



**MATEUS HENRIQUE SOTTANI SOARES**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE MUROS  
DE SOLO REFORÇADO DE FACES PLANA E CÔNCAVA  
COM DIFERENTES ALTURAS**

**LAVRAS-MG  
2020**

**MATEUS HENRIQUE SOTTANI SOARES**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE MUROS DE SOLO  
REFORÇADO DE FACES PLANA E CÔNCAVA COM DIFERENTES ALTURAS**

Monografia apresentada à  
Universidade Federal de Lavras, como  
parte das exigências do Curso de  
Engenharia Civil para a obtenção do  
título de Bacharel.

Profa. Me. Raquel Mariano Linhares  
Orientadora

**LAVRAS-MG  
2020**

**Ficha catalográfica elaborada pelo Sistema de Geração de Ficha Catalográfica da Biblioteca  
Universitária da UFLA, com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).**

Soares, Mateus Henrique Sottani.

Análise numérica do comportamento de muros de solo  
reforçado de faces plana e côncava com diferentes alturas / Mateus  
Henrique Sottani Soares. - 2020.

46 p. : il.

Orientador(a): Raquel Mariano Linhares.

Monografia (graduação) - Universidade Federal de Lavras,  
2020.

Bibliografia.

1. Muros de Solo Reforçado. 2. Modelagem Numérica. 3.  
Geossintéticos. I. Linhares, Raquel Mariano. II. Título.

**MATEUS HENRIQUE SOTTANI SOARES**

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE MUROS DE SOLO  
REFORÇADO DE FACES PLANA E CÔNCAVA COM DIFERENTES ALTURAS**

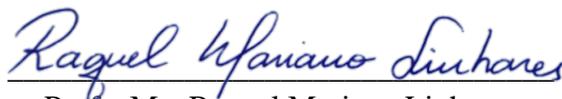
Monografia apresentada à  
Universidade Federal de Lavras, como  
parte das exigências do Curso de  
Engenharia Civil para a obtenção do  
título de Bacharel.

APROVADA em 17 de julho de 2020.

Raquel Mariano Linhares UFLA

Eduardo Souza Cândido UFLA

Mauro Vitor dos Santos Moura POLI/UFRJ



Profa. Me. Raquel Mariano Linhares

Orientadora

**LAVRAS-MG  
2020**

## AGRADECIMENTOS

É chegada a hora de concluir mais uma etapa em minha vida, mas é fato que sozinho não teria dado nem os primeiros passos.

Agradeço primeiramente à Deus por ter me dado o dom da vida e a capacidade de ser um agente transformador.

À minha mãe e minha irmã por terem sonhado comigo este sonho e investido para que eu o realizasse. Por todo amor dado e também pelas broncas quando necessário. Saibam que vocês foram a minha principal motivação para ter chegado até aqui.

As minhas madrinhas Du e Maxilaine que também não mediram esforços para me ajudar durante essa trajetória de 5 anos.

Aos demais familiares, em especial a minha sobrinha Eduarda, avós e tios por todo carinho demonstrado ao longo da minha vida.

À Beatriz, que foi minha fonte de alegria e conforto durante os momentos difíceis nesta trajetória.

À minha orientadora deste trabalho, professora Raquel Linhares, que não poupou esforços para me ensinar, corrigir e motivar durante as etapas de experimento e redação deste trabalho.

À professora e amiga Denise Urashima, que foi minha orientadora em diversos trabalhos e que despertou em mim o amor pela área da Geotecnia e me ensinou tudo que podia sobre ética e profissionalismo na pesquisa.

Ao professor e amigo Eduardo Cândido, por todos os ensinamentos transmitidos na área de Geotecnia e no meu desenvolvimento profissional.

Aos meus demais professores que me ensinaram mais do que teorias ou fórmulas, ensinaram a pensar e a exercer com profissionalismo e ética a profissão de Engenheiro Civil.

À Marcela, que me ajudou durante as modelagens numéricas e nas várias dúvidas que surgiram ao longo deste trabalho.

A todos os meus amigos, em especial aos da República Edvirgens e do Grupo de Fundações Coquinho por dividirem comigo esses últimos anos.

Aos colegas da Geo Soluções Engenharia Geotécnica, empresa que realizei meu estágio e que me ensinou competências técnicas e pessoais que complementaram minha formação profissional, além dos inúmeros conceitos que fizeram toda a diferença para o desenvolvimento deste trabalho.

Por fim, agradeço à Universidade Federal de Lavras, por ter me proporcionado um ensino público de qualidade, por todo suporte fornecido durante a minha trajetória, por ser uma instituição que acredita na educação como meio de transformar vidas e histórias e que desperta cada vez mais o “Orgulho de ser UFLA” em cada pessoa que tem a oportunidade de passar por esta instituição.

Não acredito que este ciclo que agora se encerra seja o fim da busca pelo conhecimento, mas uma motivação a mais para continuar compreendendo este universo em constante transformação.

*“Pode-se encontrar a felicidade mesmo nos tempos mais  
sombrios, basta se lembrar de acender a luz.”  
(Adaptado de J. K. Rowling)*

## RESUMO

As estruturas de contenção em solo reforçado têm seu uso difundido desde o final da década de 1960 com a patente da “Terra Armada” e início da década de 1970, com o advento dos geossintéticos. Este último, possibilitou a construção de Muros de Solo Reforçado (MSR) – estruturas de contenção que são relativamente mais baratas e simples de executar do que outras soluções convencionais do tipo muro de arrimo. Com o desenvolvimento da técnica de solo reforçado, os projetos tornaram-se mais desafiadores e as variáveis a serem analisadas na avaliação de estabilidade se multiplicaram. Nos últimos anos, diversos pesquisadores vêm estudando a influência de variáveis como o tipo de faceamento, a altura do muro, as propriedades do solo de aterro, a rigidez dos reforços, a compactação, entre outras. Um estudo recente mostrou que taludes com geometria da face côncava oferecem maior estabilidade se comparados com taludes de face plana. Os autores propuseram equações matemáticas para a determinação de parâmetros geométricos de MSRs com face côncava. O presente trabalho utilizou estas equações para realizar modelagens numéricas de MSR de faces côncava autoenvelopada de 5, 10 e 20 m de altura e planas de mesmas alturas, a fim de se avaliarem as tensões de tração máximas ( $T_{Máx}$ ) e os deslocamentos laterais desenvolvidos por essas estruturas ao final da construção e após aplicação de sobrecargas de até 100 kPa. Este trabalho mostrou que na ausência de sobrecargas, muros de face côncava têm maiores reduções nas tensões e nos deslocamentos laterais em relação à face plana para altura de 10 m, com reduções de até 6,3 % na  $T_{Máx}$  média e de 8,2 % no deslocamento lateral médio, e, após a aplicação de sobrecargas, as maiores reduções são obtidas para altura de 20 m, sendo de 4,9 % para a  $T_{Máx}$  média e de 6,9 % para o deslocamento lateral médio.

**Palavras-chave:** Muros de Solo Reforçado. Modelagem Numérica. Geossintéticos. Geometria da Face.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Elementos de um Muro de Solo Reforçado. ....	14
Figura 2.2 - Exemplos de faceamento de MSR. (a) Autoenvelopado; (b) Telas metálicas; (c) Painéis de concreto; (d) Blocos segmentais de concreto. ....	15
Figura 2.3 - Exemplo de sistema de drenagem em MSR. ....	17
Figura 2.4 - Verificações de estabilidade externa e global. (a) Deslizamento; (b) Tombamento; (c) Capacidade de carga da fundação; (d) Estabilidade global. ....	19
Figura 2.5 - Verificações de estabilidade internas. (a) Ruptura do reforço; (b) Arrancamento do reforço; (c) Instabilidade local. ....	19
Figura 2.6 - Mecanismos de mobilização da interação solo-reforço. ....	20
Figura 2.7 - Curva de compatibilidade para determinação do equilíbrio de deformação em solos reforçados. (a) Resistência do solo mobilizada por deformações laterais; (b) Tração <i>versus</i> Deformação do reforço; (c) Curva de compatibilidade de deformações. ....	21
Figura 2.8 - Superfícies de ruptura para reforços extensíveis e inextensíveis. ....	22
Figura 2.9 - Equilíbrio de deformações entre solo-reforço para diferentes rigidezes de reforços. ....	22
Figura 2.10 - Parâmetros para determinação da face côncava. ....	24
Figura 3.1 - Geometria do muro P5. ....	29
Figura 3.2 - Desenho da face côncava a partir do parâmetro $R_c$ . ....	30
Figura 3.3 - Geometria do muro C10. ....	31
Figura 3.4 - Fase de cálculo programada para o muro C10. ....	31
Figura 3.5 - Geometrias dos MSR modelados. ....	32
Figura 4.1 - $\Sigma T_{Máx}$ <i>versus</i> Sobrecarga. ....	33
Figura 4.2 - $T_{Máx}$ Normalizada <i>versus</i> $z/H$ (Grupo P – Final de Construção). ....	35
Figura 4.3 - $T_{Máx}$ Normalizada <i>versus</i> $z/H$ (Grupo C – Final de Construção). ....	35
Figura 4.4 - $T_{Máx}$ Normalizado <i>versus</i> $z/H$ (Grupo P – 100 kPa). ....	36
Figura 4.5 - $T_{Máx}$ Normalizado <i>versus</i> $z/H$ (Grupo C – 100 kPa). ....	37
Figura 4.6 - $T_{Máx}$ <i>versus</i> $z/H$ (a) P5 e C5; (b) P10 e C10; (c) P20 e C20. ....	38
Figura 4.7 - Deslocamentos Laterais Normalizados <i>versus</i> $y/H$ (Final de Construção). ....	39
Figura 4.8 - Deslocamentos Laterais Normalizados <i>versus</i> $y/H$ (100 kPa). ....	40

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos e mecânicos dos materiais. ....	28
Tabela 3.2 - Distribuição dos grupos para modelagem numérica. ....	28
Tabela 3.3 - Relação altura do muro <i>versus</i> comprimento do reforço e limite horizontal dos modelos.....	29
Tabela 3.4 - Parâmetros utilizados na construção da face côncava.....	30
Tabela 4.1 - Diferenças no $\Sigma T_{Máx}$ dos muros de face côncava em relação aos muros de face plana. ....	34
Tabela 4.2 - Tensões Médias Normalizadas (Final da Construção).....	36
Tabela 4.3 - Tensões Médias Normalizadas (100 kPa) .....	37
Tabela 4.4 - Deslocamentos Laterais Médios Normalizados (Final de Construção). ....	40
Tabela 4.5 - Deslocamentos Laterais Médios Normalizados (100 kPa).....	41
Tabela 4.6 - Maiores diferenças nas Tensões de Tração nos Reforços ou Deslocamentos Laterais do Grupo C em relação ao Grupo P.....	42

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
<b>1.1</b>	<b>Contextualização .....</b>	<b>12</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>13</b>
<b>1.3</b>	<b>Abordagem Numérica.....</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1</b>	<b>Elementos de um Muro de Solo Reforçado.....</b>	<b>14</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Solo .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Faceamento .....</b>	<b>15</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Reforços .....</b>	<b>16</b>
<b>2.1.4</b>	<b>Drenagem .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2</b>	<b>Comportamento do Muro de Solo Reforçado.....</b>	<b>18</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Mecanismos de transferência de esforços e compatibilidade de deformações entre solo-reforço.....</b>	<b>19</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Fatores que influenciam no comportamento do Muro de Solo Reforçado .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.2.1</b>	<b>Rigidez do reforço .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.2.2</b>	<b>Altura do muro .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.2.3</b>	<b>Compactação.....</b>	<b>23</b>
<b>2.2.2.4</b>	<b>Inclinação da face .....</b>	<b>23</b>
<b>2.2.2.5</b>	<b>Geometria da face do Muro de Solo Reforçado.....</b>	<b>23</b>
<b>2.3</b>	<b>Métodos Numéricos em Geotecnia.....</b>	<b>25</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>27</b>
<b>3.1</b>	<b>Material .....</b>	<b>27</b>
<b>3.2</b>	<b>Métodos .....</b>	<b>27</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>33</b>
<b>4.1</b>	<b>Tensões de Tração nos Reforços .....</b>	<b>33</b>
<b>4.2</b>	<b>Deslocamentos Laterais .....</b>	<b>39</b>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>43</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>43</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões para pesquisas futuras .....</b>	<b>43</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>45</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização

A técnica de reforçar o solo com materiais que suprem as suas deficiências mecânicas de baixa resistência à tração é aplicada há séculos. Como exemplo, tem-se a Grande Muralha da China onde foram incorporadas britas e galhos de tamargueira à matriz de argila (GONÇALVES, 2016).

No final dos anos 1960, foi patenteado pelo Arquiteto Henri Vidal o conceito de *Terre Armée*, ou “Terra Armada”. O autor diz que a Terra Armada é uma estrutura composta pela combinação de solo com um material de reforço capaz de suportar esforços de tração (VIDAL, 1969). Inicialmente, os reforços propostos por Vidal eram fitas metálicas e, mais tarde, na década de 1970 começaram-se a utilizar os geossintéticos (materiais de matriz polimérica).

O advento dos geossintéticos possibilitou a construção de muros de solo reforçado (MSR), estruturas de contenção que são relativamente mais baratas e simples de executar do que outras soluções convencionais do tipo muro de arrimo (AVESANI NETO; HAYASHIDA; PEREIRA, 2013). Por se tratar de um material sintético com alta durabilidade e resistência, os geossintéticos elevaram o nível da técnica de solo reforçado, resultando em muros de maiores alturas. Paralelamente, os geossintéticos também passaram a ser utilizados como elementos de reforço em outras obras de infraestrutura como pavimentação, tratamento de solos moles de fundação e conformação de taludes reforçados (GONÇALVES, 2016).

Contudo, a complexidade de projeto e avaliação da estabilidade do MSR também aumentaram devido ao conjunto de variáveis a serem analisadas. Alguns fatores que influenciam no seu comportamento são: o tipo, a extensibilidade e a resistência à tração do reforço, o tipo e os parâmetros de resistência do solo, o esforço de compactação, a altura do muro, a rigidez, a inclinação e geometria da face do muro, a restrição de movimentação da fundação (EHRlich; MITCHELL, 1994; HELWANY; REARDON; WU, 1998; BATHURST et al., 2000; LOIOLA, 2001; EHRlich; AZAMBUJA, 2003; HUANG et al., 2010). Com tantas variáveis a serem analisadas, são necessários estudos paralelos para se chegar às respostas sobre a influência de cada uma delas e do sistema como um todo.

Um estudo apresentado por Vahedifard, Shahrokhadi e Leshchinsky (2016) mostra que taludes com faceamento côncavo oferecem maior estabilidade e resistência à erosão quando comparados com taludes de face plana. Os autores partiram do pressuposto de que a superfície potencial de ruptura natural do solo tem a forma côncava, sendo esta, portanto, a conformação mais estável e aplicaram este conceito aos MSRs. Vahedifard, Shahrokhadi e Leshchinsky

(2016) propuseram equações matemáticas para determinar os parâmetros geométricos necessários para traçar esta superfície côncava, logo, é possível estudar o comportamento de muros de face côncava, analisando o efeito em conjunto da geometria de face com outras variáveis que alteram a estabilidade do MSR.

## 1.2 Objetivos

Avaliar por meio de modelagem numérica empregando o método dos elementos finitos o comportamento de Muros de Solo Reforçados com Geossintéticos de face plana com inclinação fixa de 1:10 (H:V) e côncava com três diferentes alturas; desta forma, melhor compreender o quanto o formato da face interfere no comportamento do muro sobre cargas de trabalho e se a interferência é influenciada pela altura do muro.

## 1.3 Abordagem Numérica

Foram realizadas seis modelagens numéricas de MSR autoenvelopados de face inclinada e reforçados com geogrelhas, separados em dois grupos:

Grupo P, de face plana, havendo três muros com diferentes alturas: 5 m (P5), 10 m (P10) e 20 m (P20);

Grupo C, de face côncava, seguindo a metodologia de Vahedifard, Shahrokhbadi e Leshchinsky (2016) para construção dos muros de três alturas: 5 m (C5), 10 m (C10) e 20 m (C20).

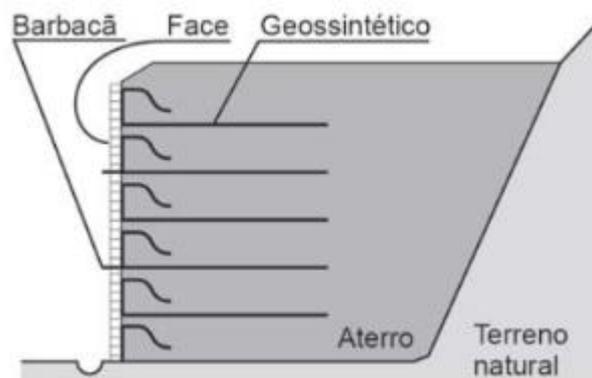
Foram analisadas as tensões máximas de tração desenvolvidas nos elementos de reforço ( $T_{Máx}$ ) e os deslocamentos laterais após a construção do MSR e após aplicação de sobrecargas de 0 a 100 kPa e comparados os resultados entre muros de mesma altura de grupos diferentes.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Elementos de um Muro de Solo Reforçado

O projeto de Muros de Solo Reforçado (MSR) consiste na especificação de elementos fundamentais para o bom funcionamento da estrutura, como tipo de reforço, faceamento e solo ou outro material granular de aterro. Adicionalmente, os componentes de drenagem superficial e interna também devem ser detalhados para um perfeito funcionamento da estrutura (DANTAS, 2004). A Figura 2.1 é um desenho esquemático de um MSR.

Figura 2.1 - Elementos de um Muro de Solo Reforçado.



Fonte: Vertematti (2004).

#### 2.1.1 Solo

No MSR, podem ser especificados solos finos ou outro material granular de enchimento, desde que garantidas dentro de intervalos a sua compactação e suas propriedades físicas, como índice de plasticidade, porcentagem de finos, coesão, CBR (*California Bearing Ratio* – Índice de Suporte Califórnia) e expansão (EHRlich; AZAMBUJA, 2003). A possibilidade de se utilizar o solo local como material de construção torna o MSR competitivo se comparado a outras soluções convencionais como muros de arrimo, gabiões e até mesmo a Terra Armada, devido à ausência da necessidade de áreas de bota fora e empréstimo de solo (AVESANI NETO; HAYASHIDA; PEREIRA, 2013).

Quando há a utilização de solos finos, deve ser analisada e considerada em projeto a presença de água no solo, uma vez que a drenagem ocorre lentamente nestes. Entretanto, estudos com solo finos tropicais (lateríticos) brasileiros evidenciam um bom comportamento destes, desde que não saturados. Isso ocorre devido a elevada resistência ao cisalhamento desses solos, representada por seus parâmetros de coesão e ângulo de atrito (GONÇALVES, 2016) e o desenvolvimento de poropressão negativa (sucção) que auxilia na estabilidade (RICCIO FILHO; EHRlich; DIAS, 2014). Além disso, segundo levantamento realizado por Benjamim

(2006) as deformações sofridas em MSR com solos granulares e MSR com solos finos apresentam a mesma ordem de grandeza.

### 2.1.2 Faceamento

As estruturas de MSR possibilitam diversos tipos de faceamento. Entende-se por faceamento o material que será colocado na face do muro impedindo a fuga do material de enchimento (o solo). O tipo de faceamento influencia na rigidez da face do muro e, combinado com as condições de restrição no pé do muro, afetam as tensões de tração desenvolvidas nos reforços (MIRMORADI; EHRLICH, 2016).

Os principais tipos de faceamento para o MSR são o autoenvolvimento, as telas metálicas, os painéis de concreto e os blocos segmentais de concreto. (FIGURA 2.2).

Figura 2.2 - Exemplos de faceamento de MSR. (a) Autoenvolvido; (b) Telas metálicas; (c) Painéis de concreto; (d) Blocos segmentais de concreto.



Fonte: (a) Benjamim (2006); (b) e (c) Geo Soluções (2020); (d) Huesker (2020).

No sistema autoenvolvido o geossintético de reforço é estendido por toda a face, dobrando-o sobre solo compactado. Esse processo é continuado até o final do alteamento do muro. Para prevenir a degradação do geossintético na face e conseqüentemente sua perda de resistência, deve ser previsto um faceamento definitivo, como por exemplo o concreto projetado

ou um sistema de bioengenharia por plantio de vegetação (AVESANI NETO; HAYASHIDA; PLÁCIDO, 2013).

Os sistemas que utilizam como face as telas metálicas, popularmente conhecidas como “gabião mecanizado”, permitem uma elevada produtividade e economia de mão-de-obra e material, uma vez que podem ser utilizadas britas graduadas de origem local ao invés de pedras-de-mão.

Mais difundido na Europa e América do Norte, os sistemas com painéis de concreto também permitem um aumento na produtividade de execução do muro e economia de material na face, por terem dimensões equivalentes a quatro blocos segmentais e espessuras reduzidas. Esses painéis também são estruturalmente mais resistentes. (AVESANI NETO; HAYASHIDA; PLÁCIDO, 2013).

Utilizando blocos segmentais de concreto, os geossintéticos de reforço são ancorados na face interna do bloco ou abaixo do bloco, nos dispositivos de ancoragem. Os blocos então são preenchidos com um material granular (GONÇALVES, 2016).

Seja qual for o sistema de faceamento adotado, é necessário garantir que este permita uma boa compactação próxima a face, aumentando a rigidez e estabilidade da estrutura. A face também deve garantir que as estruturas e dispositivos de drenagem sejam instalados.

### **2.1.3 Reforços**

Os principais elementos de reforço utilizados na construção de MSR são as fitas metálicas e os geossintéticos.

Patenteada pelo Engenheiro Henri Vidal no final dos anos 1960, a Terra Armada utiliza da combinação de solo granular com reforços metálicos para conferir resistência à tração e estabilidade a estrutura (VIDAL, 1969). Mais tarde, na década de 1970, começaram a ser utilizados como reforço materiais de origem polimérica, os geossintéticos, em substituição às fitas metálicas.

Segundo NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2018), os geossintéticos são definidos como:

Termo genérico que descreve um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações da engenharia geotécnica e civil.

Além da função de reforço, os geossintéticos podem assumir as funções de drenagem, filtração, proteção, separação, controle de erosão superficial, barreira e alívio de tensões. Em MSR, os geossintéticos estão presentes em funções de reforço (geotêxteis ou geogrelhas), separação (geotêxteis) e drenagem (geocompostos).

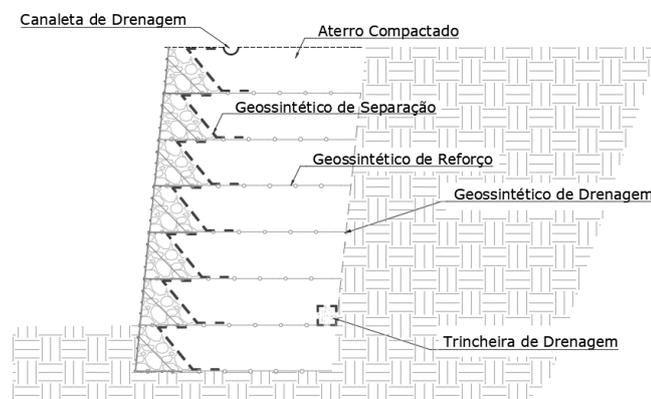
A escolha do reforço está condicionada, por exemplo, ao tipo de solo de aterro e altura do muro a ser executado. A propriedade mais importante para se escolher o reforço é a sua rigidez relativa com o solo, pois quanto mais rígido o reforço, maior é sua absorção de energia e menor sua deformação (EHLICH; AZAMBUJA, 2003), esta última que deve ser compatível com a do solo (EHLICH; MITCHELL, 1994). Em muros com alturas de até 4 m, geotêxteis podem ser mais economicamente viáveis do que geogrelhas (BENJAMIM, 2006).

A quantidade de reforços utilizados, seu espaçamento vertical e seu comprimento devem ser definidos por meio de análises de estabilidade externa, interna e global; entretanto, na maioria das vezes, pode-se utilizar um pré-dimensionamento de 70 % a 80 % da altura do muro para o comprimento do reforço e espaçamentos verticais múltiplos dos elementos de face, visando ancorar os reforços nos elementos de face (EHLICH; BECKER, 2009).

#### 2.1.4 Drenagem

Por ser um potencial agente desestabilizador, a água acumulada dentro da estrutura do MSR deve ser drenada por meio de sistemas de drenagem superficial e interno. O sistema de drenagem pode ser modificado a depender das condições do solo de aterro e do sistema construtivo necessário. Um exemplo simplificado de sistema de drenagem é mostrado na Figura 2.3, ou seja, uma canaleta de drenagem no topo do muro é utilizada para conduzir as águas superficiais, enquanto a drenagem interna é realizada pelo geossintético de drenagem (geocomposto) associado a uma trincheira no pé do muro e atrás do reforço. Essa trincheira de drenagem transporta as águas longitudinalmente no muro até encontrar barbacãs que conduzem as águas até a face.

Figura 2.3 - Exemplo de sistema de drenagem em MSR.



Fonte: Do autor (2020).

## 2.2 Comportamento do Muro de Solo Reforçado

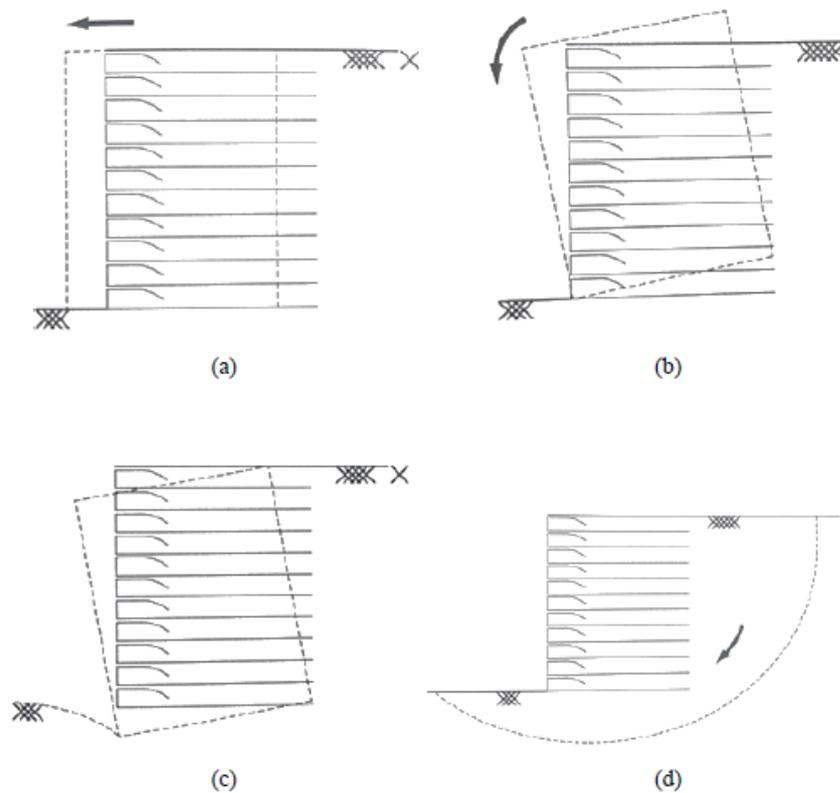
As contenções do tipo MSR podem ser comparadas a estruturas do tipo muro de arrimo, em que a gravidade garante a estabilidade; contudo possuem comportamento mecânico diferente das estruturas de contenção convencionais.

Em um maciço de solo sem reforços, ao serem aplicados esforços de compressão no solo menores do que a tensão de ruptura, este sofrerá deformações. Por outro lado, quando adicionados reforços ao mesmo maciço, essa deformação será restringida devido aos esforços de tração desenvolvidos nos reforços. Considerando haver um aumento expressivo nos esforços de compressão do maciço sem reforços, este sofrerá uma ruptura por cisalhamento, com aparecimento de uma cunha de ruptura. Já no maciço com reforços, estes irão costurar a cunha de ruptura provocada pelo colapso do solo ao maciço estável, evitando que essa superfície de ruptura se desenvolva (BENJAMIM, 2006). Em geral, o princípio que norteia esse mecanismo é o mesmo de estruturas em concreto armado, em que o aço é colocado para resistir os esforços de tração no concreto impostos por seu peso próprio (EHRlich; BECKER, 2009).

Ao se projetar um MSR, é necessário realizar as análises de estabilidade externa e interna da estrutura. Para a realização das análises de estabilidade externa, podem ser utilizadas as metodologias clássicas de equilíbrio limite, como um muro de arrimo convencional. Logo, deve-se realizar verificações de segurança quanto ao deslizamento (da base), ao tombamento (momento gerado devido aos empuxos de solo e sobrecargas) e à capacidade de carga da fundação. Adicionalmente, pode-se realizar uma análise de estabilidade global seguindo a norma de estabilidade de taludes NBR 11682 (ABNT, 2009) (FIGURA 2.4).

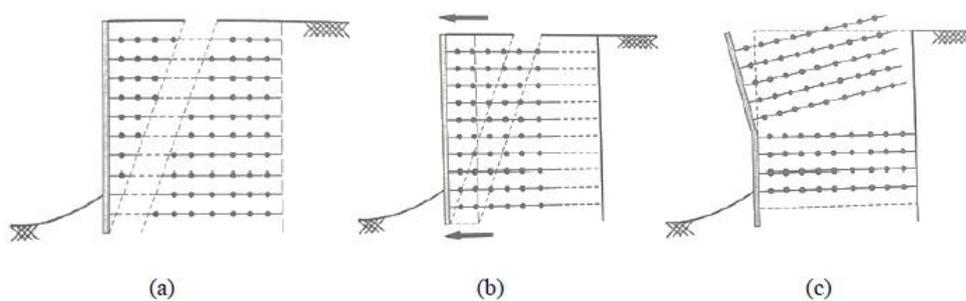
Entretanto, nas análises de estabilidade interna, a utilização de métodos de equilíbrio limite podem acarretar resultados com erros significativos, que podem levar ao superdimensionamento, ou até dimensionamentos contra a segurança (EHRlich; BECKER, 2009). Para realização das verificações de estabilidade interna de arrancamento e ruptura dos reforços, bem como as instabilidades locais (FIGURA 2.5) são considerados os mecanismos de transferência de carga do solo para o reforço e a compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço.

Figura 2.4 - Verificações de estabilidade externa e global. (a) Deslizamento; (b) Tombamento; (c) Capacidade de carga da fundação; (d) Estabilidade global.



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

Figura 2.5 - Verificações de estabilidade internas. (a) Ruptura do reforço; (b) Arrancamento do reforço; (c) Instabilidade local.



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

### 2.2.1 Mecanismos de transferência de esforços e compatibilidade de deformações entre solo-reforço

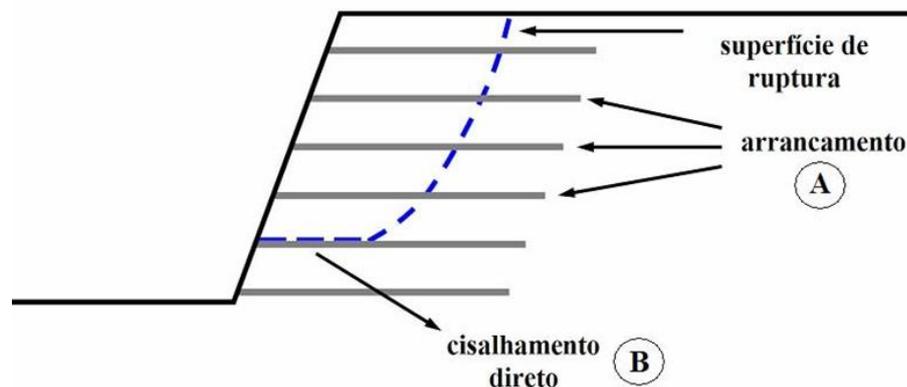
O processo de transferência de carga do solo para o reforço se dá por meio da mobilização do atrito entre eles e a resistência passiva do solo, esta última acontece quando os reforços inseridos são do tipo geogrelha. Na maioria das vezes, para que se tenha uma boa

transferência de esforços, é necessário que o solo do aterro possua alto ângulo de atrito interno, por isso a preferência por solos granulares (BENJAMIM, 2006). Essas mobilizações ocorrem devidas ao escorregamento do solo sobre o reforço (cisalhamento direto) ou pelo arrancamento do reforço da massa de solo.

Ainda segundo Benjamim (2006), para simular essas mobilizações, podem ser realizados ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento. O primeiro indica uma relação local entre as tensões de cisalhamento e suas conseqüentes deformações enquanto o outro indica a variação da tensão de cisalhamento e deslocamentos no reforço.

Conhecidos os dois mecanismos que mobilizam a interação entre o solo e reforço, é possível identificar a zona de atuação de cada mecanismo na seção transversal do MSR (FIGURA 2.6).

Figura 2.6 - Mecanismos de mobilização da interação solo-reforço.



Fonte: Benjamim (2006).

A tensão cisalhante na interface solo/reforço ( $\tau$ ) pode ser relacionada com a tensão de tração do reforço pela Equação 2.1:

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dL} \quad (2.1)$$

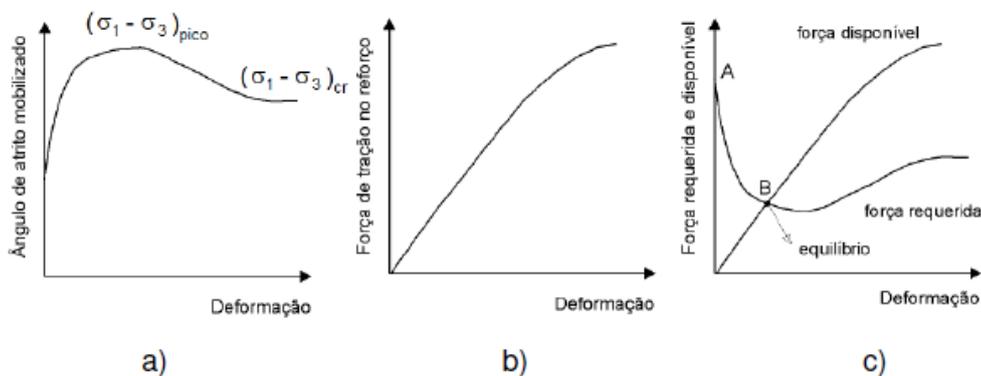
Em que T é a tensão de tração no reforço, 2b é a largura das faces superior e inferior do reforço em contato com o solo e L o comprimento do reforço (BENJAMIM, 2006).

Considerando que há uma compatibilidade de deformações entre solo-reforço, o equilíbrio é obtido quando é atingida uma igualdade entre as forças disponíveis no reforço com as forças necessárias para se equilibrar o maciço de solo (PLÁCIDO, 2016).

Segundo Plácido (2016), no início da construção do muro, tanto o solo como o reforço não apresentam deformações, uma vez que estas deformações são impedidas pelos paramentos

construtivos. Com a progressiva construção do muro e compactação do solo, as tensões no solo vão diminuindo ao passo que suas deformações são permitidas. Ao final da construção, existe uma compatibilização entre as tensões principais do estado crítico  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{crit.}$  do solo e a curva de tensão *versus* deformação do reforço, que é um material elástico. A interseção entre a curva de resistência do solo e a curva de resistência disponibilizada pelo reforço indicam o equilíbrio de deformações (FIGURA 2.7).

Figura 2.7 - Curva de compatibilidade para determinação do equilíbrio de deformação em solos reforçados. (a) Resistência do solo mobilizada por deformações laterais; (b) Tração *versus* Deformação do reforço; (c) Curva de compatibilidade de deformações.



Fonte: Plácido (2016) *apud* McGOWN et al. (1998).

## 2.2.2 Fatores que influenciam no comportamento do Muro de Solo Reforçado

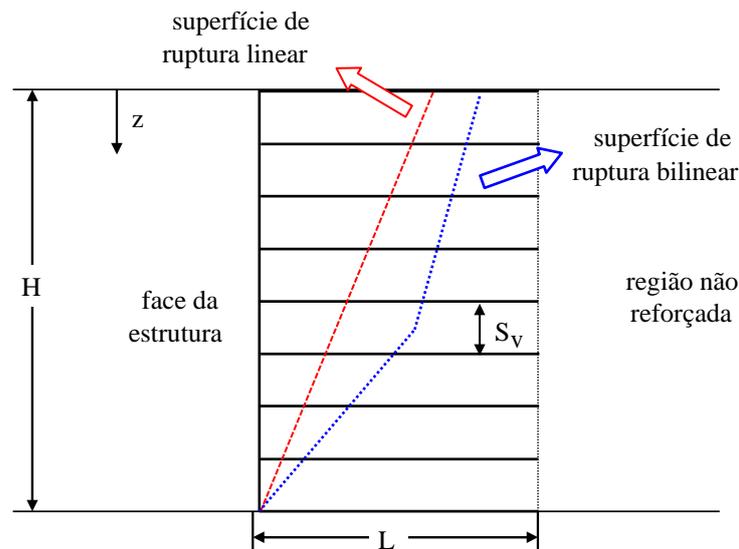
### 2.2.2.1 Rigidez do reforço

O comportamento de tensão-deformação dos materiais geossintéticos é governado pela sua rigidez e resistência à tração. Essas propriedades influenciam nos mecanismos de interação entre o reforço e o solo de aterro. De maneira geral, maior rigidez implica em menores deformações no reforço e no muro como um todo (PLÁCIDO, 2016).

Tão influente é a propriedade de rigidez no reforço para a estrutura em MSR, que esta pode alterar a localização e o formato da superfície de ruptura do solo (FIGURA 2.8), bem como os deslocamentos laterais. Ainda, os reforços geossintéticos são considerados extensíveis se comparados aos reforços em tiras metálicas utilizados na Terra Armada, promovendo então comportamentos de deformações diferentes para essas duas estruturas de contenção. Para reforços geossintéticos (extensíveis) a superfície de ruptura assume comportamento linear enquanto reforços metálicos (inextensíveis) geram uma superfície de ruptura com comportamento bi-linear (BENJAMIM, 2006).

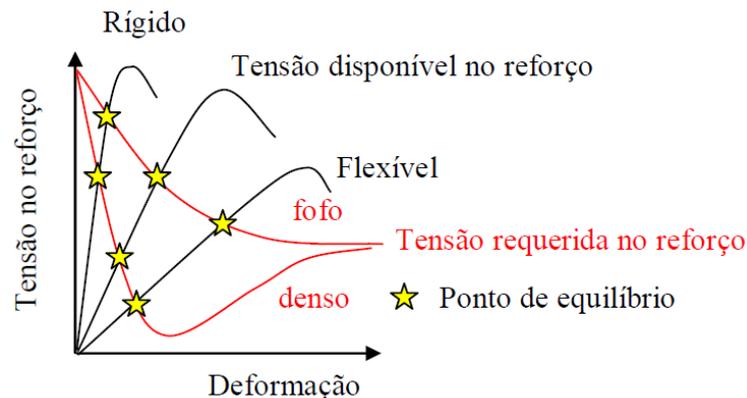
Com relação à compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço, reforços mais rígidos atingem o equilíbrio com menores deformações e maiores tensões de tração desenvolvidas; já os reforços mais extensíveis tendem a atingir o equilíbrio sob tensões mais baixas de tração e, de fato, maiores deformações (FIGURA 2.9).

Figura 2.8 - Superfícies de ruptura para reforços extensíveis e inextensíveis.



Fonte: Benjamim (2006).

Figura 2.9 - Equilíbrio de deformações entre solo-reforço para diferentes rigidezes de reforços.



Fonte: Benjamim (2006).

### 2.2.2.2 Altura do muro

A solicitação mais elementar que um MSR pode sofrer é devida ao seu peso próprio. Aumentar a altura do muro significa aumentar então o peso próprio da estrutura e diminuir a rigidez do seu faceamento. Esse alteamento pode ser realizado até que as tensões geradas com

o aumento da altura limitem-se às tensões resistentes disponíveis nos reforços, considerando-se os mecanismos de transferências de esforços já discutidos (GONÇALVES, 2016).

Ehrlich e Mitchell (1994) mostraram que o efeito da altura do muro é mais crítico quando as tensões verticais impostas pelas camadas de solo alteadas são superiores à tensão imposta na compactação.

### **2.2.2.3 Compactação**

A compactação do solo ocorre em sucessivas etapas durante a construção do MSR e é necessária para que a estrutura atinja as propriedades mecânicas de resistência ao cisalhamento e o peso específico ideal para estabilidade do muro (PLACIDO, 2016).

Não menos importante, a compactação pode induzir ao solo do MSR o estado de sobreadensamento, ou seja, as tensões induzidas durante a compactação podem ser maiores que as tensões de serviço após a construção da estrutura. No estado sobreadensado, o solo sofrerá deformações mínimas quando solicitado pelas tensões de serviço. Se, por acaso, as tensões de serviço superarem a tensão de pré-adensamento (de compactação), deformações de maiores magnitudes serão experimentadas no solo (RICCIO FILHO; EHRLICH, 2010).

Entretanto, é necessário um cuidadoso controle de compactação a fim de se evitar danos nos reforços e uma compactação pesada juntamente à face do muro, o que provoca um aumento das tensões horizontais e deslocamentos na face.

Marques (1994) demonstrou a viabilidade de se projetar uma camada de menor grau de compactação próxima a face com objetivo de reduzir as deformações laterais e gerar menores tensões horizontais na face. O estudo concluiu que é necessária uma faixa de 50 cm de compactação mais leve a partir da face do muro para se atenuar os deslocamentos e as tensões horizontais.

### **2.2.2.4 Inclinação da face**

Segundo Ehrlich e Mitchell (1994), faces mais verticais geram uma maior solicitação nos elementos do MSR e conseqüentemente maiores deformações. Mirmoradi, Ehrlich e Dieguez (2016) constataram que faces mais verticais tendem a desenvolver maiores tensões de tração nos reforços, gerando um aumento expressivo nos reforços no meio do muro.

### **2.2.2.5 Geometria da face do Muro de Solo Reforçado**

A disseminação das estruturas em solo reforçado com geossintéticos e os avanços na tecnologia construtiva permitiram o desenvolvimento de diversos tipos de paramentos para a

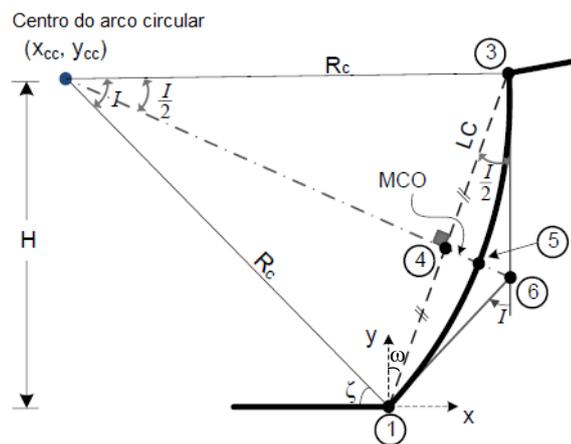
face dos MSR. Esses avanços possibilitaram que os muros sejam conformados seguindo uma face não-planar.

Vahedifard, Shahrokhbabadi e Leshchinsky (2016), citam que atualmente estão em desenvolvimento diversos estudos que comprovam os benefícios de se modelar a face de taludes não reforçados segundo uma face côncava, como de fato acompanhando a superfície de ruptura natural do maciço. Os ganhos são em termos de estabilidade do talude e controle de erosão superficial.

Em seu estudo, Vahedifard, Shahrokhbabadi e Leshchinsky (2016) desenvolveram um equacionamento para a modelagem da face côncava para um MSR. Além disso, realizaram, por meio de ferramentas analíticas, uma análise dos ganhos em termos de resistência mobilizada nos reforços, indicando que os MSR com face côncava podem reduzir em 30 % a tensão mobilizada nos reforços no equilíbrio limite.

Para a construção da geometria côncava da face do MSR, inicialmente é necessário calcular o parâmetro MCO (*Mid Chord Offset* – Deslocamento Médio de Corda). A partir desse parâmetro é possível construir um arco circular para delimitar a geometria da face do muro. A Figura 2.10 mostra todos os parâmetros envolvidos na determinação da face côncava para o MSR.

Figura 2.10 - Parâmetros para determinação da face côncava.



Fonte: Adaptado de Vahedifard, Shahrokhbabadi e Leshchinsky (2016).

O parâmetro MCO pode ser determinado pela Equação 2.2.

$$0 \leq \text{MCO} \leq \sqrt{1 + \left( \left( \frac{H}{2} - 1 \right) \cdot \cot\omega + \frac{1}{2} H \cdot \text{tg}\omega \right)^2} - \frac{1}{2} \sqrt{(H - 2)^2 \cdot (\csc\omega)^2} \quad (2.2)$$

Onde:

MCO = *Mid Chord Offset*;

H = Altura do muro;

$\omega$  = inclinação do muro de face reta em relação à vertical.

O parâmetro Rc na Figura 2.10, corresponde ao raio de curvatura da face côncava e pode ser determinado por meio da Equação 2.3.

$$Rc = \frac{H^2}{8MCO} \cdot [1 + (\text{tg}\omega)^2] + \frac{MCO}{2} \quad (2.3)$$

O parâmetro I na Figura 2.10, é o ângulo existente entre os raios de curvatura do ponto no pé do muro e no final da face côncava e pode ser determinado por meio da Equação 2.4.

$$I = 4 \cdot \text{tg}^{-1} \left( \frac{2MCO \cdot \cos\omega}{H} \right) \quad (2.4)$$

Finalmente, é possível determinar através da Equação 2.5 o parâmetro  $\zeta$ , que corresponde ao ângulo de rotação entre o pé do muro e o raio de curvatura da face côncava (Rc).

$$\zeta = \omega + \frac{I}{2} \quad (2.5)$$

Adicionalmente, é possível relacionar as coordenadas X e Y do centro do arco circular ( $X_{cc}$  e  $Y_{cc}$ ) através das Equações 2.6 (a) e (b).

$$X_{cc} = -Rc \cdot \cos\zeta \quad (2.6 \text{ a})$$

$$Y_{cc} = Rc \cdot \text{sen}\zeta \quad (2.6 \text{ b})$$

O equacionamento apresentado oferece ferramentas para a modelagem geométrica da face côncava para muros de diversas alturas e inclinações de faces, retornando valores de MCO entre 0 e 1. Vale ressaltar que as equações acima não eliminam a possibilidade de ser gerada uma parcela de inclinação negativa de face no topo do muro. Estudos como o de Andrade (2019) avaliaram o efeito da remoção desta parcela, havendo uma redução das tensões máximas desenvolvidas nos reforços com a remoção da parcela de inclinação negativa.

### 2.3 Métodos Numéricos em Geotecnia

A complexidade dos problemas e estudos em Geotecnia levou ao desenvolvimento de *softwares* que agilizam e proporcionam análises antes complexas de serem realizadas analiticamente. Seja por meio de métodos de elementos finitos, diferenças finitas ou elementos de contorno, é fato que a utilização de *softwares* possibilita que diversas configurações sejam testadas, fornecendo respostas rapidamente, com maior rigor e precisão (GONÇALVES, 2016).

Para realização de uma modelagem numérica, é necessário que os dados de entrada no *software* estejam previamente calibrados. Essa calibração pode ser realizada por meio de um modelo físico representativo do que se deseja modelar ou de uma obra instrumentada.

Após a inserção dos dados calibrados, o *software* discretiza o espaço, separando um elemento global em pequenos elementos de pontos finitos que podem, então, serem resolvidos através de equações algébricas. O grau de discretização dos elementos é controlado pelo custo computacional, ou seja, limita-se à tecnologia disponível na máquina (AZEVEDO, 2003). A representação gráfica dos elementos finitos pode ser ilustrada por uma malha de elementos triangulares ou retangulares. A variação ocorre devido ao método matemático utilizado na resolução do problema (AZEVEDO, 2003).

O *software* utilizado na pesquisa é uma ferramenta computacional que trabalha com modelagens numéricas empregando o método dos elementos finitos. Para realizar a análise numérica, é necessário inserir no *software* a geometria da seção transversal da estrutura, bem como as propriedades dos elementos que serão analisados (solo, reforço, condições de ancoragem e faceamento), escolher o modelo constitutivo do solo, e programar as etapas de construção da estrutura, a fim de se estudar o seu comportamento durante a sua construção e ao seu final.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Material

Para a realização da modelagem numérica, utilizou-se um *software* de elementos finitos específico para geotecnia. O refinamento utilizado foi de malha triangular com 6 nós.

Os parâmetros geotécnicos do solo – peso específico ( $\gamma$ ), ângulo de atrito ( $\Phi$ ) e coesão ( $c$ ) foram obtidos por meio de ensaios de caracterização e de deformação plana, realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e disponibilizados pelo grupo de pesquisa. O solo escolhido para a modelagem foi uma areia com modelo *Hardening Soil*. Nesse modelo, é permitida a variação da rigidez do solo em função da tensão confinante, com módulos de rigidez  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$ . Estes parâmetros foram calculados e depois calibrados com o modelo numérico.

Os elementos de reforço utilizados foram os geossintéticos do tipo geogrelha. Na face, utilizou-se um elemento do tipo *Plate* (Placa). Os parâmetros mecânicos do reforço e elemento de face são baseados nas resistências fornecidas pelo fabricante.

O modelo numérico foi validado por meio de ensaios físicos em grande escala na COPPE/UFRJ (malha, número de nós, restrições de movimentação, método construtivo, compactação, etc). Todos esses parâmetros estão resumidos na Tabela 3.1.

#### 3.2 Métodos

Foram realizadas seis modelagens numéricas de MSR autoenvelopados de face inclinada em 1:10 (aproximadamente  $6^\circ$  com a vertical) e reforçados com geogrelhas, separados em dois grupos, conforme Tabela 3.2

O solo foi lançado em camadas de 20 centímetros de altura. Foi adotado um comprimento do reforço ( $L_r$ ) de 75 % da altura do muro correspondente ( $H$ ), segundo metodologia de dimensionamento proposta por Ehrlich e Becker (2009), e com espaçamento vertical ( $S_v$ ) de 40 cm. Todos os muros foram modelados com restrição total de movimento na base e restrição horizontal no tardo do muro. O comprimento horizontal do modelo ( $L_{modelo}$ ) foi de 1,7  $H$ , conforme metodologia empregada por Ehrlich e Becker (2009).

A Tabela 3.3 mostra relação da altura do muro com o comprimento do reforço e os limites horizontais para cada muro modelado.

Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos e mecânicos dos materiais.

Material	Propriedade	Unidade	
Solo de Aterro	Modelo	Hardening Soil	
	Condição	Drenada	
	Peso específico não-saturado, $\gamma_{\text{unsat}}$	19,25	kN/m <sup>3</sup>
	Peso específico saturado, $\gamma_{\text{sat}}$	19,25	kN/m <sup>3</sup>
	Ângulo de atrito, $\Phi$	50	°
	Coesão, c	1	kN/m <sup>2</sup>
	Módulo de rigidez no carregamento, $E_{50}^{\text{ref}}$	4,25x10 <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	Módulo de rigidez oedométrico, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	3,177x10 <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	Módulo de rigidez no carregamento/ descarregamento, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	1,323x10 <sup>5</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	Coefficiente de Poisson, $\nu_{\text{ur}}$	0,25	
	Razão de ruptura, Rf	0,7	
Placa	Modelo	Elástico	
	Rigidez axial elástica, EA	60	kN/m
	Rigidez à flexão elástica, EI	1	kNm <sup>2</sup> /m
Geogrelha	Modelo	Elástico	
	Rigidez axial elástica, EA	600	kN/m

Fonte: Do autor (2020).

Tabela 3.2 - Distribuição dos grupos para modelagem numérica.

Grupo	Face	Altura (m)	Nomenclatura
P	Plana	5	P5
		10	P10
		20	P20
C	Côncava	5	C5
		10	C10
		20	C20

Fonte: Do autor (2020).

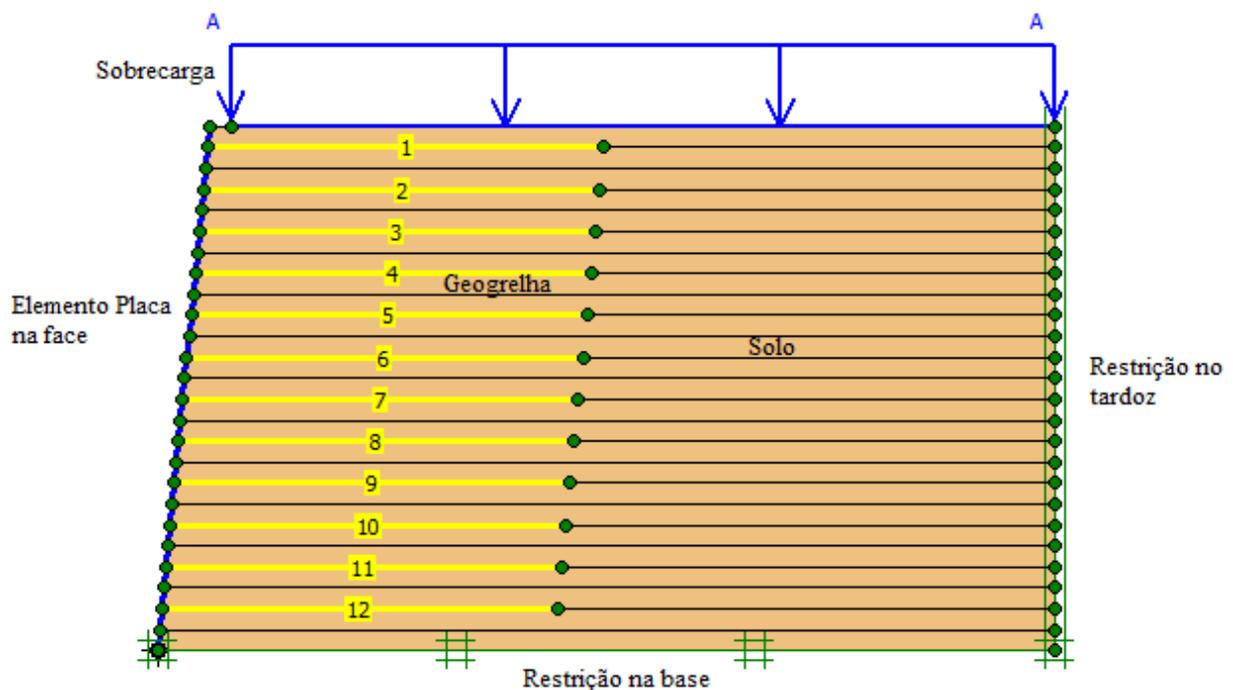
Tabela 3.3 - Relação altura do muro *versus* comprimento do reforço e limite horizontal dos modelos.

Altura do muro (m)	Lr (m)	Lmodelo (m)
5	3,75	8,50
10	7,50	17,00
20	15,00	34,00

Fonte: Do autor (2020).

Foi adicionado um carregamento distribuído em toda a superfície do topo do muro, com afastamento de 20 cm da face de forma a evitar instabilidade local. A Figura 3.1 é uma ilustração do muro P5 após o lançamento dos materiais e da geometria no modelo.

Figura 3.1 - Geometria do muro P5.



Fonte: Do autor (2020).

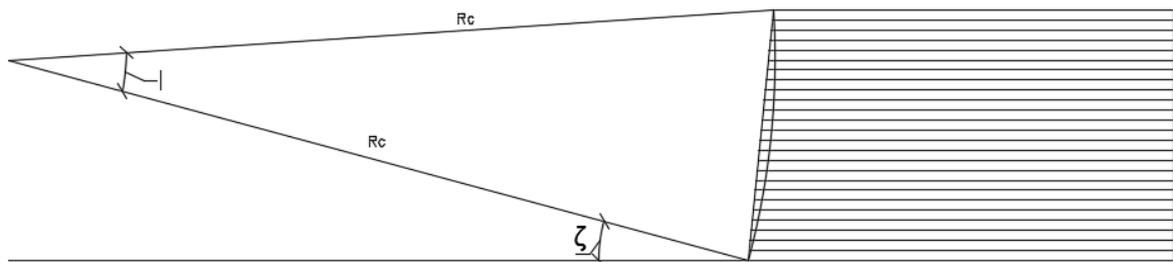
As geometrias das faces dos muros do Grupo C foram calculadas com base nas formulações apresentadas no item 2.2.2.5 *Geometria da face de MSR* e propostas por Vahedifard, Shahrokhbabadi e Leshchinsky (2016). A Tabela 3.4 apresenta os parâmetros utilizados para os muros de 5, 10 e 20 m do Grupo C.

Tabela 3.4 - Parâmetros utilizados na construção da face côncava.

Altura do muro	Parâmetros calculados			
	MCO	Rc (m)	I(°)	ζ (°)
5 m	0,2079	15,2843	18,9227	15,1714
10 m	0,3128	40,5165	14,2486	12,8343
20 m	0,5566	91,0148	12,6791	12,0495

Fonte: Do autor (2020).

Utilizou-se um *software* de desenho para desenhar a geometria da face côncava, a partir de um arco definido pelo raio de curvatura  $R_c$  e o pé do muro. A Figura 3.2 ilustra como foi realizado este procedimento para o muro de 5 m (C5). Analogamente, foram desenhadas as geometrias dos muros de 10 e 20 m.

Figura 3.2 - Desenho da face côncava a partir do parâmetro  $R_c$ .

Fonte: Do autor (2020).

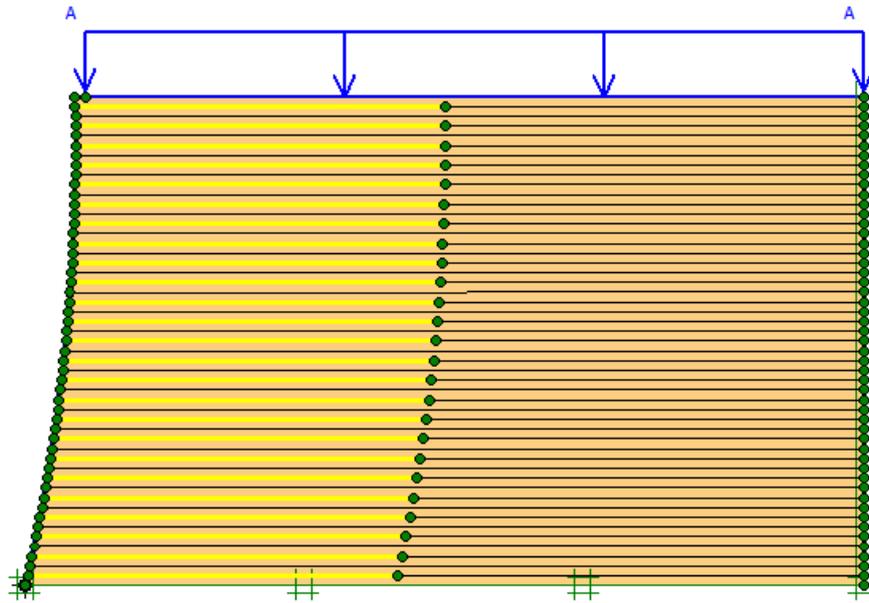
As coordenadas da face côncava foram coletadas na interseção entre o arco gerado e a linha horizontal que delimita a camada de solo. Assim, a cada 0,2 m de altura obtinha-se um par ordenado X e Y para lançamento das coordenadas no *software* de elementos finitos. A Figura 3.3 é uma ilustração do muro do Grupo C com 10 m de altura após o lançamento da sua geometria e dos materiais no modelo.

A simulação da construção do muro no *software* foi realizada respeitando os procedimentos de campo de um muro convencional. As camadas de 0,2 m de solo foram sendo ativadas no *software*, uma em cada fase de cálculo, bem como o seu respectivo elemento da face e o geossintético (quando havia). A Figura 3.4 mostra a ativação de uma camada no meio do muro C10. As regiões coloridas indicam os elementos ativos na fase de cálculo e as regiões em preto e branco indicam os elementos inativos.

Ao final da construção dos muros, foi ativada a sobrecarga distribuída em toda a superfície do topo muro, simulando um carregamento de largura infinita, de 0 a 100 kPa.

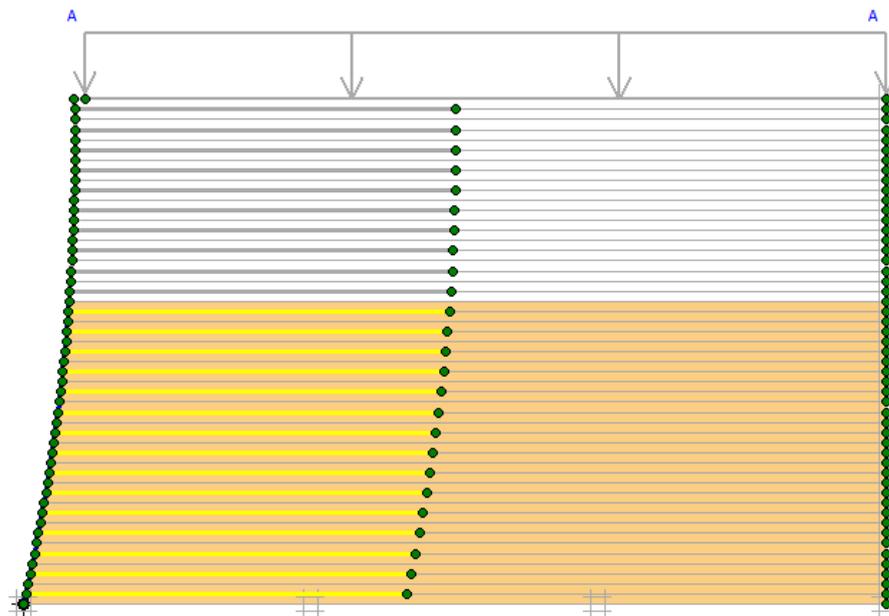
A Figura 3.5 traz as geometrias dos 6 muros modelados no *software* de elementos finitos.

Figura 3.3 - Geometria do muro C10.



Fonte: Do autor (2020).

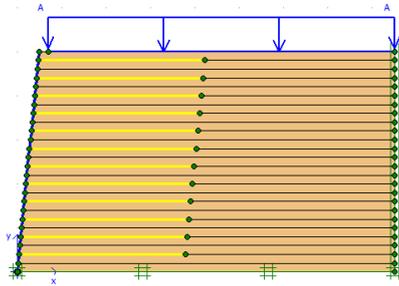
Figura 3.4 - Fase de cálculo programada para o muro C10.



Fonte: Do autor (2020).

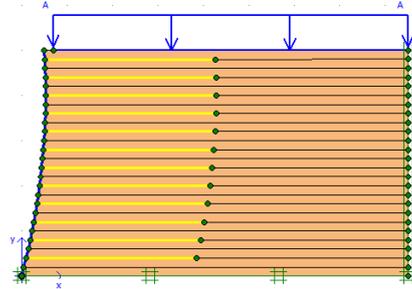
Figura 3.5 - Geometrias dos MSR modelados.

Face Plana (Grupo P)

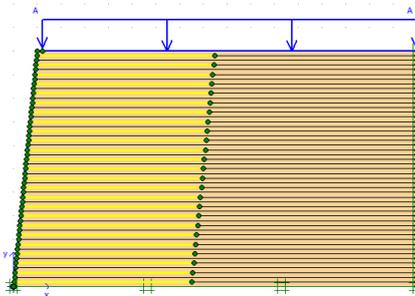


P5 (H = 5 m)

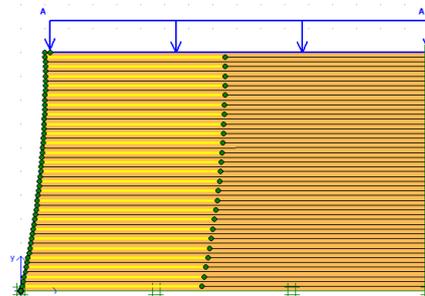
Face Côncava (Grupo C)



C5 (H = 5 m)



P10 (H = 10 m)



C10 (H = 10 m)



P20 (H = 20 m)



C20 (H = 20 m)

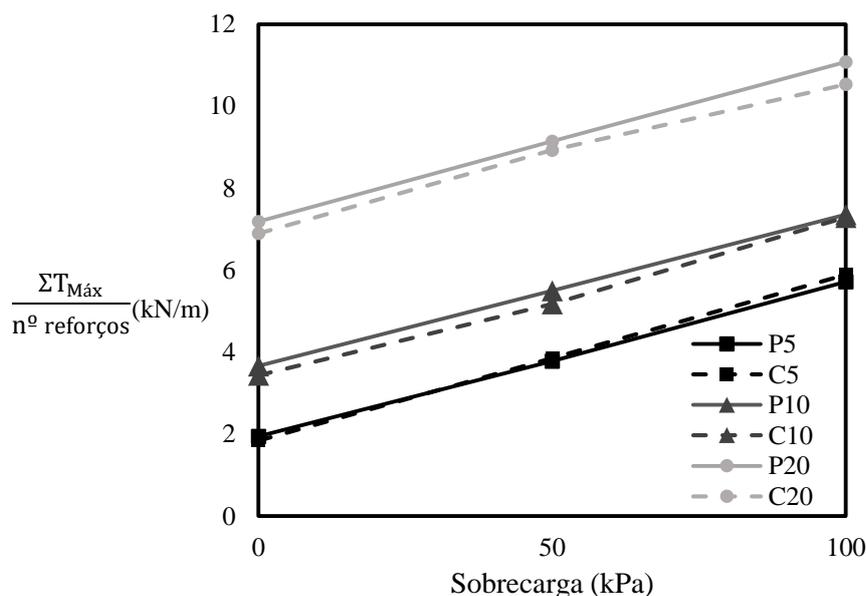
Fonte: Do autor (2020).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Tensões de Tração nos Reforços

Foram coletadas as tensões de tração máximas nos reforços ( $T_{Máx}$ ) dos muros para os estágios ao final da construção e carregadas com 50 e 100 kPa. Essas tensões foram somadas e divididas pelo número de reforços no muro em questão. (FIGURA 4.1).

Figura 4.1 -  $\Sigma T_{Máx}$  versus Sobrecarga.



Fonte: Do autor (2020).

Ao final da construção, o muro C5 apresentou  $\Sigma T_{Máx}$  médio 5,5 % menor do que o muro P5, entretanto, com o aumento da sobrecarga aplicada, o  $\Sigma T_{Máx}$  médio na face côncava superou o de face plana, de modo que ao final das sobrecargas aplicadas o muro P5 apresentou  $\Sigma T_{Máx}$  médio 3,0 % menor do que o muro C5. O muro C10 apresentou uma redução de 6,1 % no  $\Sigma T_{Máx}$  médio ao final da construção em relação ao muro P10, entretanto, no final da aplicação das sobrecargas, no  $\Sigma T_{Máx}$  médio no muro C10 foi apenas 0,9 % menor do que no muro P10. Por fim, nos muros de 20 m de altura, a face côncava apresentou menor  $\Sigma T_{Máx}$  médio no final da construção, sendo as tensões no muro C20 4,0 % menores que as tensões no muro P20 e no final da aplicação das sobrecargas as tensões no muro C20 foram 4,9 % menores que no muro P20.

Os dados apresentados na Tabela 4.1 resumem as diferenças do  $\Sigma T_{Máx}$  médio nos muros de face côncava em relação aos muros de face plana para as três alturas e para os estágios ao final da construção e final de aplicação das sobrecargas.

Tabela 4.1 - Diferenças no  $\Sigma T_{Máx}$  dos muros de face côncava em relação aos muros de face plana.

Altura (m)	Diferenças no $\Sigma T_{Máx}$ do Grupo C em relação ao Grupo P(%)	
	Final de Construção (0 kPa)	Final da aplicação de sobrecargas (100 kPa)
5 (P5 e C5)	5,5	-3,0
10 (P10 e C10)	6,1	0,9
20 (P20 e C20)	4,0	4,9

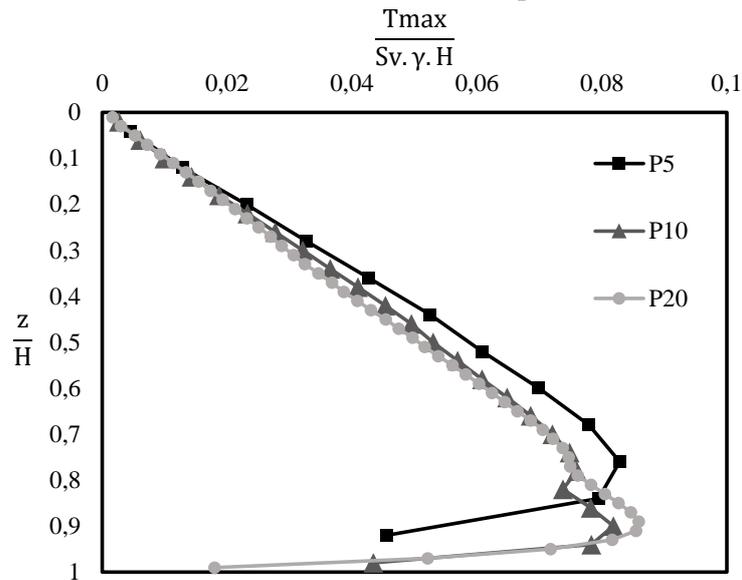
Fonte: Do autor (2020).

De acordo com a Tabela 4.1, pode-se perceber que ao final da construção, todos os muros de face côncava tiveram redução do  $\Sigma T_{Máx}$  médio em relação aos de face plana, com destaque para a maior redução apresentada pelo muro C10 em relação ao muro P10. No final da aplicação de sobrecargas, a redução do  $\Sigma T_{Máx}$  médio vai progredindo com o aumento da altura, saindo de -3,0 % no muro de 5 m e chegando a 4,9 % no muro de 20 m de altura, indicando que quanto maior a altura, maior a redução nas tensões dos muros de face côncava em relação a muros de face plana.

Neste ponto, é importante salientar que a modelagem geométrica da face côncava utilizando os parâmetros apresentados por Vahedifard, Shahrokhadi e Leshchinsky (2016) gera uma parcela de muro com faceamento de inclinação negativa próximo ao topo dos muros, sendo da ordem de 1 m de profundidade em todos os casos. Essa parcela de muro com faceamento de inclinação negativa contribui para o aumento das tensões nos reforços do topo do muro, pois gera uma instabilidade local, uma vez que aumenta a sollicitação nos reforços. Na presença da sobrecarga, esses efeitos são pronunciados. Como o tamanho deste trecho de faceamento com inclinação negativa é relativamente o mesmo nos três modelos de alturas diferentes, e não proporcional à altura dos muros, parece razoável que os muros de menores alturas sejam mais afetados no  $\Sigma T_{Máx}$  médio e também na tensão normalizada, conforme será apresentado a seguir.

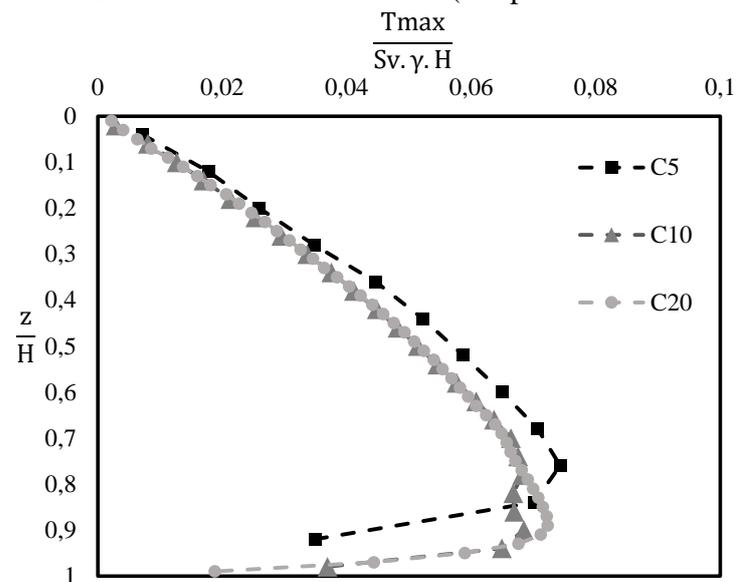
Nas Figuras 4.2 e 4.3 são apresentadas a  $T_{Máx}$  normalizada com a profundidade normalizada ( $z/H$ ) do reforço no muro ao final da construção, para os muros do Grupo P e C, respectivamente, sendo  $z$  a distância do topo do muro até o reforço em questão e  $H$  a altura total do muro. A normalização de  $T_{Máx}$  é feita levando-se em consideração a região de influência de cada reforço ( $S_v$ ), a tensão vertical máxima ( $\gamma \cdot H$ ) e o estágio de carregamento que está submetido, ou seja, nulo no final de construção.

Figura 4.2 -  $T_{M\acute{a}x}$  Normalizada *versus*  $z/H$  (Grupo P – Final de Construção).



Fonte: Do autor (2020).

Figura 4.3 -  $T_{M\acute{a}x}$  Normalizada *versus*  $z/H$  (Grupo C – Final de Construção).



Fonte: Do autor (2020).

De acordo com as Figuras 4.2 e 4.3, é possível observar que o comportamento dos muros dos Grupos P e C ao final de construção são similares para as alturas de 10 e 20 m, ou seja, na ausência de carregamentos as tensões desenvolvidas nos reforços desses muros seguem um padrão que independe da altura do muro. O mesmo não ocorre para os muros de 5 m de altura, como pode ser visto pelo distanciamento das curvas de P5 e C5 em relação as demais.

As tensões normalizadas médias para a etapa de final de construção são apresentadas na Tabela 4.2.

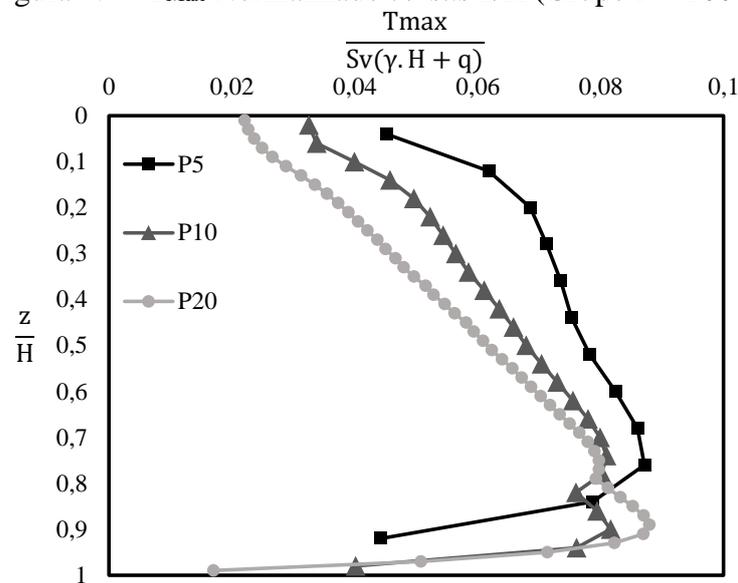
Tabela 4.2 - Tensões Médias Normalizadas (Final da Construção).

Muro	$T_{M\acute{a}x}$ normalizada média nos reforços
P5	0,0487
C5	0,0463
P10	0,0476
C10	0,0446
P20	0,0466
C20	0,0448

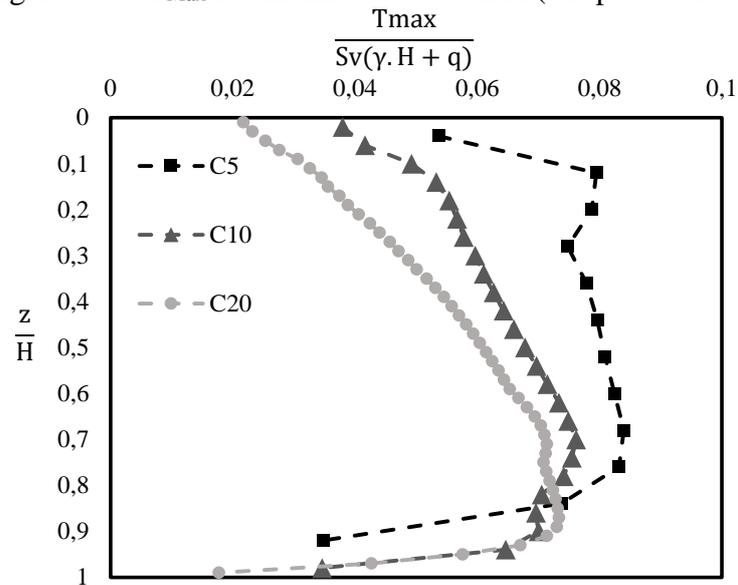
Fonte: Do autor (2020).

Os dados apresentados na Tabela 4.2 mostram que para todas as alturas os muros de face côncava apresentaram tensões médias normalizadas menores do que os muros de face plana. A diferença de tensões médias normalizadas entre os muros P5 e C5 foi de 4,9 %. Nos muros P10 e C10 a diferença foi de 6,3 % e nos muros P20 e C20 a diferença foi de 3,9 %.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 são apresentadas as tensões máximas normalizadas com a profundidade normalizada para a etapa final de aplicação de sobrecargas dos muros de face plana e côncava, respectivamente.

Figura 4.4 -  $T_{M\acute{a}x}$  Normalizado *versus*  $z/H$  (Grupo P – 100 kPa).

Fonte: Do autor (2020).

Figura 4.5 –  $T_{M\acute{a}x}$  Normalizado *versus*  $z/H$  (Grupo C – 100 kPa).

Fonte: Do autor (2020).

É possível observar uma variação significativa das tensões máximas normalizadas de tração para muros de face plana e côncava com alturas diferentes. Esse resultado mostra que, apesar das tensões de tração serem maiores nos muros de maiores alturas (como visto no  $\Sigma T_{M\acute{a}x}$  – FIGURA 4.1), se normalizarmos as tensões com base nas alturas dos muros, a presença da sobrecarga diminui as tensões normalizadas, indicando que o efeito da sobrecarga sobre as tensões nos reforços é mais pronunciado em muros de menores alturas.

A Tabela 4.3 traz as tensões médias normalizadas para o final da aplicação de sobrecargas.

Tabela 4.3 - Tensões Médias Normalizadas (100 kPa)

Muro	$T_{M\acute{a}x}$ normalizada média nos
	reforços
P5	0,0710
C5	0,0736
P10	0,0629
C10	0,0623
P20	0,0571
C20	0,0543

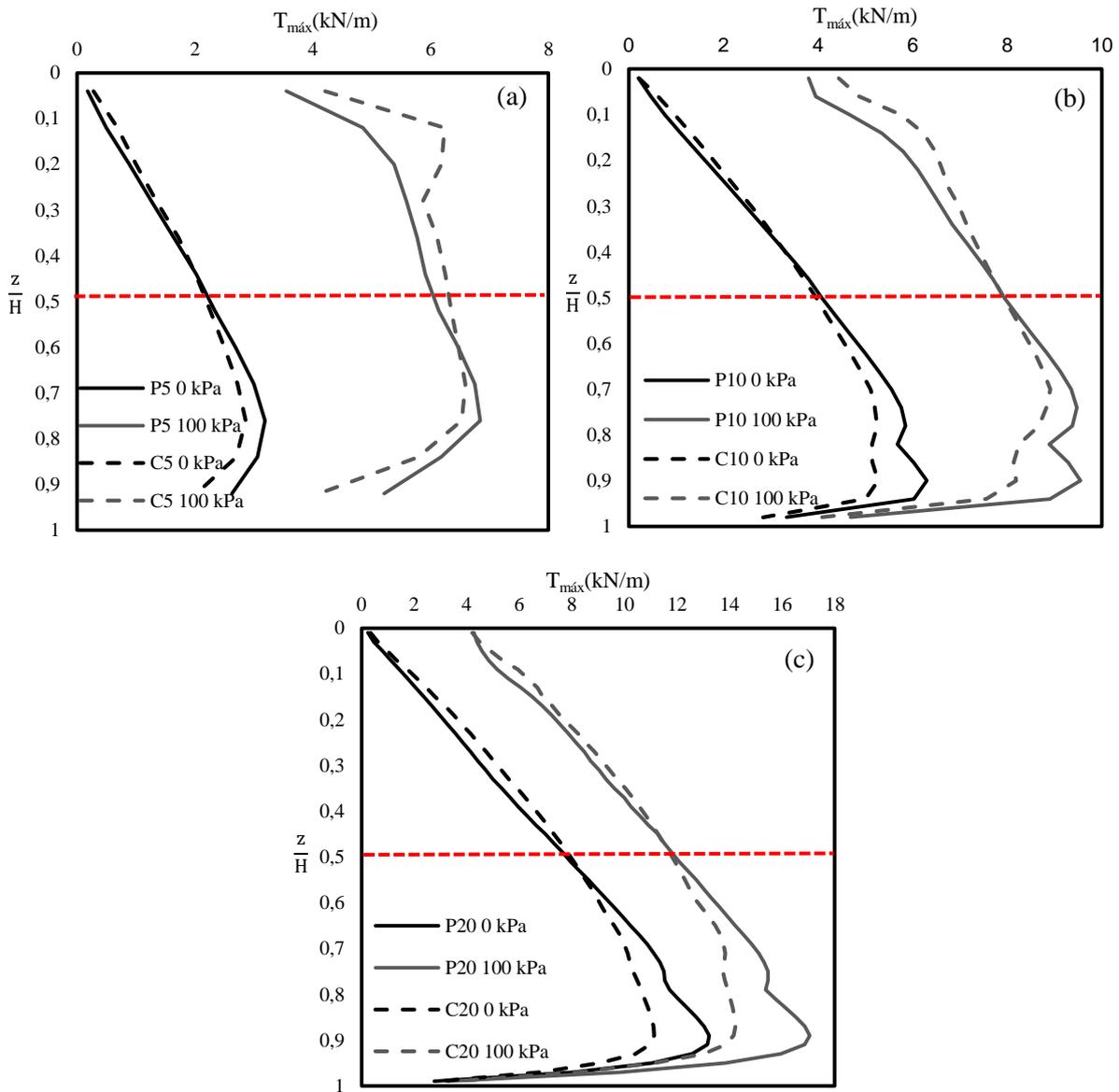
Fonte: Do autor (2020).

Ao final da aplicação de sobrecargas, observa-se que o muro P5 apresentou  $T_{M\acute{a}x}$  normalizada média 3,7 % menor do que C5; o muro C10 apresentou  $T_{M\acute{a}x}$  normalizada média

1,0 % menor do que P10; o muro C20 apresentou  $T_{M\acute{a}x}$  normalizada média 4,9 % menor do que P20.

Por fim, são apresentadas na Figura 4.6 as tensões máximas *versus* profundidades normalizadas.

Figura 4.6 -  $T_{M\acute{a}x}$  *versus*  $z/H$  (a) P5 e C5; (b) P10 e C10; (c) P20 e C20.



Fonte: Do autor (2020).

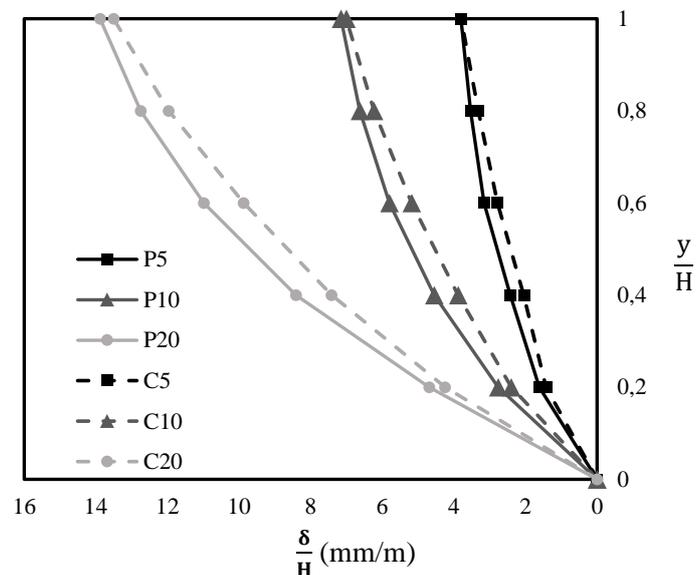
Nota-se que os muros de face côncava apresentaram  $T_{M\acute{a}x}$  superiores nos reforços da metade superior dos muros, ao passo que os muros de face plana apresentaram  $T_{M\acute{a}x}$  superiores nos reforços da metade inferior dos muros tanto nas etapas de final de construção quanto final da aplicação de sobrecargas. Também é possível perceber que as magnitudes das  $T_{M\acute{a}x}$  na

metade inferior do muro são significativamente superiores às tensões no topo, o que torna necessário buscar a redução das tensões nessa região. Como os muros C5, C10 e C20 apresentaram tensões menores do que os muros P5, P10 e P20 nas camadas de reforço da metade inferior, pode-se dizer que a face côncava contribui para tornar a estrutura em MSR mais econômica e segura, pois reduz a tensão máxima desenvolvida nessa região, o que possibilita a redução também das tensões requeridas aos reforços em projeto, bem como a redução da densificação das camadas de reforços (possibilita maiores espaçamentos verticais).

## 4.2 Deslocamentos Laterais

Foram coletados os deslocamentos laterais ( $\delta$ ) sofridos por todos os muros nas mesmas alturas normalizadas ( $y/H$ ), para possibilitar a comparação entre muros com alturas diferente, sendo que  $y$  é a distância vertical entre a base do muro e o ponto de coleta do deslocamento lateral e  $H$  a altura total do muro. Na Figura 4.7 é apresentado o  $\delta/H$  por  $y/H$  ao final da construção.

Figura 4.7 - Deslocamentos Laterais Normalizados *versus*  $y/H$  (Final de Construção).



Fonte: Do autor (2020).

Vê-se que, ao o final de construção, os deslocamentos laterais dos muros de face plana foram superiores aos deslocamentos laterais dos muros de face côncava, nas três alturas de muros modelados. É possível notar que a diferença é mais pronunciada no terço médio do muro.

Na Tabela 4.4 são apresentados os deslocamentos laterais médios normalizados dos muros após o final de construção.

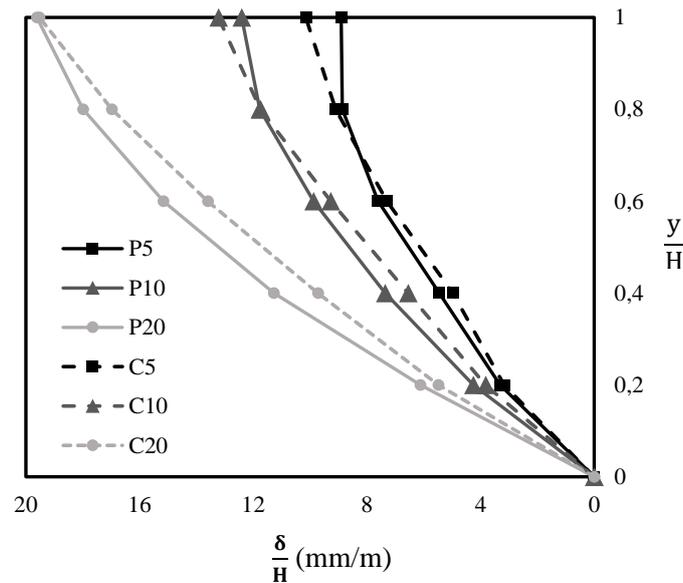
Tabela 4.4 - Deslocamentos Laterais Médios Normalizados (Final de Construção).

Muro	$\frac{\delta}{H}$ (mm/m)
P5	2,4205
C5	2,2295
P10	4,4828
C10	4,1169
P20	8,4542
C20	7,8369

Fonte: Do autor (2020).

O muro C5 apresentou deslocamento lateral médio normalizado 7,9 % inferior ao muro P5. A redução no deslocamento lateral médio normalizado do muro C10 em relação ao muro P10 foi de 8,2 %. Por fim, a redução no deslocamento lateral médio normalizado do muro C20 em relação ao muro P20 foi de 7,3 %. Esses resultados corroboram com os resultados obtidos na análise das tensões nos reforços, evidenciando que, na ausência de sobrecargas, existe uma altura de aproveitamento ótimo de 10 metros para o muro de face côncava, em que tanto a redução nas tensões de tração nos reforços quanto a redução nos deslocamentos laterais foram as maiores reduções observadas.

Na Figura 4.8 é apresentado o  $\delta/H$  por  $y/H$  ao final da aplicação de sobrecargas.

Figura 4.8 - Deslocamentos Laterais Normalizados *versus*  $y/H$  (100 kPa).

Fonte: Do autor (2020).

Os deslocamentos laterais dos muros C5 e C10 superaram os deslocamentos laterais dos muros P5 e P10 no topo do muro, região que apresenta a parcela de faceamento com inclinação negativa e que tem as instabilidades locais pronunciadas pelo efeito da sobrecarga. Devido a estas instabilidades locais, era esperado que os deslocamentos laterais normalizados dos muros de face côncava fossem superiores aos apresentados pelos muros de face plana nesta região. O muro C20 manteve seus deslocamentos laterais menores do que os apresentados pelo muro P20 ao longo de todas as profundidades, pois a instabilidade gerada na parcela de faceamento com inclinação negativa não foi suficiente para alterar o comportamento do muro.

Na Tabela 4.5 são apresentados os deslocamentos laterais médios normalizados dos muros após o final da aplicação de sobrecargas.

Tabela 4.5 - Deslocamentos Laterais Médios Normalizados (100 kPa).

<b>Muro</b>	$\frac{\delta}{H}$ (mm/m)
P5	5,6914
C5	5,7803
P10	7,6136
C10	7,4343
P20	11,6933
C20	10,8816

Fonte: Do autor (2020).

Os resultados apresentados na Tabela 4.5 mostram que o muro P5 apresentou deslocamentos laterais médios normalizados 1,6 % menores do que C5. O muro C10 apresentou deslocamentos laterais médios normalizados 2,4 % menores do que P10. Finalmente, o deslocamento lateral médio normalizado de C20 foi 6,9 % menor do que em P20.

Esses resultados corroboram com o observado para as tensões nos reforços, em que, com a atuação das sobrecargas o muro de face côncava passa a apresentar maiores reduções de deslocamento lateral, e conseqüentemente de tensões para a altura de 20 m.

Os dados apresentados na Tabela 4.6 resumem as discussões a respeito reduções das tensões e deslocamentos laterais dos muros de face côncava em relação aos de face plana apresentadas até aqui.

Tabela 4.6 – Maiores diferenças nas Tensões de Tração nos Reforços ou Deslocamentos Laterais do Grupo C em relação ao Grupo P.

	<b>Final de Construção (0 kPa)</b>	<b>Final da aplicação de sobrecargas (100 kPa)</b>
<b><math>\Sigma T_{\text{Máx}} \text{ médio}</math></b>	C10 (6,1 %)	C20 (4,9 %)
<b><math>T_{\text{Máx}} \text{ médio}</math> normalizado</b>	C10 (6,3 %)	C20 (4,9 %)
<b>Deslocamento lateral médio</b>	C10 (8,2 %)	C20 (6,9 %)

Fonte: Do autor (2020).

Como pode ser observado, na ausência de sobrecargas, os maiores ganhos em termos de redução das tensões ou deslocamentos laterais do muro de face côncava em relação ao muro de face plana são obtidos no muro de 10 m de altura, enquanto que após a aplicação de sobrecargas de 0 a 100 kPa, os maiores ganhos são obtidos no muro de 20 m de altura, devido à influência da sobrecarga na parcela de inclinação negativa dos muros de face côncava ser mais pronunciada nos muros de menores alturas pois no muro de 20 m essa instabilidade local é equilibrada pelos ganhos da face côncava ao longo de toda profundidade do muro.

## **5 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **5.1 Conclusões**

Diversas são as variáveis capazes de modificar o comportamento de um muro de solo reforçado, tais como o próprio solo de aterro, o tipo de reforço utilizado, tipo de faceamento, o processo de compactação, a inclinação e geometria da face, a altura do muro, os estágios de solicitações no muro, entre outros.

Este trabalho analisou a influência de uma nova geometria de face côncava para três alturas e situações ao final da construção do muro e após aplicações de sobrecargas até 100 kPa, de modo a se observar se os benefícios que vem sendo discutidos à respeito desta geometria côncava de face são replicados para diferentes alturas de muros.

Os resultados obtidos na análise das tensões de tração nos reforços e nos deslocamentos laterais mostraram que a geometria da face interfere no comportamento do muro, visto que muros de face côncava apresentaram menores tensões de tração nos reforços e deslocamentos laterais do que muros de face plana.

Ainda, esta interferência é afetada pela altura do muro, uma vez que muros de face côncava com alturas diferentes apresentaram diferentes porcentagens de redução nas tensões de tração nos reforços e nos deslocamentos laterais.

Sobre as tensões de tração nos reforços, observou-se um comportamento similar no desenvolvimento dessas tensões ao longo da profundidade dos muros de 10 e 20 m ao final da construção, tanto para muros de face plana como para muros de face côncava. No final da aplicação de sobrecargas, há uma dispersão no comportamento das tensões máximas nos muros de alturas diferentes, sendo os muros de menores alturas os mais afetados devido à presença da sobrecarga.

A face côncava reduziu as tensões nos reforços na metade inferior dos muros em relação aos de face plana, possibilitando a utilização de reforços com menores resistências, gerando economia durante a etapa de especificação de materiais.

Portanto, este trabalho mostrou que na ausência de sobrecargas, muros de face côncava ofereceram maiores reduções nas tensões e nos deslocamentos laterais em relação à face plana na altura de 10 m, e, após a aplicação de sobrecargas, as maiores reduções são obtidas na altura de 20 m.

### **5.2 Sugestões para pesquisas futuras**

Propõe-se a modelagem de muros de face côncava e plana com alturas superiores a 20 m de altura e variadas no intervalo abordado nesta pesquisa.

Além disso, sugere-se a modificações de variáveis da modelagem geométrica dos muros, como a inclinação do muro de face reta em relação à vertical ( $\omega$ ), e variáveis do processo construtivo como tipo de faceamento e compactação.

## REFERÊNCIAS

- ANDRADRE, M. P. **Estudo Numérico Comparativo do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Diferentes Geometrias de Face**. 2019. 44 p. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10318-1: Geossintéticos - Parte 1: Termos e definições**. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de Encostas**. Rio de Janeiro, 2009.
- AVESANI NETO, J. O.; HAYASHIDA, E. M.; PEREIRA, V. R. G. Levantamento e comparação dos custos de diferentes soluções de contenção em aterro. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 6, 2013, Angra dos Reis. **Anais...Angra dos Reis: COBRAE**, 2013. p. 415-422.
- AVESANI NETO, J. O.; HAYASHIDA, E. M.; PLÁCIDO, R. R. Alternativa de sistema de faceamento para contenções em solo reforçado com geossintéticos. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 6º, 2013, Angra dos Reis. **Anais...Angra dos Reis: COBRAE**, 2013. p. 506-513.
- AZEVEDO, A, F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1º ed. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- BATHURST, R. J.; WALTERS, D. L.; VLACHOPOULOS, N. P.; BURGESS, P. G.; ALLEN, T. M. Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Vol. 44, p. 1484-1490, 2000.
- BENJAMIM, C.V.S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. 278 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- DANTAS, B. T. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho**. 2004. 209 p. Tese (Doutorado) - COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- EHRlich, M; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. 1º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- EHRlich, M.; AZAMBUJA, E. Muros de solo reforçado. In: Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 4º, 2003, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Geossintéticos, 2003. p. 81-100.
- EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 120, n. 4, p. 625-645, 1994.
- GONÇALVES, J. F. **Estudo numérico do comportamento de muros de solo reforçado com geossintético**. 2016. 158 p. Dissertação (Mestrado) - POLI/Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

HELWANY, S. M. B.; REARDON, G.; WU, J. T. H. Effects of backfill on the performance of GRS retaining walls. **Geotextiles and Geomembranes: IGS**, Vol. 17, p. 1-16, 1998.

HUANG, B.; BATHURST, R. J.; HATAMI, K.; ALLEN, T. M. Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Vol. 47, p. 885-904, 2010.

LOIOLA, F. L. P. **Estudo numérico da influência da face no comportamento de muros de solo reforçado**. 2001. 166 p. Dissertação (Mestrado) - COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MARQUES, G. L. O. **Uso de geotêxteis em muros de contenção de pequeno porte**. 1994 . 126 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1994.

McGOWN, A; ANDRAWES, K. Z.; PRADHAN, S.; KHAN, A. J. Limit state design of geosynthetic reinforced soil structures. In: International Conference on Geosynthetics, 6<sup>o</sup>, Atlanta. **Anais...Atlanta: ICG/IGS**, 1998. p. 143-179.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Evaluation of the effect of toe restraint on GRS walls. **Transportation Geotechnics**, Rio de Janeiro, p. 35-44, 2016.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M.; DIEGUEZ, C. Evaluation of the combined effect of toe resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes: IGS**, Vol. 44, p. 287-294, 2016.

PLÁCIDO, R. R. **Análises de campo e laboratório do comportamento ao longo do tempo de muros de solos tropicais finos reforçados com geossintéticos**. 2016. 399 p. Tese (Doutorado) - POLI/Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

RICCIO FILHO, M. V., EHRLICH, M. Prediction of tension in the reinforcement in a full scale block-faced geogrid reinforced soil wall using fine-grained tropical soil as backfill. In: International Conference on Geosynthetics, 9<sup>o</sup>, São Paulo. **Anais...São Paulo: ICG/IGS**, 2010. p. 1619-1622.

RICCIO FILHO, M. V, 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: IGS**, Vol 42, p. 127-138, 2014.

VAHEDIFARD, F.; SHAHROKHABADI, S.; LESHCHINSKY, D. Geosynthetic-reinforced soil structures with concave facing profile. **Geotextiles and Geomembranes: IGS**, Vol. 44, p. 358-365, 2016.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 1<sup>o</sup> ed. São Paulo: Blucher, 2004.

VIDAL, H. The principles of reinforced earth. **Highway Research Record**, Vol. 282, p. 1-16, 1969.