

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÕES ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO DE  
ESFORÇOS DE TRAÇÃO EM MUROS REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS**

**MICHAEL ANDREY VARGAS BARRANTES**

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-278/16**

**BRASÍLIA/DF: OUTUBRO/2016**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÕES ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO DE  
ESFORÇOS DE TRAÇÃO EM MUROS REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS**

**MICHAEL ANDREY VARGAS BARRANTES**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.(UnB)**

**(ORIENTADOR)**

---

**LUIS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc.(UnB)**

**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ANA CRISTINA CASTRO FONTENLA SIEIRA, D.Sc.(UERJ)**

**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 07 OUTUBRO de 2016**

## FICHA CATALOGRÁFICA

BARRANTES, MICHAEL ANDREY VARGAS

Comparações entre Métodos de Cálculo de Esforços de Tração em Muros Reforçados com Geossintéticos [Distrito Federal] 2016

xviii, 107 p., 210x297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)

Dissertação de Mestrado-Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- |                     |                                   |
|---------------------|-----------------------------------|
| 1. Geossintéticos   | 2. Estruturas de solos reforçados |
| 3. Análise numérica | 4. Métodos de cálculo usuais      |
| I. ENC/FT/UnB       | II. Título (série)                |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BARRANTES, M.A.V (2016) Comparações entre Métodos de Cálculo de Esforços de Tração em Muros Reforçados com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-278/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 107 p.

## CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Michael Andrey Vargas Barrantes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comparações entre Métodos de Cálculo de Esforços de Tração em Muros Reforçados com Geossintéticos.

GRAU/ANO: Mestre/2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Michael Andrey Vargas Barrantes

Asa Norte, CLN 409, Bl. C, Apto 202.

CEP: 70853-536 –Brasília/DF - Brasil

(e-mail: [ma12vargas@gmail.com](mailto:ma12vargas@gmail.com))

## **DEDICATÓRIA**

**Dedico este trabalho primeiramente a Deus  
aos meus pais,  
a minha irmã  
aos meus irmãos**

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, agradeço a Deus por ter me guiado desde o processo seletivo para o mestrado, até a conclusão do mesmo, e por poder contar sempre com a sua ajuda.

Agradeço a todos os professores do programa de pós-graduação, pois aprendi muito deles. Ao professor André Luis Brasil, pela amizade, motivação, aconselhamentos e pela disponibilidade em sempre ajudar. Ao professor Juan Felix, agradeço a sua disponibilidade em me ajudar. Agradeço ao Eder pela coorientação.

Agradeço ao meu orientador, o professor Ennio, por sua dedicação, paciência, amizade, por quem eu sinto grande admiração, pelo seu incrível exemplo como pessoa, como professor e como orientador. Por ter sempre disponibilidade para esclarecer minhas dúvidas e corrigir meus erros com incrível paciência.

Aos professores Luis Fernando Martins e Ana Cristina Castro, pela participação e contribuição em minha banca examinadora.

Agradeço também a todas as pessoas que estiveram ao meu redor durante todo este período, pela amizade e apoio.

Agradeço à CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro.

## RESUMO

Muros reforçados com geossintéticos são estruturas de contenção cada vez mais populares devido à praticidade, rapidez e economia durante a execução, dentre outras vantagens. Entretanto, diferenças substanciais podem surgir nas previsões de forças de tração mobilizadas nas camadas de reforço, dependendo do método de cálculo utilizado. Usualmente, métodos de equilíbrio limite são utilizados no dimensionamento e na previsão de forças em tais estruturas. Esta dissertação visou avaliar a acurácia de diferentes metodologias de previsão de forças de tração nos reforços, sendo que os métodos de previsão utilizados incluíram métodos tradicionais de equilíbrio limite, métodos que consideram as condições de trabalhos das estruturas e previsões numéricas por elementos finitos. Análises de casos hipotéticos aplicando diferentes métodos de cálculo resultaram em diferenças significativas entre resultados de métodos baseados nos princípios de equilíbrio limite e os baseados em condições de trabalho das estruturas. Comparações semelhantes foram efetuadas com simulações numéricas por meio de elementos finitos, avaliando-se também o efeito da compressibilidade do solo de fundação. Os métodos de cálculo e análises numéricas foram também utilizadas para a previsões de forças nos reforços medidas em dois muros experimentais ao final de construção. Um dos muros foi reforçado com geogrelha e o outro com geotêxtil não tecido. Com base nos resultados pôde-se concluir que, para as condições analisadas, a maioria dos métodos foram conservadores, com melhores previsões tendo sido obtidas pelo método *K-Stiffness* (2008). Com base nas conclusões deste estudo, verifica-se que mais pesquisas sobre o tema são necessárias com o objetivo de melhorar a acurácia da previsão de forças de tração em reforços de muros reforçados com geossintéticos.

## **ABSTRACT**

Reinforced soil walls are increasingly popular retaining structures due to their fast and easy construction and cost savings, among other advantages. However, significant differences among reinforcement tensile force predictions may arise, depending on the method used. Limit equilibrium methods are commonly employed for the design and prediction of tensile reinforcement forces in such structures. This dissertation aims at evaluation the accuracy of predictions of geosynthetic reinforcement forces by different methods, including limit equilibrium, working stress and numerical methods. Parametric studies for hypothetical walls of different heights yielded significant differences in comparison with predictions from working stress methods and numerical analyses. Comparisons among such methods and predictions by the finite element method were also carried out to investigate the influence of foundation soil compressibility. Predictions of reinforcement forces by the design methods under investigation were also compared with data from two instrumented geosynthetic reinforced walls at the end of construction. One of the walls was reinforced with a geogrid and the other with a nonwoven geotextile. From the analyses carried out it was possible to conclude that in general most of the design methods were quite conservative, with better accuracy being presented by the K-Stiffness method (2008) for the conditions investigated. The findings show that further research is required to improve the accuracy of methods for the prediction of reinforcement forces in geosynthetic reinforced walls.

## ÍNDICE

<i>Capítulo</i>	<i>Página</i>
INTRODUÇÃO .....	1
1.1 MOTIVAÇÃO .....	1
1.2 OBJETIVO GERAL .....	2
1.2.1 Objetivos específicos .....	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
2.1 ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO.....	3
2.1.1 Estabilidade de muros reforçados .....	4
2.1.2 Mecanismos de interação solo-reforço .....	7
2.1.3 Rigidez do reforço.....	11
2.2 GEOSSINTÉTICO COMO MATERIAL DE REFORÇO .....	12
2.3 MÉTODOS DE CÁLCULO EMPREGADOS NA PREVISÃO DE FORÇAS ATUANTES EM GEOSSINTÉTICOS EM MUROS DE CONTENÇÃO	18
2.3.1 Métodos de equilíbrio limite .....	18
2.3.2 Método baseado nas condições de serviço de estruturas em solo reforçado	21
2.4 ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	32
2.5 PROGRAMA PLAXIS .....	33
2.5.1 Características do programa Plaxis .....	34
2.5.2 Modelos constitutivos do software plaxis .....	35
3 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO .....	37
3.1 MÉTODO DE RANKINE .....	38



3.1.1	Estabilidade externa .....	38
3.1.2	Estabilidade Interna.....	42
3.2	MÉTODO AASHTO .....	43
3.2.1	Estabilidade Externa .....	43
3.2.2	Estabilidade Interna.....	44
3.3	MÉTODO <i>K-STIFFNESS</i> .....	46
3.3.1	Estabilidade interna.....	46
3.4	MÉTODO EHRLICH & MITCHELL.....	48
3.4.1	Estabilidade Externa .....	48
3.4.2	Estabilidade Interna.....	48
3.5	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS CASOS ESTUDADOS.....	50
3.5.1	Modelo numérico .....	50
3.5.2	Geometria.....	50
3.5.3	Propriedades dos materiais.....	51
3.6	COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS COM DADOS DOS MUROS EXPERIMENTAIS DE SANTOS (2011).....	54
3.6.1	Características dos muros analisados.....	54
3.6.2	Métodos de cálculo empregados .....	57
	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	60
4.1	COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO.....	60
4.1.1	Espaçamento entre camadas de reforço e comprimento de ancoragem 60	
4.1.2	Comparação das cargas máximas de tração.....	64
4.1.3	Comparações em Termos de Tensões Horizontais Estabilizadoras	71
4.2	COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .....	73

4.3	COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS USUAIS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS CONSIDERANDO-SE O SOLO DE FUNDAÇÃO	79
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES POR MÉTODOS DE CÁLCULO USUAIS, SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E RESULTADOS DE MUROS INSTRUMENTADOS .....	85
4.4.1	Muro 1 (reforçado com geogrelha) .....	85
4.4.2	Muro 2 (Reforçado com geotêxtil não tecido) .....	86
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	88
5.1	DIFERENÇAS ENTRE OS MÉTODOS USUIAS DE CÁLCULO ....	88
5.2	COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS USUAIS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .....	88
5.3	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SOLO DE FUNDAÇÃO .....	89
5.4	COMPARAÇÃO DE MÉTODOS COM DADOS DE 2 MUROS EXPERIMENTAIS .....	89
5.5	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	90
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	91
	Apêndice .....	96

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 Parâmetros do modelo <i>Hardening Soil</i> (Modificado- Araújo, 2009).....	36
Tabela 3-1 Propriedades do material de aterro e do material de reforço.....	37
Tabela 3-2 Resumo de fatores para o cálculo de $L_e$ segundo AASHTO (2014).....	46
Tabela 3-3 Parâmetros hiperbólicos conservativos de solo brasileiros (Marques et al., 2006).....	49
Tabela 3-4 Parâmetros do material de aterro utilizados nas simulações numéricas.....	52
Tabela 3-5 Descrição das etapas de cálculo utilizadas nas simulações numéricas ( Muro de 8 m).....	52
Tabela 3-6 Propriedades do material de aterro (RCD-R).(Santos <i>et al.</i> , 2014).....	55
Tabela 3-7 Propriedades do geossintéticos (Santos <i>et al.</i> , 2014) .....	56
Tabela 3-8 Principais características dos muros experimentais (Santos,2011).....	56
Tabela 3-9 Propriedades do solo de fundação utilizadas nas simulações (Fonseca <i>et al.</i> , 2013).....	58
Tabela 3-10 Propriedades do material de aterro utilizadas nas simulações. (Fonseca <i>et al.</i> , 2013).....	58
Tabela 4-1 Resumo dos resultados obtidos pela comparação entre métodos de cálculo	68
Tabela 4-2 Comparações entre valores de $\sigma_{hm}$ .....	71
Tabela 4-3 Comparações entre valores de $\sigma_{hm}$ .....	72
Tabela 4-4 Comparações entre valores de $\sigma_{hm}$ .....	72
Tabela 4-5 Comparações entre valores de $\sigma_{hm}$ .....	72
Tabela 4-6 Resumo de resultados obtido pelo método de cálculo e pelo método numérico .....	78
Tabela 4-7 Resumo dos de resultados obtido pelos métodos de cálculo usuais e por elementos finitos.....	84

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Comparação de custos (DER, 1986) .....	4
Figura 2.2 Mecanismos de ruptura: a) deslizamento; b) tombamento; c) capacidade de carga da fundação; d) instabilidade global (Modificado Ehrlich & Becker, 2014)..	5
Figura 2.3 Mecanismo de interação por: a) atrito; B) resistência passiva (Jewell, 1996)	6
Figura 2.4 Superfície potencial de ruptura: a) Reforço Inextensível; b) Reforço Extensível. (Das, 1999) .....	7
Figura 2.5 Mecanismo de reforço de estruturas de solo reforçado (Modificado Holtz & Lee, 2002).....	7
Figura 2.6 Mecanismos de interação solo-geogrelha (Ehrlich & Becker, 2012) .....	8
Figura 2.7 Mecanismos de ruptura possíveis em uma estrutura de solo reforçado (Milligan & Palmeira, 1987) .....	9
Figura 2.8 Alguns ensaios para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geossintético (Becker, 2006) .....	9
Figura 2.9 Esquema do ensaio de rampa (Becker 2001) .....	10
Figura 2.10 Indicação das zonas ativa e resistente e distribuição da força de tração nos reforços (Ehrlich & Azambuja, 2003) .....	11
Figura 2.11 Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado (Ehrlich & Becker, 2012).....	12
Figura 2.12 Geossintéticos comumente utilizados em obras geotécnicas (modificado – Palmeira, 1999).....	13
Figura 2.13 Muro reforçado na SP125 (Carvalho <i>et al.</i> , 1986).....	15
Figura 2.14 Microfotografias de geotêxteis com estruturas diferentes: A) tecido multifilamento; B) tecido com tiras; C) não tecido agulhado; D) não tecido termoligado (Ehrlich & Becker, 2014) .....	16
Figura 2.15 Exemplos típicos de geogrelhas .....	17
Figura 2.16 Distribuição de tensões segundo Rankine (Palmeira, 2011) .....	19
Figura 2.17 Tensões ativas a serem equilibradas pelo reforço (Palmeira, 2011) .....	20
Figura 2.18 Mecanismo de equilíbrio interno (Ehrlich & Mitchell, 1994) .....	22
Figura 2.19 Trajetória das tensões (Ehrlich & Becker, 2014) .....	23
Figura 2.20 Ábacos para determinação de $T_{máx}$ em estruturas com face vertical (Ehrlich & Mitchell, 1994) .....	27
Figura 2.21 Valores medidos e distribuição de $D_{máx}$ (Bathurst <i>et al.</i> , 2008) .....	32

Figura 3.1 Seção do solo reforçado com geossintético .....	37
Figura 3.2 Solo reforçado com face vertical (Palmeira, 2001).....	39
Figura 3.3 Tensões verticais na base do muro (Palmeira, 2001).....	40
Figura 3.4 Determinação de ângulo de atrito sob condições de deformação plana (Bathurst <i>et al.</i> 2007).....	45
Figura 3.5 Geometria utilizada nas simulações numéricas para o caso do muro de 8 m. .....	51
Figura 3.6 Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para o caso do muro de 8 m. ....	51
Figura 3.7 Estágio de cálculo após da construção da camada 2. ....	53
Figura 3.8 Estágio de cálculo após da construção da camada 10. ....	53
Figura 3.9 Detalhe dos elementos de reforço e elementos de interface .....	54
Figura 3.10 Muros experimentais analisados: (a) Instrumentação utilizada; (b) Vista da face do Muro 1; (c) Vista da face do Muro 2 (Santos 2011).....	55
Figura 3.11 Propriedades do solo de fundação reportadas por Guimarães (2002), Mota (2003) e Araújo <i>et al.</i> (2009): (a) Propriedades geotécnicas do ensaio de adensamento e caracterização; (b) Propriedades de ensaios de campo e laboratório .....	57
Figura 4.1 Resultados obtidos para o muro com 4 m de altura, coesão de 0 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	60
Figura 4.2 Resultados para o muro com 8 m de altura, coesão de 0 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	61
Figura 4.3 Resultados para o muro com 8 m de altura, coesão de 5 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	62
Figura 4.4 Resultados para o muro com 8 m de altura, coesão de 10 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	62
Figura 4.5 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 0 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	63
Figura 4.6 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 5 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	63
Figura 4.7 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 10 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	63
Figura 4.8 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 20 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço.....	64

Figura 4.9 Valores máximos de força no reforço no muro com 4 metros de altura .....	65
Figura 4.10 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 4 metros ..	65
Figura 4.11 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura .....	66
Figura 4.12 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros .....	67
Figura 4.13 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura .....	67
Figura 4.14 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura .....	67
Figura 4.15 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura ...	69
Figura 4.16 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 16 metros .....	69
Figura 4.17 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura – Coesão igual a 5 kPa.....	70
Figura 4.18 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura – Coesão igual a 10 kPa.....	70
Figura 4.19 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura – Coesão igual a 20 kPa.....	71
Figura 4.20 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros .....	73
Figura 4.21 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura .....	74
Figura 4.22 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços - Muro de 8 metros .....	74
Figura 4.23 Deslocamentos horizontais na face do muro.....	75
Figura 4.24 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura .....	75
Figura 4.25 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura .....	76
Figura 4.26 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros .....	76
Figura 4.27 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros .....	77
Figura 4.28 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 16 metros .....	77
Figura 4.29 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=10 Mpa).....	79
Figura 4.30 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E=10 Mpa) .....	80

Figura 4.31 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E= 25 Mpa) .....	80
Figura 4.32 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E = 60 Mpa). .....	81
Figura 4.33 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E = 100 Mpa). .....	81
Figura 4.34 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=25 Mpa).....	82
Figura 4.35 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=60 Mpa).....	82
Figura 4.36 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=100 Mpa).....	83
Figura 4.37 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do Muro 1 de Santos (2011).....	85
Figura 4.38 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do Muro 2.....	87

## NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

ASSHTO	Association State of Highway and Transportation Officials
$A_r$	Área da seção transversal do reforço
$B'$	Largura equivalente da base do muro
$B_d$	Largura mínima da massa de solo reforçado-estabilidade ao deslizamento
$B_t$	Largura mínima da massa de solo reforçado-estabilidade ao tombamento
$c$	Coesão do solo
$d$	Coefficiente constante adimensional igual a 0,5 no método <i>K-Stiffness</i> (2008)
$D_{tmax}$	Fator de distribuição de carga
DER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
$d_e$	Braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé do muro
$e$	Excentricidade da força na base do muro
$E$	Modulo de Young
EPDM	Elastômero de Dieno-Propileno-Etileno
ESR	Estruturas de solo reforçado
$E_h$	Componente horizontal devido ao empuxo ativo do solo
$E_r$	Módulo de elasticidade do reforço
$E_{ur}$	Módulo de elasticidade ao descarregamento/rearregamento
$F_1$	Componente horizontal devido ao empuxo ativo do solo no método AASHTO (2002)
$F_2$	Componente horizontal devido à sobrecarga no método AASHTO (2002)
$F_f$	Parâmetro que representa a rigidez da face do muro
$F^*$	Fator de resistência ao arrancamento
$H$	Altura do muro
$J_{ave}$	Rigidez à tração média
$J_r$	Rigidez à tração do material de reforço
$K_{\Delta 2}$	Coefficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento sob condição $K_o$
$k_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$K_{aa}$	Coefficiente de empuxo ativo equivalente de Rankine
$K_{abh}$	Coefficiente de empuxo ativo na componente horizontal
$k_c$	Coefficiente de empuxo correspondente ao estado de tensão equivalente ao acréscimo de tensão provocado pela compactação
$K_{avh}$	Coefficiente de empuxo ativo na componente vertical
$K_o$	Coefficiente de empuxo no repouso
$K_r$	Coefficiente de empuxo residual correspondente ao final da construção
$k_u$	Módulo de Duncan <i>et al.</i> (1980) para o descarregamento
$L$	Comprimento do rolo no método Ehrlich e Mitchell (1994)
$L$	Comprimento do solo reforçado no método AASHTO (2002)
$L_a$	Comprimento do reforço da zona ativa
$l_{ai}$	Comprimento de ancoragem para a camada reforçada $i$
$L_e$	Comprimento do reforço da zona resistente
$L_r$	Comprimento total de reforço
$m$	Metro
MEF	Método dos Elementos Finitos



$n$	Quantidade de camadas de reforço ao longo da altura do muro no método <i>K-Stiffness</i> (2008)
$N$	Força normal
$OCR$	Razão de sobreadensamento
$P_a$	Pressão atmosférica
PA	Poliamida
PE	Polietileno
PP	Polipropileno
PS	Poliestireno
PT	Poliéster
PVA	Acetato de polivinila
PVC	Policloreto de Vinila
$q$	Sobrecarga
$Q$	força vertical máxima de operação
$R_c$	Relação de recobrimento do reforço no método AASHTO (2002)
RCD-R	Resíduo de Construção e Demolição Reciclado
$R_f$	Relação de ruptura da formulação de Duncan <i>et al</i> (1980)
$S$	espaçamento entre reforços na profundidade $z$
$S_h$	Espaçamento horizontal entre reforços
$S_{global}$	Rigidez global do reforço
$S_i$	Índice de rigidez relativa
$S_{local}$	Rigidez local do reforço para a camada de reforço $i$
SP123	Rodovia SP 123, São Paulo
$S_v$	Espaçamento vertical entre reforços
$T_d$	Resistência do projeto
$T_i$	Força de tração no reforço $i$
$T_{máx}$	Força de tração máxima
$V$	Massa do solo reforçado no método AASHTO (2002)
$W$	Peso da massa do solo reforçado
WSDOT	Washington State Department of Transportation
$z$	Profundidade
$z_1$	Camada de reforço mais superficial
$\sigma_{hz}$	Tensão efetiva a uma dada profundidade $z$
$\emptyset$	Ângulo de atrito do solo
$\emptyset_{ps}$	Ângulo de atrito em condições de deformação plana
$\nu_0$	Módulo de Poisson
$\nu_{un}$	Coefficiente de poisson no descarregamento /recarregamento
$x_R$	Distância entre o ponto de aplicação de $N$ e o pé do muro
$\Phi_c$	Efeito da coesão
$\Phi_{fb}$	Fator de inclinação da face do muro
$\Phi_{fs}$	Fator de rigidez da face do muro
$\Phi_g$	Efeito da rigidez global do reforço
$\Phi_{local}$	Efeito da rigidez local do reforço
$\gamma$	Peso específico do solo
$\gamma_b$	Ângulo de atrito entre a base do muro reforçado e o solo de fundação
$\sigma$	Tensão normal média equivalente
$\sigma_{ave}$	tensão horizontal média do solo
$\sigma_v$	tensão vertical agindo no reforço a uma profundidade $z$ abaixo da crista do muro

$\sigma_{vmax}$	Máxima tensão vertical na base do muro
$\sigma_{vmin}$	Mínima tensão vertical na base do muro
$\sigma_{xp,i}$	Tensão vertical induzida por rolos compactadores
$\sigma_z$	Tensão geostática
$\sigma'_z$	Tensão vertical efetiva no solo no ponto de máxima tensão no reforço
$\sigma_{zc,i}$	Tensão vertical induzida pela compactação
$\sigma'_h$	Tensão horizontal
$\sigma'_v$	Tensão vertical
$\beta$	Extensibilidade relativa entre o solo e o elemento de reforço
$\kappa$	Módulo tangencial inicial do solo no modelo hiperbólico de Duncan <i>et al</i> (1980)
$\kappa^*$	Índice de expansão modificado
$\lambda^*$	Índice de compressão modificado
$\psi$	Ângulo de dilatância
$k$	Parâmetro adimensional igual a 0,11 no método <i>K-Stiffness</i> (2008)
$n$	Módulo expoente de Duncan <i>et al</i> (1980)
$\alpha$	Coefficiente de descarregamento de Duncan e Seed (1986)
$\alpha$	Fator de correção do efeito de escala no método AASHTO (2002)
$\eta$	Parâmetro adimensional igual a 0,69 no método <i>K-Stiffness</i> (2002)
$\lambda$	Coefficiente da coesão no método <i>K-Stiffness</i> (2002)
$\chi$	Parâmetro adimensional para o cálculo da força à tração no Método Ehrlich & Mitchell (1994)
$\omega$	Inclinação da face de muro

## INTRODUÇÃO

### 1.1 MOTIVAÇÃO

Estruturas de contenção em solo reforçado têm sido uma solução muito eficiente para resolver situações na engenharia que envolvem a estabilização de estruturas civis e de taludes. A incorporação de elementos de reforço, tais como os geossintéticos, é cada vez mais popular, uma vez que os mesmos oferecem rápida e fácil instalação. No caso de muros reforçados com geossintéticos, estas soluções permitem uma grande variedade de opções de projeto que, dependendo das circunstâncias, resultam em diferentes geometrias na hora de projetar as obras, assim como em diferentes aspectos estéticos. Com o passar dos anos, diferentes metodologias têm sido desenvolvidas para o dimensionamento deste tipo de estruturas.

Com o objetivo de desenvolvimento de projetos mais eficientes e econômicos, as metodologias propostas têm sido submetidas a processos de validação e de calibração, com a finalidade de ajustarem-se melhor ao comportamento observado em campo e em laboratório. No entanto, em alguns casos, as diferenças entre os esforços mobilizados e os esforços previstos nas camadas de reforço podem ser bastante significativas. Muitos trabalhos experimentais vêm sendo desenvolvidos para o entendimento do comportamento de muros de contenção de uma forma mais detalhada, sendo os resultados obtidos aproveitados por alguns autores para a atualização das metodologias existentes, como é o caso de Bathurst et al. (2008), os quais desenvolveram uma atualização do método de K-Stiffness. No trabalho destes autores, parte das modificações incluem a adição do coeficiente de coesão do solo e do coeficiente de rigidez da face do muro (Allen & Bathurst, 2013).

Embora as metodologias apresentem previsões de esforços de tração nos elementos, é necessário fazer uma comparação entre as diferentes abordagens para avaliar a acurácia de tais previsões. Uma grande quantidade de trabalhos deste tipo vem sendo realizada na América do Norte e Japão. Entretanto, poucos dados são encontrados relativos a estudos realizados na América do Sul. Por isso, justifica-se a pesquisa das influências que certas características de solos tropicais, como por exemplo a coesão e o

ângulo de atrito, além de parâmetros como a inclinação da face da estrutura de solo reforçado, exercem sobre os resultados obtidos pelos métodos de cálculo disponíveis.

## **1.2 OBJETIVO GERAL**

O objetivo geral deste trabalho consiste na comparação entre métodos de cálculo disponíveis para a previsão de forças de tração em reforços em muros reforçados com geossintéticos.

### **1.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Como objetivos específicos deste trabalho, destaca-se:

- Comparação entre métodos disponíveis de dimensionamento de muros de contenção reforçados com geossintéticos;
- Comparação entre os resultados obtidos pelos métodos de cálculo e os resultados de simulações numéricas por elementos finitos, determinando-se os fatores de maior influência nos resultados;
- Comparação das forças previstas em reforços pelos métodos de cálculo com os dados de instrumentação dos muros experimentais de Santos (2011).

## **1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação é composta por cinco capítulos. A descrição do tema da dissertação e dos objetivos gerais e específicos está apresentada no primeiro capítulo. O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica sobre o assunto, sendo, primeiramente, apresentados os aspectos importantes relacionados às estruturas de contenção e, posteriormente, descritas as diferentes metodologias comumente utilizadas no dimensionamento de estruturas de contenção reforçadas com material geossintético. No terceiro capítulo está descrito o procedimento e as considerações adotadas nos cálculos da força máxima de tração nos reforços, por meio de cada uma das metodologias estudadas. No quarto capítulo apresentam-se os resultados dos métodos de cálculo, simulações numéricas e as comparações com os dados de dois muros instrumentados. No quinto capítulo estão apresentadas as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras.

## **CAPÍTULO 2**

### **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Com o intuito de auxiliar a compreensão do comportamento de muros reforçados, neste capítulo encontram-se apresentados conceitos relativos aos vários temas que permitiram o desenvolvimento da presente pesquisa. Os temas podem ser divididos da seguinte forma: i) estruturas de solo reforçado, ii) métodos de cálculo empregados na previsão de forças, iii) geossintéticos como material de reforço e iv) análise numérica de estruturas de solo reforçado.

#### **2.1 ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO**

As estruturas de solos reforçados com o uso de geossintéticos estão bem consolidadas no meio geotécnico, uma vez que podem ser consideradas soluções econômicas, flexíveis e de fácil construção. Essa técnica vem sendo usada desde os tempos mais remotos, podendo ser observada, por exemplo, no caso de estruturas de contenção construídas pelos mesopotâmicos há cerca de 5 mil anos, utilizando solo reforçado com fibras vegetais. Apesar de vir sendo utilizada há tantos anos, o conceito estrutural de solo reforçado para estruturas de contenção foi reavivado por Henry Vidal (Ehrlich & Becker, 2014), na França, na década de 60. A técnica elaborada por Henry Vidal consiste na execução de estruturas de contenção flexíveis, associando-se o uso de painéis de concreto e de fitas de aço, as quais atuam como elementos de reforço no aterro composto de determinado material (Santos, 2011).

A presença do reforço no solo acaba provocando uma restrição de deformações, resultando em uma alta resistência do conjunto. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço (Peralta, 2007). De acordo com Benjamin (2006), os principais componentes de maciços de solo reforçado são o solo de aterro, os elementos de reforço e os elementos da face. No entanto, os elementos de face não possuem função estrutural importante, sendo empregados com objetivo estético e para evitar a ocorrência de instabilidades locais ou processos erosivos na face do muro.

A inclusão de materiais sintéticos, por meio da técnica de reforço de solos, tem se tornado um dos campos mais estudados na área da engenharia geotécnica, com a finalidade de evitar a ocorrência de deslizamentos de terra, os quais podem gerar gastos

consideráveis em obras de prevenção e correção. A técnica de reforço de solos por meio de inclusões de materiais sintéticos tem permitido o desenvolvimento de uma grande variedade de produtos comerciais, bem como diferentes sistemas de reforço.

Dentro das principais vantagens técnicas associadas ao emprego de solos reforçados, podem ser citadas as seguintes: i) os métodos simplificados de cálculo e a fácil adaptação a diferentes tipos de taludes e de condições de solo; ii) a não exigência de mão de obra especializada e de equipamentos de alto valor; iii) a flexibilidade das estruturas, permitindo construções sobre solos relativamente moles ou deformáveis e iv) a existência de diversas possibilidades para o acabamento das faces. Porém, o que mais tem despertado a atenção de projetistas e de construtores são as vantagens econômicas deste tipo de solução em comparação com outras formas de contenção. Em geral, muros e taludes realizados com solos reforçados custam de 30% a 50% menos que as soluções convencionais (Benjamin, 2006). Para uma obra pioneira no Brasil, na restauração de uma ruptura na rodovia SP123, a economia aumentava com a altura da estrutura, como mostrado na Figura 2.1 (DER, 1986).

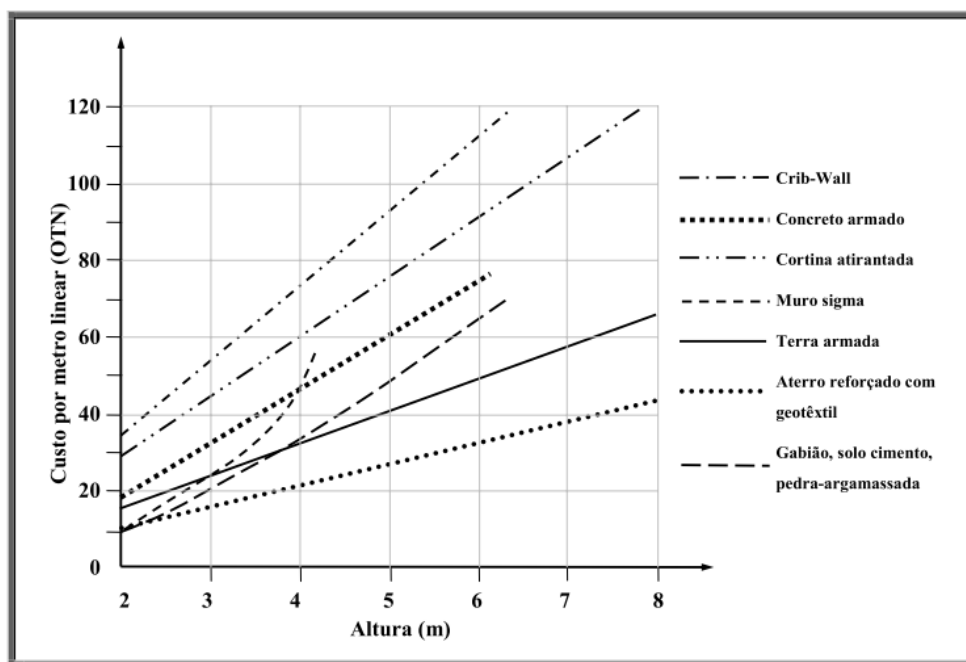


Figura 2.1 Comparação de custos (DER, 1986)

### 2.1.1 ESTABILIDADE DE MUROS REFORÇADOS

Como mencionado anteriormente, os muros reforçados com geossintéticos são estruturas cujo material de enchimento é composto por solo compactado, sendo utilizadas

diferentes camadas de geossintéticos colocadas na horizontal, as quais aumentam a estabilidade do maciço. A abordagem tradicional para o projeto de muros de contenção baseia-se em análises das condições de estabilidade da estrutura, sendo verificada a estabilidade interna, a estabilidade externa e a estabilidade global da obra (Palmeira, 2001).

A estabilidade externa é avaliada assumindo-se que a massa de solo se comporta como um corpo rígido. A avaliação dos mecanismos de ruptura tradicionalmente leva em conta as seguintes verificações: a) deslizamento ao longo da base; b) tombamento em torno do pé da estrutura; c) ruptura do solo de fundação, e; d) ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado (Peralta, 2007). As verificações em questão encontram-se ilustradas na Figura 2.2.

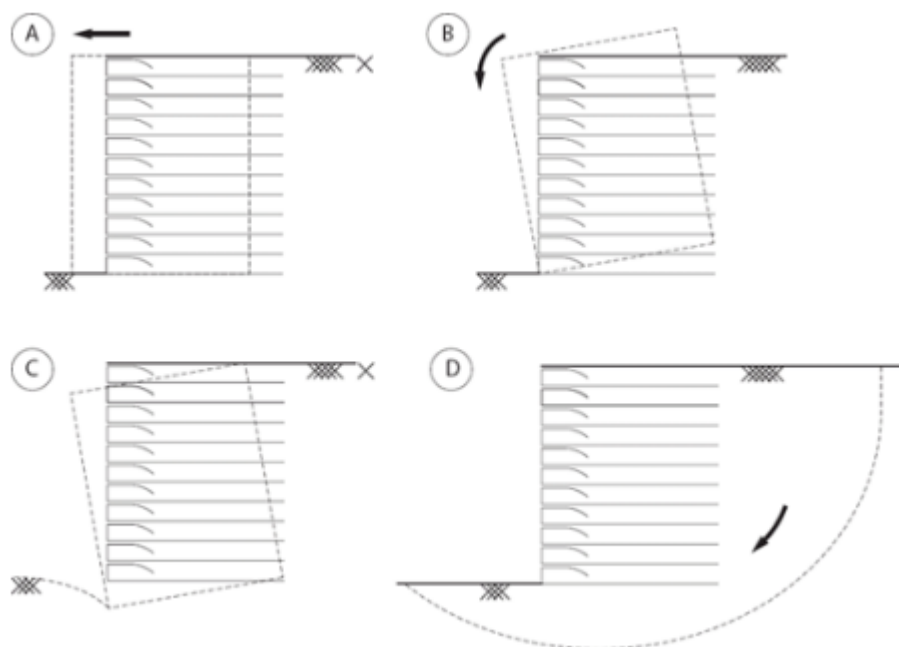


Figura 2.2 Mecanismos de ruptura: a) deslizamento; b) tombamento; c) capacidade de carga da fundação; d) instabilidade global (Modificado Ehrlich & Becker, 2014)

O desenvolvimento de mecanismos de ruptura depende das características do reforço, da aderência solo-reforço e do tipo de carregamento, de acordo com Gomes et al. (1994). Com a análise da estabilidade interna é possível estimar a magnitude das forças da tração atuantes nos reforços, assim como o espaçamento e o comprimento entre eles. Dessa forma, torna-se possível a avaliação dos mecanismos de transferência de tensões e de ruptura.

Segundo Mitchell & Villet (1987), os mecanismos de transferência de tensões entre o solo e os elementos de reforço dependem do atrito entre os mesmos, e, no caso de geogrelhas, da resistência passiva. A transferência de tensões por atrito se origina no contato do solo com a área da superfície plana do geossintético, sendo também função da rugosidade do mesmo, do grau de confinamento do elemento de reforço e das condições da interface. Por outro lado, a transferência de tensões por resistência passiva deve-se à resistência por ancoragem dos elementos transversais da geogrelha no maciço. Os mecanismos de interação entre solo e geogrelha estão esquematizados na Figura 2.3.

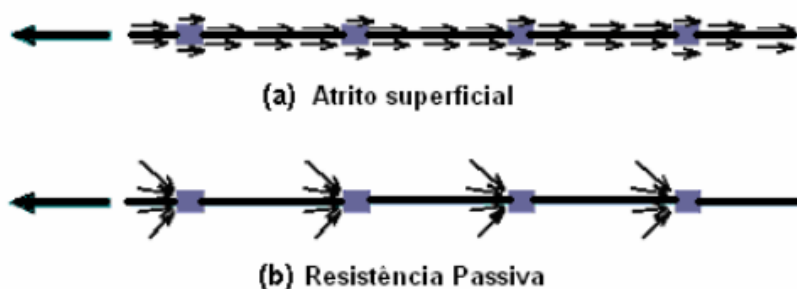


Figura 2.3 Mecanismo de interação por: a) atrito; B) resistência passiva (Jewell, 1996)

Na análise da estabilidade interna, o maciço reforçado pode ser dividido em duas regiões, denominadas i) zona ativa e ii) zona resistente, as quais são definidas por superfícies potenciais de ruptura. Na zona ativa considera-se a porção do solo que tende ao escorregamento e encontra-se instável. Por outro lado, a zona resistente é a região na qual a massa do solo está estável.

Na Figura 2.4 estão apresentadas a zona ativa e a zona resistente em duas situações distintas. Na Figura 2.4(a) é mostrada a superfície potencial de ruptura para muros com reforços inextensíveis como, por exemplo, muros que utilizam tiras metálicas. Por outro lado, a Figura 2.4(b), os reforços extensíveis se referem a muros reforçados com reforço geossintético (Figura 2.4b). A superfície potencial de ruptura delimita a zona ativa e a zona resistente, diferindo para cada caso (Figura 2.4.a e Figura 2.4.b) em função do tipo de material utilizado como reforço (DAS, 1999). Por esse motivo, a colocação do reforço é feita de maneira que atravesse a zona ativa com uma ancoragem adequada na zona resistente. Na zona ativa as tensões de cisalhamento atuantes no reforço são direcionadas para a face do talude, enquanto que na zona resistente o sentido das tensões ocorre de forma oposta, conforme mostra a Figura 2.5. Como resultado deste mecanismo interno de transferência de cargas, a massa de solo é mantida afastada do seu estado crítico e a



pressão lateral gerada pela massa de solo reforçado reduz-se em função da existência dos reforços (Holtz & Lee, 2002).

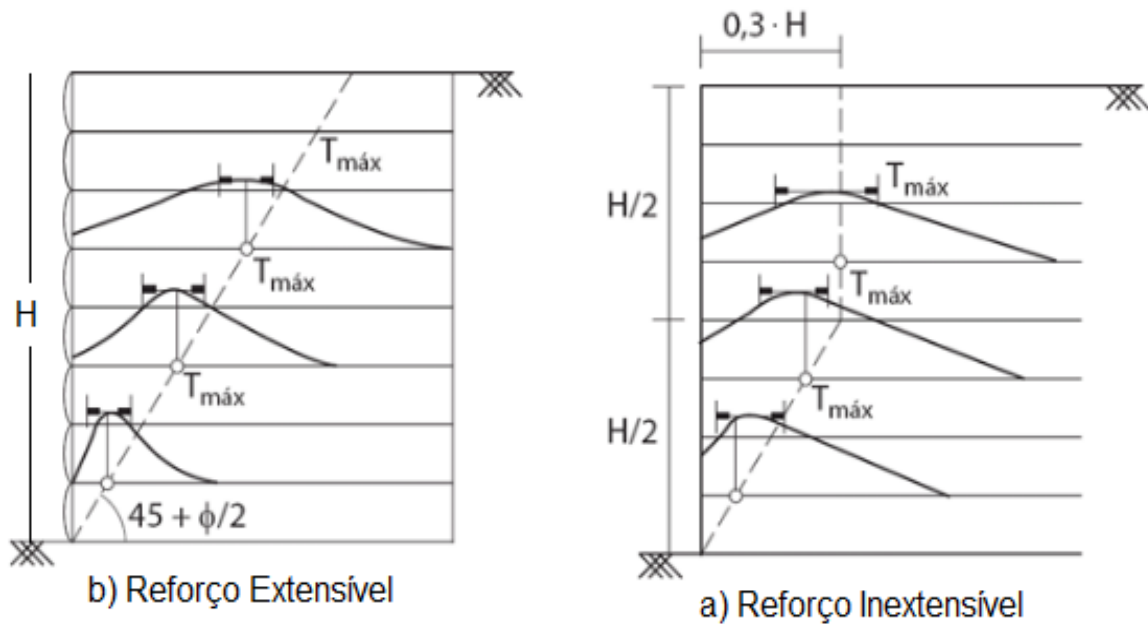


Figura 2.4 Superfície potencial de ruptura: a) Reforço Inextensível; b) Reforço Extensível. (Das, 1999)

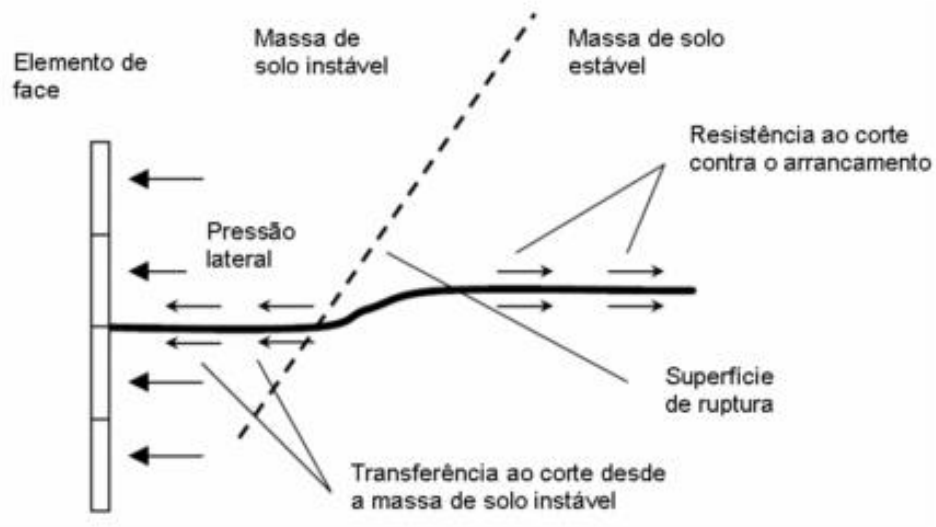


Figura 2.5 Mecanismo de reforço de estruturas de solo reforçado (Modificado Holtz & Lee, 2002)

## 2.1.2 MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

A interação entre o solo e o geossintético depende de uma série de fatores, entre os quais podem ser citados: i) tipo e características do reforço, ii) propriedades de resistência e de deformabilidade do solo, iii) geometria, resistência e rigidez do geossintético e iv) as condições de contorno.

O mecanismo de interação solo-reforço apresentado pelas geogrelhas difere daquele apresentado por outros tipos de reforços como, por exemplo, os geotêxteis e as geotiras. Nestes elementos, a transferência de tensões ocorre em função do atrito que os mesmos desenvolvem com o solo, em razão do seu formato. Por outro lado, as geogrelhas apresentam como uma de suas principais características a existência de regiões vazadas, nas quais o solo pode penetrar, fazendo com que a interação entre os elementos de geogrelha e o solo ocorra por cisalhamento nas interfaces e por resistência passiva ao longo dos elementos transversais (Ehrlich & Becker, 2014). Segundo Juran & Chen (1988), existem três mecanismos de interação em uma geogrelha: i) atrito lateral nos elementos longitudinais, ii) embricamento do solo confinado entre os vazios da geogrelha e iii) resistência passiva ao longo dos elementos transversais, como mostrado na Figura 2.6.

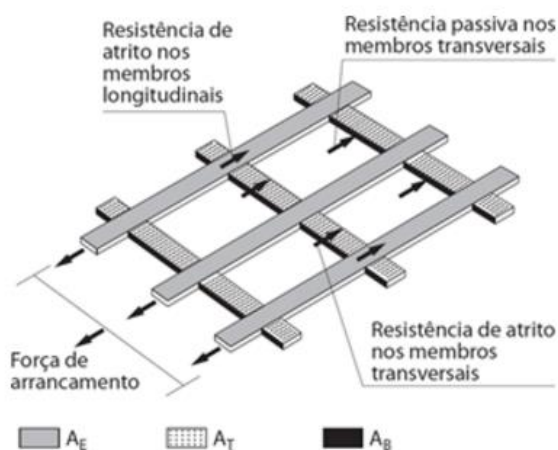


Figura 2.6 Mecanismos de interação solo-geogrelha (Ehrlich & Becker, 2012)

Ainda é difícil estimar a parcela de resistência que cabe a cada um dos mecanismos. Porém se sabe que quanto maior for a área sólida em planta da geogrelha, maior será a parcela de resistência oriunda do cisalhamento das interfaces. De acordo com Bergado *et al.* (1993), para o caso de geogrelhas com tiras finas, em torno de 10% da resistência mobilizada corresponde à parcela de cisalhamento. Para os estudos dos mecanismos de interação solo-geogrelha normalmente são empregados os ensaios de cisalhamento da interface ou de arrancamento.

Milligan & Palmeira (1987) indicam três possíveis mecanismos para a ruptura interna do solo reforçado, como mostra a Figura 2.7. No primeiro mecanismo, a superfície de ruptura atravessa a massa de solo e é capaz de romper o reforço por tração. Caso não ocorra ruptura por tração, pode ocorrer o arrancamento do geossintético ao longo da

superfície AB. Por outro lado, uma ruptura por cisalhamento pode ocorrer na interface solo-reforço, ao longo do trecho CD, de acordo com a superfície 2.

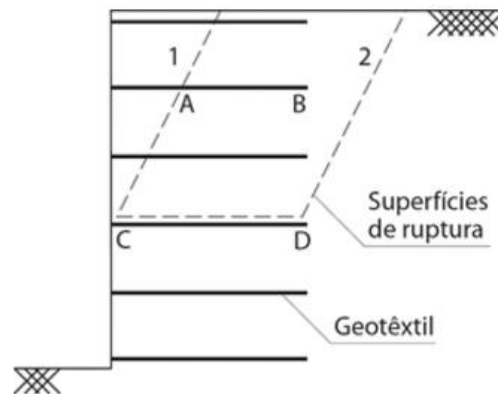


Figura 2.7 Mecanismos de ruptura possíveis em uma estrutura de solo reforçado (Milligan & Palmeira, 1987)

Na Figura 2.8 estão esquematizados três ensaios capazes de induzir esforços similares aos que ocorrem em campo em amostras de reforço sintético. Os ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento visam determinar os parâmetros de resistência da interface solo-geossintético.

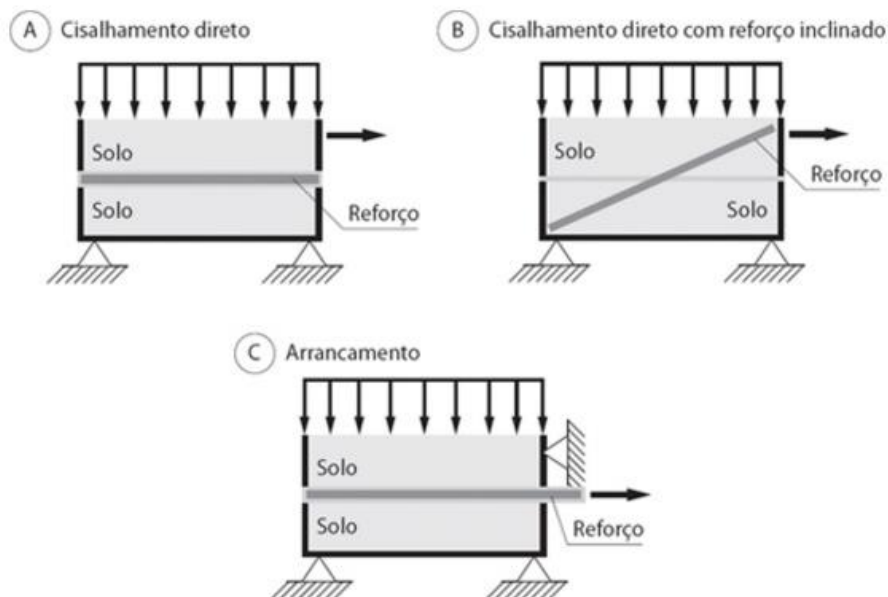


Figura 2.8 Alguns ensaios para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geossintético (Becker, 2006)

Nos ensaios de cisalhamento direto, o plano de cisalhamento deve ser ajustado de forma a passar na interface entre o solo e o geossintético, sendo também possível colocar o geossintético inclinado em relação ao mesmo. Para o caso do ensaio de arrancamento,

o reforço é confinado por solo nas faces superior e inferior, tendo um extremo enterrado no solo e o outro extremo preso a uma garra, a partir da qual aplica-se uma força crescente de tração.

Além destes ensaios (cisalhamento direto e arrancamento), também são utilizados ensaios de cisalhamento com plano inclinado - ou ensaios de rampa - na determinação das propriedades de resistência das interfaces solo-reforço. Com o objetivo de traçar uma envoltória de resistência e obter os parâmetros que definem essa envoltória, são utilizadas diferentes tensões verticais nos ensaios. Na Figura 2.9 está apresentado um esquema de montagem de ensaio em plano inclinado, conforme Becker (2001).

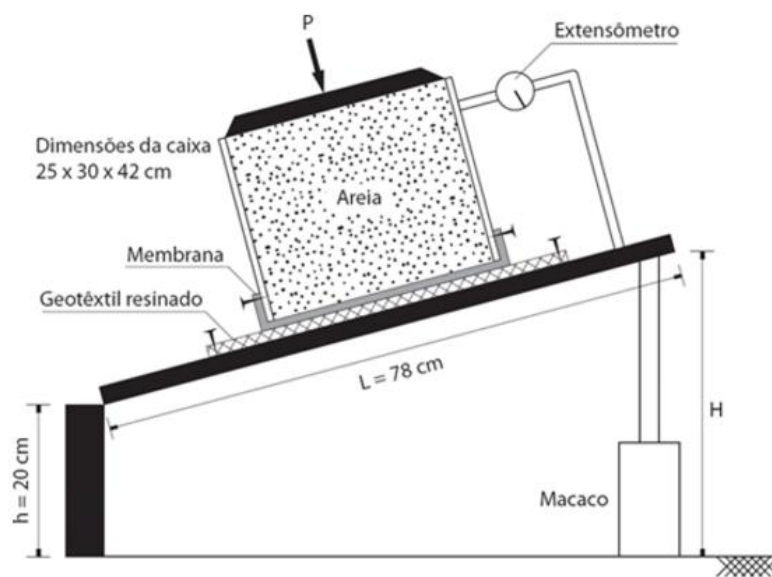


Figura 2.9 Esquema do ensaio de rampa (Becker 2001)

Na Figura 2.10 mostra-se que o sentido do movimento relativo entre o solo e o reforço, na zona ativa, é oposto ao que se verifica na zona resistente. Deste modo, o valor máximo da tensão de tração no reforço ( $T_{\text{máx}}$ ) deve ocorrer na superfície potencial de ruptura que separa as duas zonas.

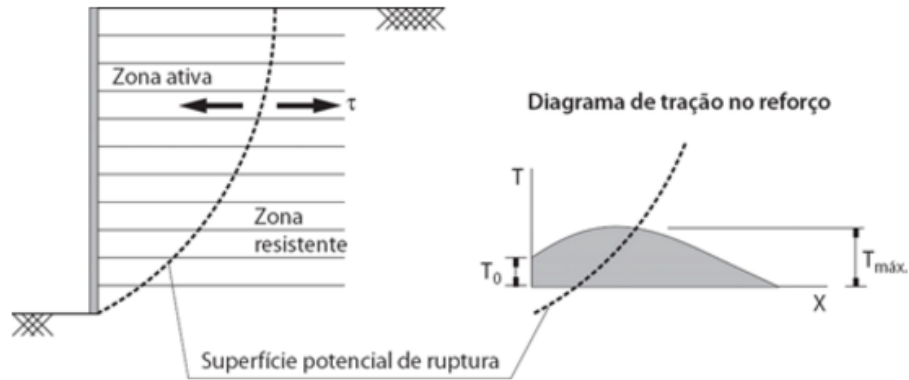


Figura 2.10 Indicação das zonas ativa e resistente e distribuição da força de tração nos reforços (Ehrlich & Azambuja, 2003)

### 2.1.3 RIGIDEZ DO REFORÇO

Partindo da hipótese de aderência perfeita entre o solo e o reforço, sob condições de trabalho (Jewel,1980; Dyer & Milligan,1984), considera-se que a deformação seja a mesma para o solo e para o reforço na interface.

Portanto, a tensão ou deformação de equilíbrio entre o geossintético e o solo depende da relação entre a rigidez de ambos materiais, ou seja, depende do índice de rigidez relativa ( $S_i$ ), o qual foi definido por Ehrlich & Mitchell (1994) como:

$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot P_a \cdot S_v} \quad \text{Eq. 2.1}$$

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

Um modelo simplificado do mecanismo de mobilização de tensões no interior da massa de solo reforçado é mostrado na Figura 2.11. As curvas preta e cinza representam, respectivamente: a) o solo cuja curva tensão-deformação não apresenta pico, e b) o solo que apresenta pico de resistência. Na figura são também apresentadas as curvas para dois reforços com diferentes valores de rigidez relativa,  $(S_i)_1$  e  $(S_i)_2$ .

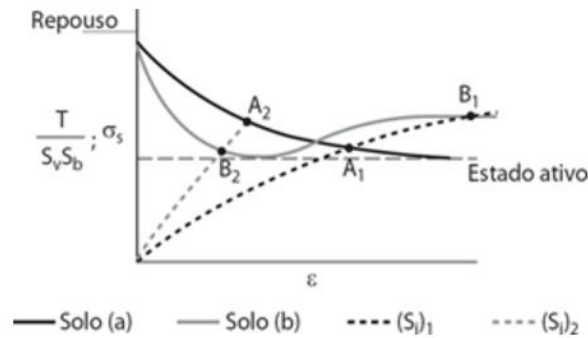


Figura 2.11 Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado (Ehrlich & Becker, 2012)

Considerando-se o solo no estado de deformação horizontal nula, o mesmo estaria no estado de tensões correspondente ao repouso e os reforços não estariam sendo mobilizados. A partir do aumento da deformação horizontal, as tensões horizontais no solo ( $\sigma_{s,x}$ ) diminuem, aproximando-se da condição ativa. Ao mesmo tempo, as tensões no reforço crescem até se atingir o equilíbrio da massa do solo reforçado. O equilíbrio pode ser atingido com deformações pequenas, quando o reforço é mais rígido (pontos A2 e B2). Caso o reforço tenha baixa rigidez, as deformações necessárias para atingir o equilíbrio são mais elevadas (ponto A1), podendo ocorrer a ruptura do solo quando o mesmo apresenta queda de resistência pós-pico (ponto B1).

Cabe ressaltar que o valor de  $S_{ipode}$  pode ser afetado por valores de rigidez diferentes do solo ou por espaçamentos diferentes entre as camadas de reforço. Além do mais, quanto mais rígido for o reforço maior é o valor de  $S_i$ , permitindo que o mesmo absorva mais tensão e diminuindo as deformações da estrutura de solo reforçado.

## 2.2 GEOSINTÉTICO COMO MATERIAL DE REFORÇO

Os geossintéticos são materiais confeccionados a partir de polímeros, os quais são usados em combinação com solos, rochas ou outros materiais, como parte integrante de um projeto, estrutura ou sistema geotécnico (Peralta, 2007). Segundo Palmeira (2011), os polímeros mais empregados na confecção de geossintéticos são os seguintes: polietileno (PE), Poliéster (PET), Polipropileno (PP), Policloreto de Vinila (PVC), Poliamida (PA), Poliestireno (PS), Elastômero de Dieno-Propileno-Etileno (EPDM) e polietileno cloro-sulfonado (CSPE).

Entre os tipos de geossintéticos comumente empregados na Engenharia Civil podem ser citados os seguintes: geotêxteis (tecidos e não tecidos), geogrelhas, geocélulas,

geomantas, geodrenos, geospaçadores, geoexpandidos, geotiras, geofibras, geomembranas e geocompostos (Palmeira, 2014). Cada um dos materiais anteriores exerce uma ou mais funções específicas, apresentando propriedades particulares adequadas para as diversas finalidades. Para o caso de obras geotécnicas, a Figura 2.12 apresenta alguns exemplos de geossintéticos.

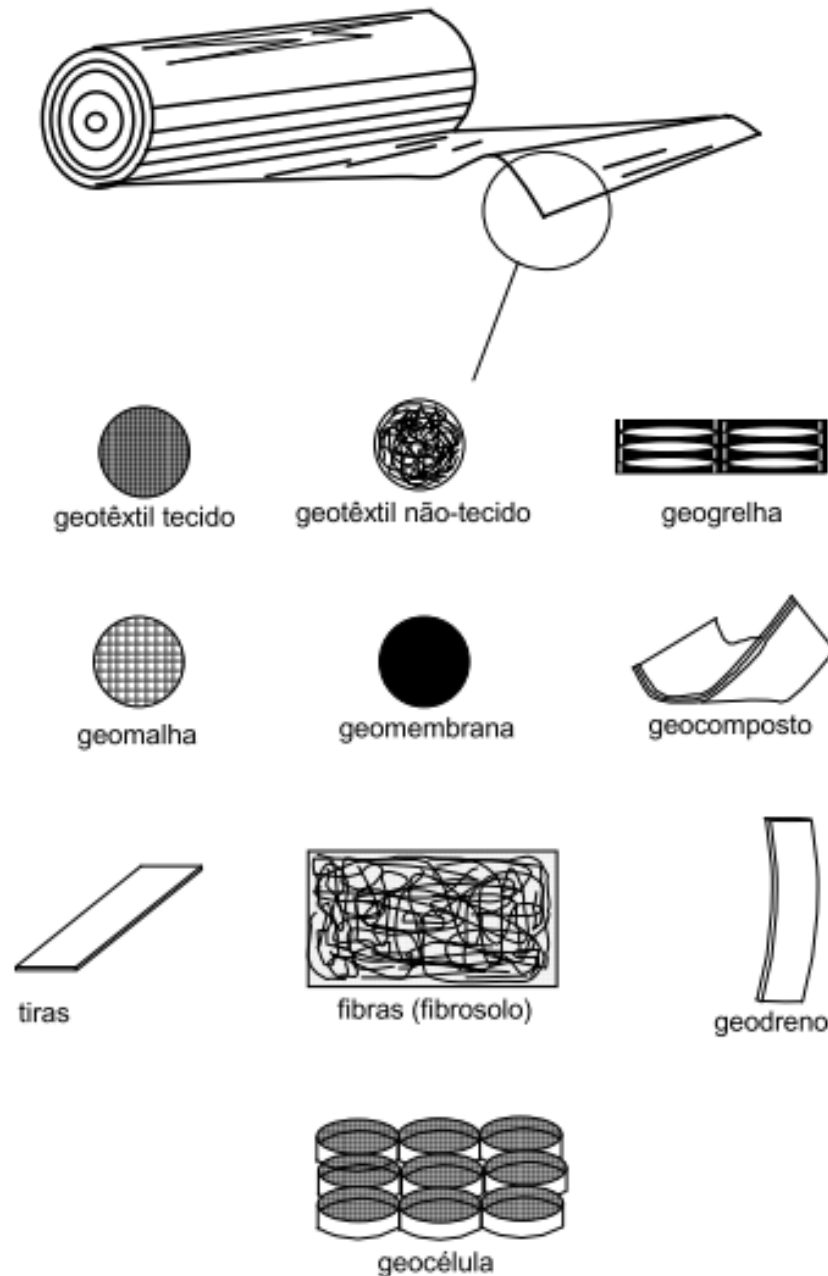


Figura 2.12 Geossintéticos comumente utilizados em obras geotécnicas (modificado – Palmeira, 1999)

As propriedades relevantes dos geossintéticos para fins de engenharia são:

- propriedades mecânicas (Resistência à tração, rigidez à tração)

- comportamento à fluência;
- relaxação de tensões;
- propriedades Hidráulicas (Transmissividade, Permissividade);
- propriedades de durabilidade;
- resistência à degradação química e biológica e a oxidação;
- resistência à abrasão;
- propriedades de interação;
- resistência de interface.

Os geotêxteis e as geogrelhas são os materiais mais utilizados como reforço em estruturas de contenção e em taludes íngremes. Existem alguns requisitos básicos para que o geossintético cumpra com a sua função de elemento de reforço, entre as quais podem ser citadas (Palmeira, 2001):

- resistência e rigidez à tração compatíveis com os requisitos do projeto;
- comportamento aceitável em relação à fluência;
- resistência aceitável contra danos de instalação;
- grau de interação adequado com o solo circundante;
- durabilidade compatível com o tempo de vida e com as características do projeto.

No caso do Brasil, os geossintéticos foram utilizados inicialmente em sistemas de drenagem no início da década de 70. Segundo Carvalho *et al.* (1986), no início da década de 80 foi executada a primeira obra de porte de solo reforçado com geotêxtil no país, com a finalidade de recuperar um aterro com aproximadamente 30 m de altura. O aterro em questão sofreu uma ruptura na travessia de um talvegue, sendo afetado por processos erosivos, colocando em risco a plataforma da rodovia, como mostrado na Figura 2.13.





Figura 2.13 Muro reforçado na rodovia SP-125 (Carvalho *et al.*, 1986)

Desde então, uma série de obras de contenção vêm sendo realizadas com a utilização de geossintéticos com função de reforço, uma vez que esses materiais passaram a representar alternativas geralmente mais baratas, considerando os custos totais, além da facilidade de execução quando comparada com outras soluções tradicionais (Fonseca, 2012).

Os geotêxteis são considerados geossintéticos muito versáteis, uma vez que, além de cumprir com a função de reforço de solos, também podem ser utilizados com a função de drenagem, de filtração e de separação. Os geotêxteis podem ser divididos em dois grupos: i) tecidos e ii) não tecidos, classificados em função do arranjo estrutural de suas fibras. A Figura 2.14 apresenta fotos ampliadas de estruturas de geotêxteis tecidos e não tecidos.

Os geotêxteis tecidos são fabricados segundo processos de tecelagem, formando estruturas planas por meio da ligação ordenada dos filamentos em duas dimensões. O processo de fabricação pode ocorrer por meio do entrelaçamento de fios, de monofilamentos ou de laminetes (fitas). Esse processo pode ser feito segundo direções preferenciais, denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal) (Peralta, 2007).

Os geotêxteis não tecidos também são estruturas planas, mas são caracterizados por ter serem constituídos por filamentos ou fibras distribuídas aleatoriamente. A união entre filamentos ou fibras pode ser realizada por entrelaçamento mecânico com agulhas

(agulhado), por fusão parcial (termoligado), com o uso de produtos químicos (resinado)(Benjamin, 2006).

Dentre das funções dos geotêxteis, podem ser citadas a sua utilização como: i) elemento de separação de materiais (pavimentos); ii) elemento de reforço, no caso de taludes íngremes e de aterros sobre solos moles; iii) elemento filtrante (substituição de filtros de areia naturais), ou até iv) elemento impermeável a líquidos ou vapores, quando impregnado com asfalto.

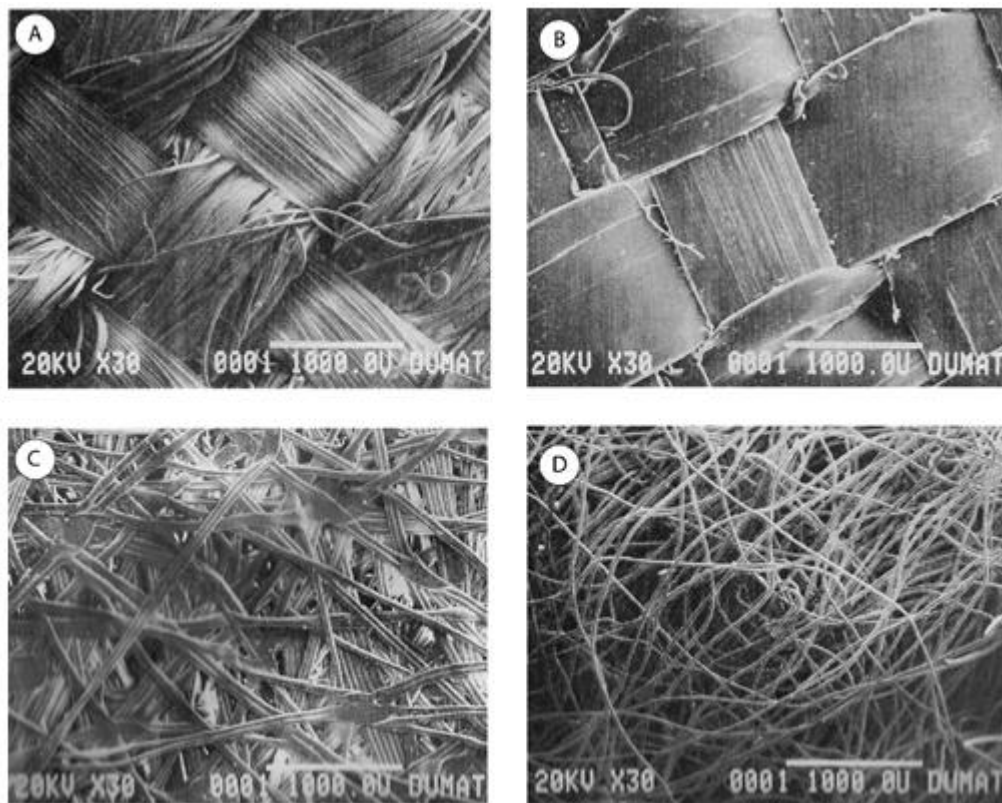


Figura 2.14 Microfotografias de geotêxteis com estruturas diferentes: A) tecido multifilamento; B) tecido com tiras; C) não tecido agulhado; D) não tecido termoligado (Ehrlich & Becker, 2014)

Segundo Abramento (1998), as geogrelhas são mais rígidas que os geotêxteis e, portanto, são utilizadas basicamente como reforço, embora possam ser utilizadas em casos específicos como elemento de separação. Entre seus principais tipos podem ser citadas: i) as geogrelhas unidirecionais, que apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção; e ii) as geogrelhas bidirecionais, que apresentam elevada resistência à tração nas duas direções principais.

Uma das principais características das geogrelhas consiste em sua estrutura plana em formato de grelhas (Figura 2.15), cujas aberturas permitem o embricamento do solo.

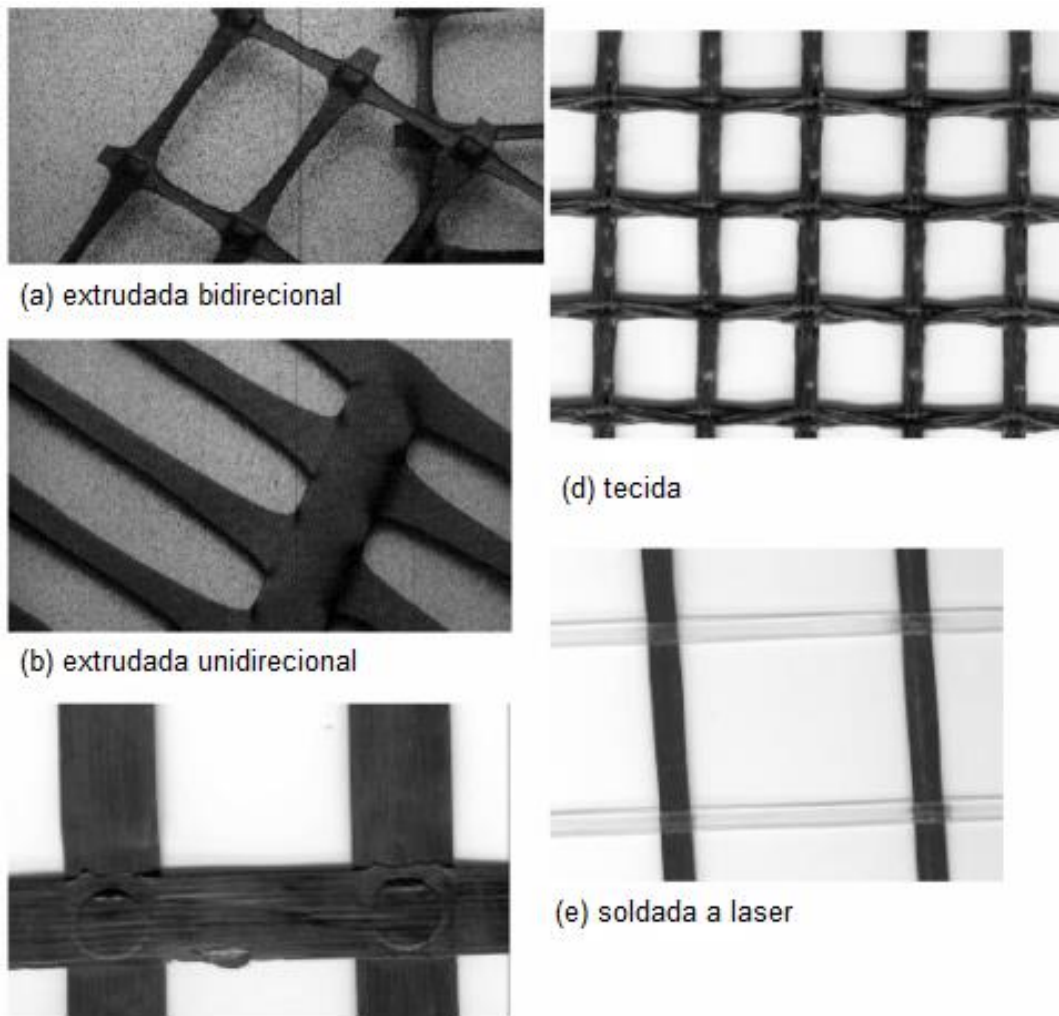


Figura 2.15 Exemplos típicos de geogrelhas

Os polímeros mais utilizados na confecção de geogrelhas são: i) o polietileno de alta densidade (PEAD), ii) o poliéster (PET) e iii) o acetato de polivinila (PVA). Tais polímeros são caracterizados pela baixa deformabilidade e pela elevada resistência à tração.

Entre as principais vantagens no uso de geogrelhas como elementos de reforço estão: i) o bom intertravamento com o solo, ii) a fácil manipulação, iii) as baixas deformações na hora de instalação e iv) as elevadas resistência e rigidez à tração.

## **2.3 MÉTODOS DE CÁLCULO EMPREGADOS NA PREVISÃO DE FORÇAS ATUANTES EM GEOSINTÉTICOS EM MUROS DE CONTENÇÃO**

De acordo com a literatura, atualmente existem diversos métodos de cálculo para previsão de forças mobilizadas nos reforços sintéticos em muros de contenção. Alguns dos mais utilizados estão apresentados a seguir.

### **2.3.1 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE**

A abordagem por meio de análises de equilíbrio limite é uma das mais utilizadas para projetos de muros reforçados, devido à praticidade na aplicação do método. As principais suposições adotadas por tais métodos são as seguintes:

- superfície de ruptura conhecida;
- o solo tem comportamento rígido perfeitamente plástico; e
- a resistência ao cisalhamento do solo é igual em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura.

A análise de equilíbrio limite se baseia na consideração da estabilidade de uma estrutura em situação de ruptura iminente. Alguns dos métodos disponíveis na literatura baseados neste princípio são: i) o Método de Rankine e ii) o Método AASHTO (2002).

#### **2.3.1.1 Método de Rankine**

Em 1857, Rankine realizou uma série de investigações nas quais analisou condições de tensões no solo em estado de equilíbrio plástico, adotando as seguintes hipóteses (DAS, 2002):

- solo isotrópico;
- solo homogêneo;
- superfície do terreno plana;
- a ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- a ruptura ocorre sob o estado plano de deformação.

De acordo com a teoria de Rankine, quando ocorre afastamento da face vertical do muro, há um decréscimo da tensão horizontal ( $\sigma'_h$ ) sem que haja alteração da tensão vertical ( $\sigma'_v$ ). Este processo tem um limite, a partir do qual o maciço entra em regime plástico (condição em que cada ponto na massa de solo atinge a ruptura). Assim, diz-se

que o solo atingiu a condição ativa de equilíbrio plástico. Nesta condição, a razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical para solos não coesivos é definida pelo coeficiente de empuxo ativo " $k_a$ " (Rankine, 1857), dado por:

$$k_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.2}$$

Sendo  $\phi_1$  o ângulo de atrito do solo.

Na Figura 2.16 é apresentada a distribuição de tensões horizontais ativas obtidas de acordo com a teoria de Rankine. Nesta situação, a tensão efetiva a uma dada profundidade  $z$  é dada por:

$$\sigma'_{hz} = k_a(\gamma_1 z + q) - 2c'\sqrt{k_a} \quad \text{Eq. 2.3}$$

Onde

$k_a$  = coeficiente de empuxo ativo

$z$  = profundidade

$\gamma_1$  = peso específico do solo

$q$  = sobrecarga

$c'$  = coesão do solo

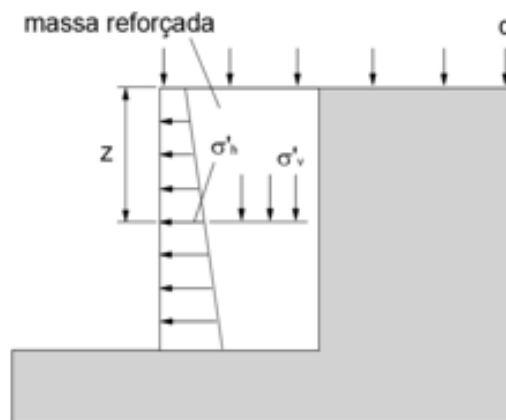


Figura 2.16 Distribuição de tensões segundo Rankine (Palmeira, 2011)

O espaçamento entre reforços para garantir a estabilidade interna da estrutura de contenção pode ser obtido a partir da equação Eq. 2.4:

$$T_i = \sigma'_{hz} S = [k_a(\gamma_1 z + q) - 2c'\sqrt{k_a}] S \quad \text{Eq. 2.4}$$

$T_i$  = esforço de tração no reforço  $i$ ;

$S$  = espaçamento entre reforços na profundidade  $z$  (Figura 2.17).



Figura 2.17 Tensões ativas a serem equilibradas pelo reforço (Palmeira, 2011)

### 2.3.1.2 Método Simplificado ou Método da AASHTO

O método também é conhecido como o *Tie Back Wedge Method* (Bathurst *et al.*, 2009). A base do método remonta aos trabalhos desenvolvidos por Lee *et al.* (1973) e por Bell *et al.* (1975,1983), tendo o mesmo sido posteriormente refinado por um grupo técnico de trabalho da ASSHTO, em 1994 (Bathurst *et al.*, 2009).

A tensão máxima atuante no reforço, de acordo com a metodologia proposta pela AASHTO, é dada pela seguinte equação:

$$T_{max} = K\sigma_v S_v \quad \text{Eq. 2.5}$$

Onde:

$K$  = coeficiente de pressão lateral;

$\sigma_v$  = tensão vertical agindo no reforço a uma profundidade  $z$  abaixo da crista do muro;

$S_v$  = espaçamento vertical entre os reforços.

A tensão vertical,  $\sigma_v$ , resulta do peso próprio do material de aterro e da presença de sobrecargas, sendo obtida como  $\sigma_v = \gamma z + q$ , onde  $\gamma$  é o peso específico do solo e  $q$  é a sobrecarga uniformemente distribuída na superfície.

O coeficiente de pressão lateral do solo,  $K$ , é obtido por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^3 \omega \left[ 1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega} \right]^2} \quad \text{Eq. 2.6}$$

Onde:

$\omega$  = inclinação da face de muro

### **2.3.2 MÉTODO BASEADO NAS CONDIÇÕES DE SERVIÇO DE ESTRUTURAS EM SOLO REFORÇADO**

Ao contrário do método de equilíbrio limite, esta abordagem permite que sejam estimadas as forças atuantes no reforço quando o mesmo é submetido às condições de trabalho no final da construção. Segundo Allen & Bathurst (2013), a abordagem considera que o solo se encontra numa condição de pré-falha e não numa situação de ruptura iminente, como é considerado no método de equilíbrio limite. Métodos semi-empíricos são empregados para a análise de contenções sob condições de trabalho, baseados no comportamento de estruturas em tamanho real, a partir dos quais obtém-se previsões acerca da magnitude e da distribuição das tensões internas. A seguir, encontram-se descritos o Método de Ehrlich & Mitchell (Ehrlich & Mitchell, 1994) e o Método de K-Stiffness (Bathurst et al., 2007).

#### **2.3.2.1 Método de Ehrlich & Mitchell**

Ehrlich & Mitchell (1994) propuseram um método para o projeto de muros reforçados sob condições de serviço. O método considera os efeitos da compactação e a rigidez dos reforços. Os resultados podem ser obtidos de forma analítica ou por meio de ábacos (Azambuja *et al.*, 2004).

Neste método, o reforço é modelado como um material linear elástico considerando uma aderência perfeita entre os materiais (solo e o reforço). O método considera que as deformações são iguais na interface entre os materiais. O método também considera que cada reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal da camada

correspondente na zona ativa, com espessura  $S_v$  e largura  $S_h$ , onde  $S_v$  e  $S_h$  são os espaçamentos vertical e horizontal entre os reforços, respectivamente. Assim, o equilíbrio interno de forças, segundo a Figura 2.18, é dado pela seguinte equação (Ehrlich & Mitchell, 1994):

$$T_{max} - S_h S_v \sigma_{ave} = 0 \quad \text{Eq. 2.7}$$

Onde:

$T_{max}$  = tração máxima do reforço;

$\sigma_{ave}$  = tensão horizontal média do solo, entre  $Z_m$  e  $Z_n$ , distribuída ao longo da vertical, normal ao reforço no ponto de tração máxima.

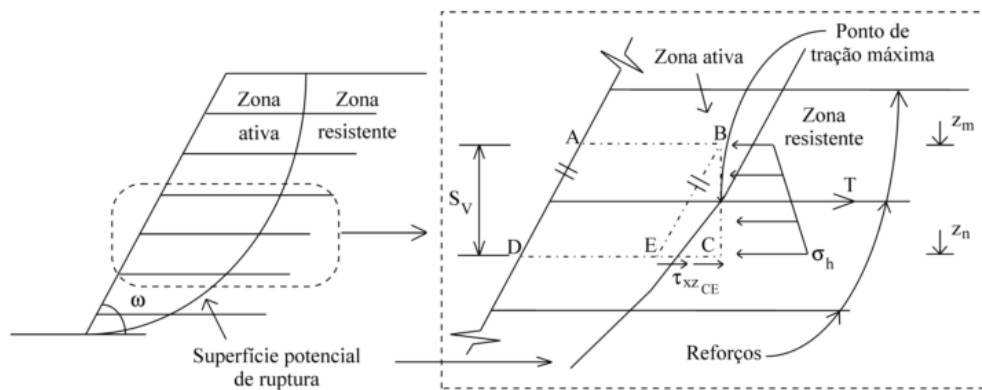


Figura 2.18 Mecanismo de equilíbrio interno (Ehrlich & Mitchell, 1994)

Como o processo construtivo do solo reforçado envolve o lançamento e a compactação de sucessivas camadas até que seja atingida a altura final, também devem ser consideradas as tensões induzidas pela compactação no cálculo das deformações e não apenas as tensões geostáticas.

Ehrlich & Mitchell (1994) adotaram um procedimento simplificado baseado em apenas um ciclo de carga e descarga (Figura 2.19), em vez de considerar todos os ciclos de carregamento, descarregamento e recarregamento a que cada camada é submetida.



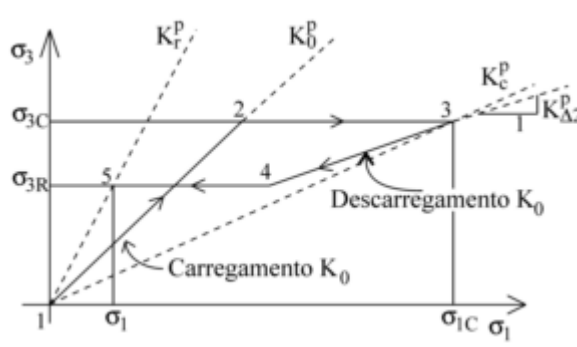


Figura 2.19 Trajetória das tensões (Ehrlich & Becker, 2014)

O carregamento foi dividido em duas etapas, segundo a Figura 2.19, sendo que a primeira etapa considera o carregamento sem deformação lateral (segmento 1-2) e a segunda etapa considera o carregamento com deformação lateral (segmento 2-3).

Da mesma forma, foram consideradas duas etapas no processo de descarregamento. Na primeira etapa considera-se que o descarregamento ocorre sem deformação lateral (segmento 3-4) e na segunda etapa considera-se que o descarregamento ocorre com deformação lateral (segmento 4-5), sob tensão horizontal constante até que seja atingido o ponto correspondente a  $\sigma_1$ .

Para o caso das tensões induzidas pelo efeito da compactação, os autores (Ehrlich & Mitchell, 1994) admitem que a tensão é constante e igual em todos níveis de reforço, enquanto que a tensão vertical induzida ( $\sigma_{zc,i}$ ) é idêntica em todas as camadas. No caso da compactação por de placas vibratórias,  $\sigma_{zc,i}$  é calculada diretamente e equivale à tensão vertical máxima capaz de atuar na base da placa, segundo a expressão:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{Q}{A} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Para rolo compactadores, a tensão  $\sigma_{zc,i}$  é calculada indiretamente a partir de  $\sigma_{xp,i}$  baseando-se na teoria de capacidade de carga, de acordo com as equações Eq. 2.9 a Eq. 2.12:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{\sigma_{xp,i}}{K_0} \quad \text{Eq. 2.9}$$

$$\sigma_{xp,i} = v_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 2.10}$$

Com

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.11}$$

E

$$N_\gamma = \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \left[ \tan^4 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad \text{Eq. 2.12}$$

Onde:

$K_o$  = coeficiente de empuxo no repouso obtido pela correlação de Jacky;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$Q$  = força vertical máxima de operação;

$L$  = comprimento do rolo;

$N_\gamma$  = fator de capacidade de carga calculado pela teoria das cunhas de Rankine.

A tensão  $\sigma_{zc}$  é definida a partir da comparação da tensão vertical induzida pela compactação ( $\sigma_{zc,i}$ ) com a tensão geostática ( $\sigma_z$ ), da seguinte maneira:

$$\sigma_z < \sigma_{zc,i} \rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_{zc,i} \quad \text{Eq. 2.13}$$

$$\sigma_z > \sigma_{zc,i} \rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_z \quad \text{Eq. 2.14}$$

A força máxima de tração atuante em qualquer camada de reforço é obtida conforme a Eq. 2.15.

$$T_{max} = S_v S_h \sigma'_{xr} = S_v S_h K_r \sigma'_z \quad \text{Eq. 2.15}$$

Onde:

$\sigma'_z$  = tensão vertical efetiva no solo no ponto de máxima tensão no reforço, na interface solo-reforço;

$K_r$  = coeficiente de empuxo residual correspondente ao final da construção.

Considerando-se a excentricidade da força resultante na base do muro, pode-se calcular a tensão vertical equivalente ao final da construção pela seguinte equação (Meyerhof, 1955):

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' * z}{1 - \left(\frac{K_a}{3}\right) * \left(\frac{z}{L_r}\right)^2} \quad \text{Eq. 2.16}$$

Onde:

$L_r$  = comprimento do reforço;

$z$  = profundidade da camada de reforço.

O valor de  $K_r$  é obtido por processo iterativo, resolvendo-se a equação:

$$\frac{1}{S_i} \cdot \left[ \frac{\sigma'_z}{P_a} \right]^n = \frac{(1 - v_{un}^2) \cdot [(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) \cdot OCR]}{\left(\frac{k_u}{k}\right) \cdot (K_c OCR - K_r) K_r^n} \quad \text{Eq. 2.17}$$

Com:

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad \text{Eq. 2.18}$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad \text{Eq. 2.19}$$

Onde:

$S_i$  = índice de rigidez relativa solo-reforço;

$k$  = módulo de Duncan *et al.*(1980) para o carregamento;

$k_u$  = módulo de Duncan *et al.*(1980) para o descarregamento;

$K_c$  = coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensão equivalente ao acréscimo de tensão provocado pela compactação;

$n$  = módulo expoente de Duncan *et al.*(1980);

$P_a$  = pressão atmosférica;

$E_r$  = módulo de elasticidade do reforço;

$A_r$  = área de seção transversal do reforço;

$OCR$  = razão de sobreadenamento.

O coeficiente de Poisson para o descarregamento, na condição de repouso, é dado por:

$$v_u = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \quad \text{Eq. 2.20}$$

$$K_{\Delta 2} = \frac{K_o(ORC - OCR^\alpha)}{(OCR - 1)} \quad \text{Eq. 2.21}$$

Onde:

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

$\alpha$  = coeficiente de descarregamento de Duncan & Seed (1986), sendo igual a:

$$\alpha = 0,7 \cdot \text{sen}\phi' \quad \text{Eq. 2.22}$$

A determinação de  $K_c$  é feita resolvendo-se:

$$\frac{1}{S_i} \cdot \left[ \frac{\sigma'_{zc}}{P_a} \right]^n = \frac{(1 - v_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 (K_o - K_c) \cdot K_o}{(K_c - K_{aa})(K_o - K_{aa})K_c^n} \quad \text{Eq. 2.23}$$

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \left[ \frac{\left( \frac{c'}{\sigma'_{zc} \cdot K_c \cdot \tan\phi' + 1} \right)}{R_f} \right] + K_a} \quad \text{Eq. 2.24}$$

Em que:

$K_{aa}$  = coeficiente de empuxo ativo equivalente de Rankine;

$c'$  = coesão efetiva;

$R_f$  = parâmetro do modelo hiperbólico de Duncan *et al.* (1980).

De acordo com as expressões anteriores para a determinação das cargas de tração máxima nos reforços, as quais são consideradas no dimensionamento de estruturas de solo reforçado, os principais fatores de influência nos cálculos são:

- a inclinação da face da estrutura;

- a coesão do solo;
- o ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo.

Para facilitar o emprego do método, são apresentados os ábacos na Figura 2.20, os quais foram desenvolvidos por Dantas & Ehrlich (2000). Nestes ábacos, a determinação da tração máxima é efetuada considerando-se, para cada camada, os seguintes parâmetros: i) a tensão vertical atuante ( $\sigma_z$ ), ii) a tensão vertical máxima, iii) a influência da compactação ( $\sigma'_{zc}$ ) e iv) o parâmetro de  $\beta$ .

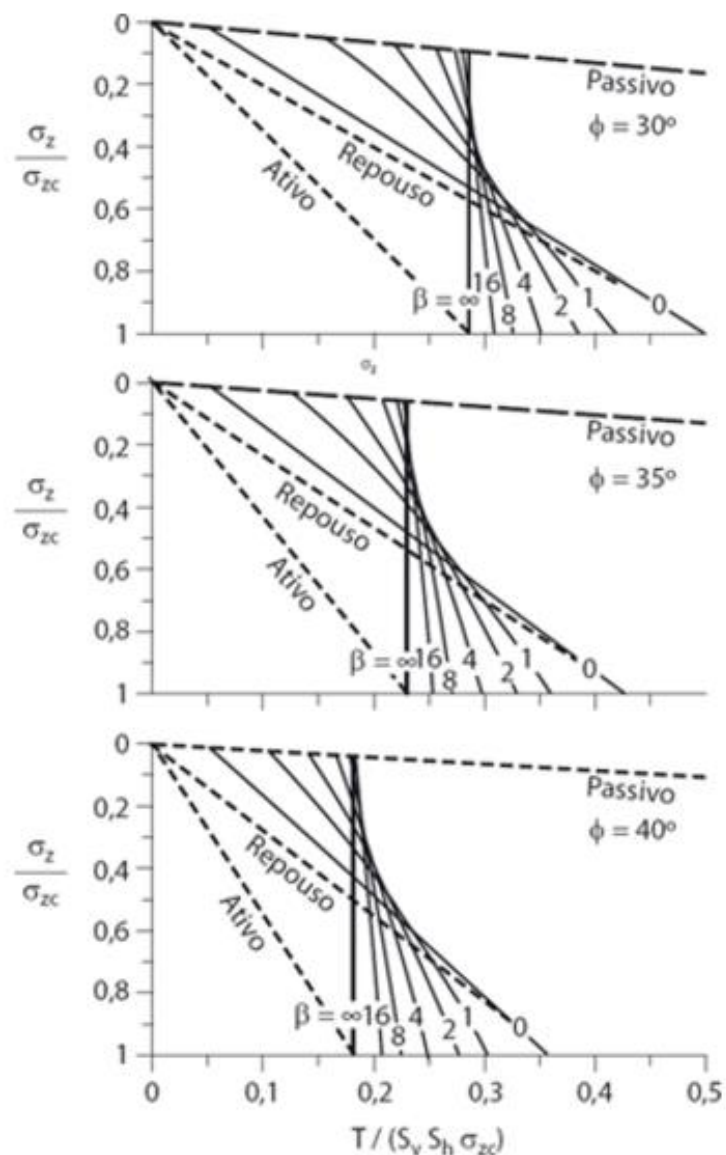


Figura 2.20 Ábacos para determinação de  $T_{\max}$  em estruturas com face vertical (Ehrlich & Mitchell, 1994)

O parâmetro  $\beta$  representa a extensibilidade relativa entre o solo e o elemento de reforço, refletindo a deformabilidade dos reforços e sendo dado por:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n}{S_i} \quad \text{Eq. 2.25}$$

A máxima força de tração no reforço pode ser obtida com base no parâmetro adimensional  $\chi$ , obtido da Figura 2.20:

$$\chi = \frac{T_{max}}{S_v S_h \sigma'_{zc}} \quad \text{Eq. 2.26}$$

### 2.3.2.2 Método de K-Stiffness

De acordo com a literatura, os cálculos baseados em métodos de equilíbrio limite não são confiáveis para se determinar a magnitude e a distribuição das tensões no reforço sob condições de trabalho, já que, em geral, não consideram a compatibilidade de deformações entre o reforço e o solo (Santos, 2011). Por essa razão, foram desenvolvidas abordagens de dimensionamento considerando o equilíbrio da estrutura sob condições de trabalho.

Allen & Bathurst (2002) demonstraram que o método simplificado da AASHTO (2002), apresentado anteriormente, pode ser excessivamente conservador na análise da estabilidade interna de um muro reforçado. Allen *et al.* (2003) e Bathurst *et al.* (2005) propuseram um método empírico baseado em resultados de um banco de dados com 11 muros construídos em escala real, denominado Método K-Stiffness. O método em questão permite a estimativa de cargas nos reforços sob condições de trabalho.

Este método surgiu com a finalidade de superar algumas deficiências do método da AASHTO em relação à escolha dos reforços, uma vez que os resultados da distribuição de cargas nos muros instrumentados apresentaram uma variação geralmente trapezoidal com a profundidade, ao contrário da distribuição linear, crescente com a profundidade, assumida pelo Método Simplificado (AASHTO, 2002). Posteriormente, na América do Norte e no Japão, foram realizadas retroanálises de muros construídos com materiais coesivos e não coesivos, a fim de considerar a influência da coesão nas cargas resistidas pelos elementos de reforço. As pesquisas em questão permitiram o desenvolvimento do Método K-Stiffness Modificado, o qual inclui um fator de influência da coesão do solo (Bathurst & Miyata, 2007).

No método K-Stiffness (2008) a previsão da carga máxima numa camada de reforço, por unidade de largura, é expressa por:

$$T_{max} = \frac{1}{2} K_o Y(H + S) S_v D_{tmax} \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \Phi_c \quad \text{Eq. 2.27}$$

Onde:

$K_o$  = coeficiente de empuxo de repouso;

$H$  = altura do muro;

$S$  = altura equivalente de terra para a consideração de sobrecarga uniforme  $q$  ( $S = q/\gamma$ );

$S_v$  = espaçamento vertical entre os reforços;

$D_{tmax}$  = fator de distribuição de carga que modifica a carga no reforço baseado na localização da camada;

$\Phi_g$  = Efeito da rigidez global do reforço;

$\Phi_{local}$  = Efeito da rigidez local do reforço;

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

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

$\Phi_c$  = Efeito da coesão.

O parâmetro de rigidez global ( $\Phi_g$ ) leva em conta a influência da rigidez e o espaçamento entre as camadas de reforço em toda a altura do muro, conforme a equação:

$$\Phi_g = \alpha \left( \frac{S_{global}}{p_a} \right)^\beta \quad \text{Eq. 2.28}$$

$S_{global}$  é a rigidez global do reforço, enquanto que  $\alpha$  e  $\beta$  são coeficientes com valores constantes iguais a 0,25. Para que a expressão seja adimensional, a rigidez global do reforço é dividida pela pressão atmosférica ( $p_a = 101 \text{ kPa}$ ). No caso do valor de  $S_{global}$ , o cálculo é feito da seguinte forma:

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{(H/n)} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad \text{Eq. 2.29}$$

Onde  $J_{ave}$  é a média da rigidez à tração das  $n$  camadas de reforço ao longo da altura do muro e  $J_i = J_{2\%}$  é a rigidez à tração secante a 2% de deformação.

O parâmetro  $\Phi_{local}$  é o fator de rigidez local, o qual leva em consideração a rigidez relativa da camada de reforço em relação à rigidez média das camadas de reforço, conforme a equação:

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

Com base no trabalho de Allen *et al.* (2003),  $a = 1$  no caso de muros de terra reforçados com geossintéticos. Ainda com relação à equação do parâmetro  $\Phi_{local}$ , o parâmetro  $S_{local}$  representa a rigidez local do reforço para a camada de reforço  $i$ , sendo calculado da seguinte forma:

$$S_{local} = \left( \frac{J}{S_v} \right)_i \quad \text{Eq. 2.31}$$

O parâmetro  $\Phi_{fs}$  e o parâmetro  $\Phi_{fb}$  são fatores que levam em consideração a influência da rigidez e a inclinação na face do muro, respectivamente. De acordo com Bathurst & Miyata (2007), o valor de  $\Phi_{fb}$  é igual a 1 para muros com face vertical.

$\Phi_{fs}$  é obtido por:

$$\Phi_{fs} = \eta (F_f)^k \quad \text{Eq. 2.32}$$

Onde  $F_f$  é o parâmetro que representa a rigidez da face do muro,  $\eta$  e  $\kappa$  são coeficientes adimensionais com valores iguais a 0,69 e 0,11, respectivamente (WSDOT, 2012).

O parâmetro  $\Phi_{fb}$ , como mencionado anteriormente, é o fator que considera a influência da inclinação da face, podendo ser calculado pela seguinte expressão:

$$\Phi_{fb} = \left( \frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^d \quad \text{Eq. 2.33}$$

Onde:

$K_{abh}$  = o coeficiente de empuxo na componente horizontal.



$K_{avh}$  = o coeficiente de empuxo na componente vertical.

$d$  = coeficiente constante adimensional. Recomenda-se que seja adotado o valor 0,5, já que forneceu um melhor ajuste para dados empíricos (WSDOT, 2012).

As parcelas horizontal ( $K_{abh}$ ) e vertical ( $K_{avh}$ ) do coeficiente de empuxo são determinadas pela seguinte equação (AASHTO, 2007):

$$K_{ab} = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^3 \omega \left[ 1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega} \right]^2} \quad \text{Eq. 2.34}$$

Com:

$\phi$  = ângulo de atrito de pico sob condições de deformação plana ( $\phi_{ps}$ );

$\omega$  = inclinação da face do muro.

Portanto, a determinação da componente horizontal da pressão ativa é obtida por:  $K_{abh} = K_{ab} * \cos(\omega)$ . Entretanto, no caso do muro apresentar a face vertical, tem-se que,  $K_{av} = K_{avh}$ , ( $\omega = 0$ ).

O valor de  $\phi_{ps}$  pode ser adotado com base nas estimativas de parâmetros do ensaio de cisalhamento direto, de acordo com Bolton (1986) e Jewell & Wroth (1987), da seguinte forma:

$$\phi_{ps} = \tan^{-1}(1,2 \cdot \tan \phi) \quad \text{Eq. 2.35}$$

De acordo com Bathurst *et al.* (2008), o efeito da coesão do solo é obtido pelo fator da coesão ( $\Phi_c$ ), sendo o mesmo calculado da seguinte forma:

$$\Phi_c = 1 - \lambda \frac{c}{\gamma H} \quad \text{Eq. 2.36}$$

Onde:

$\lambda$  = coeficiente de coesão, sendo o mesmo um coeficiente de ajuste a partir de dados retroanalizados.

O fator de distribuição,  $D_{tmax}$ , utilizado na estimativa de  $T_{max}$  para cada camada de reforço, é calculado a partir de valores medidos de uma série de casos bem estudados, conforme mostra-se na Figura 2.21.

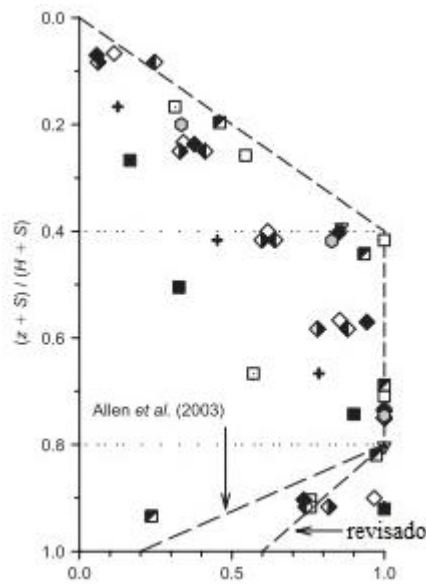


Figura 2.21 Valores medidos e distribuição de  $D_{máx}$  (Bathurst *et al.*, 2008)

## 2.4 ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Os métodos empregados no dimensionamento de estruturas de solo reforçado (ESR) com geossintéticos geralmente são baseados em conceitos de equilíbrio limite e na análise das condições de trabalho, as quais consideram a capacidade do reforço à ruptura e ao arrancamento. Entretanto, os métodos em questão não consideram a interação que ocorre entre os elementos de reforço e o solo sob condições de serviço, nem as deformações no solo. Portanto, a utilização de ferramentas numéricas possibilita uma abordagem mais ampla. Nesse contexto, o Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste em uma das técnicas numéricas mais usualmente empregadas em simulações de obras geotécnicas.

Segundo estudo feito por Rabie (2014) na combinação de técnicas de projeto de ESR e de solos grampeados, a abordagem do método de equilíbrio limite não pode ser utilizada isoladamente, devendo ser complementada por métodos numéricos para a estimativa do fator de segurança global e da ocorrência de falhas. Para estes casos, os métodos de equilíbrio limite podem ser utilizados para a estimativa da estabilidade interna da estrutura.

Estudos indicam que métodos numéricos têm comumente sido utilizados na simulação do comportamento de obras em solo reforçado. Bathurst & Hatami (1998) mostraram, por meio de simulações numéricas, que a distribuição de cargas nos reforços,

bem como a magnitude dos deslocamentos, é dependente do comprimento, da rigidez e do número de camadas de reforço.

Cai & Bathurst (1995) apresentaram resultados de análises por meio de elementos finitos da resposta dinâmica de um muro de contenção reforçado com geossintéticos. Os resultados das análises indicaram a influência da carga dinâmica no deslocamento do muro, o acúmulo de forças de cisalhamento na interface, as forças de tração desenvolvidas no reforço e as respostas de aceleração ao longo da altura do muro.

De acordo com Azevedo *et al.* (1992), existem duas maneiras de representar solos reforçados no método dos elementos finitos: i) a representação composta e ii) a representação discreta. A primeira utiliza um único elemento para representar o solo reforçado; enquanto a segunda utiliza diferentes elementos para representar o solo e o reforço, com a possibilidade de incluir uma interface entre ambos.

Segundo Chang & Forsyth (1977), a representação composta pressupõe a ausência de deslocamentos relativos entre o reforço e o solo. O trabalho computacional fica reduzido, bem como o tamanho da malha dos elementos finitos, uma vez que as camadas de reforço são diretamente incorporadas aos elementos compostos que conformam a malha. Porém, as desvantagens desta representação são a impossibilidade de modelar os deslocamentos relativos entre o reforço e solo, de estudar as tensões no reforço e de modelar adequadamente o processo construtivo. Em contrapartida, a representação discreta fornece informações relativas às deformações e às tensões nas interfaces, no reforço e na massa do solo. Além disso, ela permite tanto a modelagem do deslocamento relativo entre o reforço e o solo, como a simulação adequada do processo construtivo.

Dentre as suas várias vantagens, os programas de elementos finitos permitem realizar estudos paramétricos, explorando as relações entre o comportamento das estruturas em solo reforçado e as características dos seus elementos constituintes. Desta forma, é possível ampliar o conhecimento do comportamento dessas estruturas por meio de análises que consideram as diferentes características de rigidez e de arranjo das inclusões e as particularidades de comportamento dos solos (Pedroso, 2000).

## **2.5 PROGRAMA PLAXIS**

De acordo com Brinkgreve (2002), o desenvolvimento do *software* comercial de elementos finitos Plaxis 2D foi feito com o objetivo de estudar a deformação e a estabilidade em obras de engenharia geotécnica, incluindo características especiais que

podem ser consideradas nas análises, como: i) modelos constitutivos para simular o comportamento não linear de solos e de rochas ao longo do tempo, ii) consideração das poropressões no solo e iii) modelos numéricos capazes de simular vários tipos de obras comumente encontradas na engenharia, assim como a interação entre materiais.

A seguir, estão apresentadas as principais características do programa segundo Brinkgreve (2002).

### 2.5.1 CARACTERÍSTICAS DO PROGRAMA PLAXIS

Os recursos constituintes do software Plaxis 2D encontram-se divididos em quatro subprogramas: i) Input, ii) Calculation, iii) Output e iv) Curves.

No subprograma Input é feito o pré-processamento da análise, onde é criado o modelo de elementos finitos e são definidas as propriedades dos materiais e as condições de contorno do problema. O programa permite executar as análises considerando um estado de tensão axissimétrico ou de deformação plana, nas quais a discretização dos modelos é gerada a partir de uma malha composta de elementos triangulares de seis ou de quinze nós. Na definição das condições naturais e essenciais do problema em estudo, o programa disponibiliza diferentes tipos de cargas e de deslocamentos pré-determinados. No comportamento tensão-deformação dos solos são fornecidos diferentes modelos que podem ser empregados: i) Elástico-linear, ii) *Hardening-Soil*, iii) Mohr-Coulomb, iv) *Soft-Soil* e v) *Soft-Soil-Creep*. Finalmente, a definição das poropressões e das tensões iniciais do problema em questão consiste de dois procedimentos: i) *K<sub>o</sub> procedure* ou ii) *gravity loading*.

Após a definição do modelo de elementos finitos, o subprograma *Calculation* é utilizado para execução dos cálculos. Nesta etapa é possível simular diferentes etapas de construção e realizar três tipos de análises básicas: i) *Plastic*, ii) *Consolidation* e iii) *Phi-C reduction*. Para considerar análises de deformação elasto-plástica e nos casos em que não é necessária a consideração da dissipação dos excessos de poropressão ao longo do tempo, utiliza-se a opção *Plastic*. Este tipo de cálculo é utilizado na maior parte das aplicações geotécnicas, baseando-se na teoria das pequenas deformações. No caso da análise *Consolidation* é possível analisar a geração ou a dissipação de excessos de poropressão em solos argilosos saturados em função do tempo, considerando grandes deformações. A análise *Phi-C Reduction* deve ser utilizada quando se deseja obter o fator de segurança global da situação em questão.

No caso do subprograma *Output*, as principais grandezas de saída podem ser visualizadas por meio de uma variedade de ferramentas (*Countours, Shadings, Arrows*), sendo também possível também a geração ou a exportação de resultados para tabelas. Considerando-se que os principais resultados em uma análise de elementos finitos são as tensões e as deformações, o programa permite o estudo dos resultados por meio de variáveis relacionadas com essas duas grandezas. No caso das deformações, podem ser determinados os deslocamentos horizontais e verticais totais, os deslocamentos incrementais, as deformações totais, as deformações cartesianas, as deformações incrementais e as deformações cartesianas incrementais. No caso das tensões pode ser determinadas as tensões efetivas, as tensões totais, as tensões cartesianas, OCR, os pontos de plastificação e as poropressões.

A geração de diferentes tipos de curvas é realizada pelo subprograma *Curves*, com a finalidade de conhecer o comportamento do modelo durante a execução das etapas de cálculo. A informação pode ser analisada por meio da geração de curvas carga-deslocamento, curvas tempo-deslocamento, diagramas tensão-deformação, trajetórias de tensões e trajetórias de deformações.

## 2.5.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOFTWARE PLAXIS

Entre os modelos constitutivos que podem ser encontrados no software Plaxis 2D, os mais usais são: Elástico linear, Mohr-Coulomb, *Hardening-Soil*, *Soft-Soil*, e *Soft-Soil-Creep*.

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo perfeitamente plástico que analisa uma superfície de plastificação fixa descrita pelos parâmetros do modelo, desconsiderando a ocorrência de deformações plásticas. O modelo em questão precisa dos seguintes parâmetros: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão (c), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ).

No caso do modelo *Hardening-Soil* a superfície de plastificação não se encontra fixa no espaço de tensões principais, mas se expande em função das deformações plásticas. Entretanto, a relação entre a deformação axial e a tensão desviadora, no modelo hiperbólico, é superada pelo modelo *Hardening-Soil*, uma vez que o mesmo utiliza a teoria da plasticidade ao invés da teoria de elasticidade, considerando a dilatância do solo (Brinkgreve, 2002b). Na Tabela 2- 1 são apresentados os parâmetros utilizados por este modelo.

Tabela 2- 1 Parâmetros do modelo *Hardening Soil* (Modificado- Araújo, 2009)

<b>Parâmetros do critério de ruptura de Mohr-Coulomb</b>	
<b>c</b>	Coesão do solo
<b><math>\phi</math></b>	Ângulo de atrito
<b><math>\psi</math></b>	Ângulo de dilatância
<b>Parâmetros básicos do modelo</b>	
<b><math>E_{50}^{ref}</math></b>	Módulo de elasticidade secante no ensaio triaxial drenado
<b><math>E_{oed}^{ref}</math></b>	Módulo de elasticidade tangente para o carregamento primário oedométrico
<b>m</b>	Potência para a dependência da rigidez com o nível de tensões
<b>Parâmetros avançados do modelo</b>	
<b><math>E_{ur}</math></b>	Módulo de elasticidade ao descarregamento/re-carregamento
<b><math>\nu_{ur}</math></b>	Coefficiente de Poisson no descarregamento/re-carregamento
<b><math>p^{ref}</math></b>	Pressão de referência para o módulo
<b><math>K_0^{nc}</math></b>	$K_0$ do solo normalmente adensado
<b><math>R_f</math></b>	Razão de ruptura $q_f/q_a$
<b><math>\sigma_{tension}</math></b>	Resistência à tração
<b>c increment</b>	Incremento da coesão com a profundidade

O modelo de *Soft-Soil* é baseado no modelo *Cam-Clay* modificado. Os parâmetros básicos de entrada deste modelo são: índice de compressão modificado ( $\lambda^*$ ), índice de expansão modificado ( $\kappa^*$ ), coesão (c), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ).

O modelo *Soft-Soil-Creep* é apropriado para modelagem das características próprias de solos moles com alta compressibilidade e com variação linear da rigidez com o aumento das tensões.

## CAPÍTULO 3

### PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Neste capítulo estão descritos os procedimentos de cálculo realizados por meio de cada um dos métodos empregados (Rankine, AASHTO, K-Stiffness e Ehrlich & Mitchell), com o objetivo de determinar as forças máximas nos reforços.

As considerações adotadas e explanadas neste capítulo correspondem ao estudo de casos de muros hipotéticos e instrumentados. No caso de muros experimentais, os parâmetros geotécnicos do solo de aterro, como o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito não são necessariamente os mesmos dos casos hipotéticos. Entretanto, o procedimento de análise é o mesmo para ambas as situações.

Na Figura 3.1 está apresentada a seção considerada nas análises, a qual possui face vertical. As principais propriedades do material de aterro e do material de reforço adotadas nas análises dos casos hipotéticos estão apresentadas na Tabela 3-1.

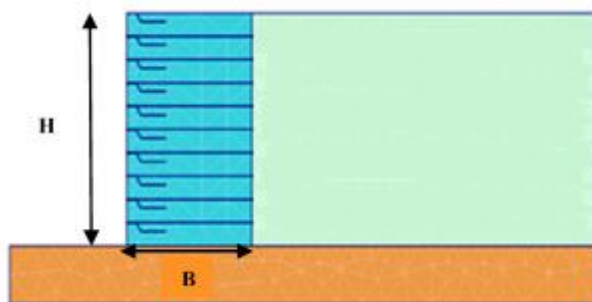


Figura 3.1 Seção do solo reforçado com geossintético

Tabela 3-1 Propriedades do material de aterro e do material de reforço

Propriedade	Valor
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	18
Ângulo de atrito (°)	40
Coesão (kPa)	0-5-10-20
Resistência à tração (kN/m)	20
Rigidez à tração (kN/m)	300-600-1200
$\Psi$ (°)	4-8-12

Neste trabalho foram realizados cálculos para a obtenção da força máxima no material de reforço para cada método de cálculo. A seguir, estão apresentadas as principais considerações de cada metodologia.

### 3.1 MÉTODO DE RANKINE

#### Procedimento de análise

O abordagem tradicional para o projeto deste tipo de estruturas está baseado nas análise das seguintes condições de estabilidade: interna e externa. Com o análise da estabilidade interna, foi possível obter a tensão máxima no reforço. A seguir são explanados os procedimentos utilizados no dimensionamento do muro e o cálculo da força no reforço.

#### 3.1.1 ESTABILIDADE EXTERNA

Para analisar a estabilidade externa de uma contenção é necessário realizar o cálculo do deslizamento ao longo da base, a verificação do tombamento, a distribuição de tensões ao longo da base e a capacidade de carga do solo de fundação.

##### 3.1.1.1 Deslizamento ao longo da base

Para verificação do deslizamento de uma massa reforçada ao longo da base do muro, utiliza-se a equação Eq. 3.1.

$$B_d = \frac{FS E_h}{(\gamma H + q) \tan \delta_b} \quad \text{Eq. 3.1}$$

#### Onde

FS= fator de segurança contra ao deslizamento (assumido  $\geq 1,5$ );

$E_h$  = componente horizontal do empuxo ativo;

$\gamma$ = peso específico do solo;

H= altura do muro;

q = sobrecarga;

$\delta_b$ = ângulo de atrito entre a base do muro reforçado e o solo de fundação.



### 3.1.1.2 Verificação do tombamento

Outra condição de estabilidade a ser analisada em muros de contenção é a resistência ao tombamento em relação ao centro de rotação no pé da base do muro (Figura 3.2). Foi utilizada a equação Eq. 3.2 para o cálculo da largura mínima da massa de solo reforçada de forma a garantir a estabilidade ao tombamento.

$$B_t = \sqrt{\frac{2FSE d_e}{\gamma H + q}} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Onde

$B_t$  = Largura mínima da massa de solo reforçado requerida para atingir a estabilidade ao tombamento;

$E$  = empuxo ativo;

$FS$  = Fator de segurança contra ao tombamento (assumido  $\geq 2$ );

$d_e$  = braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé do muro.

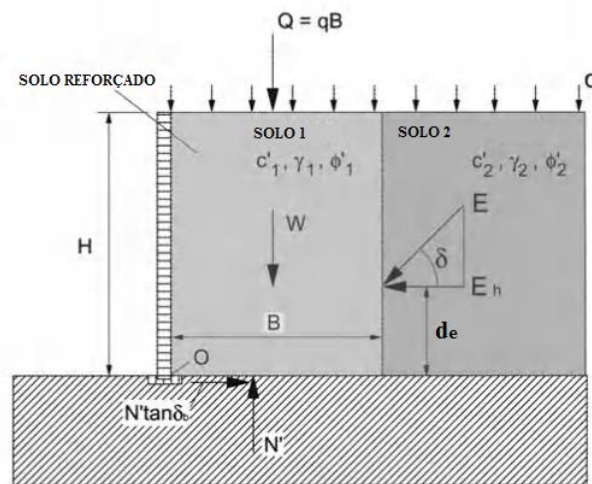


Figura 3.2 Solo reforçado com face vertical (Palmeira, 2001)

### 3.1.1.3 Distribuição de tensões na base do muro e capacidade de carga do solo de fundação

As tensões verticais mínima e máxima foram calculadas utilizando-se as equações Eq. 3.3 e Eq. 3.4, respectivamente. De acordo com a literatura, a carga atuante na base do muro é excêntrica em relação ao centro da sua base, e geralmente é assumida uma distribuição de tensões verticais com forma trapezoidal ao longo da base, conforme a Figura 3.3 (Palmeira, 2001).

$$\sigma_{vmin} = \frac{2N}{B} \left( \frac{3x_R}{B} - 1 \right) \quad \text{Eq. 3.3}$$

$$\sigma_{vmax} = \frac{2N}{B} \left( 2 - \frac{3x_R}{B} \right) \quad \text{Eq. 3.4}$$

Com

$$x_R = \frac{Wx_w + Qx_Q - Ed}{R \cos \psi} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Onde

$\sigma_{vmax}$  = máxima tensão vertical na base do muro

$\sigma_{vmin}$  = mínima tensão vertical na base do muro

N = força normal na base do muro ( $N = W + Q + E_v$ )

R = resultante das forças na base do muro ( $= W + Q$ )

$\psi$  = inclinação de R com a vertical.

$x_R$  = distância entre o ponto de aplicação de N e o pé do muro;

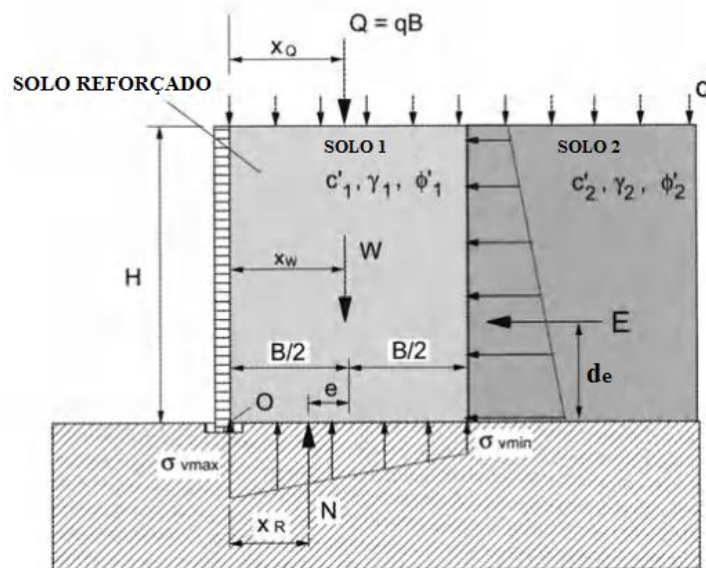


Figura 3.3 Tensões verticais na base do muro (Palmeira, 2001)

A excentricidade de N com relação ao centro da base do muro foi calculada conforme a equação Eq. 3.6:

$$e = \frac{B}{2} - x_R \leq \frac{B}{6} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Onde  $e$  = excentricidade da força na base do muro e  $B$  é a largura da base do muro (foi utilizado o maior valor entre  $B_d$  e  $B_i$ ). No cálculo da largura equivalente da base do muro foi empregada a metodologia proposta por Meyerhoff (1953), conforme a equação Eq. 3.7.

$$B' = B - 2e \quad \text{Eq. 3.7}$$

A tensão normal média equivalente é dada por:

$$\sigma = \frac{N}{B'} \quad \text{Eq. 3.8}$$

A capacidade de carga do solo de fundação foi calculada conforme a equação Eq. 3.9:

$$q_{max} = c' i_c N_c + q_s i_q N_q + 0,5 \gamma_f B' i_\gamma N_\gamma \quad \text{Eq. 3.9}$$

Onde:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 \quad \text{Eq. 3.10}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad \text{Eq. 3.11}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{E}{N} \quad \text{Eq. 3.12}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. 3.13}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad \text{Eq. 3.14}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad \text{Eq. 3.15}$$

Em geral, deve-se ter um fator de segurança maior ou igual que 3, como apresentado na equação Eq. 3.16.

$$FS = \frac{q_{max}}{\sigma} \geq 3 \quad \text{Eq. 3.16}$$

### 3.1.2 ESTABILIDADE INTERNA

As ocorrências de rupturas dentro de uma estrutura de solo reforçado também precisam ser evitadas. Dessa forma, é necessária a determinação do espaçamento adequado entre as camadas de reforço e do comprimento mínimo dos mesmos.

#### 3.1.2.1 Determinação do espaçamento entre reforços

Segundo a teoria de Rankine, as tensões ativas são calculadas de acordo com a equação Eq. 2.3, apresentada no capítulo 2, item 2.3.1.1.

Considerando uma distribuição uniforme no espaçamento entre reforços ao longo da altura do muro e com a finalidade garantir a estabilidade interna da estrutura de contenção, o espaçamento entre os reforços pode ser calculado conforme a equação:

$$S_{uniforme} = \frac{T_d}{k_a \left[ \gamma H + q - \frac{2c}{\sqrt{k_a}} \right]} \quad \text{Eq. 3.17}$$

Desta forma, é possível calcular a força de tração no reforço  $i$  por:

$$T_i = \sigma'_{hz} S = k_a \sigma'_{hz} S = k_a [(\gamma z + q) k_a - 2c\sqrt{k_a}] S \quad \text{Eq. 3.18}$$

Onde  $T_i$  é a força de tração no reforço  $i$  e  $S$  é o espaçamento entre reforços.

#### 3.1.2.2 Verificação do comprimento de ancoragem do reforço

Por simplicidade, adotou-se um espaçamento uniforme entre as camadas de reforço. A ancoragem dos reforços deve ter um comprimento suficiente para garantir a estabilidade interna da estrutura. Portanto, o comprimento de ancoragem disponível para a camada reforçada  $i$ , a uma profundidade  $z$ , pode ser obtido por:

$$l_{ai} = B - (H - z) \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.19}$$

Foi considerado o fator de segurança contra a falha no comprimento de reforço maior ou igual a 2, conforme a equação:

$$FS_{anc} = \frac{2l_{ai}\gamma z_i \tan \delta}{T_i} \geq 2 \quad \text{Eq. 3.20}$$

Onde, para o primeiro reforço:

$$T_1 = \left( z_1 + \frac{S}{2} \right) \sigma'_{hz} \quad \text{Eq. 3.21}$$

Sendo,

$$z_i = z_1 + \frac{S}{2} \quad \text{Eq. 3.22}$$

## 3.2 MÉTODO AASHTO

### Procedimento de análise

A metodologia simplificada da AASHTO (2002) considera que as tensões máximas são calculadas com base na superfície de ruptura de Rankine ou de Coulomb, dependendo da inclinação da face do muro. A seguir, está apresentado o procedimento de cálculo da tensão máxima no reforço.

### 3.2.1 ESTABILIDADE EXTERNA

O método considera a estabilização contra o tombamento e contra o deslizamento, que são apresentados a seguir.

#### 3.2.1.1 Verificação do deslizamento

Considerando atingir um fator de segurança mínimo de 1,5, pode se obter um valor do Fator de Segurança para evitar o deslizamento ao longo da base, de acordo com a equação Eq. 3.23 (AASHTO, 2007):

$$FS = \frac{\sum \text{Forças horizontais resistentes}}{\sum \text{Forças horizontais atuantes}} = \frac{V(\tan \phi)}{F1 + F2} \geq 1.5 \quad \text{Eq. 3.23}$$

$$V = \gamma HL \quad \text{Eq. 3.24}$$

$$F1 = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad \text{Eq. 3.25}$$

$$F2 = qHk_a \quad \text{Eq. 3.26}$$

Onde:

V= Peso do solo reforçado;

F1= Componente horizontal devido ao empuxo ativo do solo;

F2= Componente horizontal devido à sobrecarga.

### 3.2.1.2 Verificação do tombamento

Para garantir a estabilidade da estrutura contra ao tombamento, considerou-se um fator de segurança maior ou igual a 2, sendo o mesmo calculado conforme a equação Eq. 3.27:

$$FS = \frac{\sum \text{momento resistente } (Mr)}{\sum \text{momento atuante } (Mo)} = \frac{V (L/2)}{F1(H/3) + F2(H/2)} \geq 2 \quad \text{Eq. 3.27}$$

Onde:

L= Largura da massa de solo reforçado;

H= Altura do muro.

### 3.2.2 ESTABILIDADE INTERNA

Como foi exposto no capítulo 2, o cálculo da força máxima que age no reforço pode ser feito conforme a Eq. 2.5. O coeficiente de empuxo lateral pode ser calculado conforme a equação Eq. 2.6. Nota-se que qualquer influência da coesão é ignorada de forma conservadora nas equações. Em vista disso, nas situações com coesões diferentes de zero, utilizou-se a sugestão de Bathurst *et al.* (2007), que considera o efeito da coesão para obter um ângulo de atrito equivalente conforme a Figura 3.4.

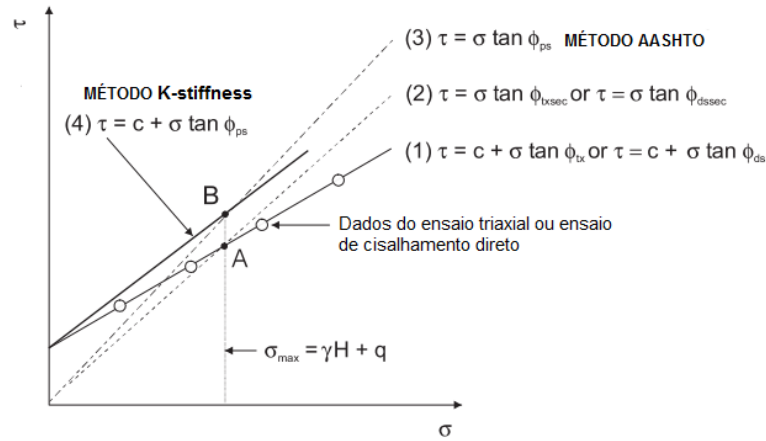


Figura 3.4 Determinação de ângulo de atrito sob condições de deformação plana (Bathurst *et al.* 2007).

O método da AASHTO pressupõe a utilização da Eq. 3.28 nos casos em que a coesão é diferente de zero. Nota-se que, segundo essa relação, o ângulo de atrito equivalente também é influenciado pela altura e pela sobrecarga sobre o muro sob análise.

$$\phi_{AASHTO} = \tan^{-1} \left( \frac{c + (\gamma H + q) \tan \phi}{\gamma H + q} \right) \quad \text{Eq. 3.28}$$

Com a finalidade de garantir a estabilidade interna da estrutura de contenção, é considerado uma distribuição uniforme no espaçamento entre reforços ao longo da altura do muro. O espaçamento entre os reforços pode ser calculado conforme a equação:

$$S_v = \frac{T_d}{K \sigma_v} \quad \text{Eq. 3.29}$$

O comprimento de ancoragem do reforço, de acordo com Berg *at al.* (2009), é determinado de acordo com a expressão:

$$L = L_a + L_e \quad \text{Eq. 3.30}$$

Onde

$$L_a = (H - Z) \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.31}$$

$$L_e > \frac{T_{MAX}}{\Phi F * \alpha \sigma_v CR_c} \geq 1m \quad \text{Eq. 3.32}$$

Sendo:

$\Phi$ = Fator de resistência do solo ao arrancamento;

$F^*$ = Fator de resistência ao arrancamento;

$\alpha$ = Fator de correção do efeito de escala;

$\sigma_v$ = Tensão vertical sobre o reforço;

$R_c$ = Relação de recobrimento do reforço.

Segundo o manual AASHTO (2014), os valores da equação Eq. 3.32 podem ser resumidos conforme a Tabela 3- 2.

Tabela 3- 2 Resumo de fatores para o cálculo de  $L_e$  segundo AASHTO (2014)

Resumo dos fatores considerados no cálculo de $L_e$	
$\Phi$	0,9
$F^*$	$0,8 \cdot \tan \phi$
$\alpha$	0,8
$R_c$	1
$C$	2

### 3.3 MÉTODO *K-STIFFNESS*

#### Procedimento de análise

O método *K-Stiffness* é um método desenvolvido empiricamente para o cálculo das cargas nos muros reforçados com geossintéticos submetidos a condições de serviço (Bathurst *et al.*, 2008). O procedimento adotado no cálculo das forças no reforço utilizado nesta dissertação é apresentado a seguir.

#### 3.3.1 ESTABILIDADE INTERNA

Como mencionado no capítulo 2, a previsão da carga máxima numa camada de reforço, por unidade de largura, pode ser obtida por meio da equação Eq. 2.27. O valor de  $\phi_{ps}$  utilizado na análise dos casos hipotéticos foi calculado baseado nas estimativas dos parâmetros do ensaio de cisalhamento direto utilizando a expressão de Bolton (1986), (Eq. 2.35).

Os valores envolvidos no cálculo da força no reforço, de acordo com a equação Eq. 2.27, são:

- Fator de rigidez global ( $\Phi_g$ ):



Foi calculado pela equação Eq. 2.28 (capítulo 2, item 2.3.2.2). Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  são coeficientes adimensionais iguais a 0,25. A rigidez global do reforço,  $S_{global}$ , é função da rigidez à tração do reforço (J) e da altura do muro (H), sendo calculada pela equação Eq. 2.29 (capítulo 2). A pressão atmosférica foi admitida igual a 101kPa.

- Fator de rigidez local ( $\Phi_{local}$ ):

O fator de rigidez local foi obtido pela equação Eq. 2.30, sendo o parâmetro  $S_{local}$  função da rigidez relativa do reforço e do espaçamento entre camadas (calculado pela equação Eq. 2.31). O valor assumido para o parâmetro  $a$  foi igual a 1 (Allen *et al.*, 2003).

- Fator de inclinação da face do muro ( $\Phi_{fb}$ ):

De acordo com a teoria de Coulomb (Eq. 2.34), foi calculada uma componente vertical ( $K_{avh}$ ) e uma componente horizontal ( $K_{abh}$ ) para o coeficiente de empuxo ativo. O quociente  $K_{abh}/K_{avh}$  é elevado a um coeficiente (d) constante, adimensional, que foi considerado igual a 1. Caso a face seja vertical, de acordo com a literatura, considera-se um fator de inclinação igual a 1 (Bathurst *et al.*, 2008).

- Fator de rigidez da face ( $\Phi_{fs}$ ):

Para o valor de rigidez da face, Bathurst *et al.*(2005) sugerem valores dentro do intervalo de 0,7-1 para os casos de muros com face de gabião, face envelopada ou arame soldado. Neste trabalho foi utilizado o valor 1.

- Fator de coesão ( $\Phi_c$ ):

Este fator é função do peso específico do solo, da altura do muro, da coesão do solo e do parâmetro  $\lambda$ , que é o coeficiente da coesão. No cálculo foi assumido um valor de  $\lambda$  igual a 6,5 (WSDOT, 2012). O valor de  $\Phi_c$  é tal que  $0 \geq \Phi_c \geq 1$  com  $c/\gamma H \leq 0,153$ . No caso de muros com altura pequena e coesão alta, o cálculo pode resultar em um valor de  $\Phi_c$  igual a zero, sendo então necessária a utilização de reforço somente para a estabilidade junto à face do muro.

- Fator de distribuição de carga ( $D_{tmax}$ )

O fator de distribuição de carga é utilizado para distribuir o carregamento em função da profundidade. O cálculo deste fator é feito considerando-se uma função da profundidade normalizada do muro como  $(z+S)/(H+S)$ , incluindo o efeito da sobrecarga

(S), no intervalo de 0 a 1. Segundo os muros estudados por Bathurst *et al.* (2008), o valor final de  $D_{\text{tmax}}$  é obtido conforme o gráfico da Figura 2.21, com  $0 \leq D_{\text{tmax}} \leq 1$ .

Segundo o manual WSDOT (2012), o procedimento de cálculo do comprimento do reforço é o mesmo utilizado pelo método AASHTO, o qual foi apresentado na equação Eq. 3.30. Para o caso do espaçamento entre camadas de reforço, utilizou-se como valor inicial o espaçamento calculado pelo método AASHTO.

### **3.4 MÉTODO EHRLICH & MITCHELL**

O procedimento de análise por este método, como explanado no capítulo 0, considera os efeitos da compactação e a rigidez dos reforços dos muros reforçados sob condições de serviço. O cálculo da força máxima agindo no reforço foi obtido a partir das análises da estabilidade interna e externa que são apresentadas a seguir.

#### **3.4.1 ESTABILIDADE EXTERNA**

O comprimento dos reforços,  $L_r$ , deve ser definido de forma a garantir a estabilidade externa (Ehrlich & Mitchell, 1994). O valor do comprimento total de reforço adotado neste método foi de 0,8 vezes a altura do muro (0,8H).

#### **3.4.2 ESTABILIDADE INTERNA**

Para evitar a ruptura por tração ou por arrancamento da zona resistente, é fundamental levar em conta que o comprimento, a resistência e a quantidade de reforços são determinados em função da máxima tração nos reforços ( $T_{\text{máx}}$ ). As forças máximas de tração atuantes nas camadas de reforço, foram calculadas por meio da equação Eq. 2.15.

##### **3.4.2.1 Determinação do espaçamento entre reforços**

Considerando uma distribuição uniforme no espaçamento entre reforços ao longo da altura do muro, o espaçamento entre os mesmos pode ser calculado conforme a equação:

$$\chi S_v S_h \sigma'_{zc} = T_d \quad \text{Eq. 3.33}$$

O valor  $\chi$  é obtido pela leitura do gráfico da Figura 2.20 (com coesão nula), apresentado no capítulo 2. O valor de  $S_v$  é obtido por uma solução iterativa da Eq. 3.33,

sem superar o valor da resistência do projeto ( $T_d$ ). Nos casos com coesão, os valores de  $\chi$  e  $S_v$  são obtidos por uma solução iterativa das equações Eq. 2.23 e Eq. 2.24.

### 3.4.2.2 Parâmetros do solo e propriedades do material de reforço

Como mencionado anteriormente, os parâmetros utilizados para as análises dos casos hipotéticos pelo método de Ehrlich & Mitchell (1994) foram definidos de acordo com a Tabela 3-1. A Tabela 3-3 apresenta os parâmetros  $k$  e  $n$  (Marques *et al.*, 2006) utilizados nos cálculos.

Tabela 3-3 Parâmetros hiperbólicos conservativos de solo brasileiros (Marques *et al.*, 2006)

Classif. Unific.	GC (%)	$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	K	n
SM	100	21	36	20	600	0,40
	95	20	34	15	450	0,40
	90	19	32	10	300	0,40
	85	18	30	5	150	0,40
SM-SC	100	21	33	25	700	0,60
	95	20	33	20	500	0,60
	90	19	33	15	350	0,60
	85	18	33	10	300	0,60
ML	100	19	28	25	250	0,70
	95	18	28	20	200	0,70
	90	17	28	15	150	0,70
	85	16	28	10	100	0,70
MH	100	17	25	30	500	0,70
	95	16	25	25	300	0,70
	90	15	25	15	250	0,70
	85	14	25	10	200	0,70
CL	100	19	28	25	200	0,45
	95	18	28	20	170	0,45
	90	17	28	15	140	0,45
	85	16	28	10	100	0,45
CH	100	17	25	30	500	0,50
	95	16	25	25	300	0,50
	90	15	25	20	250	0,50
	85	14	25	10	200	0,50

### 3.4.2.3 Cálculo da tensão vertical

O cálculo da tensão vertical foi feito de acordo com a equação Eq. 2.16 (Meyerhof, 1955).

#### **3.4.2.4 Determinação coeficiente de empuxo correspondente ao final da construção**

Segundo Ehrlich & Mitchell (1994) o valor de  $K_r$  é calculado por uma solução iterativa das equações Eq. 2.23 e Eq. 2.24. Neste trabalho não foi considerada uma sobrecarga no material de aterro e, portanto, de acordo com o método, a relação  $OCR = \sigma_{zc,i}/\sigma_z$  foi igual a 1. Dessa forma, tem-se que para  $OCR = 1$ , o coeficiente  $K_c$  é igual a  $K_r$  (Ehrlich & Mitchell, 1994).

O valor de  $S_i$  foi calculado de acordo com a equação Eq. 2.18. Os valores de  $E_r$ ,  $A_r$  são conhecidos devido à utilização do material geossintético como reforço (J). O valor da pressão atmosférica admitida foi de 101 kPa.

No cálculo dos valores de tração máxima foram utilizados os procedimentos de Dantas & Ehrlich (2000) o qual é baseado no método de Ehrlich & Mitchell (1994).

### **3.5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS CASOS ESTUDADOS**

Foram realizadas análises numéricas pelo método dos elementos finitos (MEF). O software utilizado foi o Plaxis, versão 8.2. Os parâmetros de entrada do programa para a simulação do material de aterro foram estabelecidos com base em uma parametrização de casos hipotéticos, fixando parâmetros como o peso específico do solo e o ângulo de atrito e variando-se a coesão e as propriedades do material de reforço do muro (Tabela 3-1). Para o caso em que foi considerado o solo de fundação deformável, foram utilizados diferentes valores no módulo de Young (E).

#### **3.5.1 MODELO NUMÉRICO**

Como o objetivo deste trabalho é avaliar a influência de alguns parâmetros do solo (coesão, módulo de Young) na obtenção da força máxima de tração no material de reforço e comparar os resultados obtidos numericamente com aqueles obtidos métodos descritos anteriormente, foram definidos casos hipotéticos idealizados em duas dimensões.

#### **3.5.2 GEOMETRIA**

Três alturas de muro foram consideradas nas análises (4 m, 8 m e 16 m), simuladas separadamente, com variação paramétrica do valor da coesão para o material de aterro, do módulo de Young para o solo de fundação e do valor da rigidez à tração para o material de reforço. Foram testados diferentes comprimentos entre o pé do aterro e a fronteira lateral com a finalidade de minimizar os efeitos devidos à proximidade do contorno,

resultando num comprimento razoável de 3 vezes a altura do muro (Figura 3.5). As condições de contorno consideradas foram de deslocamentos horizontais nulos nas laterais, enquanto na fronteira inferior foi imposta a condição de contorno de deslocamentos horizontais e verticais nulos. Além disso, foi realizado um refinamento da malha na região do solo reforçado com a finalidade de se obterem resultados mais acurados como mostrado na Figura 3.6.

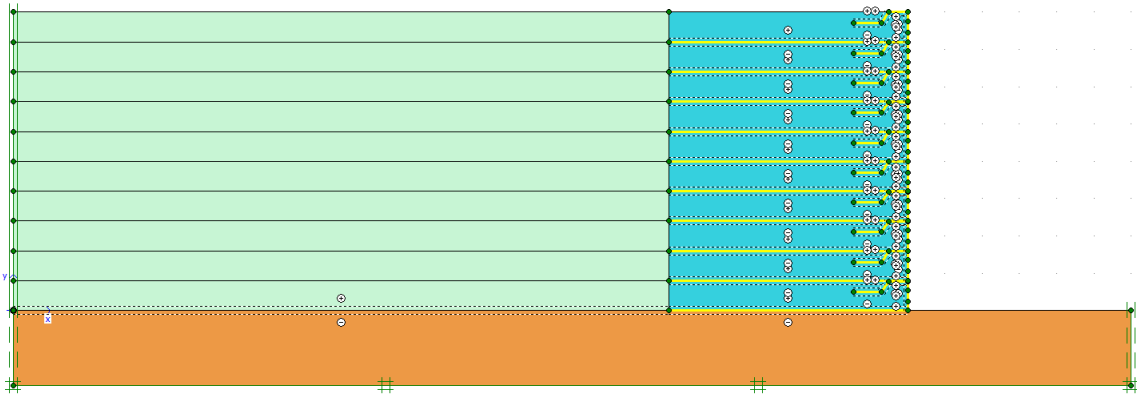


Figura 3.5 Geometria utilizada nas simulações numéricas para o caso do muro de 8 m.

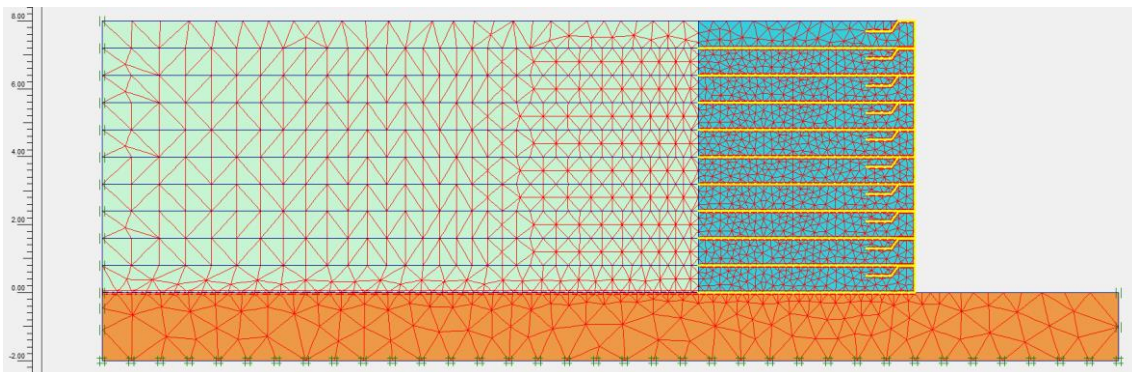


Figura 3.6 Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para o caso do muro de 8 m.

### 3.5.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para simular o material de aterro, o modelo constitutivo utilizado foi o modelo de *Mohr-Coulomb*. Foi adotada uma condição drenada na análise, pois não foi o objetivo deste trabalho investigar o efeito das propressões. As propriedades do material de aterro adotadas nas simulações numéricas estão apresentadas na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 Parâmetros do material de aterro utilizados nas simulações numéricas

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	Coesão (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
<b>18</b>	0,3	5-10-20*	40	4-8-12*

Nota: Os valores marcados com “\*” correspondem aos valores variados para o cálculo da força máxima de tração no reforço.

No caso do solo de fundação também foi utilizado o modelo de *Mohr-Coulomb*, sendo feita a variação paramétrica correspondente ao valor do módulo de Young (10, 25, 60 e 100 MPa).

Os estágios de cálculo empregado nas simulações numéricas por meio do Plaxis utilizaram a opção de *Staged Construction* para simular cada fase de construção do muro. As etapas definidas nas simulações dependeram da altura do muro em análise. Para o caso do muro de 8 m, os cálculos foram compostos por 10 etapas. A Tabela 3-5 apresenta cada uma das etapas, onde cada etapa inicia-se após da etapa anterior.

Tabela 3-5 Descrição das etapas de cálculo utilizadas nas simulações numéricas ( Muro de 8 m)

Identificação	Número da etapa	Inicia após etapa	Tipo de cálculo	Entrada de carregamento
Construção Camada 1	1	0	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 2	2	1	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 3	3	2	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 4	4	3	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 5	5	4	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 6	6	5	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 7	7	6	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 8	8	7	Plástico	Estágio Construção
Construção Camada 9	9	8	Plástico	Estágio Construção

Identificação	Número da etapa	Inicia após etapa	Tipo de cálculo	Entrada de carregamento
Construção Camada 10	10	9	Plástico	Estágio Construção

Alguns estágios de construção do aterro para os casos estudados aparecem nas Figuras 3.7 e 3.8. O caso da Figura 3.7 representa o final da construção da camada 2, e na Figura 3.8 a construção total do muro.

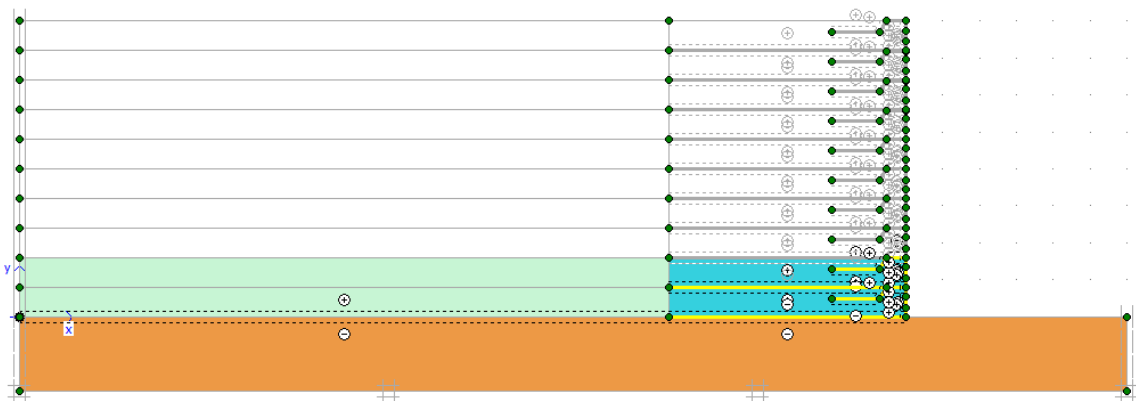


Figura 3.7 Estágio de cálculo após da construção da camada 2.

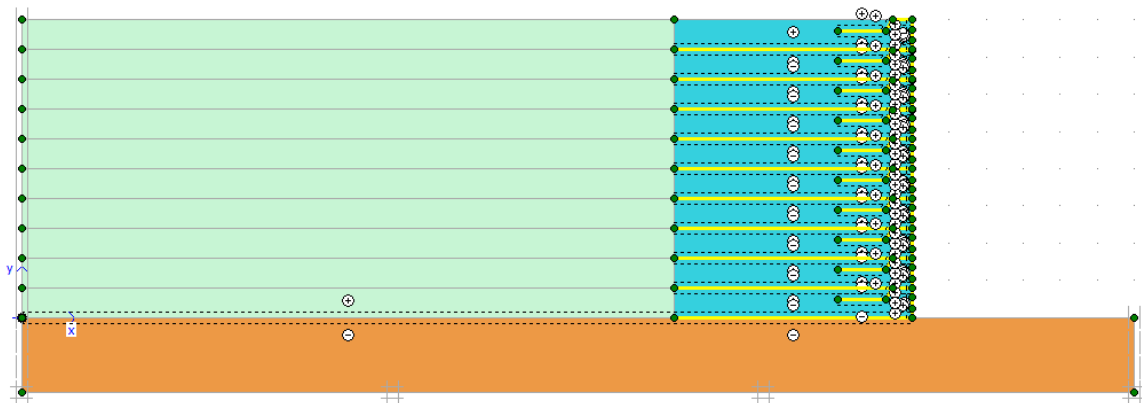


Figura 3.8 Estágio de cálculo após da construção da camada 10.

Para simular o elemento de reforço (material geossintético), o programa Plaxis, disponibiliza um elemento com comportamento elástico linear. Neste caso, a única propriedade que precisou ser fornecida para este material foi a rigidez à tração, sendo os valores utilizados nas análises iguais a 300, 600 e 1200 kN/m. Nestes elementos de reforço podem-se utilizar elementos de interfaces para modelar a interação com o solo ao redor. Na Figura 3.9 observa-se tanto os elementos de reforços quanto os elementos de interface empregados nas simulações.

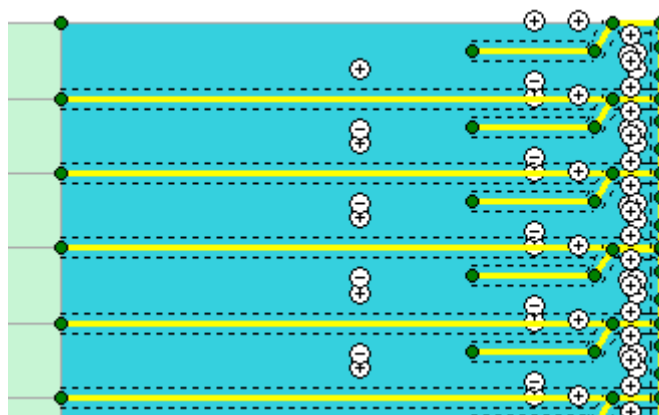


Figura 3.9 Detalhe dos elementos de reforço e elementos de interface

Os elementos de interface são utilizados para descrever o comportamento das interfaces na interação solo-estrutura. Em neste trabalho considerou-se um valor de  $R_{inter}$  igual a 0,9 nas simulações numéricas.

Tanto as simulações numéricas quanto os cálculos feitos utilizando os métodos de cálculo usuais não foram considerados o efeito da compactação e sobrecarga no material de aterro.

### 3.6 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS COM DADOS DOS MUROS EXPERIMENTAIS DE SANTOS (2011)

Nesta seção estão apresentadas as características dos muros experimentais analisados e os métodos de cálculo empregados na determinação das forças no reforço.

#### 3.6.1 CARACTERÍSTICAS DOS MUROS ANALISADOS

Santos (2011) construiu e monitorou o comportamento de 2 (dois) muros reforçados com geossintéticos. Nestes muros foi utilizado resíduo de construção e demolição reciclado (RCD-R) como material de aterro e eles foram construídos sobre o solo poroso e colapsível da cidade de Brasília, DF, Brasil. O Muro 1 foi reforçado utilizando-se geogrelha e o Muro 2 empregou-se geotêxtil não tecido. Ambos os muros tinham uma altura total de 3,6 m, espaçamento entre reforços de 0,6 m e comprimento dos reforços igual a 2,54 m. O processo executivo empregado foi o de envelopamento (*wrapped-face wall*). Para a medição das deformações nos reforços foram utilizados extensômetros elétricos (*strain gauges*) colocados em elementos longitudinais da geogrelha e extensômetros mecânicos (*tell-tales*) em camadas de geotêxtil. Também foram instaladas células de tensão total (CTT) nas direções vertical e horizontal e inclinômetros junto aos pés dos muros para medir os deslocamentos no solo de fundação.



A Figura 3.10 (a) apresenta a seção transversal do Muro 1 e os instrumentos instalados (Santos 2011). As mesmas dimensões e características gerais foram utilizadas no Muro 2. As Figura 3.10 (b) e (c) apresentam vistas das faces dos muros.

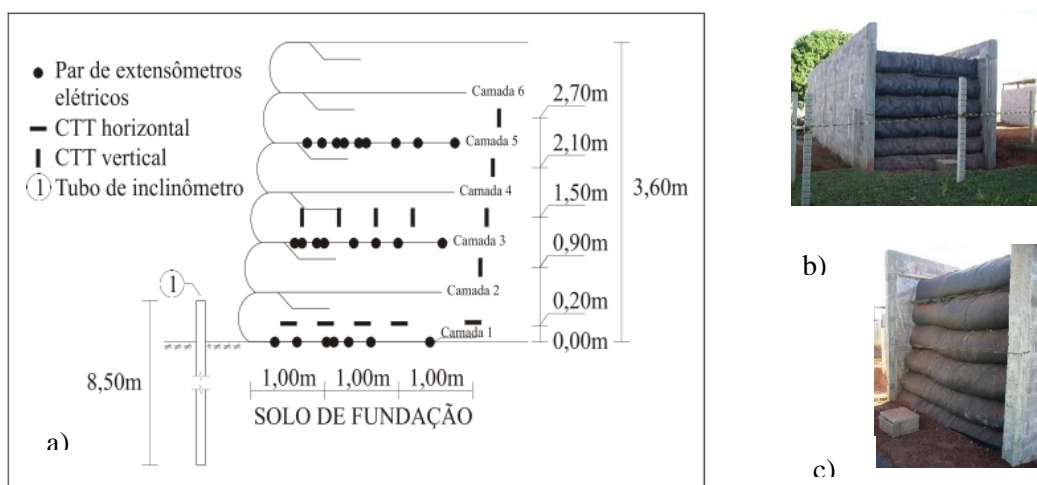


Figura 3.10 Muros experimentais analisados: (a) Instrumentação utilizada; (b) Vista da face do Muro 1; (c) Vista da face do Muro 2 (Santos 2011)

As principais características do material de aterro utilizado na construção dos muros são apresentadas na Tabela 3-6. O RCD-R utilizado apresentava partículas maiores que 100 mm de diâmetro, mas 95% delas eram menores que 50 mm e 12% menor do que 0,075mm ( $D_{50} = 2.1$  mm,  $C_u = D_{60}/D_{10} = 106$ ). Ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões (800 x 800 x 450 mm) foram realizados para quantificar a resistência ao cisalhamento do material de aterro (Santos *et al.*, 2013).

Tabela 3-6 Propriedades do material de aterro (RCD-R).(Santos *et al.*, 2014)

Propriedade	Valor
$D_{85}$ (mm)	15,0
$D_{50}$ (mm)	2,1
$D_{10}$ (mm)	0,032
$C_u$	106
pH do aterro	8,9
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	17,8
Teor de umidade (%)	6,6
Ângulo de atrito (°)	41
Coesão (kPa)	6

As propriedades relevantes dos reforços utilizados nos Muros 1 e 2 estão apresentadas na Tabela 3-7. Ensaio de arrancamento (ASTM D6706-01) realizados na geogrelha imersa em RCD-R mostram aderência satisfatória entre estes materiais (Santos & Vilar, 2008). Pode-se notar na Tabela 3-7 que a rigidez à tração do geotêxtil não

confinado é bem menor que a da geogrelha. Entretanto, quando confinado, tal material apresenta significativo aumento na rigidez à tração (Mendes *et al.*, 2007). Segundo Santos *et al.*(2014) não houve perda de resistência à tração significativa dos reforços devido à instalação e compactação do material de aterro RCD-R.

Tabela 3-7 Propriedades do geossintéticos (Santos *et al.*, 2014)

<b>Propriedade</b>	<b>Geogrelha (Muro 1)</b>	<b>Geotêxtil não tecido (Muro 2)</b>
<b>Polímero</b>	Poliéster	Polipropileno
<b>Abertura da malha (mm x mm)</b>	20 x 20	NA <sup>(1)</sup>
<b>Resistência à tração (kN/m)<sup>(2)</sup></b>	20	24
<b>Rigidez à tração (kN/m)<sup>(2)</sup></b>	300	15 <sup>(3)</sup>
<b>Deformação máxima na ruptura (%)<sup>(2)</sup></b>	12	70

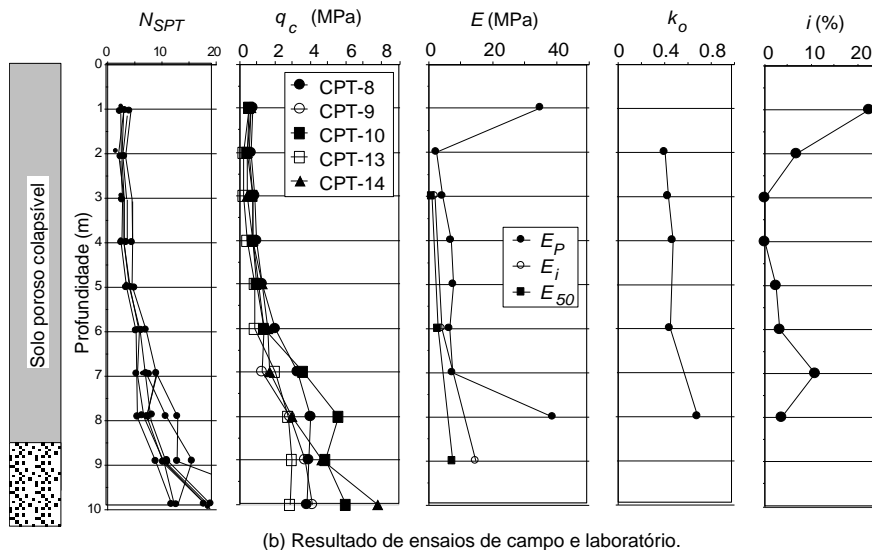
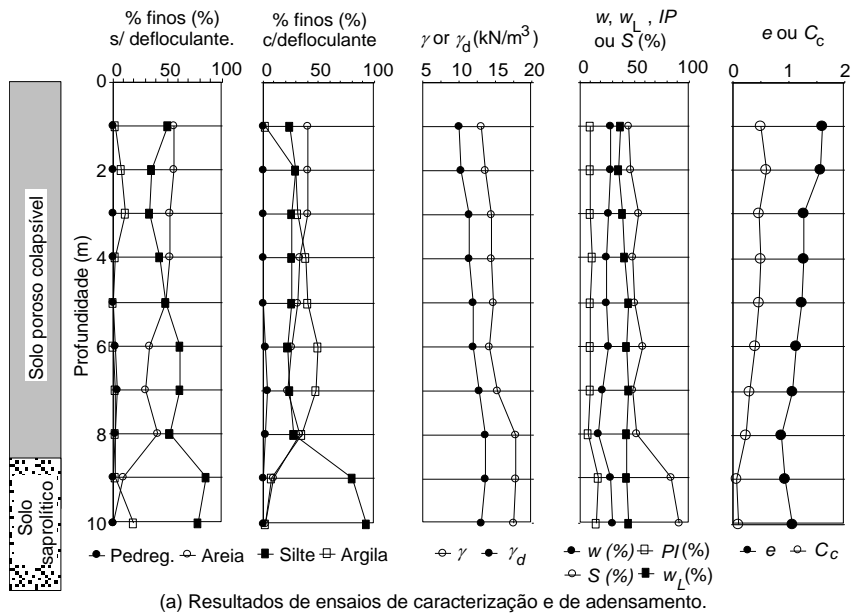
Notas: (1) NA = não aplicável; (2) Propriedades de tração de acordo com ASTM D6637; (3) Variando entre 175 kN/m e 230 kN/m em ensaios de tração confinada, com base em resultados de Mendes *et al.* (2007)

A construção dos muros experimentais, realizada por Santos (2011), durou 29 dias. A compactação do material de preenchimento foi bastante leve e realizada por meio de um rolo de 1,45 kN, basicamente para fins de regularização da superfície da camada. Próximo à face, um soquete manual foi empregado para compactação, de modo a reduzir os efeitos da compactação nos deslocamentos da face. As características mais relevantes dos muros experimentais são resumidas na Tabela 3-8 (Santos, 2011).

Tabela 3-8 Principais características dos muros experimentais (Santos,2011)

<b>Característica</b>	<b>Muro 1</b>	<b>Muro 2</b>
<b>Material de aterro</b>	RCD-R	RCD-R
<b>Elemento de reforço</b>	Geogrelha	Geotêxtil não tecido
<b>Material de fabricação do elemento de reforço</b>	Poliéster	Polipropileno
<b>Altura (m)</b>	3,60	3,60
<b>Inclinação da face com a vertical (°)</b>	13	13
<b>Espaçamento vertical entre os elementos de reforço (m)</b>	0,60	0,60
<b>Comprimento entre os elementos de reforço (m)</b>	2,52	2,52

O solo de fundação que suportou as estruturas de solo reforçado consistiu de uma camada de 8,5 metros de espessura, composta de argila porosa colapsível, típica da região. A Figura 3.11 resume as principais propriedades geotécnicas do solo de fundação, como previamente reportado por Guimarães (2002), Mota (2003) e Araújo *et al.* (2009).



Notas:  $C_c$  = índice de compressão;  $e$  = índice de vazios;  $E_p$  = Módulo de Young (pressiômetro);  $E_i$  and  $E_{50}$  = Módulo de Young inicial e a 50% (ensaios triaxiais);  $i$  = Índice de colapso (ensaios de compressão);  $k_o$  = Coeficiente de empuxo no repouso (dilatômetro de Marchetti);  $N_{SPT}$  = índice de resistência à penetração em ensaios de SPT;  $IP$  = índice de plasticidade;  $q_c$  = resistência de ponta (ensaios de cone);  $S$  = grau de saturação;  $w$  = umidade;  $w_L$  = limite de liquidez;  $\gamma$  = peso específico;  $\gamma_d$  = peso específico seco;

Figura 3.11 Propriedades do solo de fundação reportadas por Guimarães (2002), Mota (2003) e Araújo *et al.* (2009): (a) Propriedades geotécnicas do ensaio de adensamento e caracterização; (b) Propriedades de ensaios de campo e laboratório

### 3.6.2 MÉTODOS DE CÁLCULO EMPREGADOS

Os métodos de equilíbrio limite utilizados nas estimativas de forças nos reforços dos muros descritos no item anterior para condições de final de construção foram os métodos de Rankine e AASHTO (2002). Foram também empregados os métodos *K-Stiffness* (Bathurst *et al.*, 2008) e de Dantas & Ehrlich (1999 e 2000), que admitem condições de serviço das estruturas. No caso do método de Dantas & Ehrlich (1999 e

2000), desprezou-se a consideração da influência da compactação do material de aterro, devido às condições de construção dos muros, como comentado anteriormente. Para os métodos de Rankine e *AASHTO* (2002) admitiram-se as faces dos muros verticais. Além dos métodos listados, foram comparadas também medições e previsões de forças nos reforços por elementos finitos.

Foram realizadas análises numéricas por elementos finitos dos muros experimentais utilizando o programa computacional Plaxis versão 8.2, considerando condições de deformação plana. As condições de contorno adotadas nas simulações numéricas representaram as condições apresentadas nos muros experimentais. O modelo de Mohr-Coulomb disponível no programa computacional foi utilizado nas simulações dos materiais de aterro e fundação. O solo de fundação foi subdividido em 3 (três) camadas com propriedades distintas, baseadas em resultados de ensaios de laboratório e de campo. A Tabela 3-9, apresenta as principais características destas camadas do solo de fundação utilizadas nas simulações numéricas. A Tabela 3-10 apresenta os valores de propriedades utilizados para o material de aterro. Nas análises numéricas foi utilizado um valor de rigidez à tração igual a 300 kN/m. Esse valor de rigidez à tração é igual ao da geogrelha utilizada no Muro 1, mas maior que a do geotêxtil do Muro 2 (175 kN/m a 230 kN/m, sob condições confinadas, Tabela 3-7). Foram utilizados elementos de interface entre o reforço e o RCD-R utilizando-se um coeficiente de interação  $R_{int}$  de 0,9. No presente trabalho são apresentados somente os resultados das previsões por elementos finitos para condições ao final de construção dos muros.

Tabela 3-9 Propriedades do solo de fundação utilizadas nas simulações numéricas (Fonseca *et al.*, 2013)

Parâmetros	Camada		
	1	2	3
$\gamma_{n\grave{a}o\ saturado} (kN/m^2)$	13,88	13,88	16,72
$\gamma_{saturado} (kN/m^2)$	16,7	17,3	18,29
$c' (kPa)$	30	19	37
$\phi' (^\circ)$	26	30	26

Notas:  $\gamma_{n\grave{a}o\ saturado}$  e  $\gamma_{saturado}$ : pesos específicos do solo nas condições não saturadas e saturadas, respectivamente;  $c'$ : coesão efetiva e  $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo (valores após inundação da fundação não foram considerados para o presente trabalho).

Tabela 3-10 Propriedades do material de aterro utilizadas nas simulações. (Fonseca *et al.*, 2013)

<b>Parâmetro</b>	<b>Solo sem reforço</b>	<b>Solo reforçado</b>
$\gamma_{\text{não saturado}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	17,70	19,54
$\gamma_{\text{saturado}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	20,97	22,81
$e_0$	0,5	0,5
$E \text{ (kPa)}$	30000	30000
$\nu$	0,3	0,3
$C' \text{ (kPa)}$	6	6
$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	41	41
$\psi \text{ (}^\circ\text{)}$	4	4
$R_{\text{int.}}$	0,9	0,9

Notas:  $\gamma_{\text{não saturado}}$  e  $\gamma_{\text{saturado}}$ : peso específico do material RCD-R nas condições não saturadas e saturadas, respectivamente;  $e_0$ : índice de vazios inicial do solo;  $E_{\text{ref}}$ : módulo de Young;  $\nu$ : coeficiente de Poisson;  $c'_{\text{ref}}$ : coesão efetiva de referência;  $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo;  $\psi$ : ângulo de dilatação e  $R_{\text{int.}}$ : parâmetro da interface no PLAXIS

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 4.1 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO

A seguir encontra-se apresentada a comparação entre resultados do dimensionamento dos 3 casos de muros estudados (Item 4.1.1). A partir destes resultados, também são apresentados os valores das forças de tração nos reforços (Item 4.1.2).

##### 4.1.1 ESPAÇAMENTO ENTRE CAMADAS DE REFORÇO E COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

###### Muro com 4 m de altura

A seguir, estão apresentados os valores de espaçamento entre as camadas de reforço ( $S_v$ ) e os comprimentos do reforço ( $L_r$ ), obtidos por meio de cada um dos métodos de cálculo, para o caso do muro de 4 metros. São apresentados os resultados para a coesão de 0 kPa e para uma rigidez à tração de 300 kN/m, conforme a Figura 4.1. Para valores elevados de coesão não seria necessária a utilização de camadas de reforço.

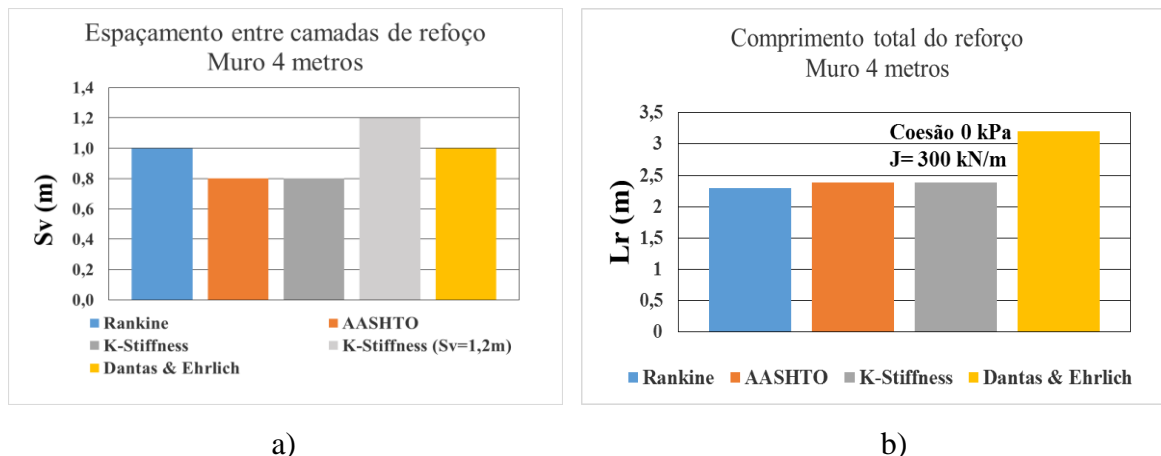


Figura 4.1 Resultados obtidos para o muro com 4 m de altura, coesão de 0 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

Respeitando a restrição do espaçamento máximo de 0,8 m segundo WSDOT, (2012), observa-se na Figura 4.1 (a) que o espaçamento pelo método AASHTO e pelo método *K-Stiffness* são um pouco menores do que o espaçamento calculado pelos outros dois métodos (Rankine e Dantas & Ehrlich). Para o caso do método *k-Stiffness*, na Figura 4.1 (a) também é apresentado (barra cinza claro) um espaçamento de até 1,2 m sem considerar a restrição sugerida anteriormente.

## Muro com 8 m de altura

Da mesma forma, da Figura 4.2 à Figura 4.4 são apresentados os resultados para o muro de 8 metros com variação da coesão (0, 5, 10 e 20 kPa), para uma rigidez à tração,  $J$ , igual a 300 kN/m.

Para o caso da coesão de 20 kPa, também não foi necessária a utilização de material de reforço de acordo com os métodos de Rankine, K-Stiffness e Dantas & Ehrlich. Por outro lado, o método AASHTO indicou espaçamento entre reforços igual a 0,8m para uma força máxima no reforço de 18,32 kN/m. Salienta-se que para situações com coesões diferentes de zero foi utilizada a sugestão de Bathurst *et al.* (2007), que considera o efeito da coesão por meio do cálculo de um ângulo de atrito equivalente. Os resultados para valores de rigidez à tração iguais a 600 kN/m e 1200 kN/m podem ser encontrados na Tabela 4-1.

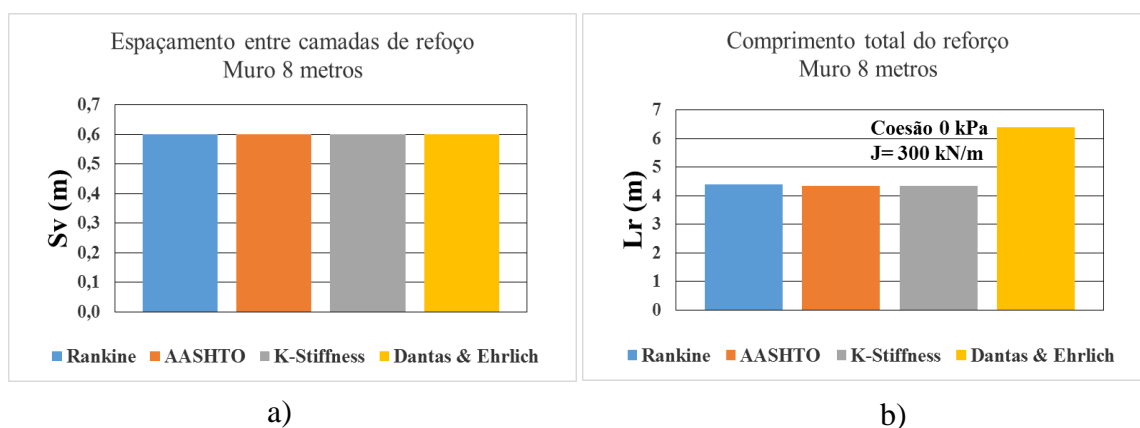


Figura 4.2 Resultados para o muro com 8 m de altura, coesão de 0 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

Lembrando que a resistência do projeto ( $T_d$ ) adotada foi de 20 kN/m, nota-se na Figura 4.2 (a) que o espaçamento entre reforços ( $S_v$ ) é a mesma para todos os métodos empregados. Observa-se também que o comprimento do reforço calculado pelo método de Dantas & Ehrlich é maior em todos os casos, uma vez que a simplificação aplicada pelo método consiste em assumir um comprimento de reforço igual a 0,8 vezes a altura.

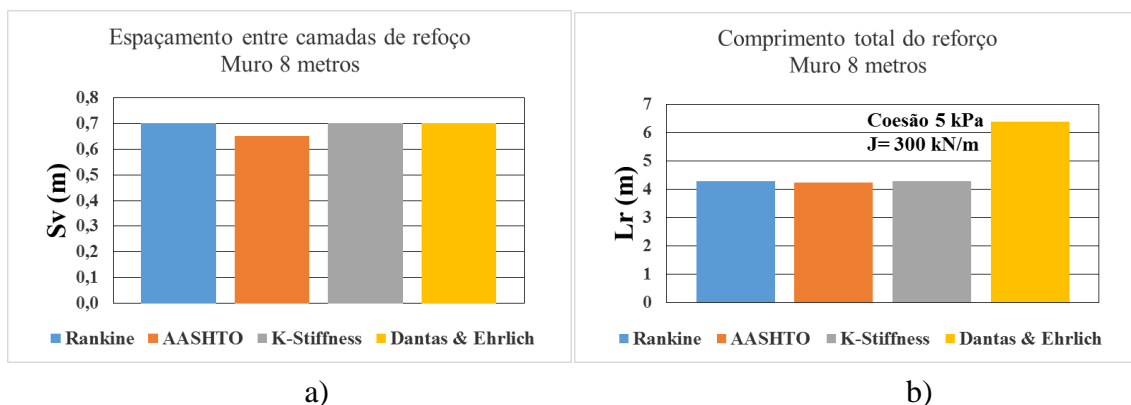


Figura 4.3 Resultados para o muro com 8 m de altura, coesão de 5 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

Na Figura 4.3 observa-se a necessidade de espaçamento entre camadas de aproximadamente 0,7 metros para uma coesão de 5 kPa, para todos os métodos estudados. Por outro lado, a partir de uma coesão de 10 kPa podem-se notar diferentes espaçamentos entre camadas por cada um dos métodos empregados, como mostrado na Figura 4.4 (a). Notam-se dois resultados para o método k-Stiffness, o primeiro (barra cinza) apresenta um espaçamento de 0,8 m correspondente à restrição a 0,8 m segundo WSDOT, (2012) e o segundo (barra cinza clara) com espaçamento de até 0,9 m sem levar em conta a restrição sugerida. Para coesão igual a 20 kPa o espaçamento entre camadas é maior que um metro, o que seria uma limitação prática para muros com face envelopada.

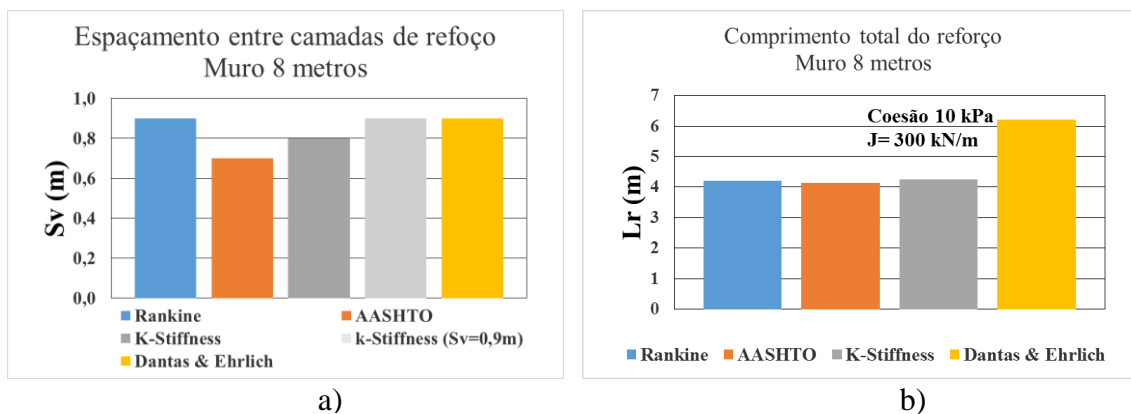


Figura 4.4 Resultados para o muro com 8 m de altura, coesão de 10 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

### Muro com 16 m de altura

As Figura 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8, apresentam a comparação entre resultados no caso do muro com 16 m de altura para uma rigidez à tração de 300 kN/m.



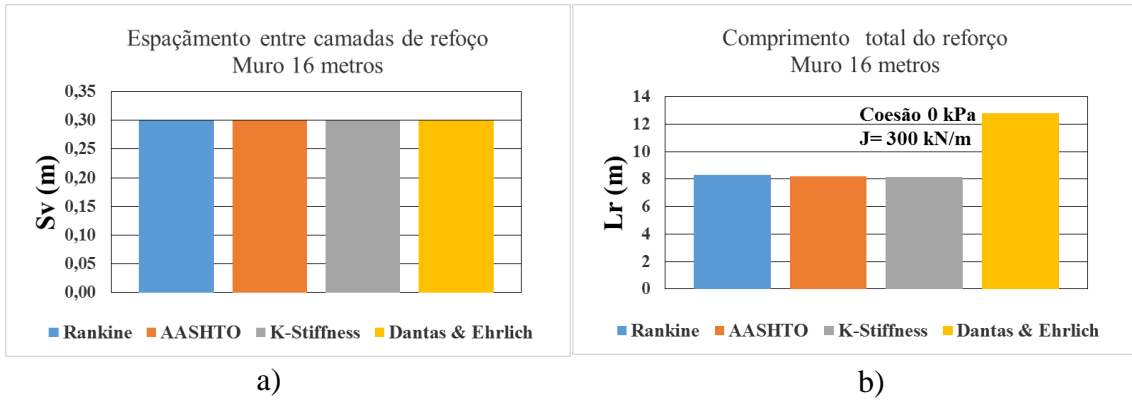


Figura 4.5 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 0 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

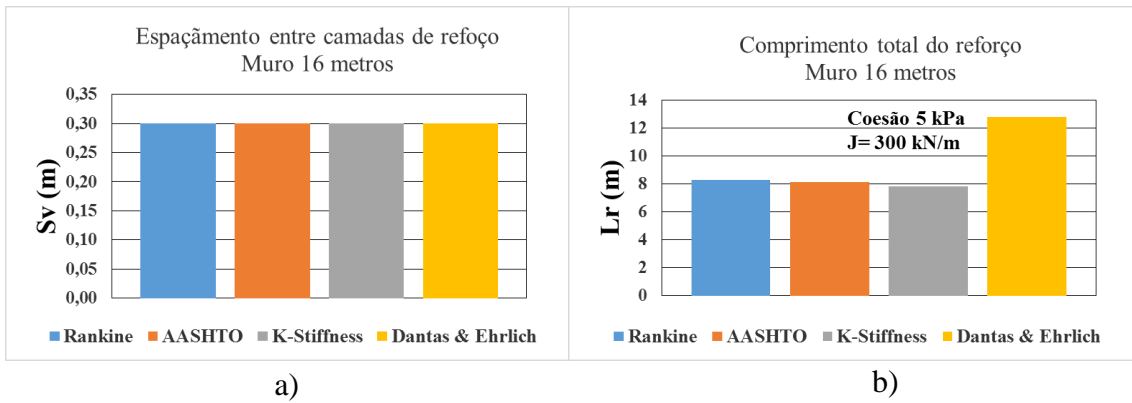


Figura 4.6 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 5 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

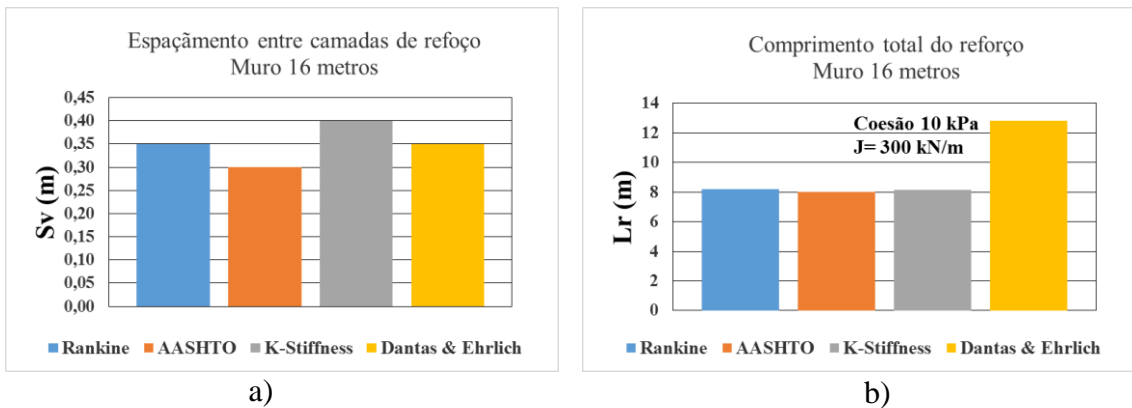


Figura 4.7 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 10 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

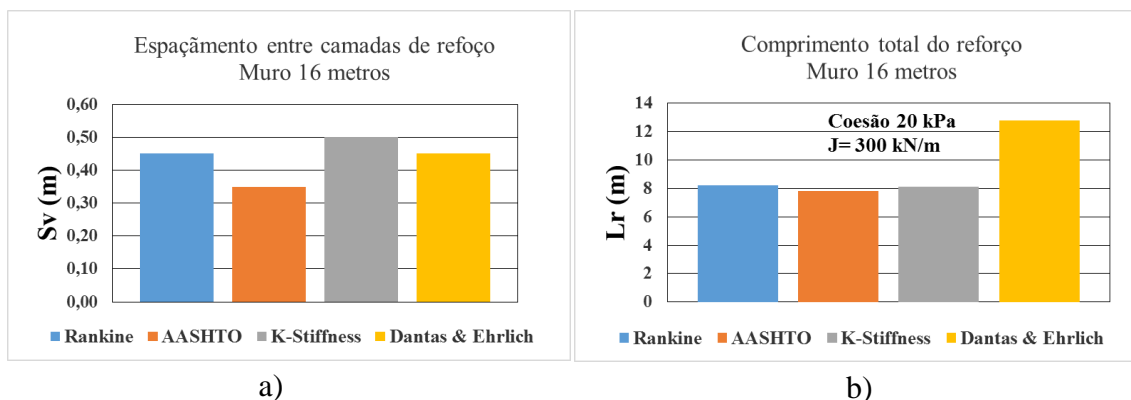


Figura 4.8 Resultados para o muro com 16 m de altura, coesão de 20 kPa. a) Espaçamento entre camadas de reforço, b) Comprimento total do reforço

Nota-se que é evidente a diferença entre os espaçamentos necessários das camadas de reforço, por cada um dos métodos empregados, com o aumento da altura dos muros particularmente nos muros de 16 metros e a partir de uma coesão de 10 kPa. Observa-se que o método de *K-Stiffness* resulta em um maior espaçamento entre as camadas de reforço em relação aos outros métodos.

Caso sejam comparados os resultados pelo método de Rankine e pelo método *K-Stiffness*, da Figura 4.7 (a), nota-se que o método de Rankine necessita de até 13% a mais de comprimento de material de reforço que o método de *K-Stiffness*. Certamente estas diferenças de quantidade repercutem nos custos das obras. Na Figura 4.1 e na Figura 4.4 verifica-se maior espaçamento entre reforços pelos métodos de Rankine e Dantas & Ehrlich. Além disso, pode-se notar que em ambas figuras o método de *K-Stiffness* apresenta a mesma restrição quanto à utilização de reforço nos casos em que o espaçamento entre os mesmos resulta superior a 0,8 metros, segundo a recomendação mencionada anteriormente (WSDOT, 2012). Facilmente poderia ser utilizado o mesmo espaçamento adotado pelos outros métodos, sendo que o valor das forças de tração dos reforços resultariam ainda menores.

#### 4.1.2 COMPARAÇÃO DAS CARGAS MÁXIMAS DE TRAÇÃO

##### Muro com 4 m de altura

Neste item são apresentados os resultados das forças de tração de acordo com os valores de  $S_v$  e  $L_r$  obtidos por cada um dos métodos utilizados adotando-se para uma rigidez à tração de 300 kN/m. A força máxima obtida por cada método para o muro com 4 metros de altura é apresentada na Figura 4.9. Nota-se que o maior valor foi obtido pelo método de Rankine, sendo igual a 15,7 kN/m.

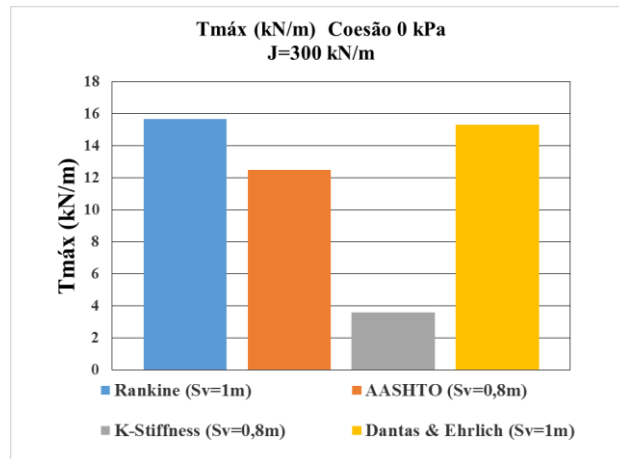


Figura 4.9 Valores máximos de força no reforço no muro com 4 metros de altura

No caso dos métodos da AASHTO e Dantas & Ehrlich, os valores encontrados foram de 12,5 kN/m e 15,3 kN/m, respectivamente. Deve-se atentar que os valores menores encontrados nos métodos *K-Stiffness* e AASTHO se devem aos menores espaçamentos entre as camadas de reforço, lembrando que para ambos os métodos espaçamento máximo recomendado não deve ser maior que 0,8 m (WSDOT, 2012). Os valores encontrados para as forças no reforço para os casos com  $J = 600$  kN/m e  $J = 1200$  kN/m encontram-se apresentados no Apêndice.

A Figura 4.10 apresenta os resultados da distribuição de forças nos reforços para o muro de 4 metros de altura, com uma coesão de 0 kPa. Pode-se observar a pequena diferença entre previsões obtidas pelos métodos de Rankine e por Erlich & Mitchell (1994). No entanto, é nítida a diferente forma de variação da força máxima no reforço com a profundidade pelo método *K-Stiffness*.

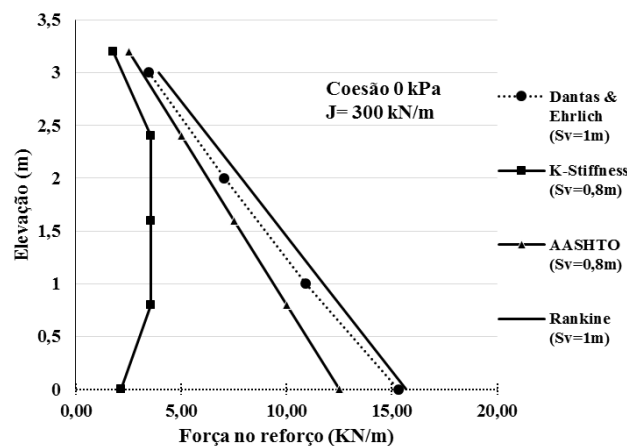


Figura 4.10 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 4 metros

## Muro com 8 m de altura

Na Figura 4.11 estão mostrados os valores máximos calculados por meio de cada método para um muro de 8 metros de altura. O espaçamento entre reforços foi o mesmo em todos os casos, com um valor de 0,6 metros. Os valores máximos de força no reforço conforme os métodos de Rankine, AASHTO, Dantas & Ehrlich e *K-Stiffness* foram de 18,8, 18,8, 18,6 e 5,8 kN/m, respectivamente.

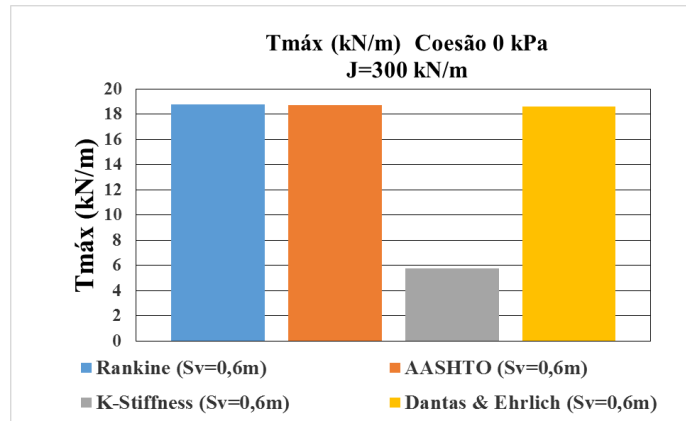


Figura 4.11 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura

As distribuições de forças ao longo da altura do muro com 8 metros são apresentadas na Figura 4.12. Pode-se observar que praticamente ocorre uma sobreposição dos resultados obtidos pelos métodos de Rankine e da AASHTO. A diferença entre estes métodos é de apenas 0.2 %. Este comportamento similar entre os dois métodos ocorreu apenas na análise que considerou a coesão do material de aterro igual a zero.

Observou-se um leve acréscimo na distribuição de forças ocorreu no método *K-Stiffness* e no método de Dantas & Ehrlich para uma variação na rigidez à tração de 600 a 1200 kN/m (ver apêndice). Tal aumento é resultante dos maiores valores de rigidez à tração do reforço.

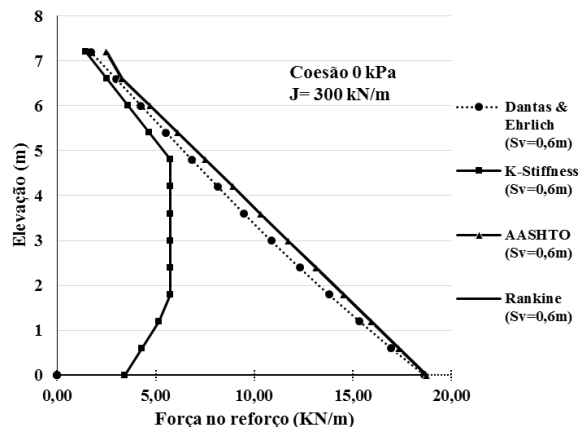


Figura 4.12 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros

Na Figura 4.13 e na Figura 4.14 observam-se os valores máximos obtidos por cada método para coesões do material de aterro iguais 5 kPa e 10 kPa, respectivamente, para o muro com 8 m de altura. Merece destaque a influência da coesão do material de aterro nos resultados, como evidenciado em ambas figuras. Embora os valores obtidos pelos métodos de Rankine AASHTO e Dantas & Ehrlich sejam próximos, são significativamente superiores ao obtido pelo método *K-Stiffness*. Com exceção do método da AASHTO, o restante dos métodos tiveram um aumento do espaçamento entre camadas de reforço.

Os resultados com a variação do parâmetro J (600 kN/m e 1200 kN/m) do material de reforço podem ser encontrados na Tabela 4-1.

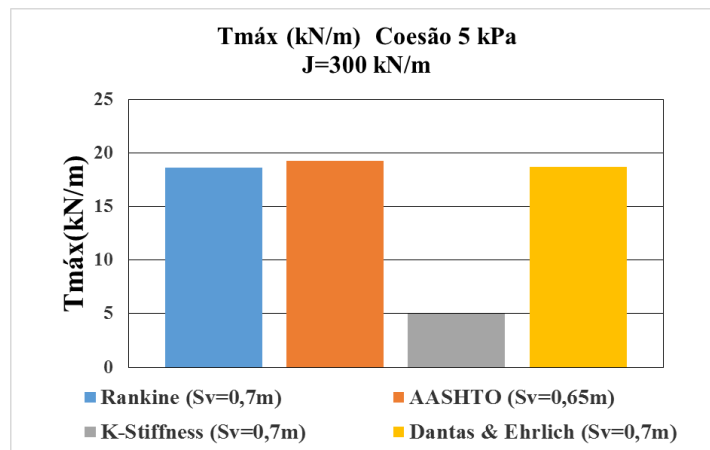


Figura 4.13 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura

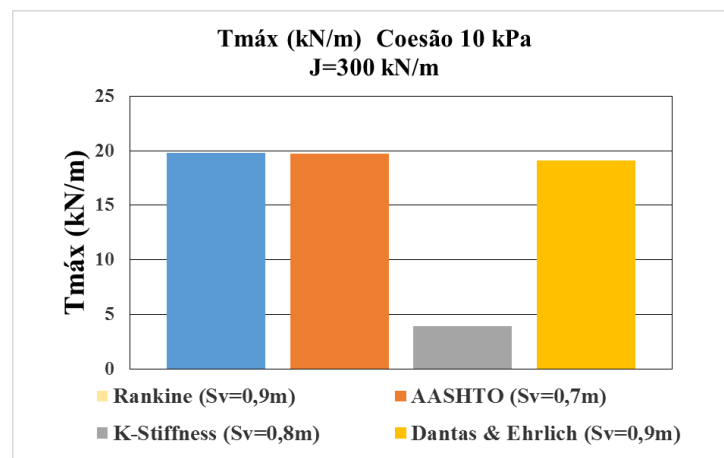


Figura 4.14 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura

Tabela 4-1 Resumo dos resultados obtidos pela comparação entre métodos de cálculo

			Métodos de Cálculo																
			Rankine			AASHTO			K-Stiffness			Ehrlich & Mitchell							
Altura do muro (m)	Coesão (kPa)	J (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	
4	0	300	40	1,0	2,3	15,7	40	0,8	2,4	12,5	40	0,8	2,4	3,6	40	1,0	3,2	15,3	
		600										0,8	2,4	4,2		1,0	3,2	15,8	
		1200										0,8	2,4	5,0		1,0	3,2	16,7	
	5	300	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		1200	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	10	300	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		1200	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	20	300	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		1200	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
8	0	300	40	0,6	4,4	18,8	40,0	0,6	4,3	18,8	40	0,6	4,3	5,7	40	0,6	6,4	18,6	
		600										0,6	4,3	6,8		0,6	6,4	19,4	
		1200										0,6	4,3	8,1		0,6	6,4	20,8	
	5	300	40	0,7	4,3	18,7	41,2	0,7	4,2	19,3	40	40	0,7	4,3	5,0	40	0,7	6,4	18,7
		600											0,7	4,3	5,9		0,7	6,4	19,9
		1200											0,7	4,3	7,1		0,7	6,4	21,9
	10	300	40	0,9	4,2	19,8	42,3	0,7	4,1	19,7	40	40	0,8	4,3	3,9	40	0,9	6,2	19,1
		600											0,8	4,3	4,7		0,9	6,2	20,1
		1200											0,8	4,3	5,5		0,9	6,2	21,8
	20	300	40	---	---	---	44,4	0,8	3,9	20,4	40	40	---	---	---	40	---	---	---
		600											---	---	---		---	---	---
		1200											---	---	---		---	---	---
16	0	300	40	0,3	8,3	18,8	40,0	0,3	8,2	18,8	40	0,3	8,2	6,8	40	0,3	12,8	19,2	
		600										0,3	8,2	8,1		0,3	12,8	20,4	
		1200										0,3	8,2	9,7		0,3	12,8	22,2	
	5	300	40	0,3	8,3	17,4	40,6	0,3	8,1	18,3	40	40	0,3	8,2	6,1	40	0,3	12,8	18,1
		600											0,3	8,2	7,2		0,3	12,8	19,5
		1200											0,3	8,2	8,6		0,3	12,8	21,5
	10	300	40	0,4	8,2	18,7	41,2	0,3	8,0	17,8	40	40	0,4	8,2	6,6	40	0,4	12,8	18,5
		600											0,4	8,2	6,7		0,4	12,8	19,5
		1200											0,4	8,2	9,3		0,4	12,8	21,1
	20	300	40	0,5	8,2	19,8	42,3	0,4	7,8	19,7	40	40	0,5	8,1	5,5	40	0,5	12,8	19,1
		600											0,5	8,1	6,5		0,5	12,8	20,0
		1200											0,5	8,1	7,8		0,5	12,8	21,7

## Muro com 16 m de altura

Na Figura 4.15 faz-se a mesma comparação anterior, porém para uma altura de muro de 16 metros. Novamente, pode-se notar uma semelhança nos resultados nas forças máximas obtidas pelos métodos de Rankine, AASHTO e Ehrlich-Mitchell, em que os valores máximos foram 18,8 kN/m, 18,8 kN/m e 19,2 kN/m, respectivamente. Novamente o método *K-Stiffness* forneceu a menor força no reforço, igual a 6,8 kN/m.

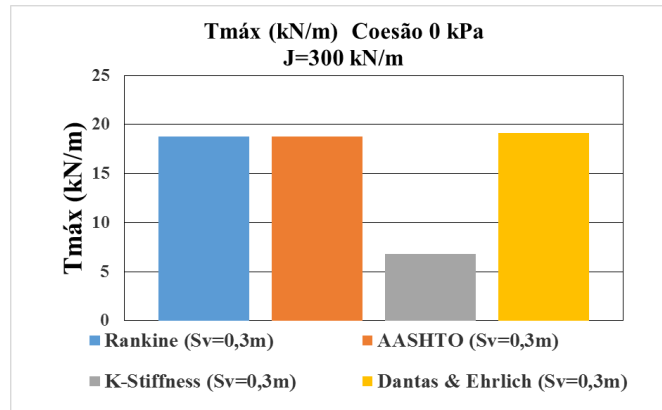


Figura 4.15 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura

A Figura 4.16 mostra a distribuição de forças por cada método para o muro com 16 m de altura, lembrando que o material de aterro é considerado sem coesão, com uma rigidez à tração no reforço igual a 300 kN/m. Observa-se que a partir da elevação de 10 metros até 16 metros, os valores previstos por todos os métodos se encontram muito próximos. Entretanto, para elevações entre 0 e 10 metros nota-se uma diferença significativa na distribuição das forças previstas pelo método de *K-Stiffness*.

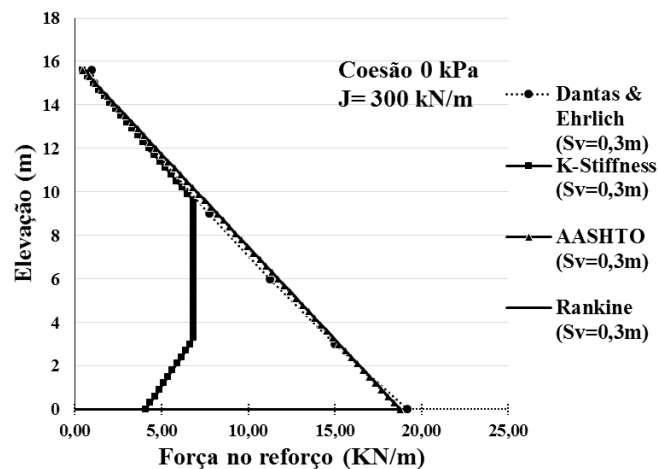


Figura 4.16 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 16 metros

Nas Figura 4.17 a Figura 4.19 são apresentados os resultados para o muro de 16 m com material de aterro com coesões iguais a 5 kPa, 10 kPa e 20 kPa, mantendo-se a rigidez à tração (J) constante e igual a 300 kN/m. Independente do valor de rigidez à tração do reforço, os métodos de Rankine, AASHTO e Dantas & Ehrlich também apresentam valores próximos de forças de tração no reforço e bem superiores da previsão pelo método *K-Stiffness*.

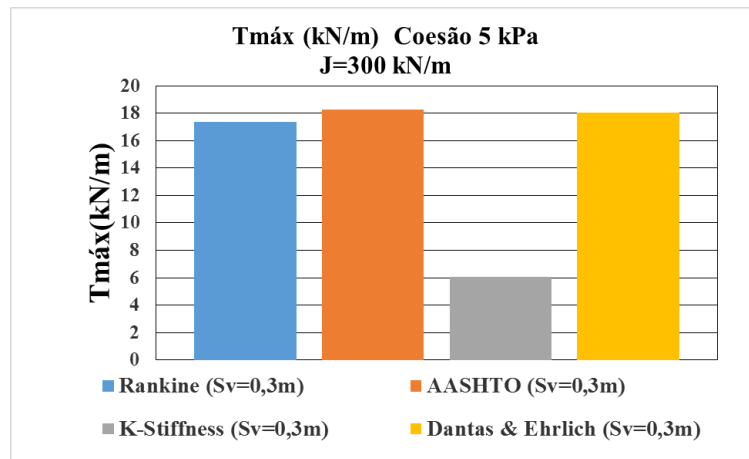


Figura 4.17 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura – Coesão igual a 5 kPa.

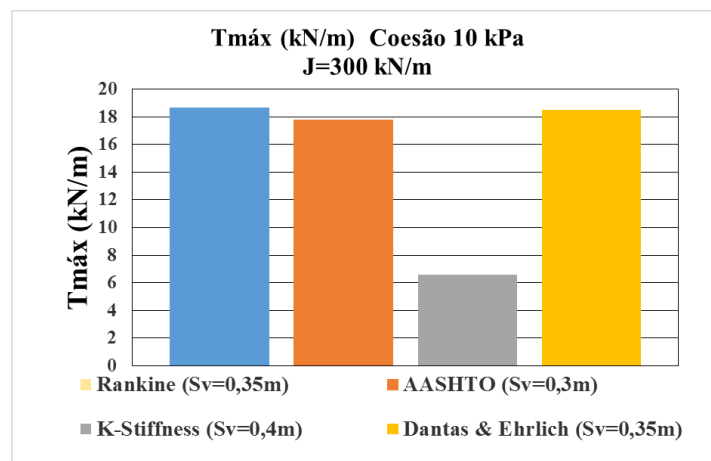


Figura 4.18 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura – Coesão igual a 10 kPa.



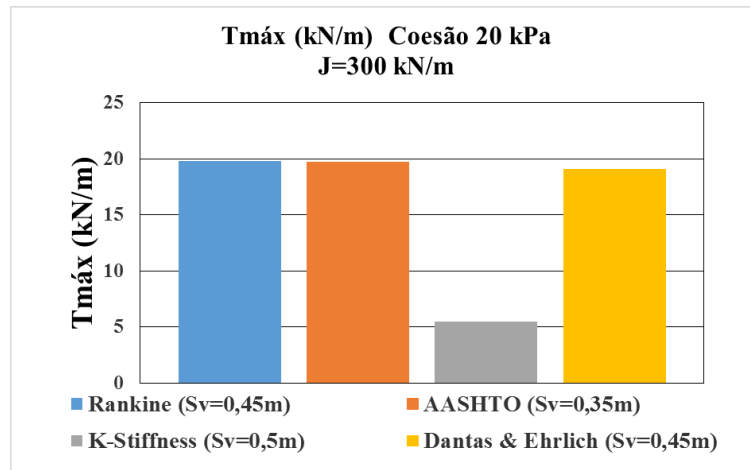


Figura 4.19 Valores máximos de força no reforço no muro com 16 metros de altura – Coesão igual a 20 kPa.

#### 4.1.3 COMPARAÇÕES EM TERMOS DE TENSÕES HORIZONTAIS ESTABILIZADORAS

A comparação entre previsões pelos diferentes métodos e a análise sobre qual forneceria o projeto mais econômico (menor quantidade de reforços) fica dificultada pelos diferentes valores de espaçamento que cada um requer. Para tentar contornar isto, neste item faz-se a análise em termos de tensão horizontal média necessária para a estabilização da massa reforçada. Tal tensão é definida por:

$$\sigma_{hm} = \sum T / H \quad \text{Eq. 0.1}$$

Onde H é a altura do muro e T é a força de tração máxima em cada camada de reforço.

Na Tabela 4-2 são apresentados os valores de  $\sigma_{hm}$  para cada um dos muros analisados acima para uma coesão nula do material de aterro, com um valor de J=300 kN/m.

Tabela 4-2 Comparações entre valores de  $\sigma_{hm}$

$\sigma_{hm}$ para coesão nula (kPa)				
Tipo de muro	AASHTO	Rankine	Dantas & Ehrlich	K-Stiffness
Muro 4m	9,38	9,78	9,19	3,65
Muro 8m	16,84	16,87	15,85	7,45
Muro 16m	31,84	31,90	31,09	17,43

Observa-se que no método de *K-Stiffness* foi encontrada grande diferença em relação aos outros métodos. Segundo os valores obtidos para  $\sigma_{hm}$ , conclui-se que pelo método *K-Stiffness* pode-se utilizar um espaçamento entre camadas de reforço maior do que nos outros métodos, uma vez que a força no reforço aumenta à medida que se aumenta o espaçamento entre as camadas.

Nas tabelas 4-3, 4-4 e 4-5 são apresentados os valores de  $\sigma_{hm}$  para as coesões de 5 kPa, 10 kPa e 20 kPa, respectivamente.

Tabela 4-3 Comparações entre valores de  $\sigma_{hm}$

$\sigma_{hm}$ para coesão de 5 (kPa)				
Tipo de muro	AASHTO	Rankine	Dantas & Ehrlich	K-Stiffness
Muro 4m	---	---	---	---
Muro 8m	16,1	12,5	12,4	5,6
Muro 16m	31,0	27,4	28,0	15,5

Tabela 4-4 Comparações entre valores de  $\sigma_{hm}$

$\sigma_{hm}$ para coesão de 10 (kPa)				
Tipo de muro	AASHTO	Rankine	Dantas & Ehrlich	K-Stiffness
Muro 4m	---	---	---	---
Muro 8m	15,4	9,0	8,7	3,9
Muro 16m	30,2	23,3	22,5	12,6

Tabela 4-5 Comparações entre valores de  $\sigma_{hm}$

$\sigma_{hm}$ para coesão de 20 (kPa)				
Tipo de muro	AASHTO	Rankine	Dantas & Ehrlich	K-Stiffness
Muro 4m	---	---	---	---
Muro 8m	14,0	---	---	---
Muro 16m	28,8	16,1	15,4	8,5

## 4.2 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Nesta seção são comparados os valores obtidos pelos métodos de cálculo e por análise pelo método dos elementos finitos. O espaçamento empregado por cada método é de 0,8m.

### Muro de 4 m de altura

Continuando as análises, foi realizada uma estimativa de forças no reforço para o caso do muro de 4 metros de altura. Na Figura 4.20 estão apresentados os resultados obtidos pelas diferentes metodologias empregadas neste trabalho, considerando-se uma coesão do material de aterro de 5 kPa e uma rigidez à tração do material de reforço de 600 kN/m.

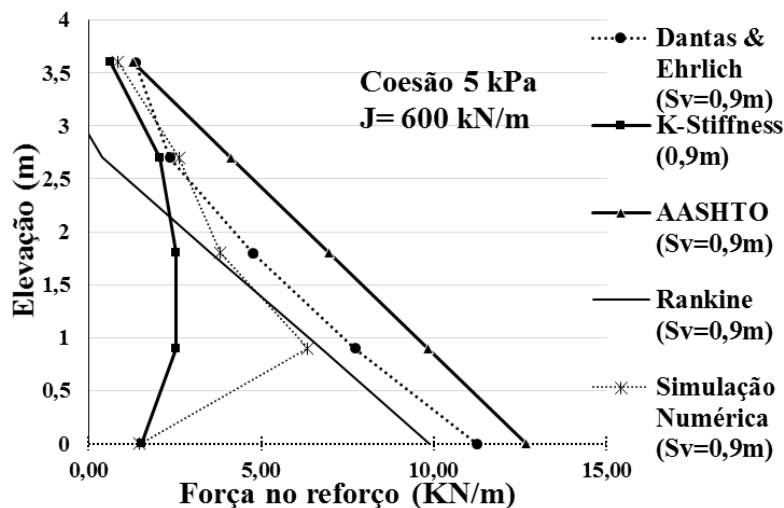


Figura 4.20 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros

Verifica-se uma similitude nos resultados obtidos pelo método *k-Stiffness* e a simulação numérica, particularmente na camada inferior (na base) e nas 2 camadas mais superficiais. Nota-se uma diferença significativa nos resultados especialmente abaixo da elevação de 2 metros. As previsões pelo método da AASHTO foi superior em todas as camadas de reforço.

## Muro de 8 m de altura

Na Figura 4.21 estão apresentados os valores máximos previstos por cada metodologia para o muro com 8 metros de altura, para uma coesão do material de aterro de 5 kPa e uma rigidez à tração de 600 kN/m. A previsão numérica foi menor que os valores dos métodos de Rankine, AASHTO e Dantas & Ehrlich e superior à previsão pelo método *K-Stiffness*.

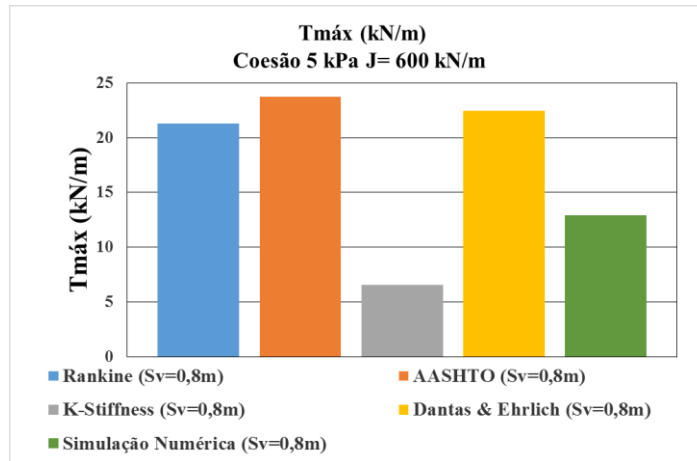


Figura 4.21 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura

A Figura 4.22 apresenta a variação da força no reforço ao longo da altura (8 m) do muro, onde verifica-se uma diferença significativa nos resultados abaixo da elevação de 5 metros, sendo o método da AASHTO o método que previu as maiores forças nos reforços. Entretanto, a forma de variação das forças nos reforços em relação à profundidade prevista pela simulação numérica se assemelha à observada pelo método de *K-Stiffness*.

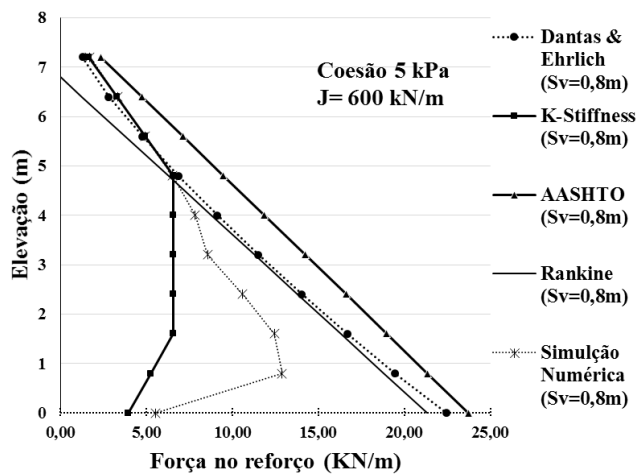


Figura 4.22 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços - Muro de 8 metros

De acordo com os resultados obtidos pela análise numérica, na Figura 4.23 apresenta os deslocamentos horizontais na face ao longo da altura do muro. Nota-se uma redução dos deslocamentos com o aumento da profundidade, o que é típico para as condições analisadas.

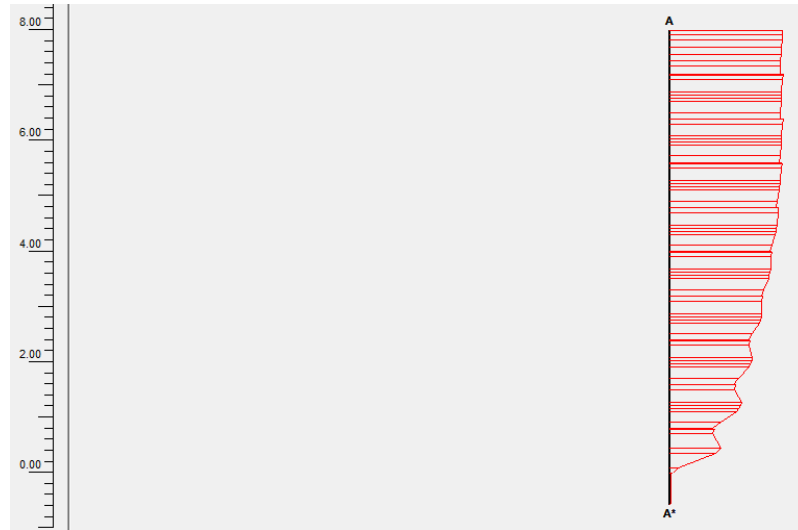


Figura 4.23 Deslocamentos horizontais na face do muro

A Figura 4.24 e a Figura 4.25 mostram variações no valor máximo da força no reforço para o muro com 8 m de altura. Nota-se uma considerável redução nestas forças com o aumento da coesão. Nestes casos, o método da AASHTO foi o que previu maiores forças nos reforços, com a simulação numérica prevendo valores próximos ao do método *K-Stiffness*.

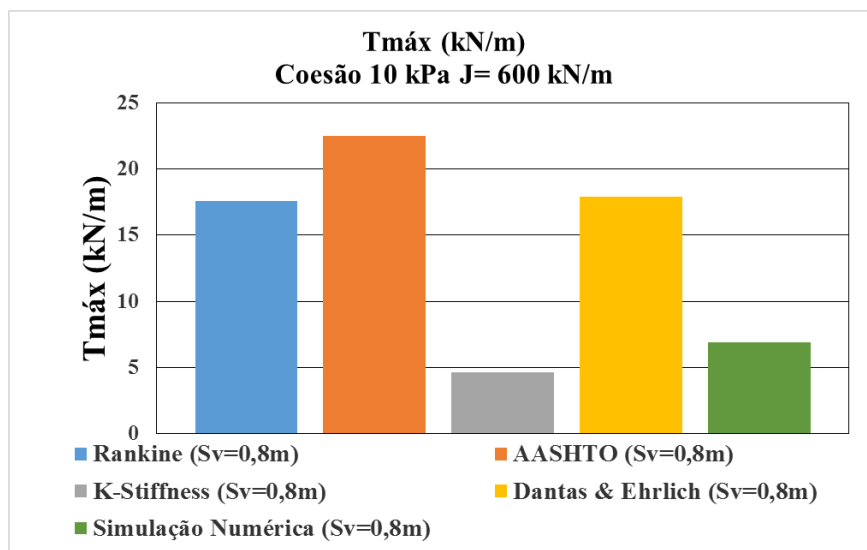


Figura 4.24 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura

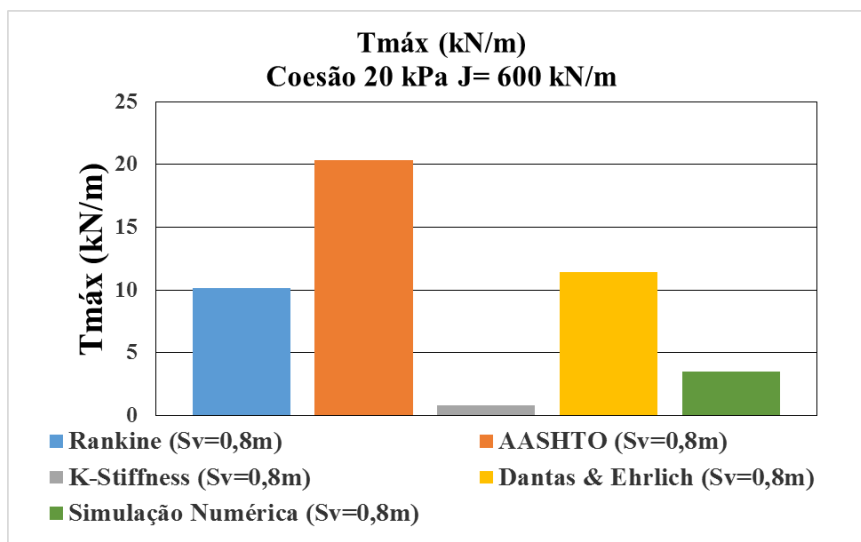


Figura 4.25 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura

A Figura 4.26 e a Figura 4.27 apresentam as distribuições de forças de tração ao longo da altura do muro de 8 m para coesões do aterro iguais a 10 kPa e 20 kPa e rigidez à tração do reforço  $J = 600$  kPa. No apêndice podem ser encontrados resultados semelhantes para  $J$  igual a 1200 kN/m.

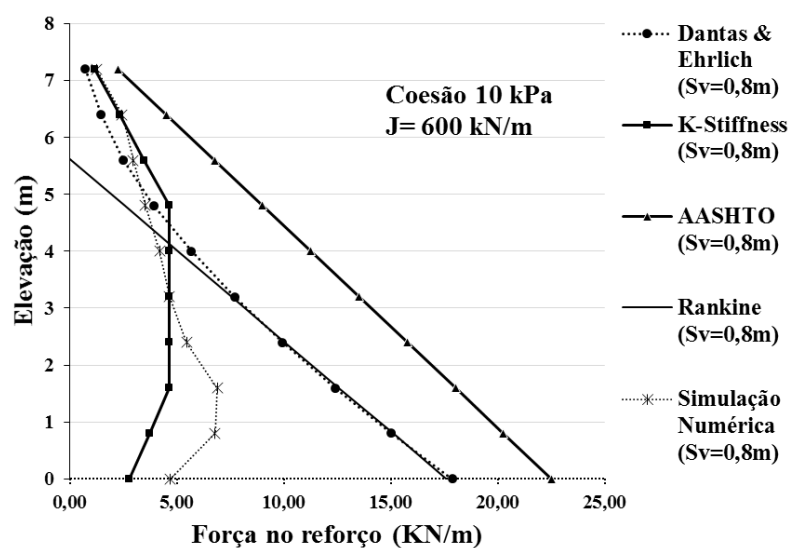


Figura 4.26 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros

Verifica-se uma menor diferença entre os valores obtidos pelas simulações numéricas e as previsões pelo método de *K-Stiffness* até uma profundidade de 5 metros (elevação de três metros). Novamente, o método da AASHTO previu os maiores valores de forças no reforço. O método de Rankine e o método de Dantas & Ehrlich apresentaram similaridade nos resultados a partir de uma profundidade de 5 metros até a base do muro

(Figura 4.26). Vale ressaltar que, como mencionado anteriormente, as análises foram feitas sem considerar o efeito do solo de fundação (a fundação foi assumida como rígida).

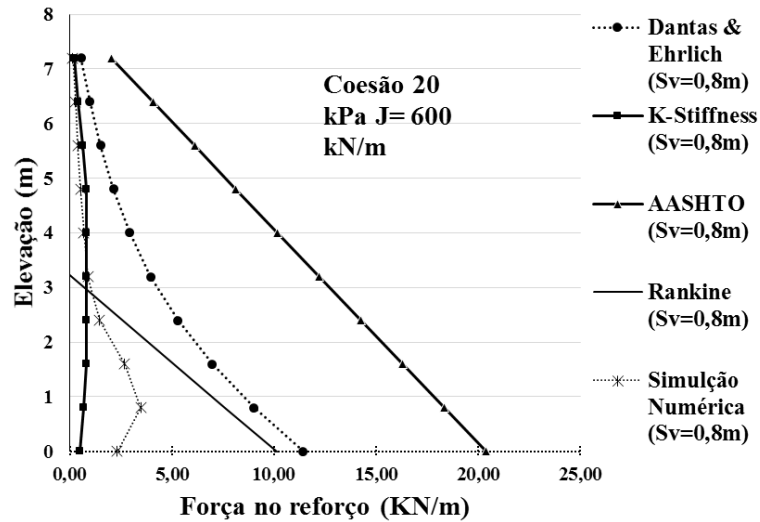


Figura 4.27 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro de 8 metros de altura

Na Figura 4.28 faz-se a mesma comparação citada acima, porém para um muro de 16 metros, utilizando uma coesão de 10 kPa e uma rigidez à tração de 600 kN/m.

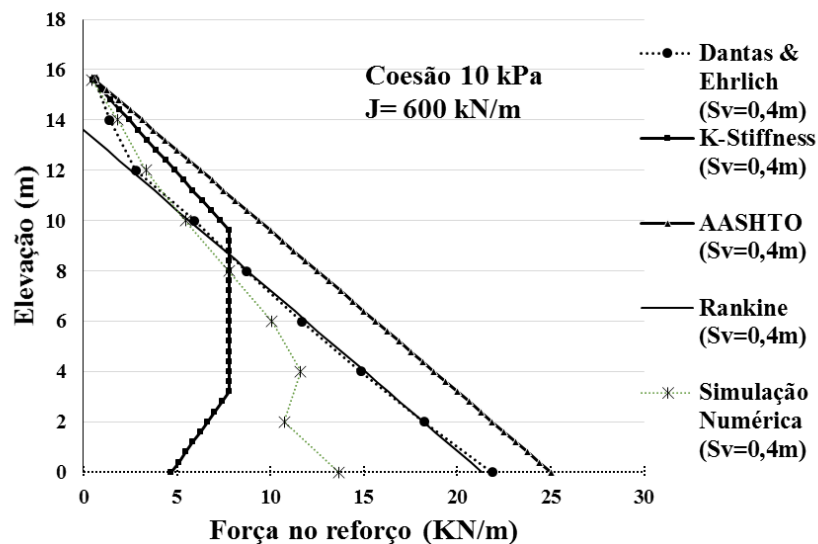


Figura 4.28 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 16 metros

Na Tabela 4-6 são apresentados os resultados obtidos pelos métodos de cálculo e as simulações numéricas.

Tabela 4-6 Resumo de resultados obtido pelo método de cálculo e pelo método numérico

				Métodos de Cálculo																Método Numérico			
				Rankine				AASHTO				K-Stiffness				Ehrlich & Mitchell				PLAXIS			
Altura do muro (m)	Coesão (kPa)	$\phi$ (°)	J (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\phi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)
4	5	40	600	40	0,9	3,2	9,9	42,3	0,9	3,2	12,7	40	0,9	3,2	2,5	40	0,9	3,2	11,2	40	0,9	3,2	6,3
			1200										---	---	---		---	---	---		---	---	---
	10	40	600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
8	5	40	600	40	0,8	6,4	21,3	41,2	0,8	6,4	23,7	40	0,8	6,4	6,6	40	0,8	6,4	22,5	40	0,8	6,4	12,9
			1200										---	---	---		---	---	---		---	---	---
	10	40	600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
16	5	40	600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
			1200										---	---	---		---	---	---		---	---	---
	10	40	600	40	0,4	12,8	21,3	41,2	0,4	12,8	23,7	40	0,4	12,8	7,8	40	0,4	12,8	21,9	40	0,4	12,8	13,7
20	40	600	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		1200	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---



### 4.3 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS USUAIS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS CONSIDERANDO-SE O SOLO DE FUNDAÇÃO

Neste item são comparados os resultados de distribuição de forças nos reforços para solo de fundação compressível. Foram analisados 4 (quatro) casos para um muro com 8 m de altura, para valores do módulo de Young ( $E$ ) iguais a 10 MPa, 25 MPa, 60 MPa e 100 MPa. Nestas análises adotaram-se espaçamento entre reforços de 0,8 m,  $J = 600$  kN/m e coesão do material de aterro de 5 kPa.

A Figura 4.29 apresenta as distribuições de forças nos reforços ao longo da altura do muro de 8 metros, para um valor do módulo de Young igual a 10 Mpa. Verifica-se que a uma profundidade aproximada de 3,2 metros existe uma concordância entre os resultados da análise numérica e os métodos *K-Stiffness* e Dantas & Ehrlich. No entanto, a diferença entre resultados aumenta com a profundidade. A simulação numérica resultou em uma distribuição semelhante às previsões pelo método de *K-Stiffness*, entretanto com diferenças da ordem de até 53%.

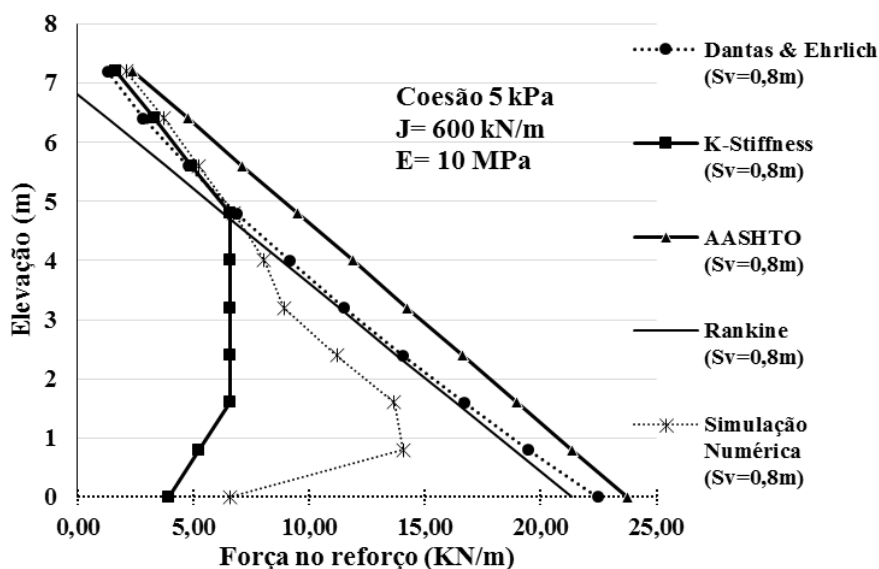


Figura 4.29 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros ( $E=10$  Mpa).

Para o mesmo valor no módulo de Young (10 Mpa), na Figura 4.30 são apresentados os valores de forças máximas de tração obtidas pelos métodos de cálculo usuais e pela simulação numérica. O máximo valor foi obtido para o método da AASHTO, sendo igual a 23,7 kN/m, seguido pelo método de Dantas & Ehrlich e pelo método de Rankine, com valores de 22,5 e 21,3 kN/m, respectivamente. O método de *K-*

*Stiffness* e a simulação numérica apresentam valores menores em comparação aos outros métodos.

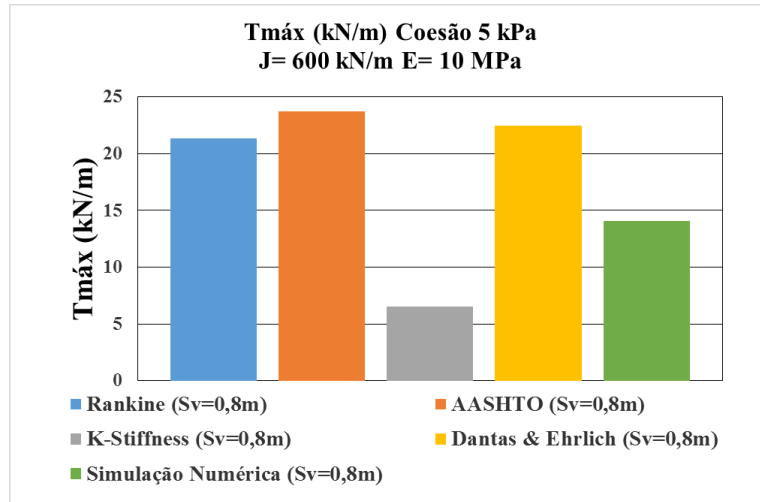


Figura 4.30 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E=10 Mpa)

A Figura 4.31 apresenta os valores máximos obtidos por cada método para um módulo de Young igual a 25 MPa. Verifica-se unicamente uma pequena diferença no resultado obtido pela simulação numérica, em relação à análise para E igual a 10 MPa. Neste caso, o valor obtido pela simulação numérica foi de 13,2 kN/m, com uma diferença de 6,4% em comparação com o valor máximo obtido para o módulo de Young de 10 MPa.

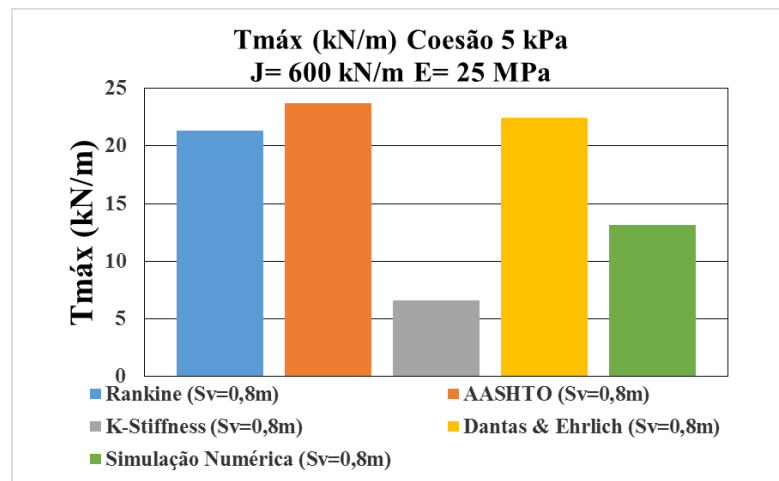


Figura 4.31 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E= 25 Mpa)

Na Figura 4.32 e na Figura 4.33 comparam-se valores previstos para módulos de Young do solo de fundação iguais a 60 MPa e 100 MPa, respectivamente. A força máxima

no reforço obtida para E igual a 60 MPa foi de 12,87 kN/m, praticamente igual à obtida para E igual a 100 MPa, que foi 12,9 kN/m.

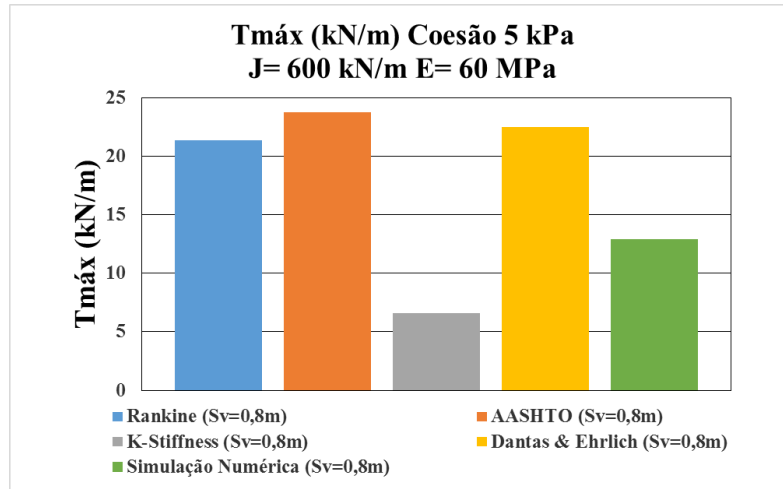


Figura 4.32 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E = 60 Mpa).

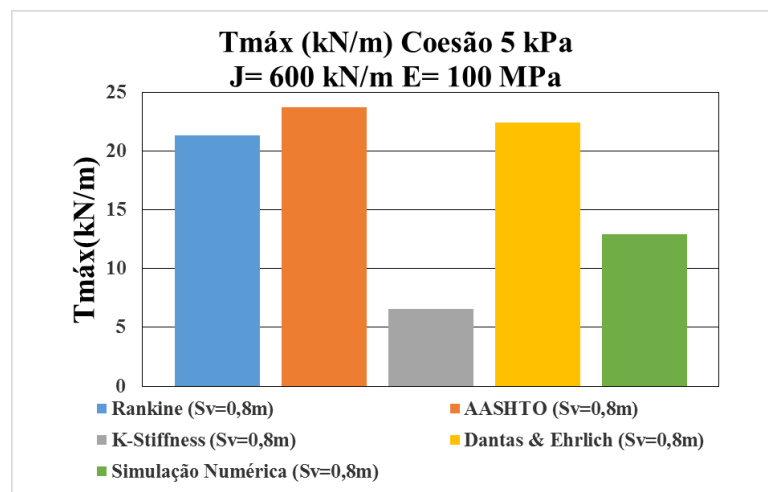


Figura 4.33 Valores máximos de força no reforço no muro com 8 metros de altura (E = 100 Mpa).

A distribuição de forças para os casos com módulo de Young de 25, 60 e 100 MPa, são apresentadas nas figuras 4.34, 4.35 e 4.36, respectivamente.

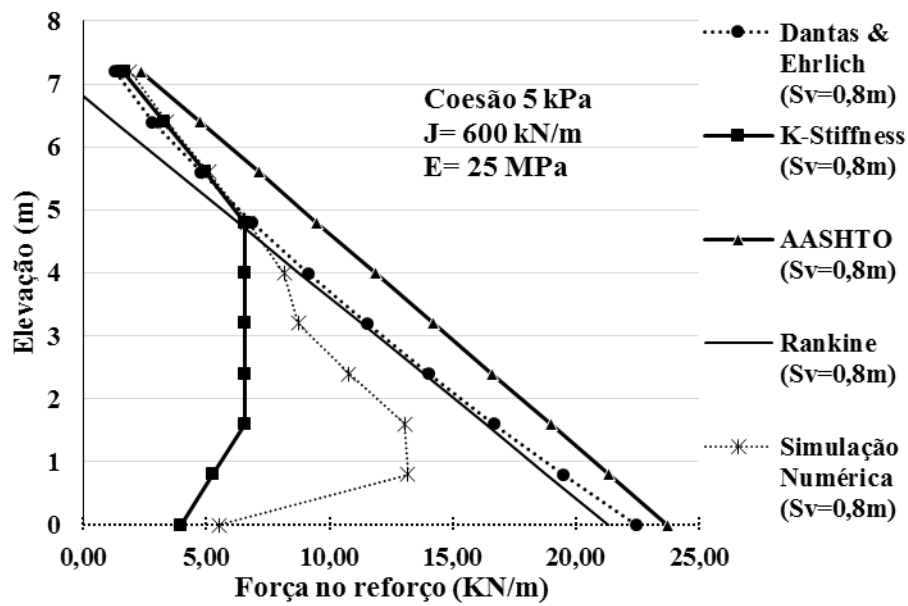


Figura 4.34 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=25 Mpa).

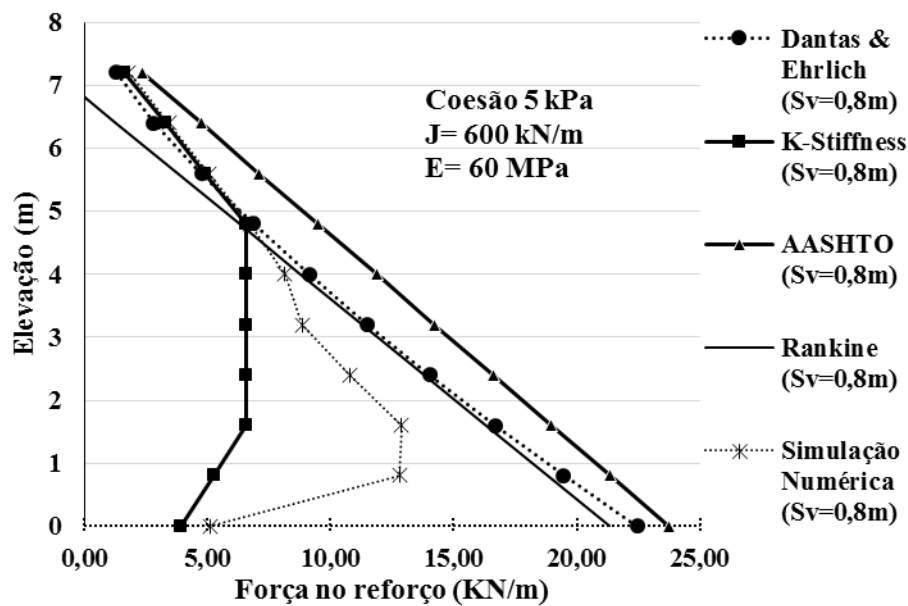


Figura 4.35 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=60 Mpa).

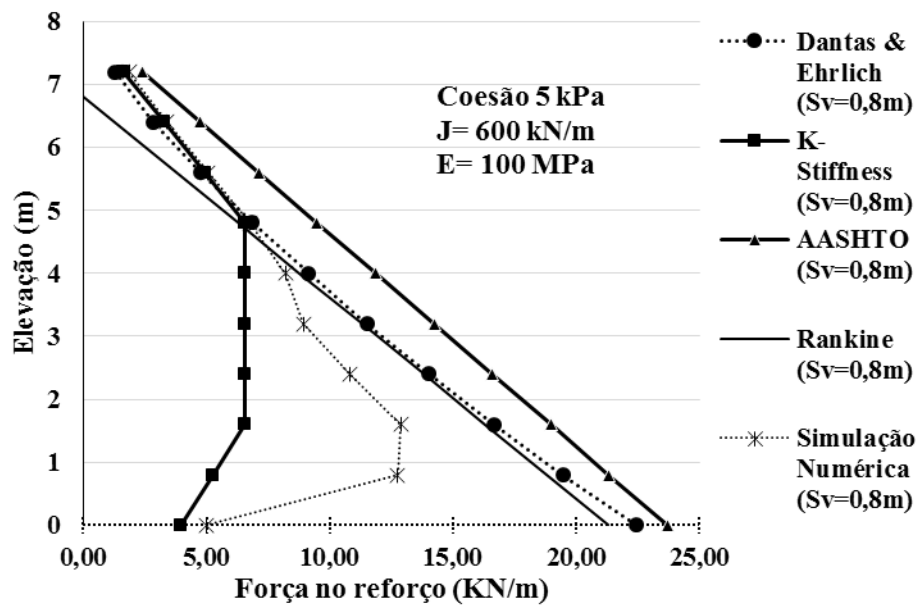


Figura 4.36 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do muro de 8 metros (E=100 Mpa).

A Tabela 4-7 sumaria os resultados obtidos pelos métodos de cálculo usuais e pelas simulações numéricas.

Tabela 4-7 Resumo dos de resultados obtido pelos métodos de cálculo usuais e por elementos finitos.

				Métodos de Cálculo														Método Numérico					
				Rankine				AASHTO				K-Stiffness				Ehrlich & Mitchell				PLAXIS			
Altura do muro (m)	Coesão (kPa)	J (kN/m)	E (MPa)	$\varphi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\varphi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\varphi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\varphi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)	$\varphi$ (°)	Sv (m)	Lr (m)	Tmáx (kN/m)
8	10	600	10	40	0,8	6,4	17,6	41,2	0,8	6,4	22,5	40	0,8	6,4	4,7	40	0,9	6,2	17,9	40	0,8	6,4	14,1
			25																				13,2
			60																				12,9
			100																				12,9

## 4.4 COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES POR MÉTODOS DE CÁLCULO USUAIS, SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E RESULTADOS DE MUROS INSTRUMENTADOS

### 4.4.1 MURO 1 (REFORÇADO COM GEOGRELHA)

Com base nas características geométricas dos muros experimentais estudados por Santos (2011) e nos dados do material de aterro apresentados na Tabela 3-6 e Tabela 3-8, respectivamente, foram estimadas as forças máximas atuantes pelo produto da rigidez à tração do reforço pela deformação medida. Comparações entre valores medidos e previstos pelos diferentes métodos são apresentadas na Figura 4.37. Nesta figura são apresentadas as previsões pelo método de Dantas & Ehrlich, (2000), que é baseado no método de Dantas & Ehrlich (1994), mas permite que se leve em conta a inclinação da face do muro e a coesão do material de aterro. Pode-se notar diferenças significativas entre os resultados dos diferentes métodos. O método da AASTHO (2002) foi o que apresentou resultados mais conservadores nos reforços superiores, lembrando que para valores da coesão diferentes de zero foi utilizada a sugestão de Bathurst *et al.*, (2007) para o ângulo de atrito equivalente. Como de costume, no caso do método de Rankine foram desprezadas as tensões horizontais negativas para o cálculo de forças nos reforços.

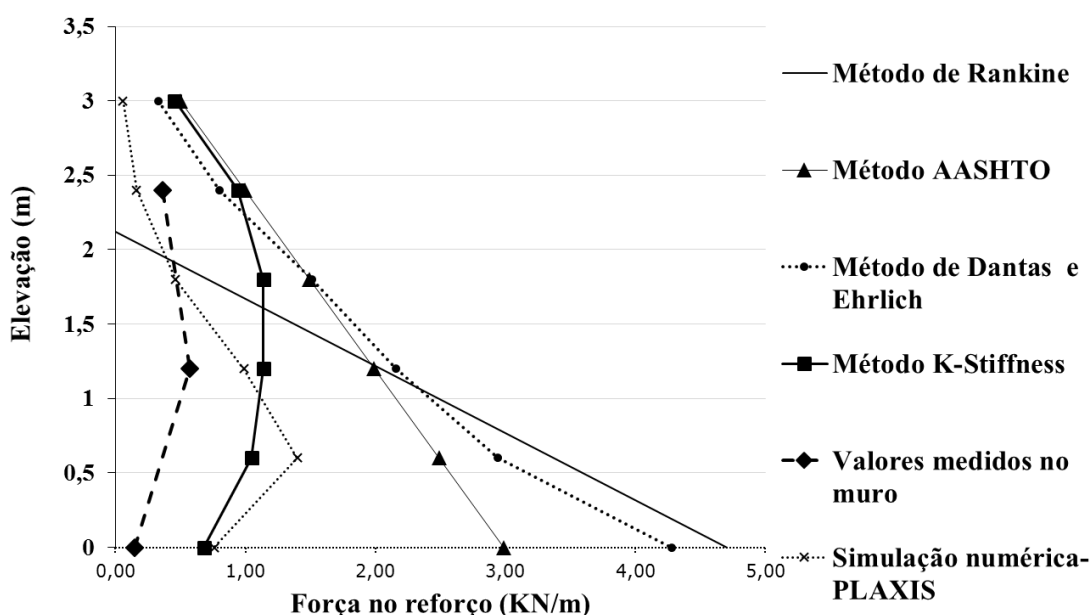


Figura 4.37 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do Muro 1 de Santos (2011)

Deve-se atentar para o fato de Dantas & Ehrlich (1999 e 2000) não apresentarem gráficos para cálculo de forças nos reforços para ângulo de atrito ( $\phi$ ) do aterro igual a  $41^\circ$ , (valor do RCD-R empregado nos muros experimentais). Entretanto, Dantas & Ehrlich (1999) apresentam gráficos para um valor de  $\phi$  igual a  $35^\circ$ , com variação na coesão do material de aterro e inclinação na face do muro. Assim, para uma estimativa mais realista pelo método de Dantas & Ehrlich (1999), admitiu-se que a mesma tendência de variação de força no reforço com  $\phi$  ocorra nas condições com coesão. Isso certamente implica em alguma imprecisão nas previsões por aquele método, embora acredite-se que não seja tão significativa e certamente mais realista que a não consideração da coesão do aterro.

De acordo com os valores medidos no Muro 1, dentre os métodos usuais de cálculo o que apresentou melhores previsões de forças nas camadas de reforço instrumentadas foi o método *K-Stiffness*. Entretanto, embora a forma de variação com a profundidade prevista pelo método se assemelhe à observada, os valores previstos ainda assim são da ordem de 2 vezes maiores que os valores medidos. O método de Rankine subestimou os esforços de tração nos reforços mais elevados e superestimou acentuadamente tais esforços nos reforços inferiores. Já o método da AASHTO superestimou os esforços de tração em todos os reforços, devendo-se lembrar que tal método não considera o efeito da coesão diretamente. O método dos elementos finitos apresentou previsões mais próximas aos valores medidos nas camadas superiores, mas subestimou significativamente os valores de cargas nas camadas inferiores.

Deve-se atentar para a grande influência do valor da coesão do solo nas previsões de forças no reforço para muros baixos, como os considerados no presente caso. Por exemplo, a adoção de um valor de coesão do aterro de 8 kPa já melhoraria significativamente as previsões pelo método *K-Stiffness*, conduzindo a uma concordância muito boa entre valores estimados e medidos. Como o valor da coesão do RCD-R foi 6 kPa, o valor 8 kPa pode estar dentro da provável faixa de dispersão de resultados de coesão obtidos em ensaios de cisalhamento direto. Um aumento da coesão do aterro também melhoraria a acurácia das previsões por Dantas & Ehrlich (1999).

#### **4.4.2 MURO 2 (REFORÇADO COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO)**

A Figura 4.38 apresenta comparações entre previsões e medições no caso do Muro 2 estudado por Santos (2011), reforçado com geotêxtil não tecido. Pode-se observar um padrão geral semelhante ao observado no caso do Muro 1. No caso do Muro 2 as previsões



pelo método *K-Stiffness* foram bem próximas aos valores medidos, tanto em termos de forma de variação com a profundidade, como em termos de valores. O método de Dantas & Ehrlich (1999) subestimou os valores de forças nos reforços superiores e superestimou as forças nos reforços inferiores. Como observado para o Muro 1, o método de Rankine subestimou os esforços de tração nos reforços mais elevados e superestimou as forças nos reforços inferiores, enquanto o método da AASHTO previu melhor os esforços de tração nos reforços superiores, mas superestimou as forças nos reforços inferiores. Os resultados obtidos por elementos finitos para o Muro 2 foram inferiores aos valores medidos nas camadas superiores, apresentando valores mais próximos aos medidos nas camadas inferiores. Isto pode ter sido consequência de fatores tais como maior dificuldade em se modelar numericamente as elevadas deformações do geotêxtil não tecido decorrentes do seu embarrigamento ao longo da face do Muro 2 (esse embarrigamento foi bem menor no caso do Muro 1) e limitações inerentes aos modelos constitutivos utilizados para os solos nas análises numéricas.

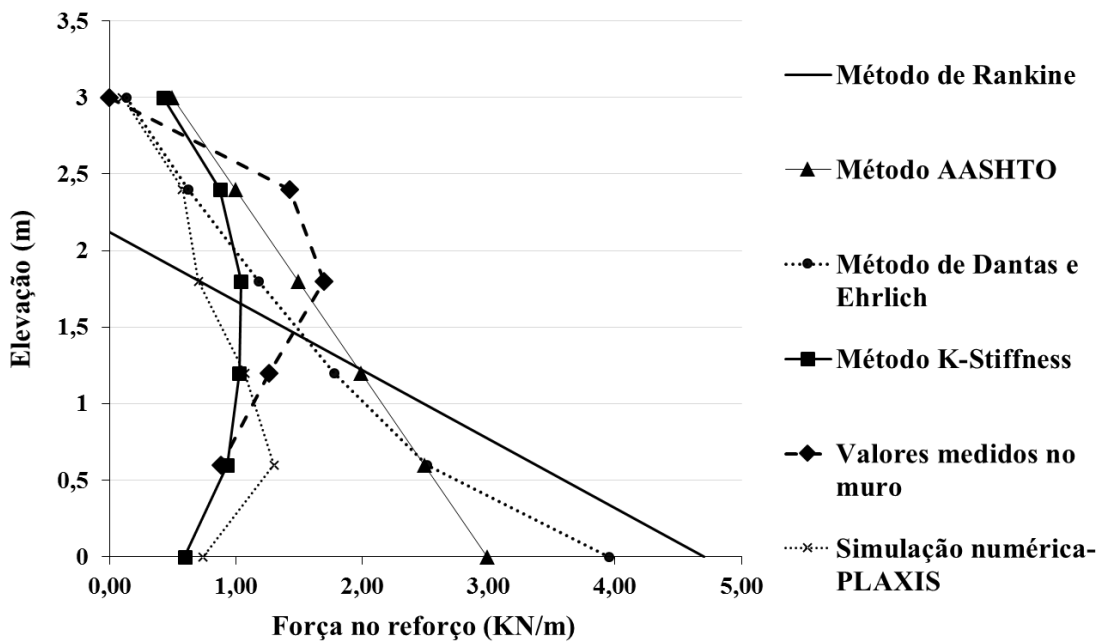


Figura 4.38 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços do Muro 2

### **CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Esta dissertação apresentou comparações entre previsões de forças em reforços geossintéticos utilizando métodos de cálculo, análise numérica e medições de 2 (dois) muros reforçados instrumentados. Primeiramente, foram realizadas comparações entre resultados de métodos de cálculo usuais para três alturas de muros e, posteriormente, comparações entre diferentes métodos de previsão para o caso de um muro de 8 m. Investigou-se também a influência da compressibilidade do solo de fundação. Finalmente, foram realizadas comparações entre previsões e medições de forças em 2 (dois) muros reforçados instrumentados. A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas pelo presente estudo e sugestões para pesquisas futuras.

#### **5.1 DIFERENÇAS ENTRE OS MÉTODOS USUÁIS DE CÁLCULO**

Com a comparação entre três métodos usuais de cálculo foi possível observar grande diferença no espaçamento entre as camadas de reforço, para valores de coesão do aterro iguais ou superiores a 10 kPa. Entre todos os métodos de cálculo estudados, o método de *K-Stiffness* foi o que resultou em maior espaçamento entre as camadas de reforço. Com base na comparação da tensão horizontal estabilizadora média observou-se que os métodos de Rankine, AASHTO e Dantas & Ehrlich são mais conservadores do que o método de *K-Stiffness*.

#### **5.2 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS USUÁIS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS**

Com base nas comparações realizadas entre as análises analíticas e as simulações numéricas para o caso do muro de 8 metros, observou-se que as formas de variação das forças de tração nos reforços ao longo da altura do muro previstas pelas simulações numéricas foram similares às obtidas pelo método *K-Stiffness*. Essa similaridade foi maior com o aumento da coesão do solo do material de aterro. Com base nos resultados encontrados no método da AASHTO, observou-se que os esforços de tração foram superestimados em todos os reforços, sendo maiores do que os valores observados pelos outros métodos empregados. Para os casos estudados o método de Rankine subestimou os esforços de tração nos reforços nas camadas mais elevadas e superestimou os esforços nos reforços nas camadas inferiores. As previsões por Dantas & Ehrlich foram próximas

às obtidas pelas simulações numéricas e pelo método *K-Stiffness* nos reforços localizados nas camadas mais elevadas. Entretanto, as diferenças entre previsões por tais métodos aumentaram com a profundidade a partir do topo do muro.

### **5.3 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SOLO DE FUNDAÇÃO**

Para os casos em que foi considerada a rigidez do solo de fundação nas simulações numéricas observaram-se maiores diferenças entre previsões por métodos de cálculo usuais e e por simulações numéricas para menores valores do módulo de Young (E) do solo de fundação. Porém, observou-se que para valores de E entre 60 MPa e 100 MPa, as diferenças entre os valores previstos não foram significativas. Os resultados numéricos foram mais próximos dos previstos pelo método *K-Stiffness*. Deve-se atentar que o este método é resultado de retroanálises de muros executados tanto no campo como no laboratório (Bathurst *et al.*, 2008), e provavelmente sua abordagem leva, até certo grau a influência da rigidez do solo de fundação.

### **5.4 COMPARAÇÃO DE MÉTODOS COM DADOS DE 2 MUROS EXPERIMENTAIS**

Com base nas comparações entre os esforços previstos e os esforços efetivamente registrados ao final da construção de dois muros reforçados, conclui-se que ocorreram diferenças significativas. Dentre os métodos de cálculo estudados, o de melhor desempenho foi o método *K-Stiffness*.

Parte dos desvios entre previsões e medições podem estar associadas às incertezas em relação à influência da coesão do material de aterro. No caso do Muro 1 todos os métodos de cálculo empregados superestimaram significativamente os valores de forças máximas no reforço. Embora isto possa levar a projetos conservadores, certamente aumentam o custo das obras. No caso do Muro 2, observou-se boa concordância entre as previsões pelo método *K-Stiffness* e as medições de forças ao longo da altura do muro, bem como boa concordância para as previsões por Dantas & Ehrlich (1999) para os reforços na parte superior do muro.

O método de Rankine subestimou ou superestimou as forças nos reforços, dependendo do reforço considerado, enquanto o método da AASTHO apresentou boa concordância para os reforços superiores. Salienta-se que este último método não leva em consideração o efeito da coesão do material de aterro diretamente, tendo-se, para os cálculos, empregado a proposta de Bathurst *et al.*,(2007) de ângulo de atrito equivalente.

As previsões por elementos finitos subestimaram as forças nos reforços superiores e superestimaram as forças nos reforços inferiores. Acredita-se que tais desvios entre previsões numéricas e medições sejam decorrentes de limitações nos modelos constitutivos utilizados para os solos, bem como de limitações na modelagem de algumas características dos muros analisados.

## **5.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Com o objetivo de complementar o presente estudo, melhorando os métodos de previsão de forças de tração usualmente utilizados em estruturas de contenção e, conseqüentemente, obter uma redução de custos de muros reforçados com geossintéticos, são feitas as seguintes sugestões:

- Simulação de casos considerando o efeito da compactação e sobrecarga no material de aterro;
- Estudar a utilização de modelos constitutivos mais apropriados para o solo de fundação em análises da influência deste solo;
- Estudar a influência de diferentes tipos de face de muros reforçados;
- Estudar numericamente o comportamento de muros reforçados sobre solos colapsíveis para diferentes tipos de face e arranjos de reforços; e
- Estudar a influência de carregamentos sísmicos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2007). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (4th Edition).
- Abramento, M. (1998). Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes – I. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 32p.
- Allen, T. M., & Bathurst, R. J. (2013). Performance of a 11m high block-face Geogrid Wall Designed using the K-Stiffness Method, 6000(October), 1–44.
- Allen, T. M., Bathurst, R. J., Holtz, R. D., Walters, D. L., and Lee, W. F. (2003). “A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls.” *Can. Geotech. J.* 40(5), 976–994.
- Azambuja, E., Sayão, A., Ehrlich, M., & Gomes, R.C. (2004). Aplicações em Reforços de Solos. Capítulo 4 do Manual Brasileiro de Geossintéticos/ Coordenador José Carlos Vertematti. São Paulo. Editora Bluncher. P. 84-123.
- Azevedo, R.F.; Zornberg, J.G. e Nogueira,C.L. (1992). Utilização do método de elementos finitos no cálculo de estruturas de solo reforçado. *Geossintéticos'92*. Brasília 263-275.
- Bathurst, R. J., Allen, A. M., Miyata, Y., & Nernheim, A. (2008). Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 15(4), 269–295.
- Bathurst, R. J., Allen, T. M., & Walters, D. L. (2005). Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method. *Geotextiles and Geomembranes*,23(4),287–322.
- Bathurst, R. J., & Hatami, K., (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic reinforced soil retaining wall. *Geosynthetics International* 5 (1–2), 127–166.
- Bathurst, R. J., & Miyata, Y. (2007). Development of the K -stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with  $c - \phi$  soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(12), 1391–1416.
- Bathurst, R. J., Nernheim, A., & Allen, T. M. (2009). Predicted Loads in Steel Reinforced Soil Walls Using the AASHTO Simplified Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(2), 177–184.

- Bathurst, Z. C. and R. J. (1995). Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method, 17, 523–546.
- Becker, L. D. B. (2001). Fluência de geotêxteis confinados em aterro experimental. 2001. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Becker, L. D. B. (2006). Comportamento de Geogrelhas em Muros de Solo Reforçado e em Ensaios de Arrancamento. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 322f.
- Bell, J. R., Barrett, R. K., and Ruckman, A. C. (1983). “Geotextile earth- reinforced retaining wall tests: Glenwood Canyon, Colorado.” Transportation Research Record. 916, Transportation Research Board, Washington D.C., 59–69.
- Bell, J. R., Stille, A. N., and Vandre, B. (1975). “Fabric retained earth walls.” Proc. Thirteenth Annual Engineering Geology and Soils Engineering Symp., 271–287.
- Benjamin, C. V. dos S. (2006). Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil. Universidade de São Paulo.
- Berg, R., Christopher, B., & Samtani, N. (2009). Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes–Volume I. Federal High Way Administration (FHWA), I(November).
- Bergado, D. T.; Chai, J. C.; Abiera, H. O.; Afaro, M. C. & Balasubramaniam, A. S. (1993). Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements. Geotextiles and Geomembranes Journal, Amsterdam, v. 12, p. 327-349.
- Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. Géotechnique, 36: 65–78.
- Braja M. Das. (1999). Principios de Ingenieria de Cimentaciones. Cuarta Edición. Sacramento: Thomson Learning. pag. 862.
- Braja M.Das. (2002). Principles of foundation engineering. Sixth Edition. Thomson. pag. 750.
- Brinkgreve, R. B. J. (2002a). PLAXIS-2D - Version 8.2. Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. Rotterdam, Netherlands.
- Brinkgreve, R. B. J. (2002b). Version 8 Material Models Manual. Plaxis, 1–146.
- Carvalho, P.A.S.; Wolle, C.M.; Pedrosa, J.A.B.A. (1986). Aterro reforçado com

- geotêxteis – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. 8o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, v.4, p.169-178.
- Dantas, B. T., & Ehrlich, M. (1999). Ábacos para dimensionamento de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho.
- Departamento de Estradas de Rodagem (1986). Boletim Técnico BT-1: Aterros Reforçados com Geotêxteis.
- Dyer, N. R. & Milligan, G. W. E. (1984). A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. In: Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement. Paris. Proceeding. Paris. p. 257-262.
- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S. e Mabry, P., (1980). Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Journal of Geotechnical Engineering. Report No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, USA.
- Duncan, J. M. e Seed, R. B., (1986). Compaction-induced earth pressures under Ko-conditions, Journal of Geotechnical Engineering, v. 112, n. 1, pp. 1-22.35.
- Ehrlich, M., & Becker, L. (2014). Muros e Taludes de Solo Reforçado. Editora Oficina de Textos.
- Ehrlich, M. & Azambuja, E. (2003). Muros de solo reforçado. In: Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 4.; Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 5., Porto Alegre. Proceedings... Porto Alegre, p. 81-100.
- Ehrlich, M., & Mitchell, J. K. (1994). Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. Journal of Geotechnical Engineering, 121(11), 818–821.
- Fonseca, E. C. A. da. (2012). Análise Numérica do Comportamento de Muros Reforçados com Geossintéticos Construídos com Material de Aterro não Convencional. Universidade de Brasília.
- Fonseca, E. C. A., Palmeira, E. M., & Santos, E. C. G. (2013). Numerical Analysis of a Geogrid Reinforced Retaining Wall Built with Non-Conventional Backfill Material, i.
- Gomes, R., Palmeira, E. M., & Lanz., D. (1994). Failure and Deformation mechanisms

- in model reinforced walls subjected to different loading conditions.
- Holtz, R. D., & Lee, W. F. (2002). *Internal Stability Analyses of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls*.
- Jewel, R. A. (1980). *Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils*. Ph.D. Dissertation – University of Cambridge, Cambridge, England.
- Jewell, R.A.(1996). *Soil reinforcement with geotextiles*. CIRIA – Special Publication 123, 1996, UK, 332p.
- Jewell, R.A.; Wroth, C.P. (1987). *Direct shear tests on reinforced sand*. *Géotechnique*, 37, N° 1, p.53-68.
- Juran, I. & Chen, C. L. (1988). *Soil-geotextile pullout interaction properties: Testing and interpretation*. *Transportation Research Record*, Washington, n. 1188, p. 37-47.
- Lee, K. L., Adams, B. D., and Vagneron, J. J. (1973). *Reinforced earth retaining walls*. *J. Soil Mech. and Found. Div.*,99(10), 745–764.
- Marques, H. C.; Ehrlich, M.; Riccio, M. V. ,(2006). *Parâmetros de resistência e tensão-deformação por análise de elementos finitos para obras de terra com solos tropicais compactados do Brasil*. Relatório Interno. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- Mendes, M.J.A., Palmeira, E.M., Matheus, E., (2007). *Some factors affecting the in-soil load–strain behaviour of virgin and damaged nonwoven geotextiles*. *Geosynthetics International* 14 (1), 39–50.
- Meyerhof, G. G. (1953). *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, voll, pp 440-445.
- Meyerhof, G. G. (1955). *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. Proc., 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Zurich, Switzerland, I, 440-445.
- Milligan, G. W. E. & Palmeira, E. M. (1987). *Prediction of Bond Between Soil and Reinforcement*. In: *International Symposium on Prediction and Performance on Geotextile Engineering, 1987, Calgary*. Proceedings. Calgary, Canada, p. 147-153.
- Mitchell, J.K.; Villet, W.C.B. (1987). *Reinforcement of earth slopes and embankments*. National Cooperative Highway Research Program Report. n.290.



- Palmeira, E.M. (2001). Geosynthetic Reinforced Walls and Slopes. Chapter 10, Handbokk of Slope Stabilization/ J.A.R. Ortigao and A.S.F.J. Sayao. New York. Springer Editor. P. 243-309.
- Palmeira, E. M. (2014). Aplicações de Geossintéticos em Obras Geotécnicas e Geoambientais. Notas de aula. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 55p.
- Palmeira, E. M. (2011). Aterros Reforçados : Estruturas de Arrimo e Taludes Ingremes. Notas de aula. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 82p.
- Palmeira, E. M. (2011). Introdução aos polímeros. Notas de aula. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 19p.
- Pedroso, E. O. (2000). Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos. Universidade de São Paulo.
- Peralta, F. N. G. (2007). Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos. Pontifícia Universidade Católica do Rio De Janeiro.
- Rabie, M. (2014). Performance of hybrid MSE/Soil Nail walls using numerical analysis and limit equilibrium approaches. HBRC Journal.
- Santos, E. C. G. Dos. (2011). Avaliação experimental de muros reforçados executados com resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) e solo fino. Universidade de Brasilia.
- Santos, E. C. G., Palmeira, E. M., & Bathurst, R. J. (2013). Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation. Geotextiles and Geomembranes, 39, 9–19.

## APÊNDICE

### A- COMPARAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE FORÇAS À TRAÇÃO

#### Muro de 4 m

A Figura A. 1 e a Figura A. 2 apresentam a distribuição de forças à tração para o muro de 4 m com coesão nula, para um valor de  $J=600$  kN/m e  $J=1200$  kN/m, respectivamente.

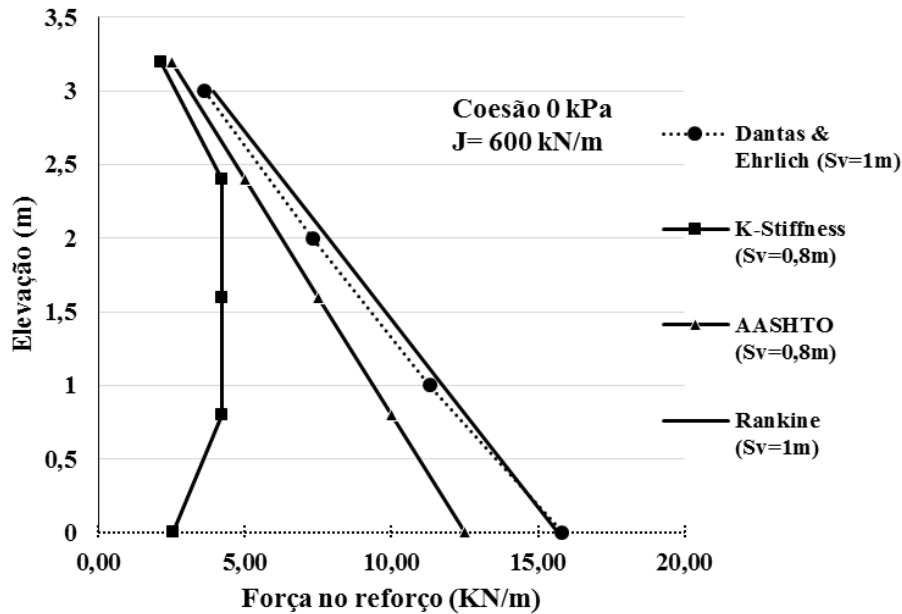


Figura A. 1 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 4 metros

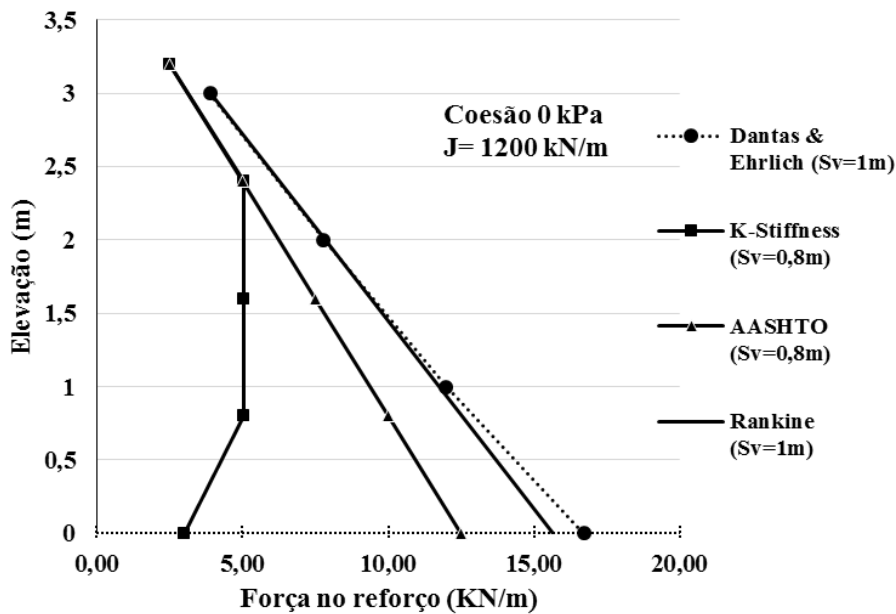


Figura A. 2 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 4 metros

## Muro de 8 m

A Figura A. 3 e Figura A. 4 apresentam a distribuição de forças à tração no muro de 8 m com  $J=300$ , para coesões do solo reforçado de 5 e 10 kPa, respectivamente.

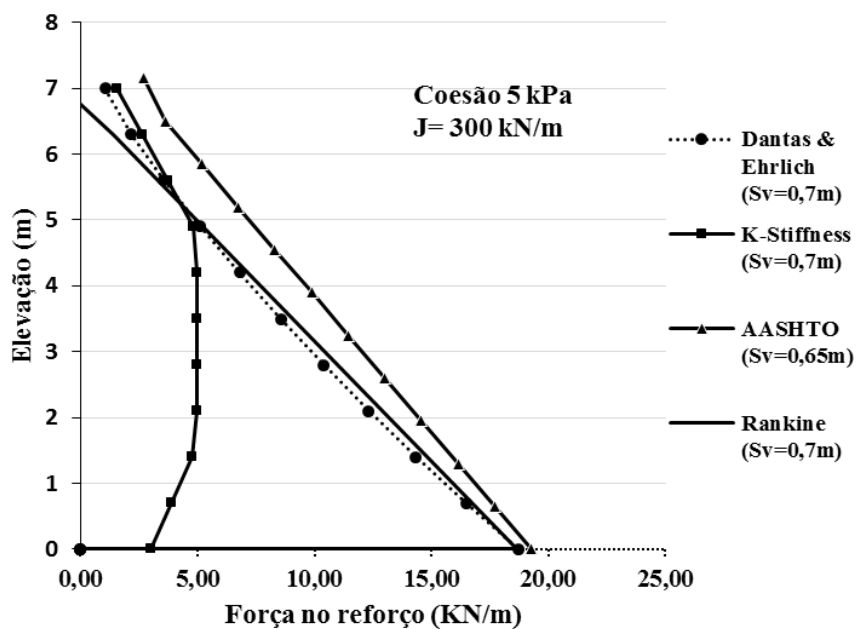


Figura A. 3 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros

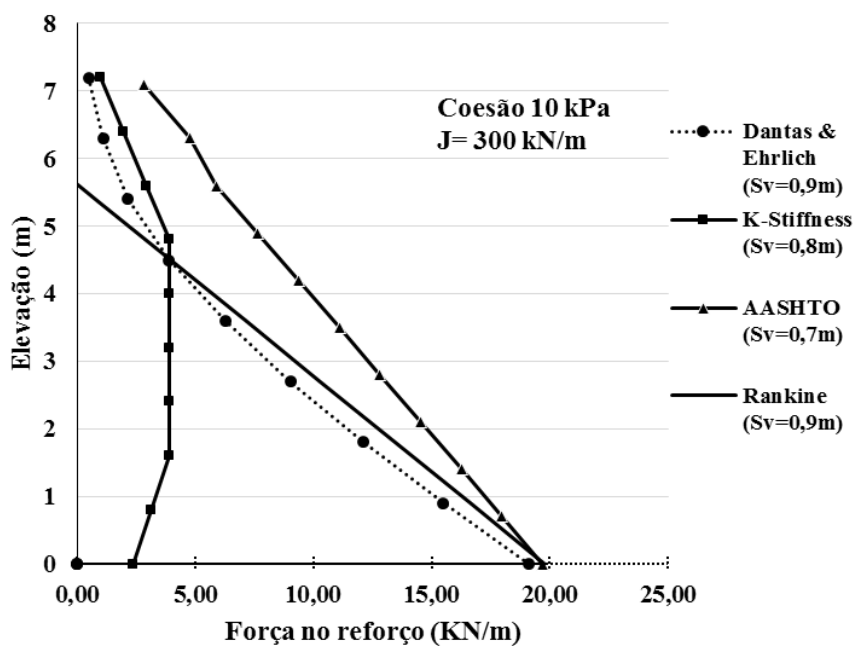


Figura A. 4 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros

A figuras A.5, A.6 e A.7 apresentam a distribuição de forças à tração no muro de 8 m com  $J=600$  para coesões do solo reforçado de 0, 5 e 10 kPa, respectivamente.

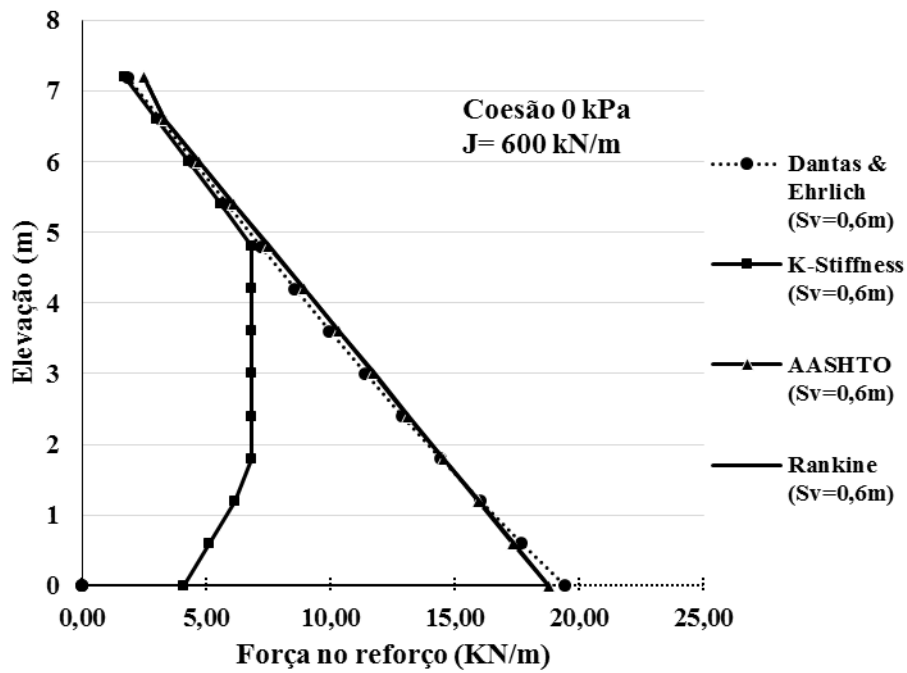


Figura A. 5 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros

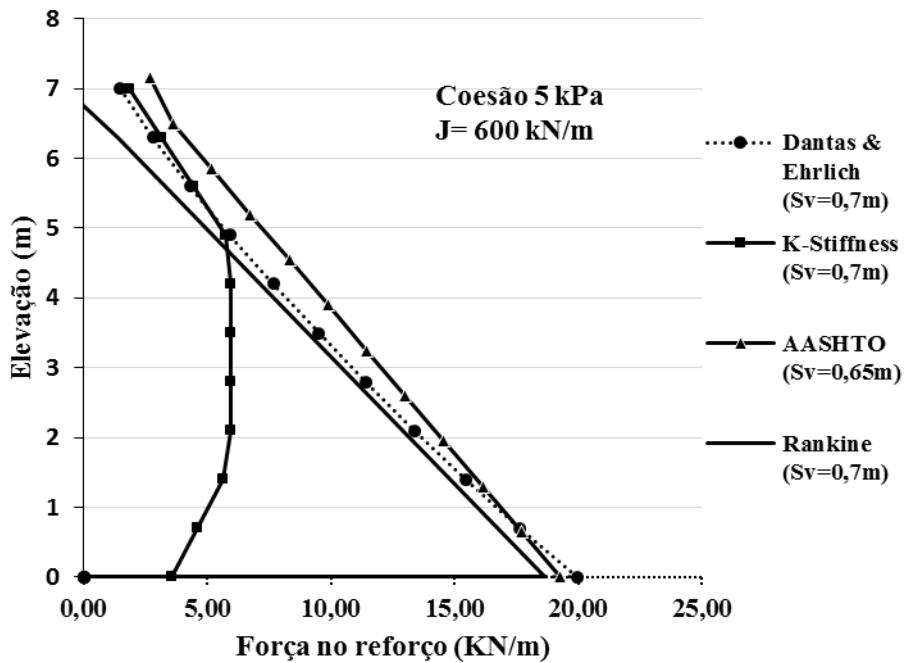


Figura A. 6 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros

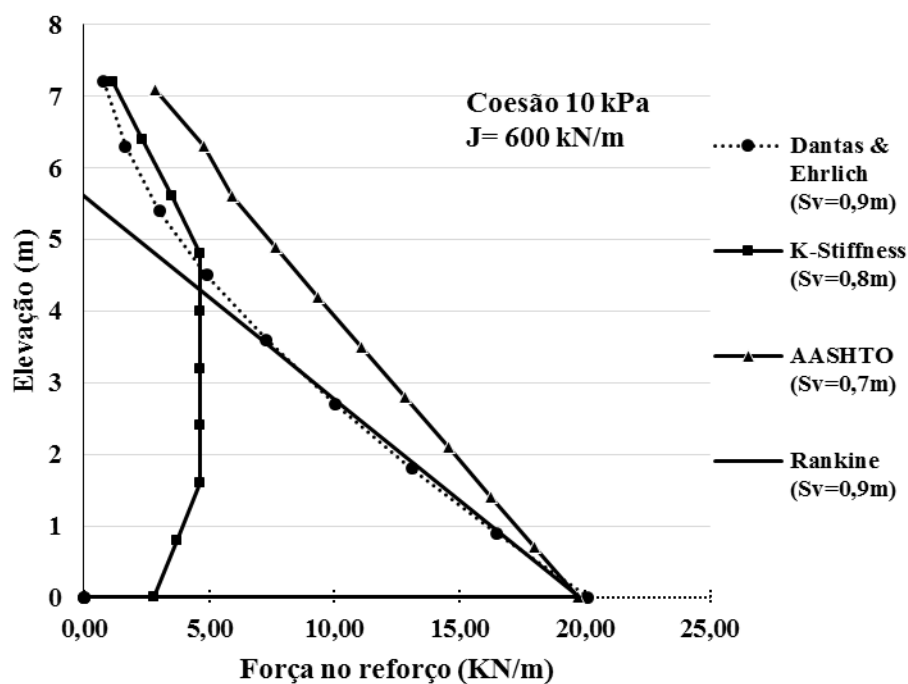


Figura A. 7 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros  
A figuras A.8, A.9 e A.10 apresentam a distribuição de forças à tração no muro de 8 m com J=1200 para coesões do solo reforçado de 0, 5 e 10 kPa, respectivamente.

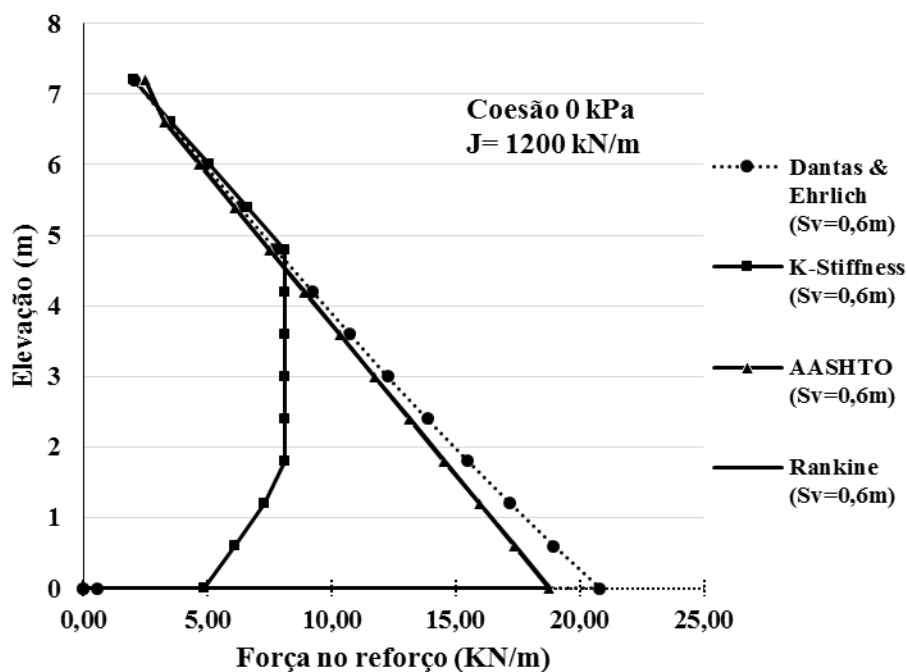


Figura A. 8 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros

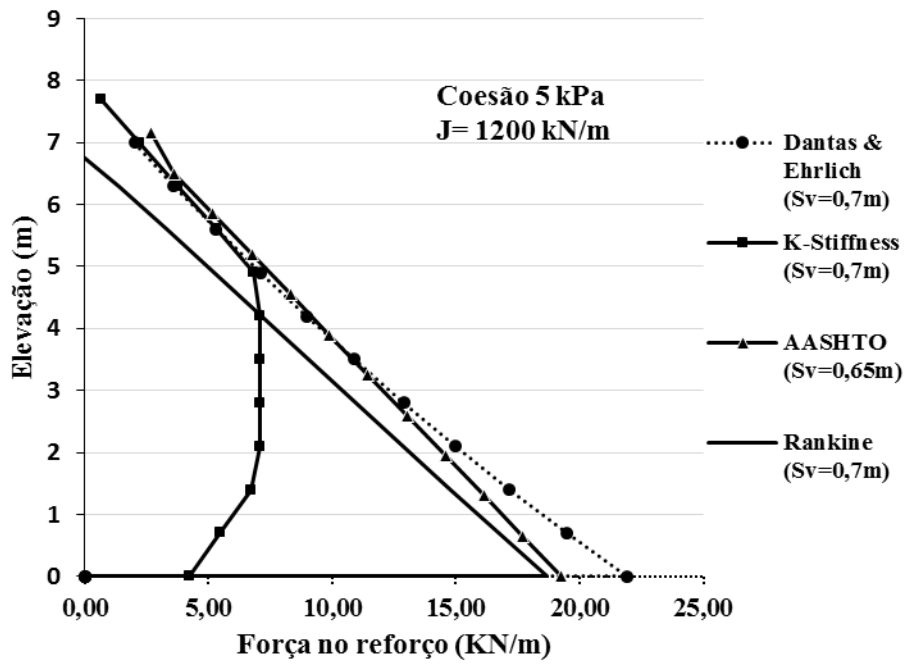


Figura A. 9 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros

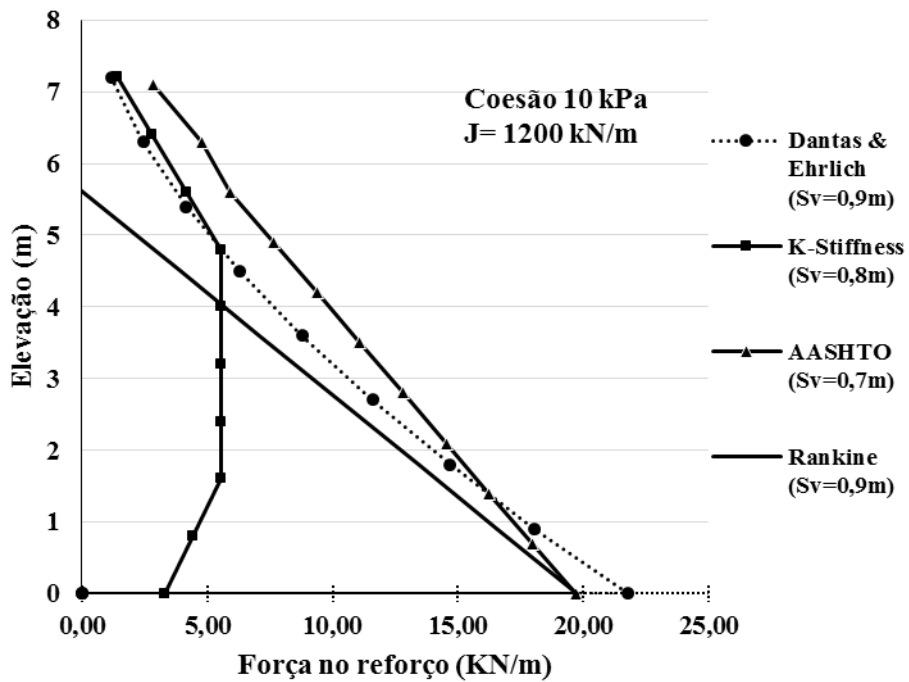


Figura A. 10 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 8 metros



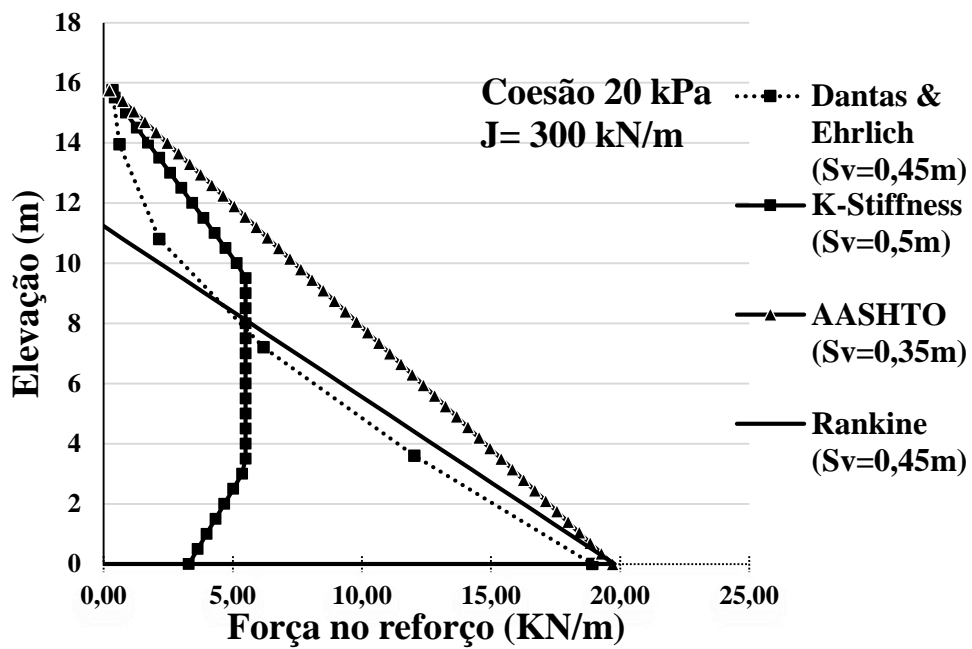


Figura A. 13 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros  
 A figuras A.14, A.15, A.16 e A.17 apresentam a distribuição de forças à tração no muro de 16 m com J=600 para coesões do solo reforçado de 0, 5, 10 e 20 kPa, respectivamente.

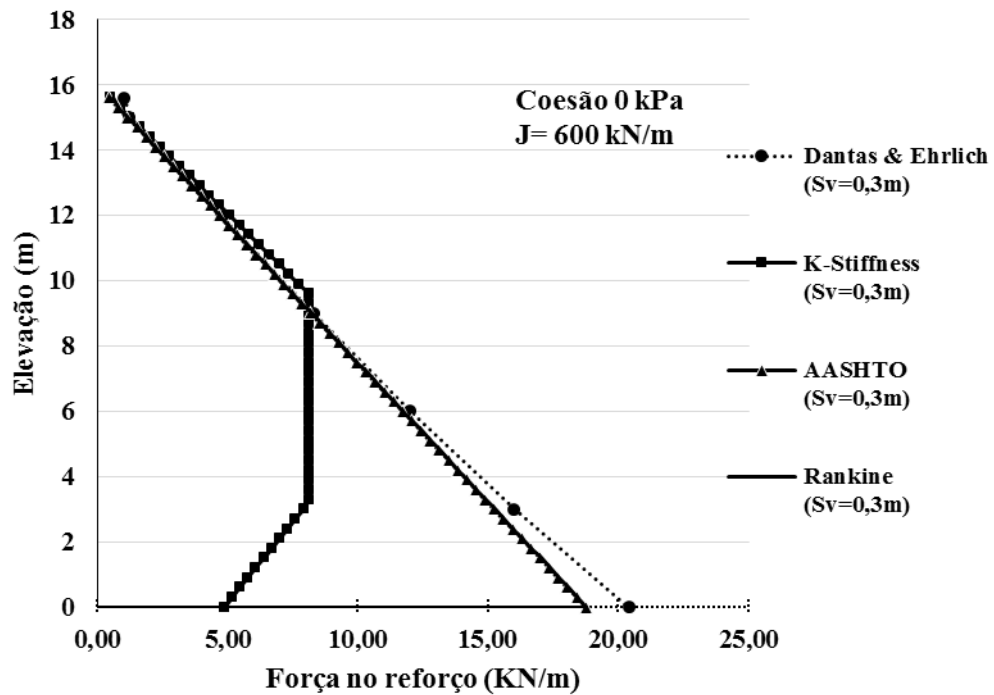


Figura A. 14 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros



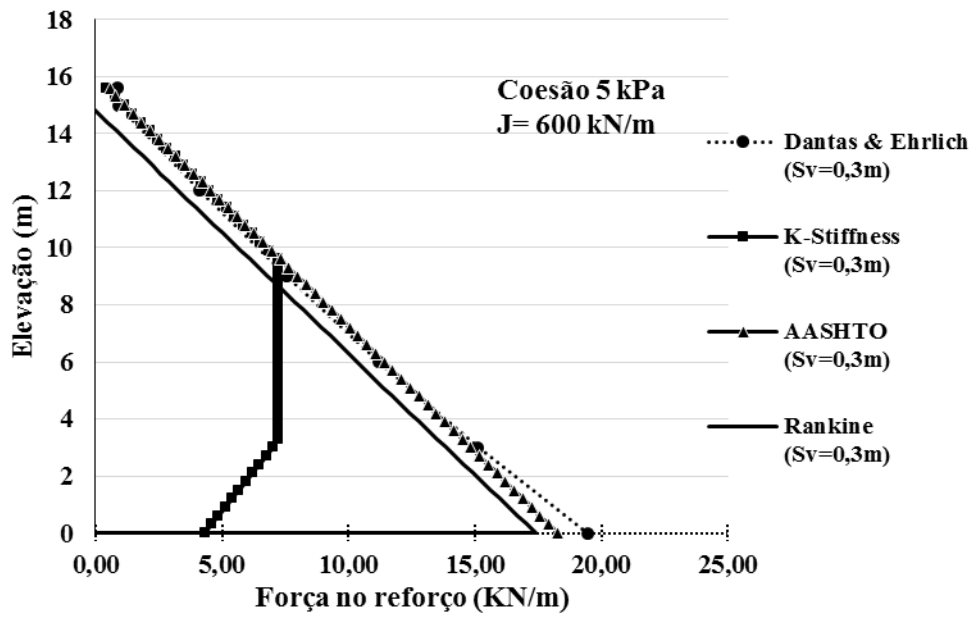


Figura A. 15 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

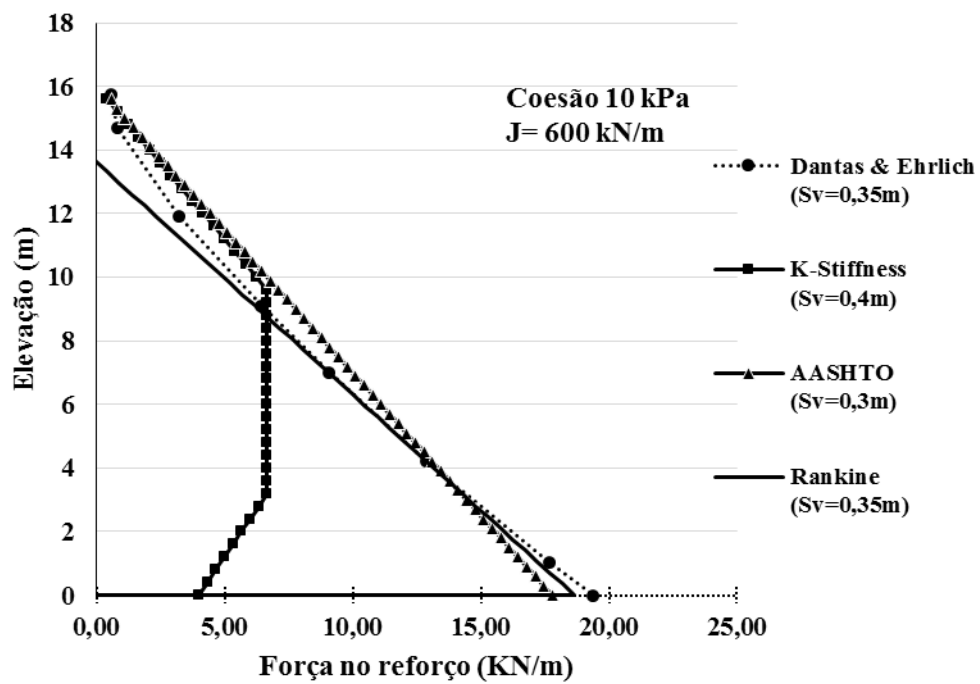


Figura A. 16 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

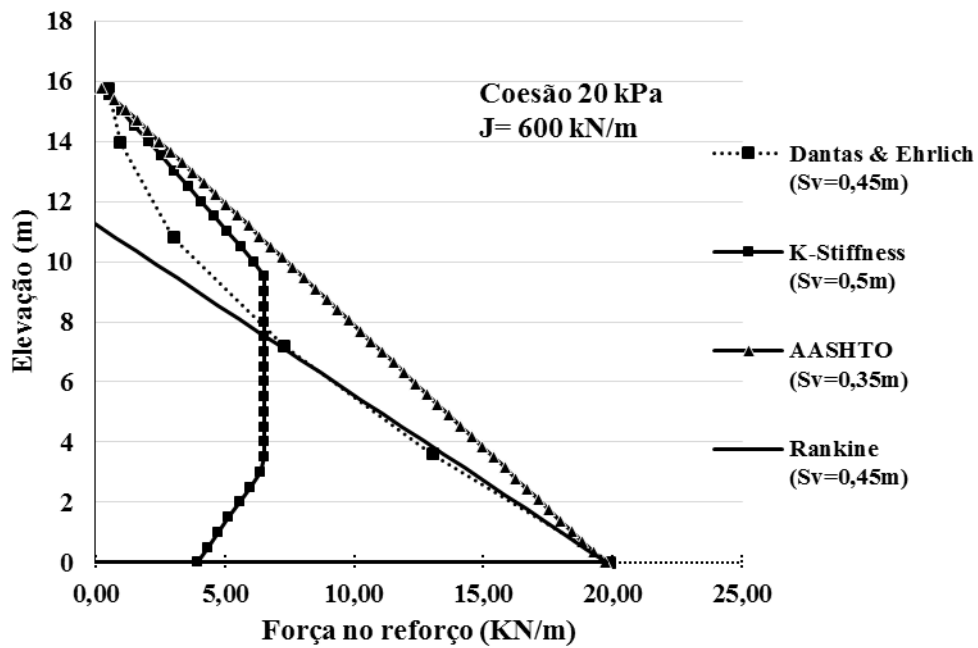


Figura A. 17 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros  
A figuras A.18, A.19, A.20 e A.21 apresentam a distribuição de forças à tração no muro de 16 m com J=1200 para coesões do solo reforçado de 0, 5, 10 e 20 kPa, respectivamente.

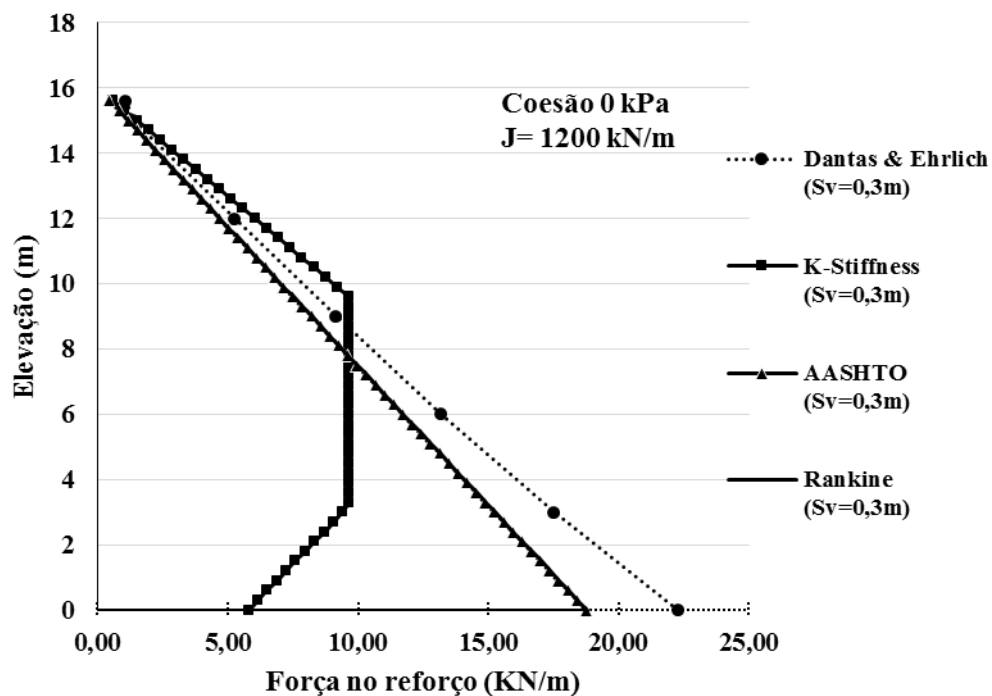


Figura A. 18 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

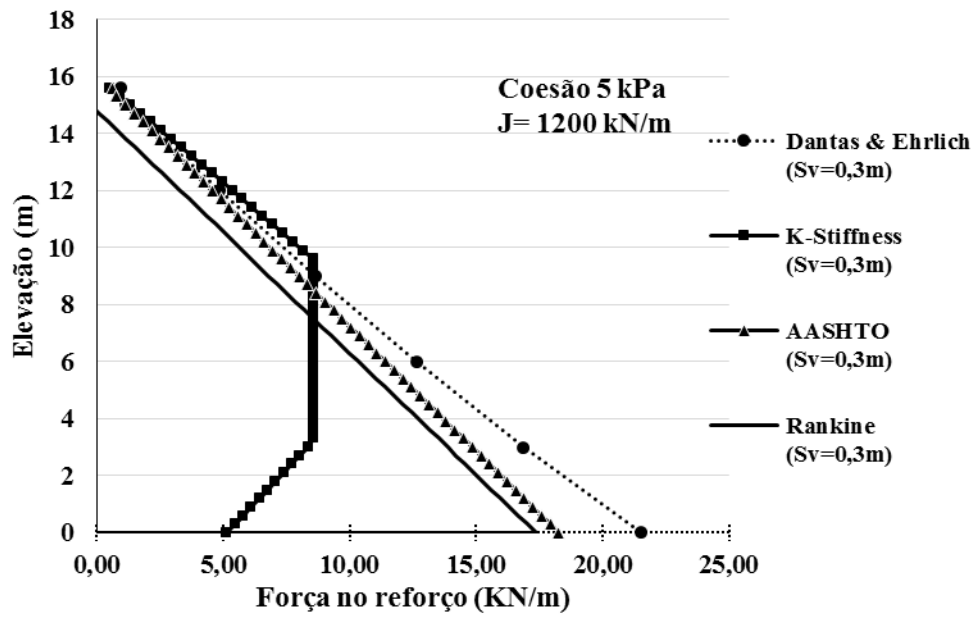


Figura A. 19 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

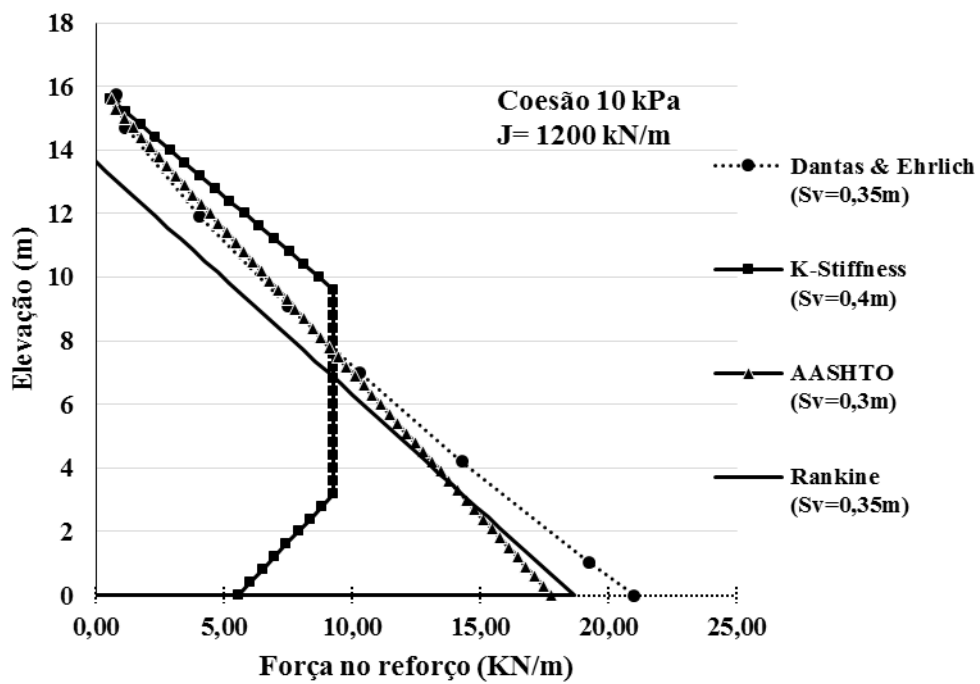


Figura A. 20 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

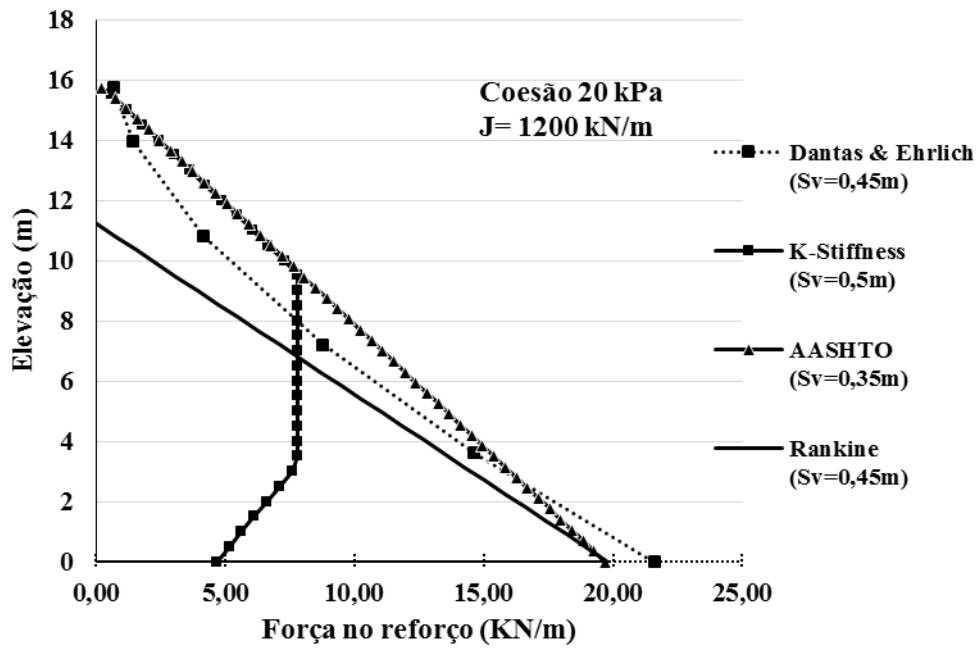


Figura A. 21 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

## B- COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS-RESULTADOS

As figuras B.1, B.2 e B.3 apresentam a distribuição de forças à tração pelos métodos de cálculo e por análise pelo método dos elementos finitos para J=1200 kN/m e coesão do material de aterro de 5, 10 e 20 kN/m, respectivamente.

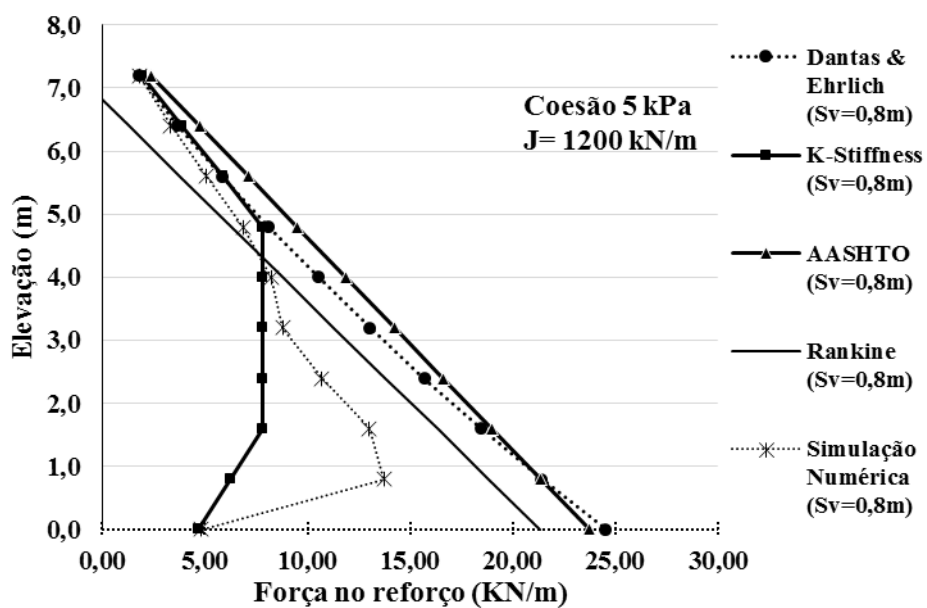


Figura B. 1 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

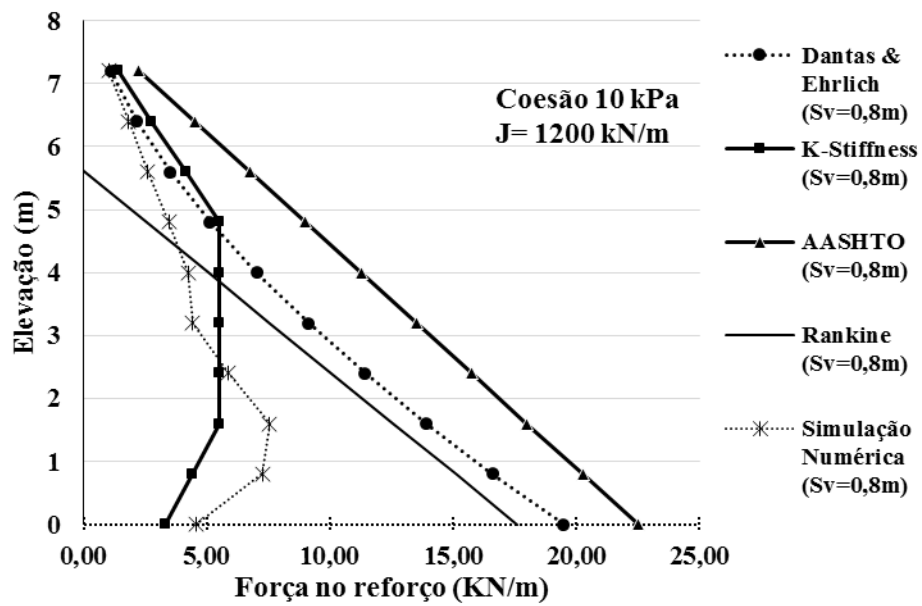


Figura B. 2 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros

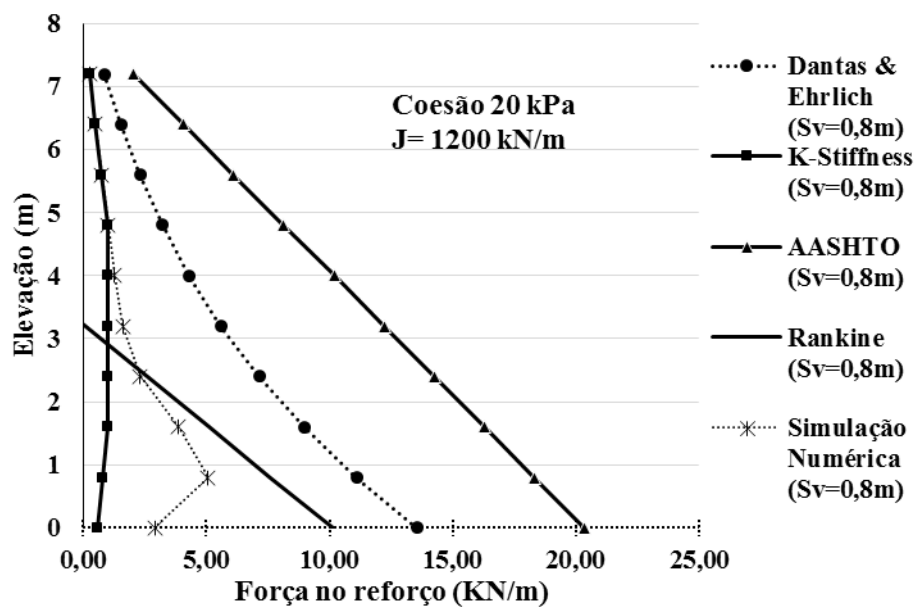


Figura B. 3 Distribuição das cargas máximas de tração nos reforços. Muro 16 metros