



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AMILTON DIAS PATROCÍNIO
NICOLAS PANETO BERGANTINI**

**MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESFORÇOS DE
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLOS
REFORÇADOS - ECSR**

VITÓRIA
2021

AMILTON DIAS PATROCÍNIO
NICOLAS PANETO BERGANTINI

**MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESFORÇOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
DE SOLOS REFORÇADOS - ECSR**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas

VITÓRIA

2021

AMILTON DIAS PATROCÍNIO
NICOLAS PANETO BERGANTINI

**MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESFORÇOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
DE SOLOS REFORÇADOS - ECSR**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel(a) em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____ de ____ de ____.

BANCA EXAMINADORA

Patricio Jose Moreira Pires - UFES

Katia Vanessa Bicalho - UFES

Bruno Teixeira Dantas - UFES (orientador)

Agradecimentos

- A Deus por ter nos guiado e permitido chegar até aqui;
- Ao excelentíssimo professor Bruno por todo o seu conhecimento transmitido;
- Aos nossos pais e aos nossos irmãos, pela paciência, confiança e toda dedicação que sempre tiveram ao nosso estudo e crescimento profissional;
- À UFES, que nos permitiu adquirir toda essa experiência nesses 5 anos de graduação em um lugar memorável e repleto de professores de com alto nível intelectual;

Resumo

Este trabalho apresenta os resultados resumidos de uma revisão bibliográfica sobre principais os métodos publicados para dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR) no período entre 2000 e 2020. Apresentam-se os métodos de cálculo de ECSR propostos por Dantas e Ehrlich (2000), Bathurst et al. (2008), FHWA (2010), Huabei Liu et al. (2014) selecionados neste estudo, e analisa-se exemplos de cálculo para cada um dos métodos investigados. Comparações entre os métodos de cálculo de ECSR foram feitas para mostrar suas limitações e indicações de seus usos para cada caso.

Palavras Chave: Estruturas de Contenção de Solo Reforçado (ECSR); Métodos de cálculo; comparações entre os métodos de cálculo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01. Exemplo de ECSR.

Figura 02. Zona ativa vs Zona Resistente de uma ECSR.

Figura 03. Tiras Metálicas.

Figura 04. Iteração entre os reforços em forma de grelha e o solo.

Figura 05. Construção de muro com face em geocélulas.

Figura 06. Disposição de geotêxtil tipo tecido em obra.

Figura 07. Geotêxtil tecidos e não tecidos.

Figura 08. Geogrelhas dispostas em uma ECSR.

Figura 09. Execução de geogrelhas em obra.

Figura 10. Geocélulas dispostas em uma ECSR.

Figura 11. Comportamento carga distribuída-deformação (A) Geotêxteis; (B) Geogrelhas

Figura 12. Diferença da tensão próximo ao faceamento em condições de face rígida e de face flexível.

Figura 13. Esquema de um sistema drenante em uma ECSR.

Figura 14. Compactação de uma ECSR após aterramento.

Figura 15. Gráfico $f \times$ inclinação do talude (w)

Figura 16. Lugar geométrico dos pontos de tração máxima segundo Dantas e Ehrlich (2000)

Figura 17. Ciclo de Mohr

Figura 18. Trajetória de Tensões no ponto de Tração Máx

Figura 19. Exemplificação de Zonas Ativa e Resistentes de uma ECSR

Figura 20. Cálculo de K_r

Figura 21. Cálculo de Sobrecarga

Figura 22. Superfície de Ruptura de uma ECSR segundo FWHA

Figura 23. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método Dantas e Ehrlich (2000) para o caso base - variação do ângulo de atrito.

Figura 24. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método Dantas e Ehrlich (2000) para o caso base - variação da coesão.

Figura 25. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método K-Stiffness modificado (2008) para o caso base - variação do ângulo de atrito.

Figura 26. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método K-Stiffness modificado (2008) para o caso base - variação da coesão.

Figura 27. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método FWHA (2010) para o caso base - variação do ângulo de atrito.

Figura 28. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método Huabei Liu et. al (2014) para o caso base - variação do ângulo de atrito.

Figura 29. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, utilizando o método Huabei Liu et. al (2014) para o caso base - variação da coesão.

Figura 30. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, comparando os 4 métodos para o caso base.

Figura 31. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, comparando os 4 métodos com ângulo de atrito de 40°

Figura 32. Gráfico Altura x $T_{\text{máx}}$, comparando os 4 métodos com coesão de 20.

LISTA DE TABELAS

- Tabela 01. Resumo dos métodos de dimensionamento das ECSR
- Tabela 02. Parâmetros Hiperbólicos conservativos de solos brasileiros
- Tabela 03. Características de alguns rolos compactadores
- Tabela 04. Valores Constantes para o método K-STIFFNESS
- Tabela 05. Valores típicos de ϕ s
- Tabela 06. Coeficientes de Segurança Segundo FWHA (2010)
- Tabela 07. Coeficientes de Segurança para resistência a tração e ao arrancamento do reforço.
- Tabela 08. Demonstração de cálculo de F^* conforme o tipo de reforço
- Tabela 09. Parâmetros de Entrada para o caso base.
- Tabela 10. Resultado dos Cálculos pelo método Dantas e Ehrlich (2000) variando o ângulo de atrito.
- Tabela 11. Resultado dos Cálculos pelo método Dantas e Ehrlich (2000) variando a coesão.
- Tabela 12. Resultado dos Cálculos pelo método K-Stiffness Modificado (2008) variando o ângulo de atrito.
- Tabela 13. Resultado dos Cálculos pelo método K-Stiffness Modificado (2008) variando a coesão.
- Tabela 14. Resultado dos Cálculos pelo método FWHA (2010) variando o ângulo de atrito.
- Tabela 15. Resultado dos Cálculos pelo método Huabei Liu variando o ângulo de atrito.
- Tabela 16. Resultado dos Cálculos pelo método Huabei Liu variando a coesão.

LISTA DE SÍMBOLOS

c = Coesão

c' = Coesão efetiva

c_u = Resistência não drenada

E_s = Módulo de elasticidade do solo

J = Rigidez do reforço

K = Rigidez na interface solo-reforço

K_0 = Coeficiente de empuxo no caso repouso

K_r = Coeficiente de pressão lateral

K_a = Coeficiente de impulso ativo

K = Constante de deformação de Rowe

k = Módulo tangencial inicial da curva tensão-deformação

L_r = Comprimento total do reforço

l_b = Comprimento de arranque(zona passiva)

l_a = Comprimento do reforço na zona ativa

P_a = Pressão atmosférica

q = Sobrecarga uniformemente distribuída

S_v = Espaçamento vertical dos reforços

S_h = Espaçamento horizontal dos reforços

T_{adm} = Esforço resistente admissível do reforço

$T_{max,i}$ = Esforço máximo no nível i do reforço

W = Peso de solo

$Z_{b,i}$ = Altura efetiva de solo sobre o reforço

E_r A_r = Rigidez do material

S_i = Índice de Rigidez relativa solo-reforço

R_f = Relação de Ruptura

D_{tmax} = Fator de distribuição para estimar T máx. para cada camada de reforço como uma função de sua profundidade abaixo do topo do muro

S_{global} = Rigidez Global do reforço

P_a = Pressão atmosférica

J_{ave} = Valor médio da resistência à tração de todos os reforços

K_{abh} = Componente horizontal do componente de empuxo ativo

K_{avh} = Componente vertical do coeficiente de empuxo ativo

n = Módulo expoente da curva tensão-deformação

d = Coeficiente constante com valor especificado

b = Espessura da face da Estrutura

a = Constante relacionada a rigidez do reforço

h_{eff} = Altura equivalente da face que está transmitindo 100% do momento

L_c = Comprimento da unidade de revestimento da face

E = Módulo de elasticidade da face da parede

C_o = Declive inicial da superfície de ruptura

C_t = Tangente da curva que relaciona a tensão com a deformação

E_{ur} = Módulo tangente de descarregamento e recarregamento

K_{ur} = Módulo tangente de descarregamento e recarregamento da curva tensão- deformação no modelo hiperbólico

ECSR = Estrutura de contenção de solo reforçado.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Considerações Preliminares	12
1.2	Objetivo	12
1.3	Metodologia	13
1.4	Estrutura da dissertação	13
2	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO	14
2.1	Estabilidade de ECSR	14
2.2	Mecanismo de iteração solo-reforço	15
2.3	Tipos de Reforços	15
2.3.1	Metálicos	16
	• Características a serem consideradas na utilização	16
	• Tiras metálicas	16
	• Grelhas metálicas contínuas ou descontínuas	16
2.3.2	Geossintéticos	17
	• Características a serem consideradas na utilização	18
	• Geotêxteis	19
	• Geogrelhas	21
	• Geocélulas	22
2.4	Dimensionamento da estrutura	23
2.4.1	Aspectos analisados no dimensionamento:	23
2.4.2	Verificações	23
2.4.3	Sobrecargas	23
2.5	Fatores determinantes na distribuição dos esforços	24
2.5.1	Inclinação do talude	24
		10

2.5.2	Tipos de reforços	24
2.5.3	Tipo de face	24
2.5.4	Características do solo e drenagem do terrapleno	25
2.5.5	Compactação	26
2.5.6	Tipo de Solo	26
2.5.7	Disposição construtiva dos reforços	26
2.6	Sequência Construtiva de uma ECSR	26
3	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	28
3.1	Avaliação Crítica dos Métodos	28
3.2	MEMÓRIAS DE CÁLCULO	31
4	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS ANALISADOS	56
4.1	Caso Base	56
4.2	Resultados obtidos para cada método	56
4.2.1	DANTAS (2000)	57
4.2.2	K-Stiffness Modificado (2008)	61
4.2.3	FWHA (2010)	65
4.2.4	Huabei Liu	67
4.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS MÉTODOS	71
5	CONCLUSÃO	74
6	REFERÊNCIAS	75

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Preliminares

Ao longo da história, verifica-se a concepção de incorporar elementos de reforço para uma estrutura de solo. Isso é observado em diversas civilizações antigas, como na civilização chinesa, na construção da grande muralha da china, e no século primeiro antes de cristo, utilizando junco para reforços de paredes. Em 1960, surgiu uma inovação proposta pelo engenheiro Francês Henri Vidal, empregando reforço metálico em solo granular. Posteriormente, tornou-se usual o uso de reforços geossintéticos. Com os aprimoramentos da técnica proposta inicialmente por Henri Vidal percebe-se a importância deste método construtivo para a indústria e a sociedade, levando em consideração a sua facilidade na execução, uso de mão de obra não especializada e os baixos custos na implantação e manutenção da estrutura quando comparada a outras soluções construtivas.

Entretanto, para um dimensionamento adequado é necessária uma análise complexa das características físicas e químicas do solo e do reforço empregado, além de um pleno entendimento dos métodos aplicados a cada situação. Tais análises são discutidas e apresentadas neste trabalho.

1.2 Objetivo

O presente trabalho visa apresentar uma revisão bibliográfica dos métodos publicados para dimensionamento de estruturas de solo reforçado no período de 2000 até 2020. Todos os métodos encontrados são apresentados e então discutidos.

Posteriormente, também é apresentado uma exemplificação de cálculo para cada um dos métodos, possibilitando uma discussão sobre os resultados encontrados em cada um deles e quando comparados entre si. O objetivo deste trabalho é possibilitar o acesso a um acervo técnico atualizado, além de comparar as diferentes metodologias de dimensionamento das estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR) evidenciando suas principais características.

1.3 Metodologia

Consiste na apresentação de um resumo das pesquisas referentes aos métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado escolhidos. Inicialmente, foi feita uma análise preliminar, com o objetivo de mostrar de forma sucinta os parâmetros considerados na formulação desses métodos, seguidos de uma apresentação das suas fórmulas, parâmetros de dimensionamento e de uma breve explicação a respeito da sua formulação, para que seja possível ao leitor dimensionar uma ECSR de posse deste trabalho. Não haverá dedução das equações que compõem os métodos neste trabalho.

1.4 Estrutura da dissertação

Este trabalho inicia com uma apresentação de todos os materiais envolvidos na estrutura de contenção de solo reforçado, desde o solo e seus parâmetros até aos tipos de reforço a serem utilizados, seguido de uma explicação do funcionamento da estrutura para cada metodologia de cálculo dos modelos mais recentes - do ano 2000 até os dias atuais. Comparações entre os métodos foram feitas a partir de um caso base e suas variantes junto com as conclusões relacionadas aos valores encontrados e suas divergências.

2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

A técnica de solo reforçado é um procedimento construtivo cujo objetivo é melhorar as propriedades de tração do solo ao incluir reforços resistentes a esse tipo de esforço. Este novo arranjo estrutural, por meio do atrito presente na junção entre o solo e o reforço, passa a resistir aos esforços gerados pela estrutura. A figura 1 evidencia a execução de uma estrutura de contenção de solo reforçado.

Figura 01. Exemplo de ECSR.



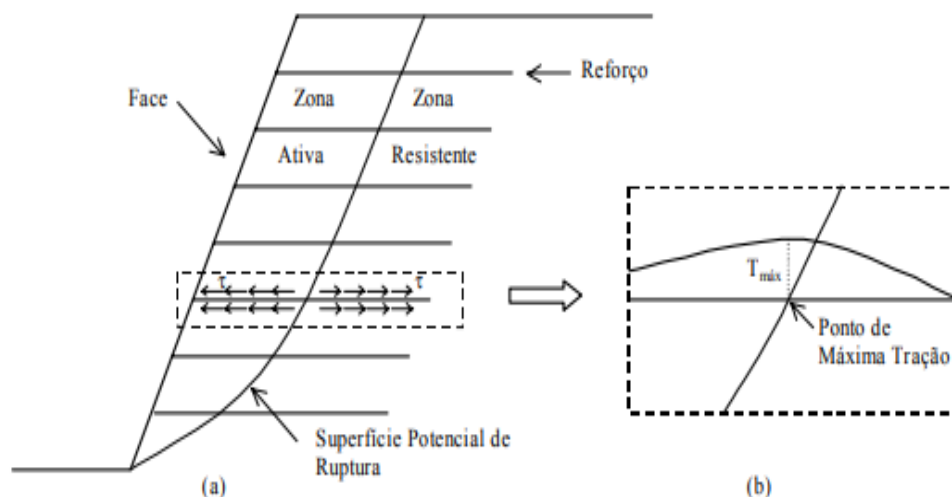
Fonte: (muroarmado, s.d.)

2.1 Estabilidade de ECSR

As ECSR são divididas em duas Zonas: a ativa e a resistente. Isso se dá devido à distribuição de tensões ao longo da estrutura. A zona ativa é a parte da estrutura que tende à instabilização, já a zona resistente é estável. Na intersecção das duas zonas temos a superfície potencial de ruptura, caracterizada pelo lugar geométrico com maior probabilidade de rompimento do maciço, por concentrar as maiores tensões.

O reforço tem a função de ancorar a zona ativa na zona resistente com um embutimento mínimo previsto em projeto.

Figura 02. Zona ativa vs Zona Resistente de uma ECSR.



Fonte: DANTAS, BRUNO TEIXEIRA Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho [Rio de Janeiro] 2004 XIII, 209 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2004)

2.2 Mecanismo de interação solo-reforço

A transmissão dos esforços para os reforços se dá através do atrito na superfície de contato solo-reforço. O somatório dessa tensão gerada por atrito ao longo do reforço da zona ativa até a superfície potencial de ruptura é a força usada para o dimensionamento da ECSR. Podemos avaliar a estrutura pelo Equilíbrio Limite ou pela condição de trabalho da estrutura. No Equilíbrio Limite avalia-se a força na iminência da ruptura, já na condição de trabalho as deformações da estrutura são usadas para estimar os esforços solicitantes. Em ambos os casos as tiras de reforço atuam sob tração.

2.3 Tipos de Reforços

Em geral, os tipos de reforços utilizados são: os metálicos e os geossintéticos. Os reforços metálicos apresentam uma rigidez superior aos geossintéticos.

Com isso, quanto maior a rigidez do reforço maior será tensão gerada e consequentemente menor será a deformação da estrutura.

2.3.1 Metálicos

Dentro dos reforços metálicos, comumente há dois tipos: as tiras metálicas e as grelhas metálicas.

- **Características a serem consideradas na utilização**

Estão sujeitos a corrosão devido a sulfatos, cloretos, pH e porosidade. Para evitar a perda por corrosão adota-se uma seção transversal majorada, ou utilizam-se da galvanização, revestimentos em PVC ou epóxi.

- **Tiras metálicas**

As tiras metálicas são dispostas horizontal e verticalmente com espaçamentos pré-definidos em projeto (S_h e S_v). Este tipo de material possui boa resistência à tração, ductibilidade e durabilidade. O uso desse tipo de reforço pode ser visto na figura 3.

Figura 03. Tiras Metálicas.



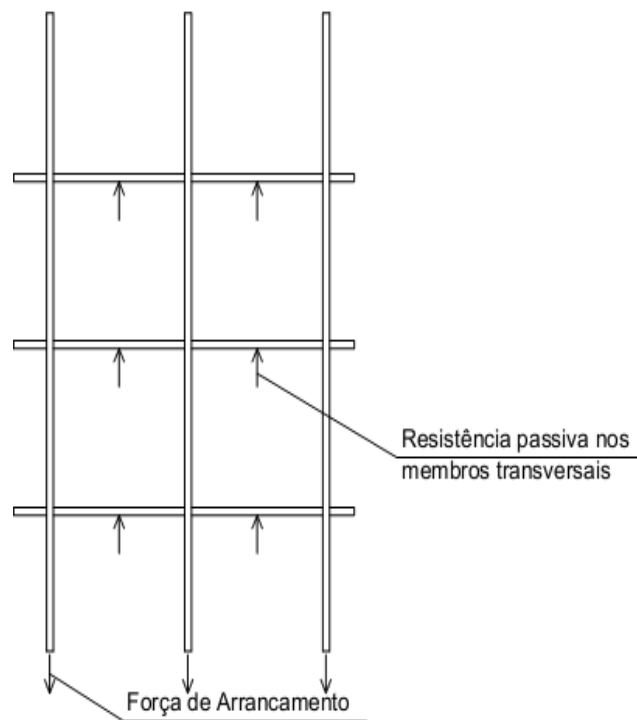
Fonte: (soloreforçado - Fotos, s.d.).

- **Grelhas metálicas contínuas ou descontínuas**

Este tipo de material possui, além do atrito gerado entre o solo e o reforço, uma parcela resistiva entre o solo e as tiras metálicas no sentido transversal da

força - auxiliando na resistência ao arrancamento do reforço. De acordo com Bergado e Chai (1994), quanto maior os membros longitudinais, maior será a parcela de resistência ao cisalhamento nas interfaces. As grelhas metálicas contínuas possuem espaçamento (S_v e S_h) constante entre elas, já as descontínuas possuem espaçamento variável.

Figura 04. Iteração entre os reforços em forma de grelha e o solo.



Fonte: Adaptado de Wilson-Fahmy e Koerner (1993)

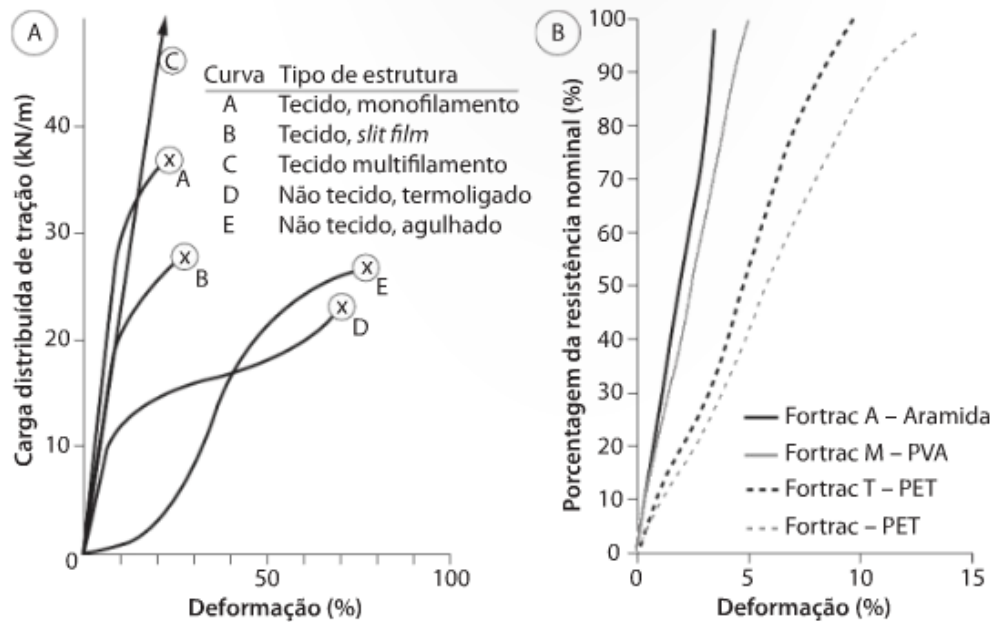
2.3.2 Geossintéticos

Os geossintéticos são formados por fibras ou filamentos poliméricos, os quais, dependendo da sua disposição, formam diferentes tipos de reforços, sendo eles: os geotêxteis, geogrelhas, geomantas, geocompostos, geocélulas, etc

Todo o grupo dos geossintéticos é classificado como reforço flexível, mas as geocélulas apresentam maior rigidez seguida das geogrelhas e, finalmente, dos geotêxteis.

Na figura 05 é demonstrado as curvas de carga x deformação para diferentes tipos de geogrelhas e geotêxteis.

Figura 05. Comportamento carga distribuída-deformação (A) Geotêxteis; (B) Geogrelhas



Fonte: (A) Koerner (1990); (B) Huesker (2007)

- **Características a serem consideradas na utilização**

Estão sujeitos a degradações químicas, mecânicas e biológicas. Influenciando no processo de carregamentos cíclicos e prolongados na execução da obra (fluência ou “creep”). Em geral, limitar-se a tensão admissível no reforço, utilizando coeficientes de segurança parciais para minimizar este efeito.

Figura 06. Construção de muro com face em geocélulas.



Fonte: (igsbrasil, s.d.)

- **Geotêxteis**

Os geotêxteis são constituídos por fibras ou microfilamentos poliméricos, sendo geralmente constituídos por Poliamida (nylon), Polietileno, Poliéster e Polipropileno, com diferentes formas de disposições e tipos de ligação, dentre os geotêxteis temos quatro tipos: tecido multifilamento, tecido monofilamento, não tecido agulhado e não tecido termoligado.

Ambos os geotêxteis do tipo tecido têm sua disposição de forma entrelaçada, a diferença é que os monofilamentos apresentam um único segmento para cada entrelaçamento no tecido e os multifilamentos são formados por múltiplos segmentos para cada entrelaçamento.

Os geotêxteis do tipo não tecido não possuem um entrelaçamento padrão como os do tipo tecido, eles apresentam dois tipos dependendo do método de ligação dos filamentos: o termoligado e o agulhado. Para o termoligado ele tem seus filamentos ligados por meio de variação temperatura e para o agulhado seus filamentos se dão de forma mecânica, com passagem de agulhas dentadas que, com repetidas penetrações, geram um entrelaçamento desordenado nos filamentos.

Figura 07. Disposição de geotêxtil tipo tecido em obra.



Fonte: (igsbrasil, s.d.)

Figura 08. Geotêxtil tecidos e não tecidos.

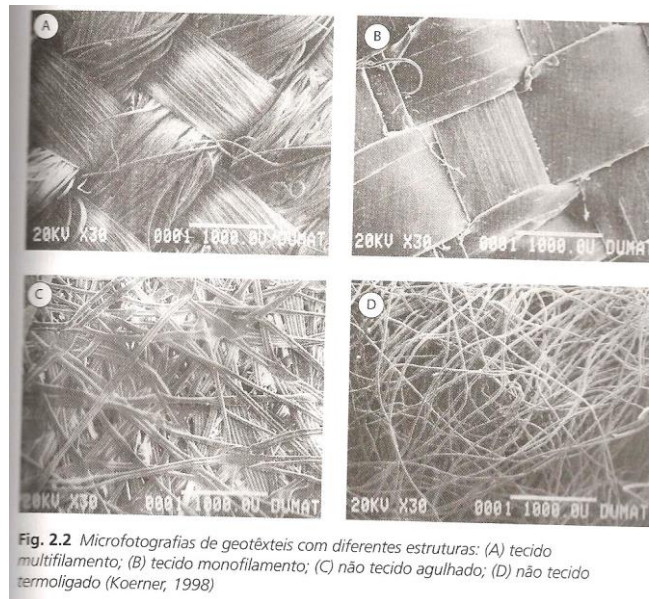


Fig. 2.2 Microfotografias de geotêxteis com diferentes estruturas: (A) tecido multifilamento; (B) tecido monofilamento; (C) não tecido agulhado; (D) não tecido termoligado (Koerner, 1998)

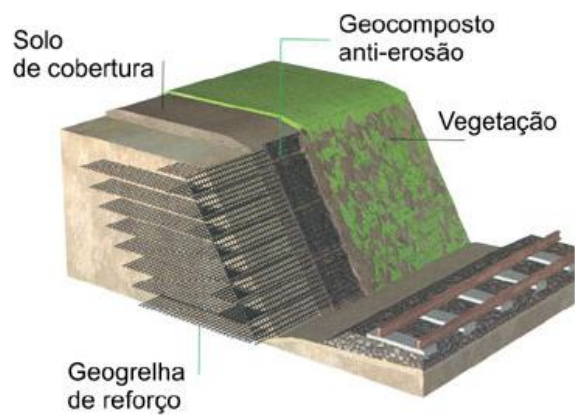
Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

- **Geogrelhas**

As geogrelhas são formadas por grandes filamentos poliméricos unidirecionais de alta densidade dispostos em formato de grelha, com finalidade de aumentar o módulo de rigidez, ter menor deformação e menor fluência ao longo da vida útil.

Figura 09. Geogrelhas dispostas em uma ECSR.

Reforço de Taludes (Geogrelhas)



Fonte: (bff, s.d.)

Figura 10. Execução de geogrelhas em obra.



Fonte: (igsbrasil, s.d.)

- **Geocélulas**

As geocélulas são formadas por arranjos poliméricos tridimensionais com alta densidade, os quais apresentam vazios internos que no processo construtivo são preenchidos por solo. Em geral, as geocélulas apresentam uma maior rigidez em comparação aos demais geossintéticos. A utilização deste tipo de reforço pode ser observada na figura 11.

Figura 11. Geocélulas dispostas em uma ECSR.



Fonte: (geosynthetica, s.d.)

2.4 Dimensionamento da estrutura

2.4.1 Aspectos analisados no dimensionamento:

No dimensionamento são analisados diversos aspectos, são eles:

- As características geométricas da estrutura: altura da estrutura, inclinação da face da estrutura, espaçamento entre os reforços e embutimento do reforço.
- Compactação e características do solo: peso específico do solo, ângulo de atrito e coesão do solo, carga de compactação e carga estrutural para cada camada.
- As características do reforço: tipo de reforço com seu respectivo módulo de rigidez, espessura, largura e tração máxima atuante.

2.4.2 Verificações

As verificações apoiam-se na análise do equilíbrio da estrutura quanto a fatores internos e externos. Os fatores internos fundamentam-se na verificação quanto à ruptura por tração e ao arrancamento dos reforços ao longo da vida útil da ECSR. Os fatores externos fundamentam-se na verificação quanto à ruptura global, ao tombamento, ao deslizamento e a capacidade de carga da estrutura.

2.4.3 Sobrecargas

No caso da ocorrência de sobrecargas para o dimensionamento da estrutura, como as referentes a aterros sob a estrutura, torna-se necessário considerar o somatório das forças provenientes da compactação e do peso próprio - além da força de sobrecarga. Torna-se relevante considerar a aplicação de sobrecargas no caso de ultrapassarem os valores das tensões geradas pela compactação ou no caso da aplicação da sobrecarga após o relaxamento dos reforços, pois neste caso os reforços perderam parte desse acréscimo de tensão gerado pela compactação.

2.5 Fatores determinantes na distribuição dos esforços

2.5.1 Inclinação do talude

O ângulo de inclinação do talude é proporcional aos esforços atuantes sobre a estrutura, ou seja, quanto menor a inclinação, menor é a massa de solo contribuinte para a instabilidade da estrutura.

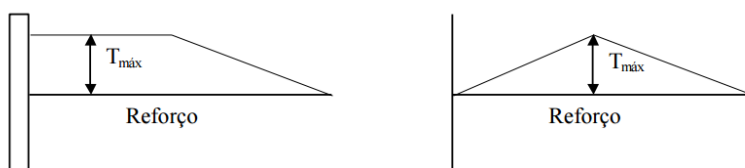
2.5.2 Tipos de reforços

Para diferentes tipos de reforços, o principal fator de influência para a distribuição de esforços ao longo da estrutura é a rigidez. Quanto maior a rigidez, mais rígido se torna o conjunto solo-reforço reduzindo assim a deformação da estrutura. Já com a diminuição da rigidez do reforço, ocorre uma maior deformação causando um alívio de tensões na estrutura.

2.5.3 Tipo de face

Os elementos de face não contribuem, necessariamente, para a estabilidade da estrutura. Portanto servem somente como acabamento estético e de proteção à erosão. As ECSR podem ter dois tipos de face: rígida ou flexível. A face rígida é composta por blocos pré-moldados, já as flexíveis usam a técnica de envelopamento. Um meio termo entre os dois tipos de face é a auto-envelopamento que utiliza o reforço como confinamento lateral e blocos pré-fabricados para compactação. O faceamento lateral da estrutura, neste método executivo pode ser feito de forma manual, visto que o encaixe facilita o nivelamento da estrutura e permite uma boa ancoragem.

Figura 12. Diferença da tensão próximo ao faceamento em condições de face rígida e de face flexível.



Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

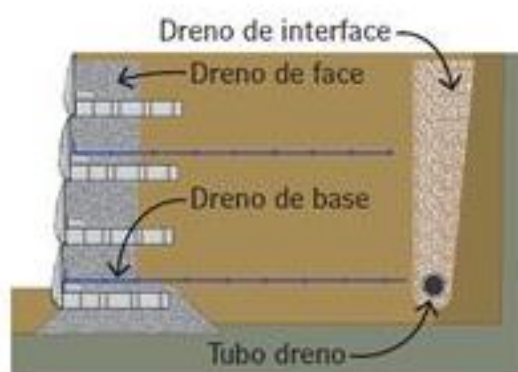
2.5.4 Características do solo e drenagem do terrapleno

Analisando as metodologias na literatura, recomenda-se assumir a hipótese de poropressão nula ao longo de todo maciço de solo, garantindo assim um nível d'água abaixo da ECSR. Com isso, torna-se imprescindível a elaboração de um projeto de drenagem e a execução correta do mesmo.

Caso haja poropressão positiva na estrutura, é correto assumir que a estrutura torna-se mais instável com o aumento do NA, diminuindo a tensão efetiva do solo. No caso da consideração da poropressão em um método de ECSR, será necessário uma análise complexa dos mecanismos de percolação de água por toda a estrutura.

Com intuito de evitar essa diminuição de tensão efetiva na ECSR, recomenda-se a utilização de elementos de drenagem abaixo do maciço e na intersecção do maciço reforçado com o maciço não reforçado. Acima da estrutura, é necessário um sistema que evite a infiltração da água proveniente das chuvas. É válido ressaltar a importância da utilização de filtros nos elementos de drenagem para que não haja a perda de massa da estrutura por meio da fuga de partículas finas de solo.

Figura 13. Esquema de um sistema drenante em uma ECSR.



Fonte: (geoacademy, s.d.)

2.5.5 Compactação

A compactação pode ser realizada mecanicamente ou manualmente, sendo o método e o equipamento a ser utilizado na compactação dependente do tipo de solo e do grau de compactação que se deseja obter. O efeito da compactação é de extrema importância, pois é responsável pelo acréscimo de tensão na estrutura, deixando uma tensão residual horizontal após o descarregamento, advinda do rearranjo estrutural das partículas geradas pelo aumento da densidade e pela redução da porosidade do solo. Tipicamente, este efeito é irrelevante após os 6 m abaixo do topo, visto que o peso próprio da estrutura a partir dessa elevação ultrapassa os esforços gerados pela compactação.

2.5.6 Tipo de Solo

O tipo de solo disponível no local podia ser uma desvantagem a ser considerada neste tipo de estrutura, visto que o transporte de material possui um custo elevado - o que tornaria este método inviável na falta de solos granulares próximos ao local de construção. Entretanto, atualmente já é possível se obter literaturas que utilizam solos finos em ECSR - desde que a qualidade do solo não seja duvidosa e com propriedades mecânicas que atendam o projeto.

2.5.7 Disposição construtiva dos reforços

Os espaçamentos horizontais e verticais devem ser rigorosamente atendidos, assim como o comprimento dos reforços, com intuito de garantir o embutimento na zona resistente previsto no projeto.

2.6 Sequência Construtiva de uma ECSR

A ideia geral da execução de uma ECSR é sobrepor camadas de reforços entre as camadas de solos compactadas. As características que diferenciam a execução deste tipo de contenção são: inclinação do talude, tipo de face, espaçamento entre os reforços, tipo de reforço empregado, método de compactação, drenagem, etc.

O primeiro passo é escavar o terreno até a cota inicial do muro e, se necessário, abrir uma vala para colocação da primeira fiada dos blocos da face. Como a massa de solo está sendo escavada, não é necessário compactar o primeiro nível. Em seguida executa-se a primeira camada de reforço, realiza-se então o aterro e a compactação até o próximo nível do reforço. Este processo é repetido até a cota do topo da estrutura, especificada em projeto.

Figura 14. Compactação de uma ECSR após aterramento.



Fonte: (igsbrasil, s.d.)

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A tabela 01 resume os métodos de dimensionamento das ECSR analisados neste trabalho.

Tabela 01. Resumo dos métodos de dimensionamento das ECSR

Métodos de Dimensionamento	Dantas e Ehrlich (2000)	K-Stiffness Modificado (2008)	FHWA (2010)	Huabei Liu (2014)
Metodologia de cálculo	Condição de Trabalho	Método analítico	Equilíbrio Limite	Condição de Trabalho
Geometria da superfície potencial de ruptura	Bilinear	Trapezoidal	Linear	Hiperbólico
Tipo de Solo	Solo Granular e Coesivo	Solo Granular e Coesivo	Solo Granular	Solo Granular e Coesivo
Tipo de Reforço	Qualquer	Qualquer	Qualquer	Somente geossintético
Considera compactação	Sim	Sim	Não	Sim
Inclinação do Talude	Qualquer	Qualquer	90°	90°

3.1 Avaliação Crítica dos Métodos

3.1.1 Dantas e Ehrlich (2000)

Com Dantas e Ehrlich (2000) houve inovação em comparação a outros métodos de cálculo, considerando uma análise estrutural pela metodologia do trabalho, a qual analisa o estado de tensão-deformação ao longo da ECSR, evidenciando os principais parâmetros, sendo eles: (i) Definição da superfície de ruptura; (ii) Distribuição de tensões no reforços; (iii) Distribuição de tensões horizontais, verticais e de cisalhamento no solo; (iv) Deslocamentos correspondentes na estrutura. Além disso, esse método prevê a influência da compactação do solo e a utilização de diferentes tipos de solos, como, por exemplo, solos argilosos.

3.1.2 R. J. Bathurst, Y. Miyata, A. Nernheim, A. M. Allen, (2008): K-Stiffness Modificado (2008)

Buscando um método menos conservador do que o adotado na época - método simplificado da ASSHTO (2002), Allen et al. (2003) publicou o método do K-Stiffness Modificado em 2008 aplicado a solos granulares levando em consideração a quantidade de finos presentes no solo por meio do fator ϕ_c , de forma a garantir a qualidade do solo, capacidade auto drenante, rigidez e facilidade construtiva. A indisponibilidade de um solo granular adequado próximo ao local da execução da ECSR pode inviabilizar a utilização deste método. Além disso, para o cálculo, este método considera somente reforços extensíveis, no caso geossintéticos.

3.1.3 FHWA (2010)

Este é o método que determina como são feitos os dimensionamentos em ECSR nos EUA, cujas diretrizes são dadas por três órgãos:

- a) AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
- b) FHWA – Federal Highway Administration
- c) NCMA – National Concrete Masonry Association

É importante ressaltar que este método não leva em consideração a compactação do solo, assim como em K-Stiffness modificado, devendo-se atentar às camadas próximas à superfície da estrutura. Este método possui algumas restrições dadas pelo autor, são elas:

- a) Ângulo de Atrito do Solo $\leq 40^\circ$;
- b) $1,8 \leq L_{a, \min} \leq 0,7 \times H$ (m) ($L_{a, \min}$ = embutimento mínimo);
- c) A estrutura sempre estará superdimensionada, ao contrário do método K-Stiffness, visto que não considera o efeito da coesão contribuindo para a estabilidade da estrutura.

3.1.4 Huabei Liu, M.ASCE, Myoung-Soo Won (2014)

Esse método foi desenvolvido para cálculos das ECSR com base em estudos anteriores. O método engloba estruturas com tipos de solos diversos, coesivos e granulares, porém somente prevê em seus cálculos reforços extensíveis, no caso geossintéticos.

O método baseia-se num incremento constante da tensão vertical ($\Delta\sigma_v$) de 0,1 kPa para cada camada, gerando uma variação da deformação horizontal na estrutura ($\Delta\varepsilon_h$). Obtendo, em cada camada, a tensão vertical ($\sigma_{v,i}$) e a tensão horizontal ($\sigma_{h,i}$). Além disso, há consideração da compactação pela mesma metodologia de variação da deformação horizontal na estrutura ($\Delta\varepsilon_h$).

3.2 MEMÓRIAS DE CÁLCULO

3.2.1 Dantas e Ehrlich (2000)

- Seguem os passos sequenciais para cálculo do método:

1) Definir e calcular os parâmetros de entrada referentes à ECSR:

a) Estrutura:

H = Altura de ECSR;

ω = Inclinação do talude;

b) Reforço:

Sv = Espaçamento vertical;

Sh = Espaçamento Horizontal;

EA ou J = Rigidez do reforço;

- Localização do reforço na camada de solo:

σ_{ze} = tensão vertical atuante no reforço devido apenas a uma camada da estrutura;

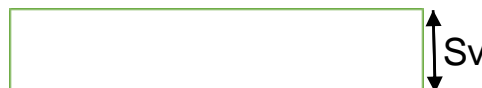
Se o reforço estiver no meio da camada de solo:

$$\sigma_{ze} = \gamma S_v / 2$$



Se o reforço estiver na base da camada:

$$\sigma_{ze} = \gamma S_v$$



c) Solo:

γ_t = Peso específico;

ϕ = Ângulo de atrito;

c = Coesão;

GC = Grau de compactação;

Definir os parâmetros pela tabela 02:

K = Modulo da relação de tensão-deformação do solo;

n = Expoente para a modulação hiperbólica;

R_f = Taxa de falha;

Tabela 02. Parâmetros Hiperbólicos conservativos de solos brasileiros

TAB. 2.3 PARÂMETROS HIPERBÓLICOS CONSERVATIVOS DE SOLOS BRASILEIROS (Marques; Ehrlich; Riccio, 2006)						
Classif. Unific.	GC (%)	γ_m (kN/m ³)	ϕ (°)	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

Coeficiente de empuxo em repouso:

$$K_o = 1 - \sin \phi' \text{ (Jaky 1944),}$$

Coeficiente de empuxo ativo:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2);$$

ν_o = coeficiente de Poisson para carregamento no solo;

$$\nu_o = K_o / (1 + K_o)$$

d) Compactação:

i) Placas vibratórias:

Q = Carga estática equivalente;

A = Área da placa vibratória;

$\sigma_{zc,i}$ = Tensão de Compactação;

$$\sigma_{zc,i} = \frac{Q}{A}$$

ii) Rolos compactadores:

Definir os parâmetros de acordo com a tabela 03:

L = Largura do rolo;

q = Carga estática equivalente;

N_γ = fator de capacidade de carga;

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

$\sigma_{xp,i}$ = Tensão horizontal induzida pela compactação;

$$\sigma_{xp,i} = \nu_o \cdot (1 + k_a) \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot q \cdot \frac{N_\gamma}{L}\right]^{\frac{1}{2}}$$

Tabela 03. Características de alguns rolos compactadores

TAB. 2.5 CARACTERÍSTICAS DE DIVERSOS ROLOS COMPACTADORES VIBRATÓRIOS
(adaptado de Case, 2007; Autramaq, 2007a, 2007b e Dynapac, 2007)

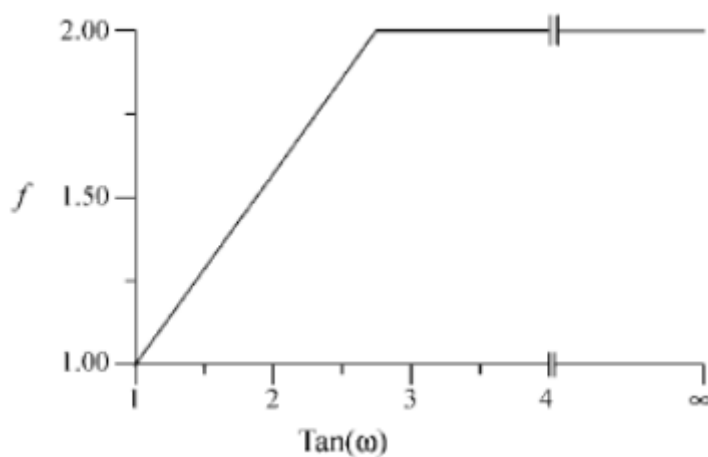
Fabricante	modelo	peso do rolo (kN)	largura do rolo (m)	Carga estática equivalente (kN)	Tensão vertical (kPa)
CASE®	SV216	99,5	2,20	325	*
	SV212	72,3	2,20	277	*
	SV208	39,4	1,70	145	*
	DV201	12,3	1,00	29	*
MÜLLER®	VAP55P	–	1,68	190	*
	VAP70P	–	2,14	320	*
DYNAPAC®	CA134PD	19,6	1,37	89	*
	CA150PD	39,2	1,68	143	*
	CA250PD	72,6	2,13	300	*
	CA500PD	101,0	2,13	300	*

* vide Fig. 2.19.

2) Cálculo geométrico da estrutura:

f = parâmetro geométrico;

Figura 15. Gráfico f x inclinação do talude (w)



Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

Definir os pontos A, B e C na ECSR:

Figura 16. Lugar geométrico dos pontos de tração máxima segundo Dantas e Ehrlich (2000)

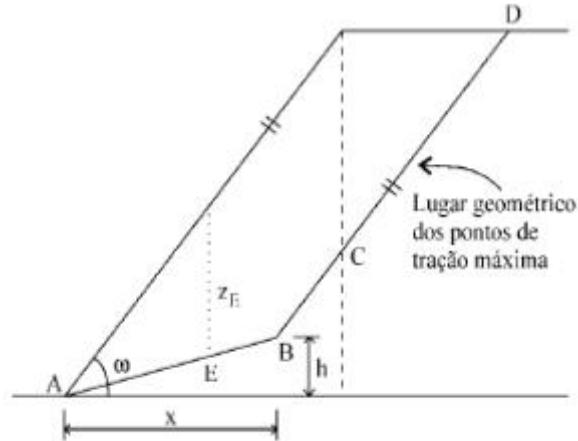


Figura 13. Lugar geométrico dos pontos de tração máxima.

Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

Ponto B:

Para $45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ$

$$x = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{3}$$

Para $65^\circ < \omega < 90^\circ$

$$x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{2}$$

Ponto C:

$$x_C = \frac{H}{\tan \omega}; \quad h_C = h_B + (x_C - x_B) \cdot \tan \omega$$

Definir Z_E para cada camada para calcular σ_z em cada camada:

$$\sigma_z = \gamma \cdot Z_E$$

3) Planos principais:

Para cálculos futuros de carregamento e descarregamento, é necessário o entendimento dos planos principais que serão regidos pela inclinação do talude.

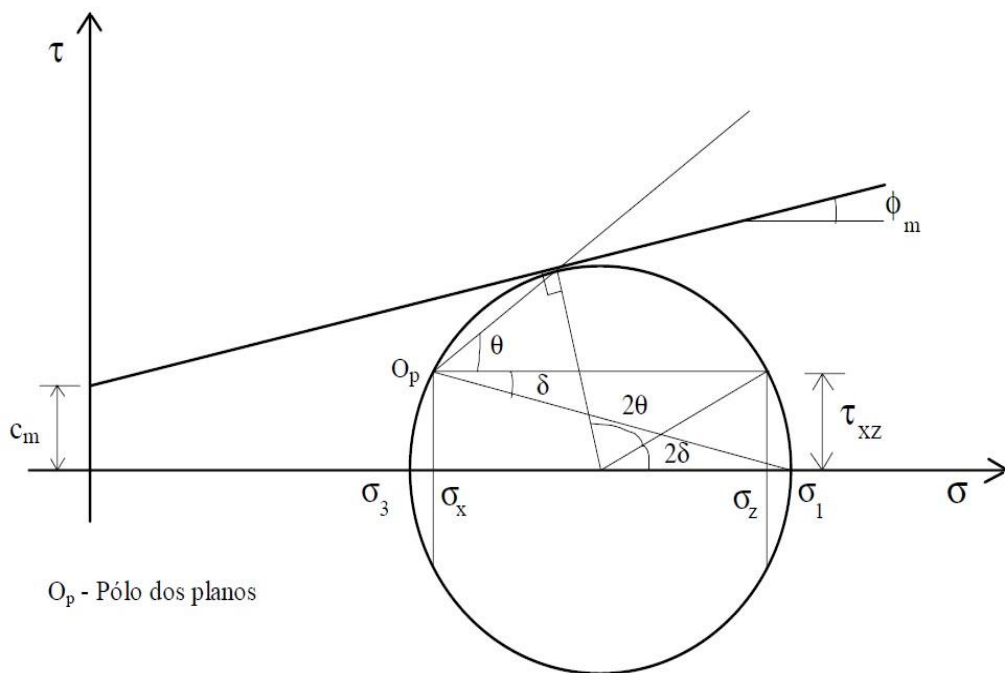
Definir os ângulos:

$$\delta = \begin{cases} \delta_c = \frac{90 - \omega}{2} \\ \delta_d = 0,90 \cdot \delta_c \end{cases}$$

δ_c e δ_d representam a rotação dos planos principais considerando taludes com inclinações menores que 90° ($\omega < 90^\circ$). Com taludes com inclinação de 90° tem-se os planos principais coincidentes com os planos referenciais: vertical (y) e horizontal (x).

Analisando o ciclo Mohr representado pela figura 17, desenvolvido por DANTAS, 2000, pode-se relacionar as tensões correspondentes verticais, horizontais e de cisalhamento com as tensões principais σ_3 e σ_1 .

Figura 17. Ciclo de Mohr



O_p - Pólo dos planos

Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

“onde: δ_c = ângulo que os planos principais fazem com a horizontal ou vertical no carregamento, resultante de $\theta = \frac{\omega + \phi_m}{2}$ (θ = ângulo da superfície potencial de ruptura, adotado, por simplificação, idêntico ao correspondente à condição ativa de Rankine); ϕ_m = ângulo de atrito mobilizado no solo; e δ_d = ângulo que os planos principais fazem com a horizontal ou vertical no descarregamento, considerado de forma a melhor representar os resultados das análises numéricas.” (DANTAS, 1998)

Com isso, torna-se possível adotar a mesma rotação de planos para os coeficientes de empuxos, obtendo:

Para Equação de Carregamento:

$$K_o^p = \frac{1 + K_o - \frac{(1 - K_o)}{\cos 2\delta_c}}{1 + K_o + \frac{(1 - K_o)}{\cos 2\delta_c}}, \quad K_c^p = \frac{1 + K_c - \frac{(1 - K_c)}{\cos 2\delta_c}}{1 + K_c + \frac{(1 - K_c)}{\cos 2\delta_c}},$$

Sendo,

K_o^p = coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento em termos de tensões principais;

K_c^p = coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento em termos de tensões principais;

K_c = coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento;

Para Equação de Descarregamento:

$$K_r^p = \frac{1 + K_r - \frac{(1 - K_r)}{\cos 2\delta_d}}{1 + K_r + \frac{(1 - K_r)}{\cos 2\delta_d}}, \quad K_{\Delta 2}^p = \frac{1 + K_{\Delta 2} - \frac{(1 - K_{\Delta 2})}{\cos 2\delta_d}}{1 + K_{\Delta 2} + \frac{(1 - K_{\Delta 2})}{\cos 2\delta_d}},$$

Sendo,

K_r^p = coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento em termos de tensões principais;

K_r = coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento;

$K_{\Delta 2}^p$ = coeficiente de decréscimo das tensões principais;

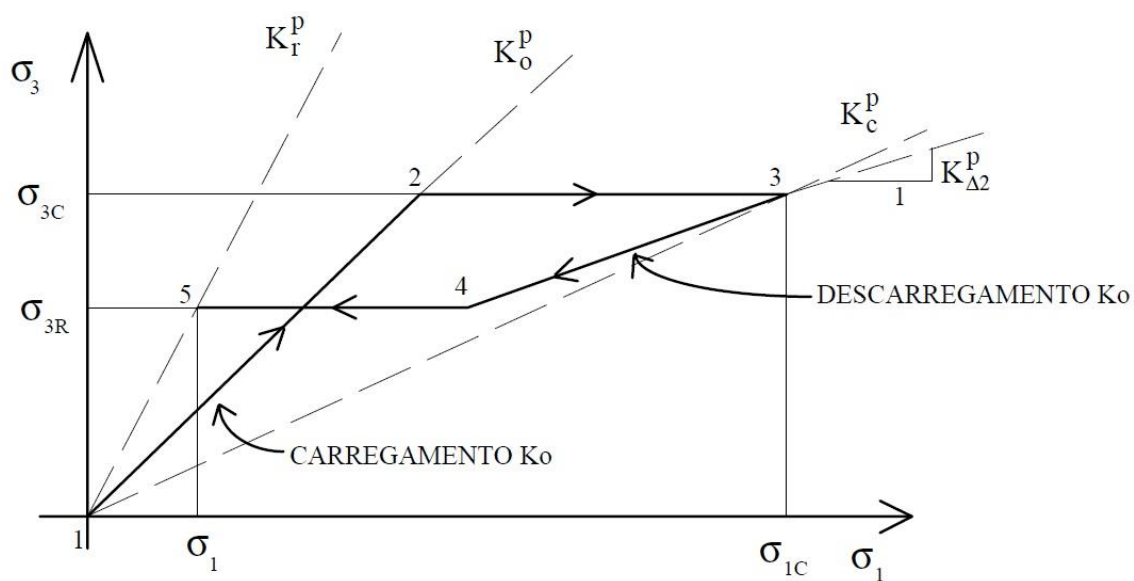
$K_{\Delta 2}$ = coeficiente de decréscimo das tensões horizontal e vertical;

4) Carregamento e Descarregamento

Por meio de dedução analítica para obter a deformação específica no solo, considera-se o histórico de tensões no qual o solo foi submetido. Por isso, o processo de compactação é fundamental para a análise estrutural.

No processo de compactação, o equipamento compactador realiza ações de carregamento e descarregamento ao passar por cima da camada de solo. Para simplificação de cálculo, é desconsiderado o processo de carregamento e de descarregamento de camadas superiores de solo. Está disposto na figura 18, desenvolvido por DANTAS, 2000, demonstrando o processo de carregamento e descarregamento que ilustra a trajetória de tensões principais num ponto de tração máxima na ECSR.

Figura 18. Trajetória de Tensões no ponto de Tração Máx



Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

a) Carregamento

Por meio do cálculo da relação de tensão-deformação no ponto de tensão máxima, encontrou-se a equação de carregamento:

$$\frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{lc} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{K_c \cdot \sigma_{zc} \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{lc}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot$$

$$(K_o \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) -$$

$$\frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{P_a} \right)^n \cdot \left[1 - f \cdot \frac{1 - K_c}{2 \cdot K_c} \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \right] = 0$$

Para solucionar a equação é necessário utilizar as equações:

$$K_o^p = \frac{1 + K_o - \frac{(1 - K_o)}{\cos 2\delta_c}}{1 + K_o + \frac{(1 - K_o)}{\cos 2\delta_c}}, \quad K_c^p = \frac{1 + K_c - \frac{(1 - K_c)}{\cos 2\delta_c}}{1 + K_c + \frac{(1 - K_c)}{\cos 2\delta_c}},$$

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_f}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot P_a} \quad K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \cdot \frac{\left[1 + \frac{c}{(\sigma_{3c} \cdot \tan \phi)} \right]}{R_f} + K_a}$$

Resolvendo as equações dispostas obtém-se os valores de K_{aa} e K_c .

b) Descarregamento

Por meio do mesmo raciocínio da relação tensão-deformação, obtém-se a fórmula de descarregamento:

$$\begin{aligned} & \frac{(1 - \nu_{un}^2)}{\frac{\kappa_{ur}}{\kappa}} \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot \\ & (K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{P_a} \right)^n \cdot \\ & [K_c \cdot \sigma_{zc} - K_r \cdot \sigma_z - f \cdot \left[\frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} - \right. \\ & \left. \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \right]] = 0 \end{aligned}$$

Para solucionar o problema, é necessário as seguintes formulas:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_r) + \left(\frac{1 - K_r}{\cos 2\delta_d} \right) \right];$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_r) - \left(\frac{1 - K_r}{\cos 2\delta_d} \right) \right];$$

e $|1 - K_r|$ é o módulo de $(1 - K_r)$.

Obtêm-se assim os valores de $K_{\Delta 2}$ e K_r .

5) Tensão máxima

A tensão máxima é obtida por meio da análise de carregamento e descarregamento, como mostrado abaixo:

Se a tensão gerada pelo peso das camadas de solo superiores for maior que a tensão gerada pela compactação: utiliza-se a equação de carregamento:

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_c \cdot \sigma_{zc} - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega}$$

Se a tensão gerada pela compactação for maior que a tensão gerada pelo peso das camadas de solo superiores: utiliza-se a equação de descarregamento:

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma_z - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega}$$

3.2.2 R. J. Bathurst, Y. Miyata, A. Nernheim, A. M. Allen, (2008): K-Stiffness Modificado

Uma inovação importante no método proposto por Allen foi a incorporação das rigidezes intermediárias do solo-reforço, na rigidez adotada para o solo, propondo um ponto de vista diferente do método da ASSHTO que era amplamente utilizado na América do Norte, mas analisava somente o equilíbrio limite da ruptura.

- Seguem os passos sequenciais para cálculo do método:

1. Visando determinar a T_{max} , ou seja, a máxima carga aplicada ao reforço

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma_r \cdot (H + h_{EQ}) \cdot S_v \cdot D_{tmax} \cdot \Phi_g \cdot \Phi_{local} \cdot \Phi_{fs} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_c, \text{ onde:}$$

K_0 = Coeficiente de Empuxo no repouso;

H = Altura da ECSR;

h_{EQ} = Altura equivalente de solo de sobrecarga;

S_v = Distância vertical entre as camadas de reforço.

D_{tmax} = parâmetro associado à distribuição de carga na ECSR, variando de 0 a 1, com a seguinte formulação:

$$D_{tmax} = \frac{z+H}{H+S}, \text{ onde:}$$

z = Altura do ponto analisado;

S = Efeito da Sobrecarga:

$$S = \frac{q}{\gamma}$$

Φ_g = fator de influência da rigidez global;

$$\Phi_g = \alpha \left(\frac{S_{global}}{P_a} \right)^\beta, \text{ onde}$$

α , β e P_a são encontrados na Tabela 04 ;

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

J_{ave} = valor médio de resistência à tração considerando todos os níveis de reforço ao longo de toda a altura do muro;

Φ_{local} = fator de rigidez local;

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

$a = 0$ para muros com reforço metálico ou

$a = 1$ para muros com geossintéticos.

$$S_{local} = \left(\frac{J}{S_v}\right)_i$$

$\Phi_{fb} = 1$ para estruturas verticais, ou:

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

d = Componente horizontal do Empuxo Ativo considerando a Inclinação do Talude, o valor é retirado da Tabela 04;

K_{avh} = componente vertical do Empuxo Ativo considerando a face vertical;

Cálculo do Φ_{fs} :

$$\Phi_{fs} = \eta (F_f)^k,$$

Onde:

$$F_f = \frac{1.5 H^4 P_a}{ELb^3 \left(\frac{h_{eff}}{H}\right)}$$

B = Espessura da face;

Lb = Comprimento de revestimento da face;

H = Altura da coluna da face;

E = Módulo de elasticidade da face da parede;

$\frac{h_{eff}}{H}$ = estima a eficiência da face em transmitir o momento para a estrutura;

P_a , η e k = podem ser obtidos através da Tabela 04

Tabela 04. Valores Constantes para o método K-STIFFNESS

Parâmetro	Valor
α	0,25
β	0,25
P_a	101,35 Kpa
n	0,55
κ	0,14
δ	0,25
α	0 ou 1

Tabela 05. Valores típicos de ϕ_{fs}

Situação	ϕ_{fs}
Face com Bloco Modular	0,35
Face Incrementais de concreto pré-moldado	0,50
Outras opções de faceamento	1,00

Cálculo do ϕ_c :

$$\phi_c = 1 - 6.5 \frac{c}{\gamma_r \cdot H}$$

c = coesão do solo

Apesar de incrementar as resistências a movimentos laterais através dos elementos de face e levar em consideração a rigidez local/global da estrutura e a coesão, o método k-stiffness não considera o efeito da compactação do solo.

3.2.3 FHWA (2010)

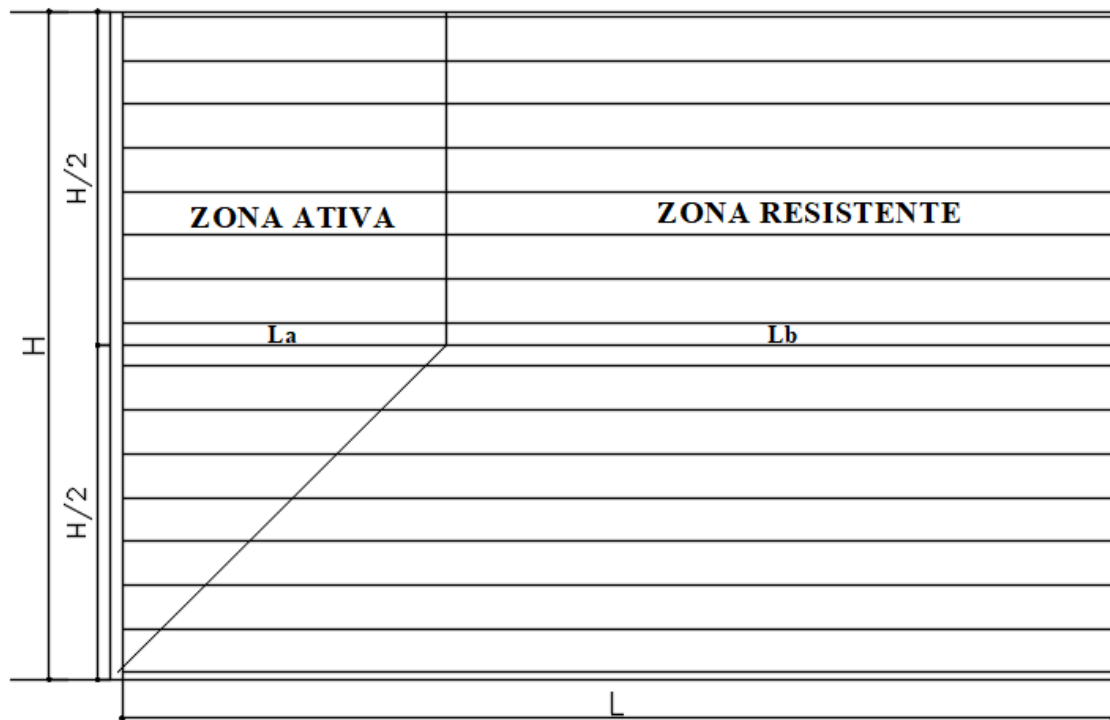
Para o presente estudo, iremos destrinchar o método do equilíbrio limite. A primeira etapa consiste na divisão das ações atuantes na estrutura em transitórias e permanentes. As transitórias são as cargas devido a colisões, passagem de veículos, etc. Já as permanentes estão relacionadas a empuxo, aterros, sobrecargas, etc. Para garantir o bom funcionamento da estrutura, assim como em todos os outros métodos, são considerados coeficientes de segurança para as ações permanentes adotados pelo próprio calculista, obedecendo os limites máximos e mínimos propostos pelo método. Os valores dos coeficientes de segurança devem ser adotados de forma a produzir a situação mais desfavorável para a estrutura.

Tabela 06. Coeficientes de Segurança Segundo FWH (2010)

Coeficientes de Segurança segundo FWH, 2010)		
Tipos de Ações	CS	CS
	Mín	Máx
EH - Empuxos	0,90	1,50
EV - Estabilidade Global	0,00	1,00
EV - Muros de Contenção e Abutments	1,00	1,35
ES - Sobrecargas	0,75	1,50

Para o método do equilíbrio limite, a superfície de ruptura a ser considerada é linear para reforços extensíveis em toda a altura do talude. No caso de reforços inextensíveis essa mesma superfície é linear apenas até a metade da altura ($H/2$) e, a partir desse ponto ela é constante, igual a $0,3H$. Em casos onde o talude é inclinado deve-se recorrer à Teoria de Coulomb e aos métodos simplificados de Bishop (1955), Morgenstern et al (1965), etc. Uma outra alternativa mais simplificada para encontrar a superfície potencial de ruptura é utilizando os softwares disponíveis no mercado.

Figura 19. Exemplificação de Zonas Ativa e Resistentes de uma ECSR



Fonte: Adaptado de FHWA (2010) pelos autores.

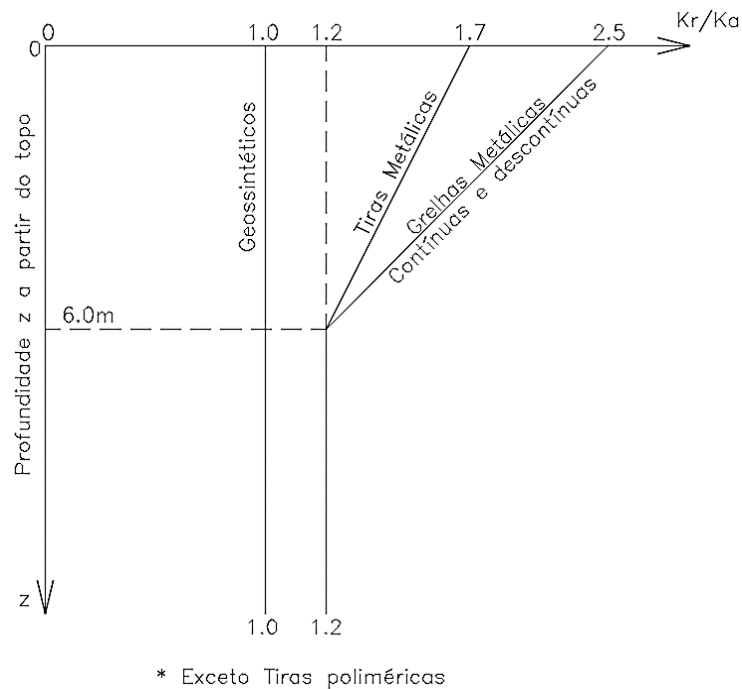
- O primeiro passo para iniciar os cálculos é determinar a relação K_r/K_a , onde

K_r = Coeficiente de Pressão Lateral, onde

$$K_a = K_r \times Coef$$

Este coeficiente está atrelado ao material utilizado no reforço, conforme a figura 20:

Figura 20: Cálculo de Kr



Fonte: FHWA, 2010 (Elias and Christopher, 1997; AASHTO; 2002; & after AASHTO, 2007).

K_a = Coeficiente de Empuxo Lateral Ativo, onde

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ (Eq de Rankine)}$$

➤ Em seguida deve-se obter a tensão vertical em cada nível de reforço

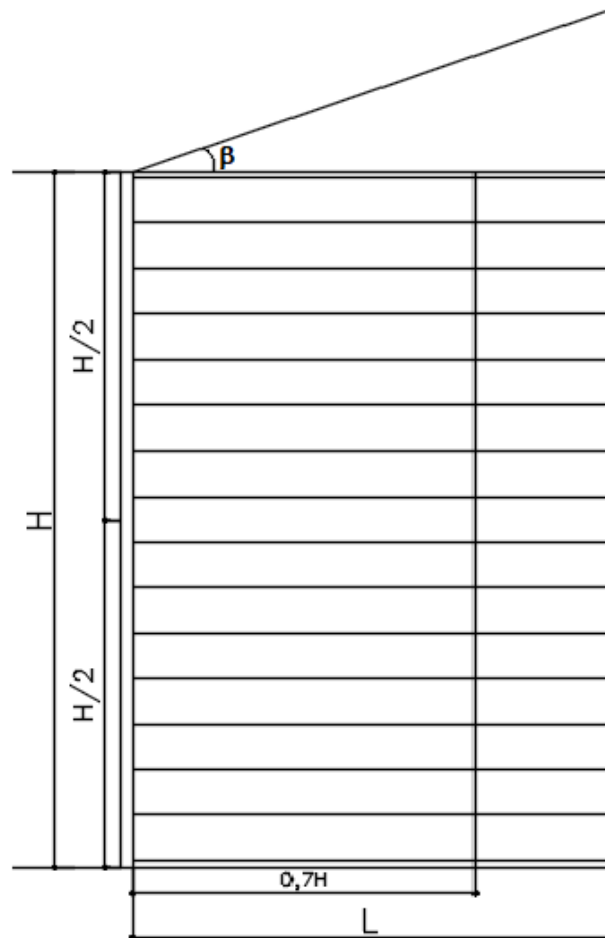
$$\sigma_{v,i} = \gamma_{EV-MAX} [(\gamma_r Z_i) + \Delta\sigma_{v,i}]$$

$\Delta\sigma_{v,i}$ = sobrecargas atuantes sobre a estrutura atuando sob uma altura equivalente ao nível de reforço h_{EQ} .

$$h_{EQ} = \frac{1}{2} 0.7H * \tan \beta, \text{ onde:}$$

β = é o ângulo de inclinação do aterro de sobrecarga.

Figura 21. Cálculo de Sobrecarga



Fonte: Adaptado de FWHA (2010) pelos autores

$$\Delta\sigma_{v,i} = h_{EQ} * \gamma_r$$

γ_r = Peso específico do solo.

Z_i = Altura efetiva de solo sobre o reforço.

γ_{EV-MAX} = Coeficiente de Segurança para ações permanentes.

➤ Agora deve-se calcular a tensão horizontal:

$$\sigma_{H,i} = K_r \sigma_{v,i}$$

➤ E, então, a tensão máxima por metro de comprimento do reforço:

$$T_{MAX,i} = \sigma_{H,i} S_{v,i}$$

- Tração resistente do reforço:

$$T_r = \gamma_s T_{al} , \text{ onde}$$

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{FS_{DI} \cdot FS_{FR} \cdot FS_D}$$

T_{ult}/R_t = Resistência última à tração do reforço.

FS_{DI} = FS devido aos danos provocados durante a instalação.

FS_{FR} = FS devido ao efeito de fluência sob os reforços.

FS_D = FS devido a degradação do reforço ao longo da vida útil da obra.

γ_s = Coeficiente de segurança para a resistência à tração do reforço.

(Conforme a Tabela 07)

Tabela 07. Coeficientes de Segurança para resistência a tração e ao arrancamento do reforço.

Coeficiente de segurança para resistência a tração e ao arrancamento do reforço		
Tipo de reforço	Tipo do carregamento	Coeficiente γ_s
Reforço Metálico	Tiras:	
	Estático	0,75
	Combinação de ações: sismo + estático	1
	Combinação de ações: estático + colisão de veículos em barreiras de tráfego	1
	Grelha:	

	Estático	0,65
	Combinação de ações: sismo + estático	0,85
	Combinação de ações: estático + colisão de veículos em barreiras de tráfego	0,85
Geossintéticos	Carregamento estático	0,9
	Combinação de ações: sismo + carregamento estático	1,2
	Combinação de ações: estático + colisão de veículos	1,2
Resistência ao arrancamento (Reforço metálico e geossintéticos)	Carregamento estático	0,9
	Combinação de ações: estático + sismos	1,2
	Combinação de ações: estática + colisão de veículos	1

➤ Verificar se $T_{MAX,i} \leq T_r$

➤ Verificação da resistência ao arrancamento

$$l_{b,i} \geq \frac{T_{MAX,i}}{F^* \alpha \sigma_{vr} C R_c \gamma_s}, \text{ onde:}$$

F^* = Fator de resistência ao arrancamento, deve ser determinado através de ensaios. Na ausência deles admite-se:

Tabela 08. Demonstração de cálculo de F^* conforme o tipo de reforço

Cálculo de F^*				
	Grelhas Metálicas	Tiras Metálicas com Mossas	Tiras Metálicas Lisas	Geossintéticos
$Z \leq 6$	$F^* = 20 \cdot (t/St)$	$F^* = 1,2 + \log(Cu)$	$F^* = \tan(\varphi)$	$F^* = (2/3)\tan(\varphi)$
$Z > 6$	$F^* = 10 \cdot (t/St)$	$F^* = \tan(\varphi)$	$F^* = \tan(\varphi)$	$F^* = (2/3)\tan(\varphi)$

t = Espessura das Barras;

St = Espaçamento Transversal do Reforço ($St \geq 15$ cm);

Cu = D60/D10 (Quando desconhecido, $F^* = 1,5$);

φ = Ângulo de Atrito do Solo

α = fator de correção ao fator de escala; $\alpha = 1$ (Metálico)

$$\alpha = 0,8 \text{ (Geogrelha)}$$

$$\alpha = 0,6 \text{ (Geotêxteis)}$$

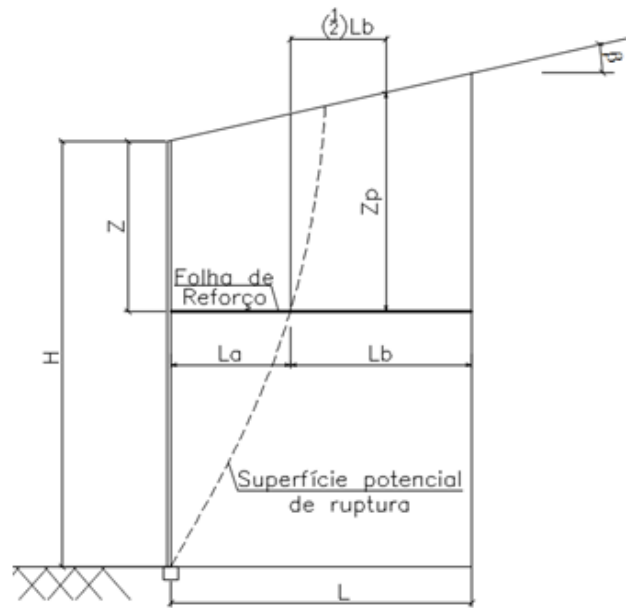
σ_{vr} = Tensão vertical no reforço da zona resistente

Zb = Profundidade do reforço na presença de aterro atuante como sobrecarga na estrutura.

$$\sigma_{vr} = Zb * \gamma_r$$

$$Zb = La + \frac{Lb}{2} + z_i$$

Figura 22. Superfície de Ruptura de uma ECSR segundo FWHA



Fonte: FWHA (2010)

C = N° de faces do reforço que contribuem na resistência ao arrancamento. ($C=2$ na maioria dos casos)

R_c = Coeficiente de segurança em relação ao arrancamento
 $R_c = 1$ para reforço contínuo

γ_s = Coeficiente de segurança em relação ao arrancamento, ver tabela 07

$$L_{a,i} = (H - z_i) \tan \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Para reforço extensível})$$

$$L_i = L_{a,i} + L_{b,i}$$

$$L_{b,i} = 0.8H - L_a - L_{b,i} \text{ Estimado}$$

➤ Verificação quanto ao arrancamento

$$\text{Se } \frac{L_{b,i} \text{ Estimado}}{L_{b,i}} \geq 1.5 \gg (L_{b,i} = L_{b,i} \text{ Estimado})$$

➤ Verificação quanto à ruptura por tração do reforço:

$$\frac{T_{MÁX}}{Tr} \geq 1.5$$

3.2.4 Huabei Liu, M.ASCE, Myoung-Soo Won (2014)

O método proposto especifica a seguinte metodologia:

1. Determinar a composição do solo, propriedades do solo e propriedades do reforço.
2. Determinar as cargas atuantes no solo e no reforço e calcular as tensões correspondentes por camada.
3. Selecionar um incremento de tensão vertical ($\Delta\sigma_v$). Quanto menor o incremento maior será a precisão dos resultados, o método recomenda utilizar o incremento na ordem de 0,1 kPa.
4. Definir a maior tensão entre a tensão gerada pelo peso de solo (q) e a tensão gerada pela compactação (σ_{vc}), obtendo $q' = \max(q, \sigma_{vc})$.
5. Em cada camada correspondente pela tensão vertical (σ_v), Determinar a tensão horizontal I (σ_h) pelas fórmulas descritas abaixo, onde $\sigma_v < \gamma z + q'$ sendo z a altura de solo sob a camada analisada.

$$\Delta\varepsilon_h = \Delta\sigma_v / \left[K \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_v} \right) C_t + \frac{J_t}{S_v} \right]$$

$$\Delta T = J_t \Delta\varepsilon_h \leq K_0 \Delta\sigma_v$$

$$\Delta\sigma_h = \frac{\Delta T}{S_v}$$

$$T = T + \Delta T, \sigma_v = \sigma_v + \Delta\sigma_v, \sigma_h = \sigma_h + \Delta\sigma_h$$

6. Se $q \geq \sigma_{vc}$, o efeito da compactação é desconsiderado nesta camada e a análise é finalizada.

7. No caso de $q < \sigma_{vc}$, calcula-se a redução elástica da tração do reforço (T_r) devido ao processo de carregamento ($\sigma_v = \gamma z + \sigma_{vc}$) e descarregamento ($\sigma_v = \gamma z + q$), conduzido pelas seguintes fórmulas:

$$E_{ur} = k_{ut} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_h}{p_a} \right)^n$$

$$\Delta \varepsilon_h = \frac{\nu (1 + \nu) \Delta \sigma_v}{(1 - \nu^2) J_0 / S_v - E_{ur}}$$

$$\Delta T_r = J_0 \Delta \varepsilon_h$$

8. Obter a tração correspondente devido ao processo de carregamento e descarregamento: $T = T_c - T_r$

4 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS ANALISADOS

4.1 Caso Base

Tabela 09. Parâmetros de Entrada para o caso base.

ECSR	
Parâmetros de Entrada	
Altura da Estrutura	H = 10,00 m
Comprimento do reforço (0,8 H - > usual)	Lr = 8,00 m
Inclinação	w = 90,00 °

Reforço	
Resistência ao arrancamento	Rt = 46,00 kN
Espaçamento Vertical	Sv = 0,50 m
Espaçamento Horizontal	Sh = 1,00 m
Rigidez	J = 800,00
Coef. Segurança	FScr = 2,60
Coef. Segurança	FSd = 1,00
Coef. Segurança	Fsddi = 1,05

Solo	
Peso específico	$\gamma_t = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Ângulo de atrito	$\phi = 35,00^\circ$
coeficiente de formulação hiperbólica	n = 0,40
Módulo de Young para descarregamento e recarregamento	kur = 675,00
Módulo de Young para carregamento	k = 450,00
coesão	c = 0,00 kPa

4.2 Resultados obtidos para cada método

Foram feitas análises paramétricas comparando os resultados obtidos para o caso base apresentado anteriormente e variação dos parâmetros dos solos para os métodos: Dantas e Ehrlich (2000), FHWA (2010), Bathurst (2008) e Huabei Liu et al (2014).

4.2.1 DANTAS (2000)

As tabelas 10 e 11 apresentam o resumo dos resultados dos cálculos feito em excel para o caso base e para diferentes ângulos de atrito (30° e 45°) e para o caso base e diferentes valores de coesão, respectivamente. Na sequência apresentaremos o gráfico com os resultados plotados das respectivas tabelas:

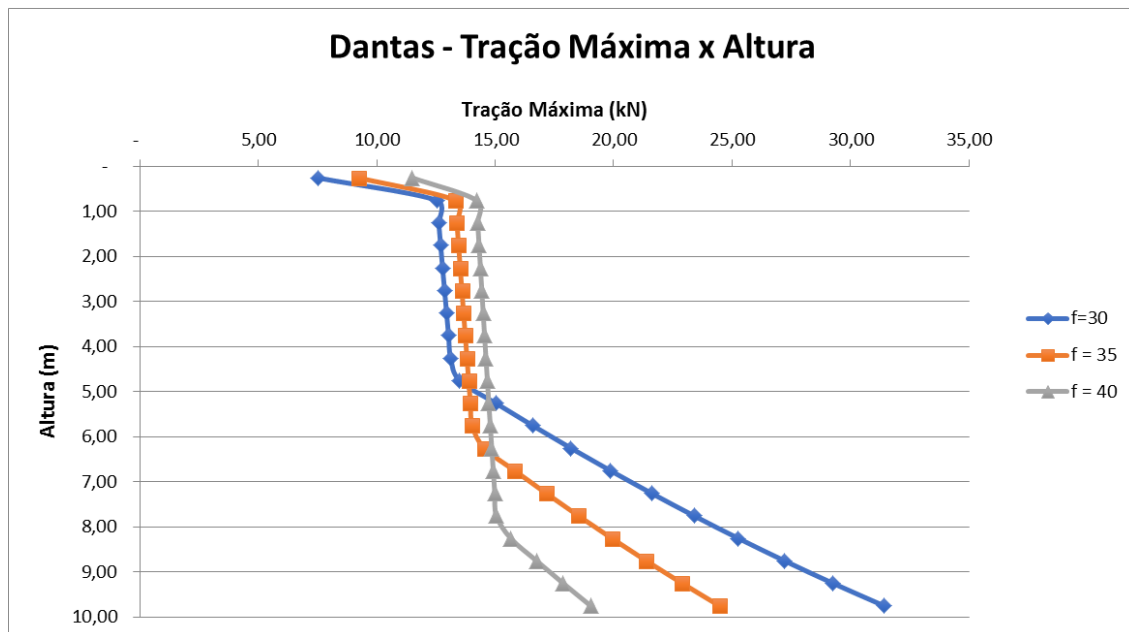
Tabela 10. Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método Dantas e Ehrlich (2000) variando o ângulo de atrito.

Dantas			
	f=30	f=35	f=40
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	7,50	9,23	11,50
0,75	12,53	13,31	14,20
1,25	12,61	13,38	14,26
1,75	12,69	13,45	14,31
2,25	12,77	13,52	14,37
2,75	12,86	13,59	14,43
3,25	12,94	13,66	14,49
3,75	13,03	13,73	14,55
4,25	13,11	13,80	14,60
4,75	13,49	13,87	14,66
5,25	15,02	13,95	14,73
5,75	16,59	14,02	14,79
6,25	18,20	14,54	14,85
6,75	19,87	15,82	14,91
7,25	21,60	17,15	14,98
7,75	23,39	18,51	15,04
8,25	25,26	19,92	15,65
8,75	27,22	21,38	16,75
9,25	29,27	22,90	17,87
9,75	31,43	24,48	19,04

Tabela 11. Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método Dantas e Ehrlich (2000) variando a coesão.

Dantas			
	c=0	c=10	c=20
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	9,23	8,49	5,14
0,75	13,31	8,58	5,24
1,25	13,38	8,66	5,35
1,75	13,45	8,74	5,45
2,25	13,52	8,83	5,55
2,75	13,59	8,91	5,65
3,25	13,66	8,99	5,75
3,75	13,73	9,08	5,86
4,25	13,80	9,16	5,96
4,75	13,87	9,25	6,06
5,25	13,95	9,33	6,16
5,75	14,02	9,42	6,27
6,25	14,54	9,91	6,67
6,75	15,82	11,13	7,64
7,25	17,15	12,40	8,70
7,75	18,51	13,71	9,83
8,25	19,92	15,08	11,03
8,75	21,38	16,50	12,32
9,25	22,90	17,98	13,68
9,75	24,48	19,53	15,13

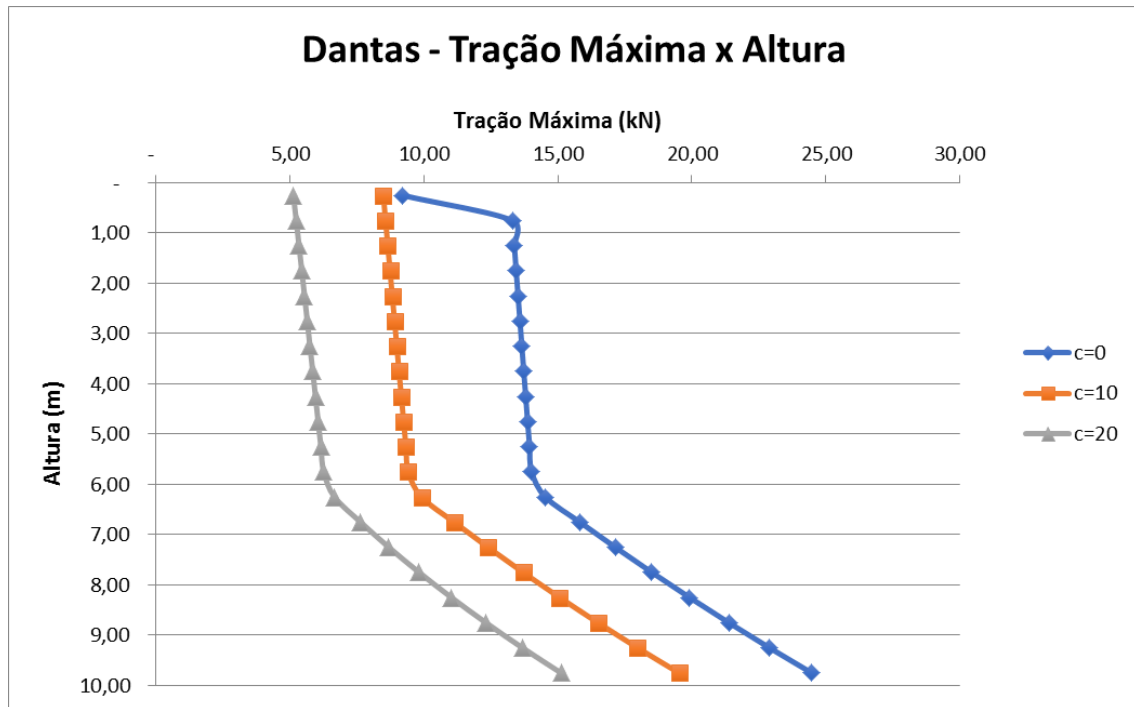
Figura 23: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método Dantas e Ehrlich (2000) para o caso base - variação do ângulo de atrito.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Com base no gráfico da figura 23, observa-se que com o aumento do ângulo de atrito ocorre uma diminuição da tração máxima nas últimas camadas de reforço. Além disso, ocorre o aumento da tensão de compactação gerando o efeito de mais camadas a serem consideradas pelo processo de carregamento e descarregamento, representado pela parte no qual o gráfico fica constante no valor aproximado de 15 kN.

Figura 24: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método Dantas e Ehrlich (2000) para o caso base - variação da coesão.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Com o aumento da coesão observa-se que há diminuição da tração máxima e há um deslocamento lateral diminuindo todas as tensões do gráfico pelo aumento da coesão. Reflexo do rearranjo da microestrutura do solo devido a processos químicos como, por exemplo, o processo de cimentação.

4.2.2 K-Stiffness Modificado (2008)

As tabelas 12 e 13 apresentam o resumo dos resultados dos cálculos feito em excel para o caso base e para diferentes ângulos de atrito (30° e 45°) e para o caso base e diferentes valores de coesão, respectivamente. Na sequência apresentaremos o gráfico com os resultados plotados das respectivas tabelas:

Tabela 12: Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método K-Stiffness Modificado (2008) variando o ângulo de atrito.

K-Stiffness Modificado			
	f=30	f=35	f=40
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	2,72	2,32	1,94
0,75	2,93	2,49	2,09
1,25	3,14	2,68	2,25
1,75	3,37	2,88	2,41
2,25	3,61	3,08	2,58
2,75	3,87	3,30	2,77
3,25	4,14	3,53	2,96
3,75	4,43	3,78	3,17
4,25	4,74	4,04	3,39
4,75	5,07	4,32	3,62
5,25	5,42	4,62	3,87
5,75	5,79	4,94	4,14
6,25	6,19	5,28	4,42
6,75	6,62	5,65	4,73
7,25	7,09	6,04	5,06
7,75	7,59	6,47	5,42
8,25	8,14	6,94	5,81
8,75	8,73	7,45	6,24
9,25	9,38	8,00	6,70
9,75	10,09	8,61	7,21

Tabela 13: Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método K-Stiffness Modificado (2008) variando a coesão.

K-Stiffness Modificado			
	c=0	c=10	c=20
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	1,56	2,32	0,81
0,75	1,68	2,49	0,87
1,25	1,81	2,68	0,94
1,75	1,94	2,88	1,01
2,25	2,08	3,08	1,08
2,75	2,23	3,30	1,16
3,25	2,39	3,53	1,24
3,75	2,55	3,78	1,32
4,25	2,73	4,04	1,41
4,75	2,92	4,32	1,51
5,25	3,12	4,62	1,62
5,75	3,33	4,94	1,73
6,25	3,56	5,28	1,85
6,75	3,81	5,65	1,98
7,25	4,08	6,04	2,12
7,75	4,37	6,47	2,27
8,25	4,68	6,94	2,43
8,75	5,03	7,45	2,61
9,25	5,40	8,00	2,80
9,75	5,81	8,61	3,01

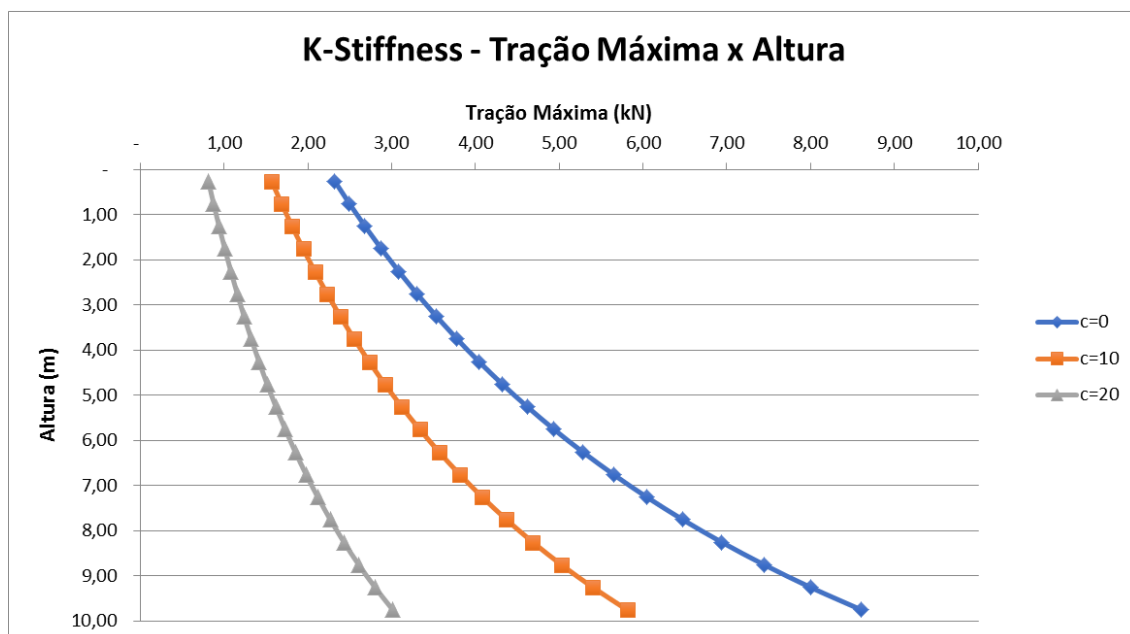
Figura 25: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método K-Stiffness modificado (2008) para o caso base - variação do ângulo de atrito.



Fonte: Elaborado pelos autores.

O gráfico apresentado cresce linearmente em todos os casos e para o nível 1 a tração é bem próxima de zero, porque o método proposto não considera o efeito da compactação, gerando um crescimento quase que linear da tração conforme aumentamos o nível do reforço. Pode-se perceber, também, que o aumento no ângulo de atrito age diretamente na redução da tração do reforço.

Figura 26: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método K-Stiffness modificado (2008) para o caso base - variação da coesão.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Ao aumentarmos a coesão do solo é notável uma diferença mais expressiva na diminuição da tração do reforço do que ao diminuir o ângulo de atrito nas camadas mais profundas da estrutura.

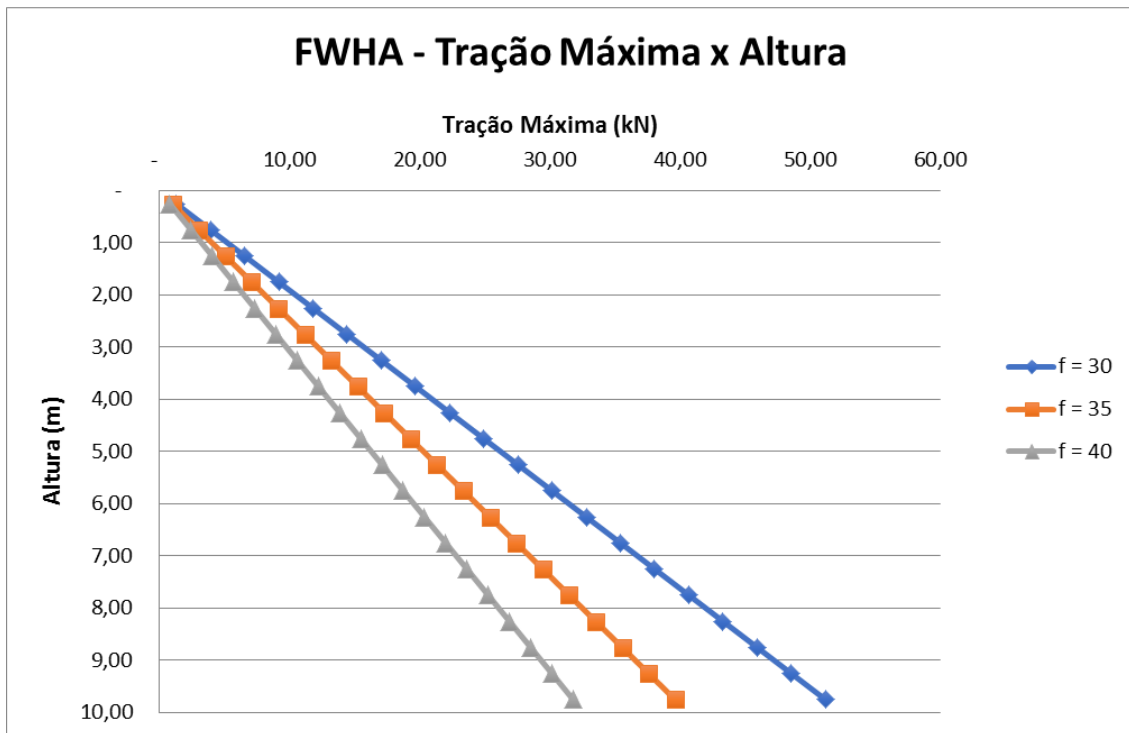
4.2.3 FWHA (2010)

A tabela 14 apresenta o resumo dos resultados dos cálculos feito em excel para o caso base e para diferentes ângulos de atrito (30° e 45°). Neste caso não comparamos a coesão porque o método não considera esse parâmetro do solo. Na sequência apresentaremos o gráfico com os resultados plotados.

Tabela 14. Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método FWHA (2010) variando o ângulo de atrito.

FWHA			
	f = 30	f = 35	f =40
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	1,31	1,02	0,82
0,75	3,94	3,05	2,45
1,25	6,56	5,08	4,08
1,75	9,19	7,11	5,71
2,25	11,81	9,15	7,34
2,75	14,44	11,18	8,97
3,25	17,06	13,21	10,60
3,75	19,69	15,24	12,23
4,25	22,31	17,28	13,86
4,75	24,94	19,31	15,49
5,25	27,56	21,34	17,12
5,75	30,19	23,37	18,75
6,25	32,81	25,41	20,39
6,75	35,44	27,44	22,02
7,25	38,06	29,47	23,65
7,75	40,69	31,50	25,28
8,25	43,31	33,54	26,91
8,75	45,94	35,57	28,54
9,25	48,56	37,60	30,17
9,75	51,19	39,63	31,80

Figura 27: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método FWHA (2010) para o caso base
- variação do ângulo de atrito.



Fonte: Elaborado pelos autores.

À medida que o ângulo de atrito aumenta, o valor de K_a diminui, elevando-se o valor de K_r e aumentando-se, por consequência, a tração. As fórmulas utilizadas para chegar a essa conclusão estão descritas no capítulo 3. Os níveis iniciais do reforço possuem valores muito próximos de 0 porque o método também não considera o efeito da compactação - assim como no método anterior.

4.2.4 Huabei Liu

As tabelas 15 e 16 apresentam o resumo dos resultados dos cálculos feito em excel para o caso base e para diferentes ângulos de atrito (30° e 45°) e para o caso base e diferentes valores de coesão, respectivamente. Na sequência apresentaremos o gráfico com os resultados plotados das respectivas tabelas:

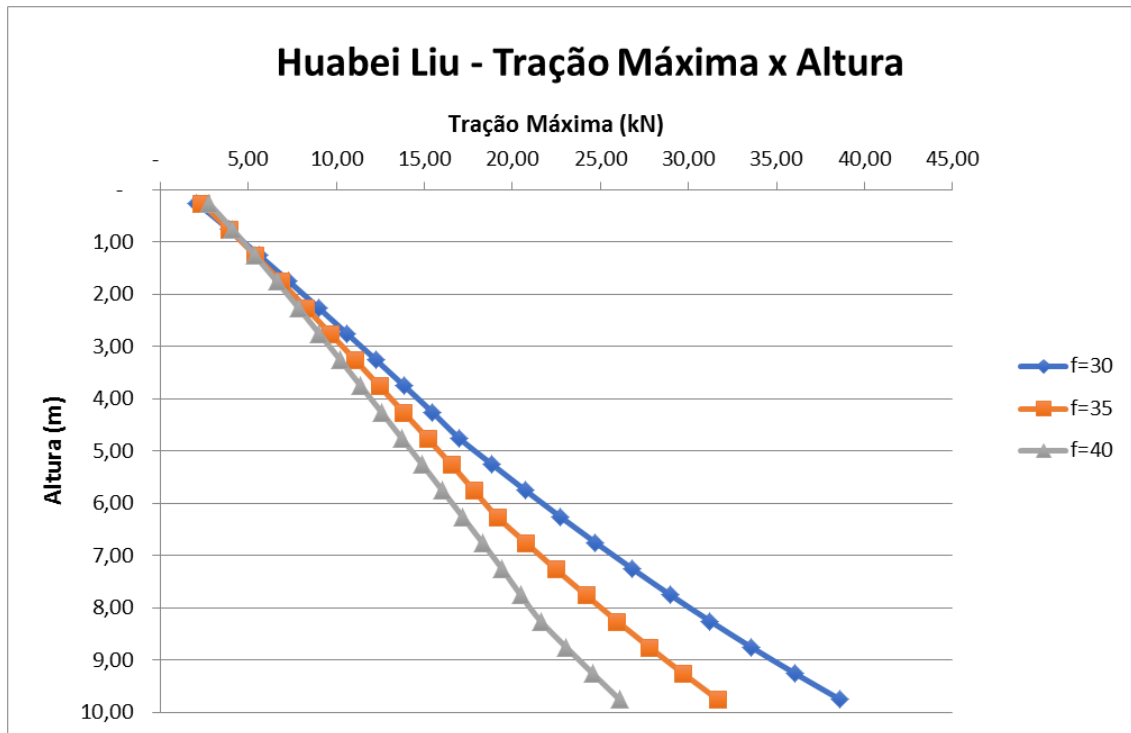
Tabela 15: Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método Huabei Liu variando o ângulo de atrito.

Huabei Liu			
	f=30	f=35	f=40
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	2,07	2,32	2,73
0,75	3,87	3,89	4,09
1,25	5,61	5,39	5,36
1,75	7,30	6,84	6,61
2,25	8,97	8,25	7,83
2,75	10,61	9,66	9,03
3,25	12,24	11,06	10,21
3,75	13,86	12,43	11,38
4,25	15,45	13,81	12,55
4,75	16,97	15,17	13,71
5,25	18,84	16,52	14,87
5,75	20,74	17,81	16,02
6,25	22,70	19,12	17,16
6,75	24,72	20,76	18,29
7,25	26,82	22,43	19,41
7,75	28,97	24,17	20,46
8,25	31,23	25,93	21,60
8,75	33,57	27,78	23,05
9,25	36,04	29,69	24,55
9,75	38,61	31,67	26,08

Tabela 16: Resultado de Tração máxima para os Cálculos pelo método Huabei Liu variando a coesão.

Huabei Liu			
	c=0	c=10	c=20
Z (m)	T (kN)	T (kN)	T (kN)
0,25	2,32	2,03	2,02
0,75	3,89	3,04	2,97
1,25	5,39	4,06	3,87
1,75	6,84	5,11	4,77
2,25	8,25	6,19	5,67
2,75	9,66	7,32	6,61
3,25	11,06	8,48	7,56
3,75	12,43	9,67	8,53
4,25	13,81	10,88	9,53
4,75	15,17	12,10	10,55
5,25	16,52	13,34	11,58
5,75	17,81	14,53	12,59
6,25	19,12	15,75	13,63
6,75	20,76	17,31	15,03
7,25	22,43	18,91	16,48
7,75	24,17	20,59	18,01
8,25	25,93	22,30	19,59
8,75	27,78	24,10	21,27
9,25	29,69	25,96	23,01
9,75	31,67	27,90	24,85

Figura 28: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método Huabei Liu et. al (2014) para o caso base - variação do ângulo de atrito.



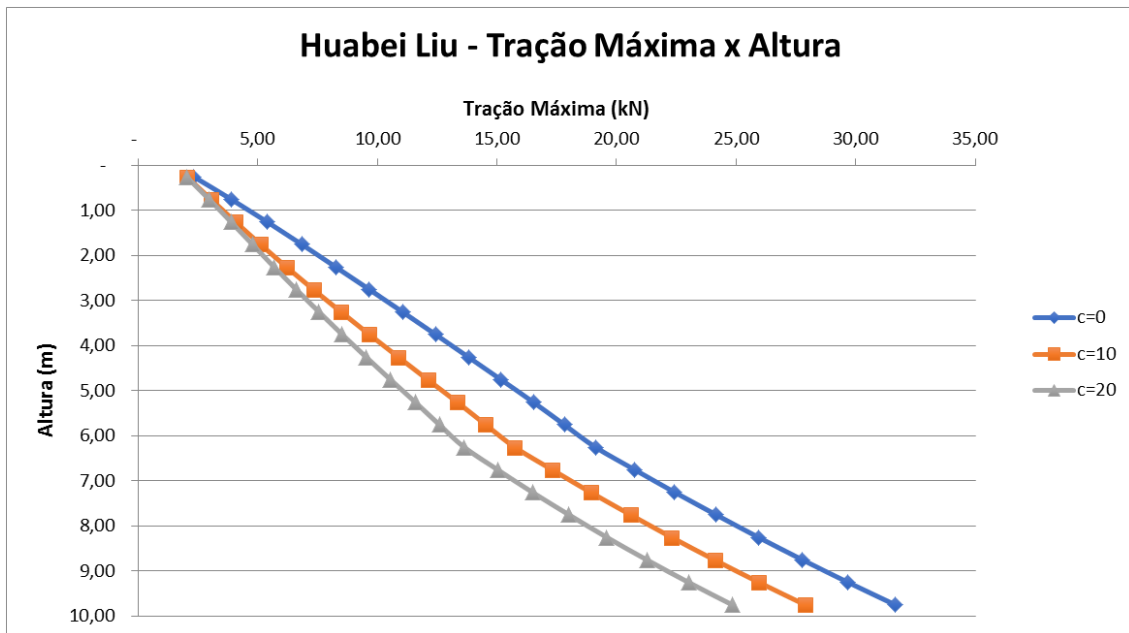
Fonte: Elaborado pelos autores.

Analisando o gráfico da figura 28, é notável que, com o aumento do ângulo de atrito, ocorre uma diminuição da tração máxima nas últimas camadas de reforço e pode aproximar-se cada gráfico como duas retas com um ponto de inflexão, ponto no qual a tensão gerada pelo peso de solo (carregamento) ultrapassa a tensão gerada pela compactação (carregamento e descarregamento).

Com isso, ocorre uma variação do gradiente linear gerado pela consideração da compactação. Isso pode ser percebido nas camadas:

- Com $\phi = 30^\circ$ a partir de $z = 4,75$ m;
- Com $\phi = 35^\circ$ a partir de $z = 6,25$ m;
- Com $\phi = 40^\circ$ a partir $z = 8,25$ m;

Figura 29: Gráfico Altura x Tração máxima, utilizando o método Huabei Liu et. al (2014) para o caso base - variação da coesão.



Fonte: Elaborado pelos autores.

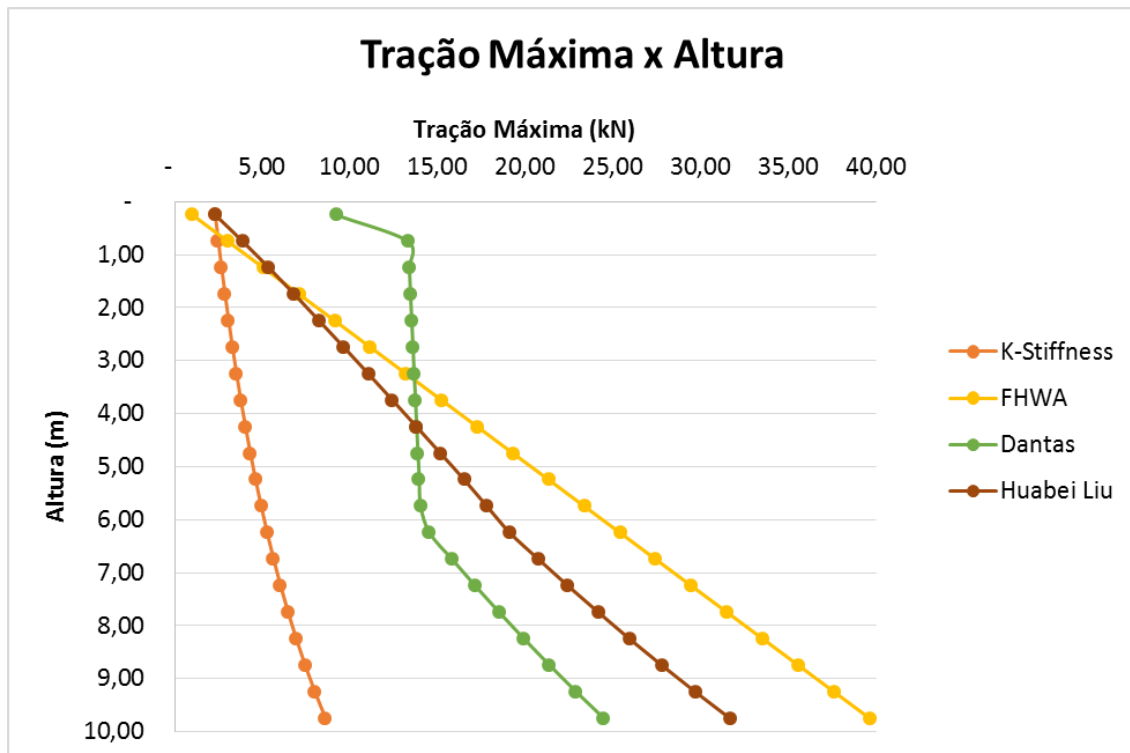
Com o aumento da coesão observa-se que há diminuição da tração máxima. Como abordado anteriormente, para todas as coesões o ponto de inflexão é o mesmo, pois não muda o valor da tensão de compactação.

Para o método apresentado, somente engloba reforços extensíveis pois o mesmo método considera uma variação de rigidez pelo histórico de tensões aplicadas no reforço, a qual considera varia de uma rigidez inicial (J_0) para uma rigidez tangencial (J_t).

4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS MÉTODOS

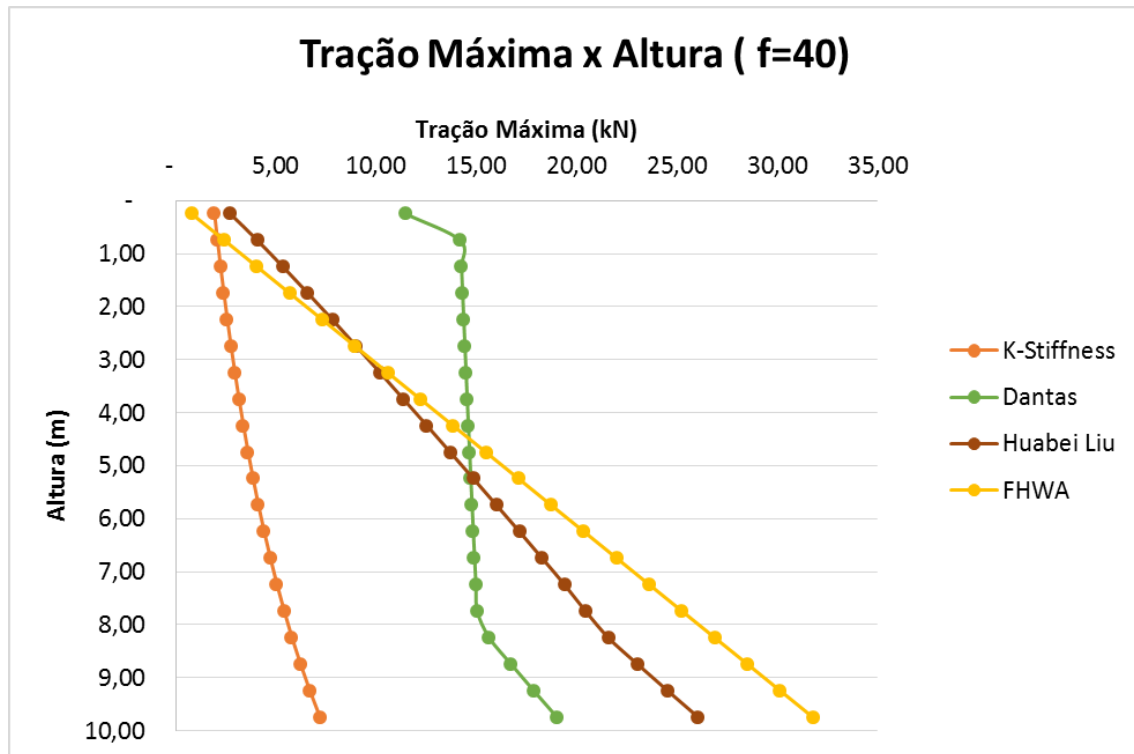
Nos Gráficos das figuras 30 e 31, apresentaremos os resultados de todos os métodos sobrepostos para o caso base, variação da coesão e ângulo de atrito, respectivamente:

Figura 30: Gráfico Altura x Tração máxima, comparando os 4 métodos para o caso base.



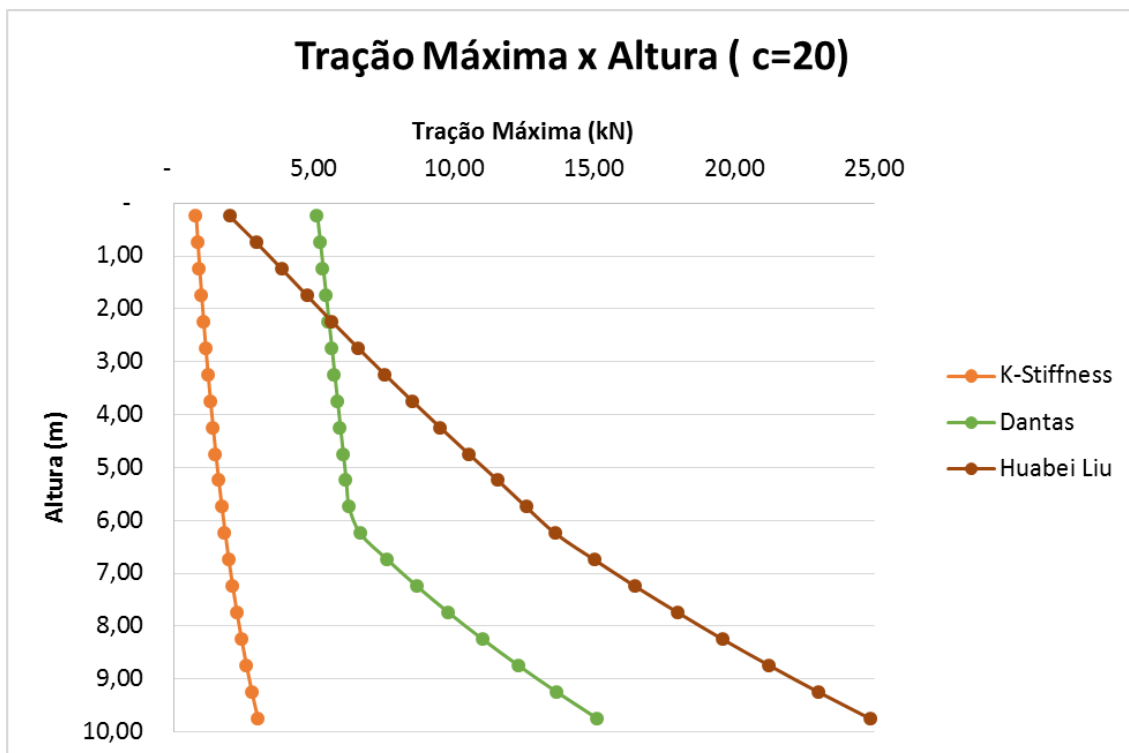
Fonte: Elaborado pelos autores.

Figura 31: Gráfico Altura x Tração máxima, comparando os 4 métodos com ângulo de atrito de 40°



Fonte: Elaborado pelos autores.

Figura 32: Gráfico Altura x Tração máxima, comparando os 4 métodos com coesão de 20.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Analisando os resultados, percebe-se que o método Dantas e do Huabei Liu possuem um mesmo ponto geométrico onde a tensão de compactação passa a ser significativa. Isso ocorre porque foi utilizada a mesma tensão de compactação para os dois métodos. A partir deste ponto a tensão gerada pelo peso do solo é maior do que a tensão de compactação. Além disso, pode-se perceber que este ponto não é alterado ao variarmos a coesão do solo, mas varia ao alterarmos o ângulo de atrito, porque esse ponto geométrico não é alterado ao variar a coesão do solo, visto que o método utilizado para determinação da tensão de compactação não leva a coesão em consideração, entretanto, ele é alterado ao variarmos o ângulo de atrito do solo, como é possível perceber nas figuras 30 e 31.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho foram apresentados estudos atualizados para estruturas de contenção de solos reforçado (ECSR) abordando quatro diferentes métodos de dimensionamento.

Para todos os métodos é de extrema importância determinar os parâmetros corretos do solo e do reforço utilizado, utilizando-se de normas e procedimentos experimentais. Além de selecionar o melhor método de análise para cada caso estrutural.

Assim, o método FWHA (2010) apresenta valores mais conservadores para o caso de solos não granulares, gerando um superdimensionamento na estrutura por não considerar o efeito da coesão e da compactação.

O método K-Stiffness Modificado (2008) apresenta valores menores do que os outros métodos apresentados devido à limitação no fator de distribuição da tração, o qual é limitado a 1,00. Caso contrário, obteriam-se valores próximos aos dos outros métodos.

Para o método Huabei Liu (2014) utiliza-se da adição de pequenos incrementos de carga e trata a estrutura de forma não linear, entretanto, para os níveis iniciais do reforço, localizados no topo da estrutura onde o efeito da compactação é predominante, os resultados apresentados pelo método não evidenciam esse efeito. Pois os valores gerados pela compactação são praticamente desprezíveis.

Por fim, o método proposto por Dantas (2000) já indicou evidências do efeito da compactação para as camadas iniciais, mostrando-se ser um método robusto e menos conservador para as camadas iniciais. Com isso, observa-se a complexidade da função do engenheiro geotécnico ao coletar, ensaiar e analisar os parâmetros do solo-reforço e em desenvolver a modelagem matemática de forma adequada para cada situação encontrada pelo mesmo - não devendo se restringir a apenas um método e sim a toda uma bibliografia para manejar tanto os custos de execução, quanto o correto funcionamento e manutenção da estrutura.

6 REFERÊNCIAS

DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho. *Solos e Rochas*, Rio de Janeiro, v. 23, n. 2, 2000a.

DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. *Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho*. 1998. Dissertação (Mestrado) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

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

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

HUABEI LIU, M.ASCE; AND MYOUNG-SOO WON, 2014 , Stress Dilatancy and Reinforcement Loadof Vertical-Reinforced Soil Composite: Analytical Method, *Journal of Engineering Mechanics* ASCE, Vol. 140, No. 3.

Y. MIYATA, R.J. BATHURST (2008). Development of the K-stiffness method forgeosynthetic reinforced soil walls constructed with c-fi soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 10.1139.

GILL, S.A. GIROUD, J.P. JURAN, I. MITCHELL, J. K. SHLOSSER, F. DUNNICLIFF, J. Reinforced soil strutuctures – Vol 1. Design and construction guidelines. Publication FHWA-RD-89-043. Federal Highway Administration. Washington. 1990ba

DANTAS, BRUNO TEIXEIRA Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho [Rio de Janeiro] 2004 XIII, 209 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2004)

WILSON-FAHMY, R. F., & KOERNER, R. M. (1993). Finitee element modelling of soil-geogrid interaction with application to the behaviour of geogrids in a pull-out loading condition. *Geotextiles and Geormembranes Journal*, 12, 479-501.

Koerner, R. M. (1998). Designing with geosynthetics (4 ed.). New Jersey: Prentice-Hall.

MELLO (2014), BEATRIZ MASSIMINO, Equipamento para realização de ensaios de tração confinada e aquecida em geossintéticos. Pós-Graduação UNESP, São Paulo. Acesso em 02 de maio de 2021, disponível em unesp: <https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/124506/000837546.pdf;jsessionid=F22E1E76C868D598FAD649D2BFE69AFA?sequence=1>

IGSBRASIL. (s.d.). Fechamento de Aterro Classe 1 com utilização de geossintéticos e muros reforçados com face em geocélulas de PEAD. Acesso em 28 de novembro de 2020, disponível em aecweb: <https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/06/CCO-2018-2o-LUGAR-Fechamento-de-Aterro-Classe-1-com-utiliza%C3%A7%C3%A3o-de-geossint%C3%A9ticos-e-muros-refor%C3%A7ados-com-face-em-geoc%C3%A9lulas-de-PEAD.pdf>

IGSBRASIL. (s.d.). Utilização de geogrelhas como elemento de reforço nas contenções de viaduto do Lote 28 da duplicação da BR-101 em SC. Acesso em 28 de novembro de 2020, disponível em aecweb: <https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/06/CCO-2018-3o-LUGAR-Utiliza%C3%A7%C3%A3o-de-geogrelhas-como-elemento-de-refor%C3%A7o-nas-conten%C3%A7%C3%B5es-de-viaduto-do-Lote-28-da-duplica%C3%A7%C3%A3o-da-BR-101-em-SC.pdf>

IGSBRASIL. (s.d.). Emprego de geossintéticos para recomposição de talude com recuperação da geometria original e uso de solo local. Acesso em 05 de dezembro de 2020, disponível em aecweb: <https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/06/CCO-2012-2o-Lugar-Emprego-de-geossint%C3%A9ticos-para-recomposi%C3%A7%C3%A3o-de-talude-com-recupera%C3%A7%C3%A3o-da-geometria-original-e-uso-de-solo-local.pdf>

UNIVAP. (s.d.). POTENCIALIDADE DOS GEOTÊXTEIS NÃO-TECIDOS XV INIC / XI EPG - UNIVAP. 2011. Acesso em 05 de dezembro de 2020, disponível em aecweb:

http://www.inicepg.univap.br/cd/INIC_2011/anais/arquivos/RE_0152_0464_01.pdf

BFF. (s.d.). Empresa de tecnologias do Ambiente. Acesso em 05 de dezembro de 2020, disponível em aecweb: <http://www.bbf.pt/index2.asp?Destino=geotecnica-taludesgrelha.asp&Menu=menugeotecnica.asp>

SCHOROEDER. (s.d.). Schoroeder cosntruções. Acesso em 12 de dezembro de 2020, disponível em aecweb: <https://schoroeder.com.br/servicos>

GEOACADEMY. (s.d.). Drenagem em estruturas de solo reforçado. Acesso em 12 de dezembro de 2020, disponível em aecweb: <https://geoacademy.com.br/courses/manual-tecnico-para-reforco-de-muros-e-taludes/lectures/1566070>

Geosynthetica. (s.d.). Estudo desenvolve método de cálculo de solo reforçado com geocélula. Acesso em 22 de maio de 2021, disponível em aecweb: <https://www.geosynthetica.net.br/estudo-desenvolve-metodo-de-calculo-de-solo-reforcado-com-geocelula/>