os métodos de dimensionamento por equilíbrio limite**. In: Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Rio de Janeiro - RJ. 1999.

SILVEIRA, M. V. **Análise do comportamento mecânico e da durabilidade em compósitos de areia reforçada com fibras naturais de curauá e sisal**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ. 2018.

TATSUOKA, F. **Roles of facing rigidity in soil reinforcing**. In: Keynote Lecture, Proc. Earth Reinforcement Practice. 1993.

TERRA ARMADA BRASIL. **Serviços**. 2011. Disponível em <<http://www.terraarmada.com.br/servicos.php?x=663511>>. Acesso em 20 de Janeiro de 2021.

VISWANADHAM, B.V. S.; KONIG, D. Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 22, n. 5, p. 307-328. 2004.

VISWANADHAM, B. V. S.; RAZEGHI, H. R.; MAMAGHANIAN, J. Centrifuge model study on geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without chimney sand drain. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 45, p. 430–446. 2017.

WANG, L.; LIU, H.; WANG C. Earth pressure coefficients for reinforcement loads of vertical geosynthetic - reinforced soil retaining walls under working stress conditions. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 46, n. 4, p. 486–496. 2018.

WHITE, D. J.; TAKE, W. A.; BOLTON, M. D. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. **Geotechnique**. v. 53, n. 7, p. 619–632. 2003.

YANG, G.; LIU, H.; ZHOU, Y. T.; XIONG, B. Post-construction performance of a two-tiered geogrid reinforced soil wall backfilled with soil-rock mixture. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 42, n. 2, p. 91–97. 2014.