

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Curso de Engenharia Civil

Projeto Integrado

**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS EM SOLO
REFORÇADO ATRAVÉS DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS**

Aluna: Gisele Machado Mota

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Co-Orientadora: Eng. Ms. Cristina Francischetto Schmidt

GUARATINGUETÁ

2011



**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS EM SOLO
REFORÇADO ATRAVÉS DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS**

Projeto Integrado apresentado na Disciplina
Projeto Integrado II do Departamento de
Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia
do Campus de Guaratinguetá, Universidade
Estadual Paulista, como parte dos requisitos
para obtenção do diploma de Graduação em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Co-Orientadora: Eng. Ms. Cristina Francischetto Schmidt

GUARATINGUETÁ

2011

M149c	<p>Mota, Gisele Machado Comparação de métodos de dimensionamento de muros em solo reforçado através de programas computacionais / Gisele Machado Mota – Guaratinguetá : [s.n], 2011. 83 f. : il. Bibliografia : f. 71</p> <p>Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2011. Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes Coorientadora: Cristina Francischetto Schmidt</p> <p>1. Mecânica do solo I. Título</p>
-------	--

CDU 624.131

unesp

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
CAMPUS DE GUARATINGUETÁ

**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS EM
SOLO REFORÇADO ATRAVÉS DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS**


GISELE MACHADO MOTA

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO PARTE DO
REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. Sílvia Jorge Coelho Simões

Coordenador


Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Orientador


Eng. Dr. Paulo Brugger

Membro da banca examinadora


Prof. Dr. LUIZ EDUARDO DE OLIVEIRA

Membro da banca examinadora

Dezembro de 2011

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer aqui a todos que fizeram parte do meu processo de formação acadêmica.

Agradecer...

Primeiramente a Deus, pela minha vida, saúde e inteligência. Pelas oportunidades de estudo, pelas portas que se fecharam e se abriram me conduzindo até aqui.

Aos meus pais Alcides e Fátima por todo amor, por sempre guiarem meus passos e pelo apoio em todas as fases de minha vida.

Aos meus irmãos Renata e Rafael, meus sobrinhos Guilherme e Giovana, simplesmente por serem minha paixão e parte da minha motivação.

Aos meus familiares de Jacareí, pela hospedagem durante o período de realização do meu estágio de conclusão de curso, e também por todo carinho e apoio dado neste tempo.

Aos professores do departamento de engenharia civil da FEG por todo conhecimento transmitido, todas as lições dadas dentro e fora da sala de aula.

Aos meus colegas de classe, da república e do estágio, pela amizade e companheirismo todo esse tempo, especialmente à Luiza, Bruno, Carol e Bia.

A George Bernardes, Cristina Schmidt e Paulo Brugger pelas orientações e discussões fundamentais durante a realização deste trabalho.

E por fim à Huesker, pela oportunidade de fazer parte da sua equipe, de realizar este trabalho, e aos meus colegas de trabalho por todo o aprendizado, confiança e companheirismo durante meu estágio.

RESUMO

MOTA, G. M. **COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS EM SOLO REFORÇADO ATRAVÉS DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS**. 2011. 96f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2011.

Nos últimos anos vários métodos de dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado têm sido desenvolvidos, porém onde o uso de cada um deles se mostra mais vantajoso?

Este trabalho foi concebido com o intuito de fazer o estudo de um caso histórico, de um muro em solo reforçado com face vegetada de 27,6 metros de altura, cujo dimensionamento foi analisado através de um método de cálculo e alguns softwares computacionais específicos para o uso em geotecnia.

Com esse estudo espera-se um resultado capaz de mostrar as principais características de cada método e onde ele pode ser melhor aplicado.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintéticos, muro verde, solo reforçado, análises de estabilidade.

RÉSUMÉ

MOTA, G. M. **COMPARAISON DES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DE MURS EN REMBLAIS RENFORCÉ PARMIS DE LOGICIELS INFORMATIQUES.** 2011. 96f. Project de fin d'études (Graduation em Génie Civil) – Faculté de Génie, Campus Guaratinguetá, Université de l'Etat de São Paulo, Guaratinguetá, 2011.

Dans ces dernières années, plusieurs méthodes de dimensionnement d'ouvrages de soutènement en sol renforcé ont été développés, mais la doute c'est où l'utilisation de chacun d'eux se révèle plus avantageux?

Ce travail a été conçu avec l'objectif de faire une étude d'un cas historiques d'un mur en remblais renforcé avec parement végétal de 27,6 mètres de haut, dont la conception a été analysé en utilisant une méthode de calcul et des logiciels informatiques spécifiques à l'utilisation dans le domaine géotechnique.

Avec cette étudesont attendus de résultats capable de présenter les principales caractéristiques de chaque méthode et où il peut le mieux être appliquée.

MOTS CLÉS: Geosynthétiques, Mur vert, Remblais renforcé, Analyse de stabilité.

SUMÁRIO

Lista de tabelas	xii
Lista de figuras	xiii
Equações.....	xv
1. Introdução.....	1
2. CONCEITUAÇÃO TEÓRICA.....	3
2.1. Tipos de muros	3
2.1.1. Muro de gravidade	3
2.1.2. Muro de flexão.....	4
2.1.3. Solo grampeado	4
2.1.4. Cortina atirantada.....	5
2.1.5. Estruturas em malha de aço de dupla torção (Gabião e Terramesh).....	5
2.1.6. Terra armada	9
2.1.7. Muros em solo reforçado.....	11
3. MURO VERDE.....	14
3.1. Tipo de reforço	14
3.2. Tipo de paramento	15
3.3. Reforços	17
3.4. Drenagem	17
3.5. Material de reaterro.....	17
3.6. Metodologia de execução.....	18
4. GEOSSINTÉTICOS	20
4.1. Tipos e funções	20
4.2. Aplicações	23
4.3. Geogrelha de PVA	24
4.4. Propriedades	26

4.4.1.	Propriedades Físicas	26
4.4.2.	Propriedades Mecânicas.....	27
4.4.2.1.	Resistência à tração, $T_{\text{máx}}$ (kN/m), alongamento sob tração, ε (%), e módulo de rigidez à tração, J (kN/m)	27
4.4.2.2.	Comportamento em fluência	28
4.4.2.3.	Resistência a esforços de instalação	29
4.4.2.4.	Resistência à degradação ambiental	29
4.4.2.5.	Interação mecânica com o solo envolvente	29
4.4.2.6.	Fatores de redução	31
4.5.	Comportamento dos solos.....	33
5.	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM SOLO REFORÇADO	39
5.1.	Métodos de cálculo	39
5.2.	Análise de estabilidade externa.....	39
5.3.	Análise de estabilidade interna	39
5.4.	O caminho das tensões	40
5.5.	Método de cálculo desenvolvido por Maurício Ehrlich e James K. Mitchell	41
5.6.	GGu-Stability.....	46
6.	ANÁLISE DE UM CASO HISTÓRICO	50
6.1.	Descrição.....	50
6.2.	Análises de estabilidade.....	52
6.2.1.	Do dimensionamento Externo.....	52
6.2.2.	Do dimensionamento Interno.....	56
6.3.	Desenvolvimento da planilha	56
6.4.	Análises a partir do GGU-Stability	62
7.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	65
8.	CONCLUSÕES.....	69
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA.....	70

ANEXO I:.....	73
ANEXO II:	74
ANEXO III:	75
ANEXO IV:	76
ANEXO V:	77
ANEXO VI:	78
ANEXO VII:.....	79
ANEXO VIII:.....	80
ANEXO IX:	81
ANEXO X:	82
ANEXO XI:	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Matérias-primas mais utilizadas na fabricação de geossintéticos (Adaptada de Vertematti, 2004).	21
Tabela 4.2 – Funções dos diferentes geossintéticos nos projetos de engenharia (Vertematti, 2004).	24
Tabela 4.3 – Valores de fator de redução recomendados para a determinação da resistência a tração máxima da geogrelha, Koerner, 1998.....	33
Tabela 4.4 – Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos brasileiros (Marques; Ehrlich; Riccio, 2006).	36
Tabela 4.5 – Parâmetros hiperbólicos conservativos de diversos solos (Duncan et al.,1980). 35	
Tabela 6.1 – Passo 1: Fatores de segurança e condições mecânicas (Ehrlich, 2009).....	56
Tabela 6.2 – Passo 1: Dados do solo.....	57
Tabela 6.3 – Passo 2: Tensões e Espaçamentos.	58
Tabela 6.4 – Passo 3: Dados Geogrelha: Rigidez relativa.....	58
Tabela 6.5 – Passo 4: Cálculo de K_c	59
Tabela 6.6 – Passo 5: Cálculo de K_r	59
Tabela 6.7 – Valores complementares.	59
Tabela 6.8 – Cálculo da tensão de tração máxima atuando no reforço.	60
Tabela 6.9 – Valores de $T_{m\acute{a}x}$ para o muro estudado.	61
Tabela 7.1 – Resultado das análises de estabilidade para o Muro Verde estudado.....	65

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Muro de gravidade (Luft e Abe, 2004).	3
Figura 2.2 – Muro de flexão (Menezes, 2011).	4
Figura 2.3 – Solo grampeado (Burgardt, 2011).	5
Figura 2.4 – Muro de ancorado (Burgardt, 2011).	5
Figura 2.5 – Diferentes configurações para muros de gabião (Mota, 2010).	6
Figura 2.6 – Caixa em tela de aço para muro de gabião (Mota, 2010).	6
Figura 2.7 – Sistema Terramesh (Caixa em tela de aço com camada de reforço) (Mota, 2010).	7
Figura 2.8 – Sistema Terramesh Verde (Mota, 2010).	8
Figura 2.9 – Sistema Terramesh Mineral (Mota, 2010).	8
Figura 2.10 – Sistema Terramesh Mineral (Mota, 2010).	9
Figura 2.11 – Reforço em geossintético para estruturas em terra armada (Mota, 2010).	10
Figura 2.12 – Reforço em geossintético para estruturas em terra armada (Mota, 2010).	10
Figura 2.13 – Muro em solo reforçado (Vertematti, 2004).	11
Figura 2.14 – Muro em solo reforçado com face em blocos de concreto (Leal, 2011).	12
Figura 2.15 – Muro em solo reforçado com face envelopada (Vertematti, 2004).	13
Figura 3.1 – Seção transversal típica de muro com sistema autoenvelopado e faceamento vegetal (Muro Verde) (Leal, 2011).	14
Figura 3.2 – Seção transversal típica de muro com sistema autoenvelopado com ancoragem superior (Erlich, 2009).	16
Figura 3.3 – Seção transversal típica de muro com sistema autoenvelopado com ancoragem inferior (Erlich, 2009).	16
Figura 3.4 – Procedimento construtivo de muro com sistema autoenvelopado e faceamento vegetal (Silva ET al., 2008).	19
Figura 4.1 – Tipos de geotêxteis (Huesker, 2011).	22
Figura 4.2 – Tipos de geogrelhas (Huesker, 2011).	23
Figura 4.3 – Compatibilidade de deformação da geogrelha de PVA – Fortrac com o solo (Silva ET al., 2008).	25
Figura 4.4 – Comparação das deformações entre geogrelhas de PVA, PET e ARAMIDA (Huesker, 2011).	26

Figura 4.5 – Curvas obtidas do ensaio de fluência para ensaio de faixa larga com geogrelhas de PVA (Silva ET al., 2008).	26
Figura 4.6 – Curva carga-alongamento.	28
Figura 4.7 – Curva de referência para ruptura sob tração por fluência – determinação de T_{ref} (Vertematti, 2004).	29
Figura 4.8 – Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Ehrlich, 2009). ..	34
Figura 4.9 – Sistema Unificado de Classificação dos solos (Ehrlich, 2009).	38
Figura 5.1 – O Caminho das tensões (Ehrlich e Mitchell, 1994).	41
Figura 5.2 – Equilíbrio interno da massa de solo reforçado (Ehrlich e Mitchell, 1994).	42
Figura 5.3 – Tensões de tração atuantes no reforço.	49
Figura 6.1 – Muro Verde Residencial Jardins das Flores, Santana do Parnaíba/SP.	51
Figura 6.2 – Seção transversal do Muro.	51
Figura 6.3 – Forças e variáveis envolvidas nas análises de estabilidade externas (Ehrlich, 2009).	52
Figura 6.4 – Ponto de atuação de $T_{máx}$ para reforço de taludes íngremes (Dantas; Ehrlich, 2000a).	62
Figura 6.5 – Ponto de atuação de $T_{máx}$	63
Figura 7.1 – Tensões consideradas nos métodos de cálculo aplicados.	66
Figura 7.2 – Círculos de ruptura para análise de estabilidade global nos softwares Plaxis (A) e GGU-Stability (B).	67

EQUAÇÕES

4-1 – Cálculo da Tensão de aderência dolo-reforço.....	30
4-2 – Coeficiente dedelizamento.....	31
4-3 – Coeficiente de interação	31
4-4 – Cálculo do Fator de segurança global.....	32
4-5 – Cálculo da resistência à tração disponível.....	32
4-6 – Condição: resistência à tração disponível deve ser maior ou igual à resistência à tração requerida.....	32
4-7 – Resistência à tração máxima	32
4-8 – Relação hiperbólica	34
4-9 – Relação para o módulo de tangente inicial.....	34
4-10 – Razão de ruptura, R_f	35
4-11 – Critério de ruptura Mohr-Coulomb	35
4-12 – Módulo tangente de carregamento-descarregamento.....	35
5-1 – Cálculo da tensão de tração máxima no reforço.....	42
5-2 – Máxima tensão horizontal induzida	43
5-3 – Coeficiente de Poisson no repouso	43
5-4 – Coeficiente de empuxo no repouso	43
5-5 – Coeficiente de Empuxo Ativo (Rankine).....	43
5-6 – Coeficiente de Empuxo Passivo (Rankine)	43
5-7 – Coeficiente de Capacidade de carga.....	43
5-8 – Máxima tensão atuante em cada camada	44
5-9 – Coeficiente de empuxo residual ao final da construção K_r	44
5-10 – Índice de rigidez relativa, S_i	44
5-11 – Coeficiente de Poisson para descarregamento	44
5-12 – Coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento	44
5-13 – Coeficiente de empuxo K_c	44
5-14 – Coeficiente K_{aa}	45
5-15 – Razão de sobreadensamento (OCR)	45
5-16 – Fator de segurança quanto à ruptura do reforço	45
5-17 – Tensão admissível.....	45

5-18 – Cálculo do Fator de Segurança pela teoria de Bishop usada no software GGU-Stability	46
5-19 – Força Tangencial Resistiva pela teoria de Bishop usada no software GGU-Stability ..	46
5-20 – Cálculo do Fator de Segurança pela teoria de Janbu usada no software GGU-Stability	46
5-21 – Força Tangencial Resistiva pela teoria de Janbu usada no software GGU-Stability ...	47
5-22 – Equação de cisalhamento do solo	48
5-23 – Cálculo da tensão de tração atuante entre círculo-terreno natural.....	48
5-24 – Cálculo da tensão de tração atuante entre círculo-face.....	48

1. INTRODUÇÃO

Em muitos casos taludes de terra têm que ser construídos mais íngremes do que os parâmetros de resistência do solo permitem, ao longo de décadas esse problema vem sendo resolvido pela construção de muros de contenção de diferentes tipos e com o uso de diferentes materiais (pedra, alvenaria, concreto armado, reforços...).

No começo dos anos 60 a idéia de solo reforçado foi desenvolvida e introduzida com sucesso por Henry Vidal usando tiras de aço como reforço de solo. As tiras horizontais fornecem forças adicionais de contenção mantendo até mesmo taludes de inclinações verticais, estáveis. O próximo passo no desenvolvimento desse sistema de contenção foi aplicar tiras geossintéticas ao invés de aço devido sua durabilidade e razões financeiras, combinando-o com diferentes tipos de faceamento (Alexiew, 2004).

O desenvolvimento continuado introduziu o geossintético em toda a largura do reforço por meio de grelhas, ao invés de tiras, reforçando o solo de contenção por completo. Esta última solução provou ser muito eficiente ao longo desses anos concedendo estabilidade, servicibilidade e facilidade de construção, durabilidade e custo, onde incertezas e heterogeneidades do aterro de preenchimento passam a ser menos críticas. Estabeleceu-se aí o princípio do conceito de solo de contenção reforçado com geossintéticos.

As condicionantes de projeto de muros de solo reforçado são bastante permissíveis, a geometria pode ser facilmente adaptada à geometria do terreno e à geometria requerida por rodovias e ferrovias, a facilidade de construção de inclinações e curvaturas permitindo a estrutura de se adaptar ao ambiente. Os diferentes tipos de material que podem ser usados no faceamento também fazem parte das vantagens desse sistema, inclusive vegetação pode ser implantada, promovendo uma completa integração da estrutura ao meio ambiente, tipo este de faceamento que será estudado neste trabalho.

A facilidade de execução, utilizando-se de equipamentos comuns às obras de terra pelo mundo, e qualidade assegurada e controle bem estabelecido, tem tornado este tipo de estrutura bastante popular ao longo dos anos, aumentando a experiência envolvida em sua construção.

Com tudo isso surgiu a necessidade do desenvolvimento e aperfeiçoamento dos métodos de cálculo desse tipo de estrutura, além do desenvolvimento de diferentes softwares de dimensionamento que tem sido feito nas últimas décadas. Porém esses métodos conduzem a resultados diferentes devido ao uso de diferentes premissas.

Desta forma pretende-se neste trabalho, avaliar os diferentes métodos de dimensionamento estudados e seus respectivos resultados, com o intuito de apresentar ao final do estudo as vantagens, desvantagens e/ou a aplicabilidade de cada um deles.

Neste trabalho será então mostrado o estudo de um caso histórico projetado e executado com reforço geossintético em geogrelhas de PVA tipo Fortrac da empresa Huesker Ltda. Trata-se de um muro de 27,6 metros de altura, inclinação 3V:1H, faceado por sacos de terra vegetal, “encaixado” em talude natural distante 50 metros de uma nascente, ou seja, limite entre o terreno a ser usado para loteamento e uma área de preservação ambiental.

Esta estrutura será redimensionada através de um método de cálculo desenvolvido por Maurício Ehrlich e James K. Mitchell em 1994, através de um software de análise de estabilidade, o GGU-Stability, e em seguida comparado os resultados destas análises.

2. CONCEITUAÇÃO TEÓRICA

Denomina-se obras de contenção, aqueles projetos que se utilizam de elementos (sistemas) destinados a contrapor-se aos esforços provenientes das sobrecargas acidentais ou permanentes, suportando o empuxo de terra e conferindo segurança a um talude. Trata-se de elementos muito úteis em vários projetos de engenharia como barragens, atracadouros, píeres, pontes, rodovias, etc., permitindo maior aproveitamento do espaço sobre o terrapleno ou à sua frente.

Essas estruturas devem, de acordo com a NBR 11682:2009, ser projetadas para suportar uma sobrecarga acidental mínima de 20kPa distribuída sobre a superfície do terreno contido, além é claro dos esforços vindos do solo.

2.1. Tipos de muros

2.1.1. Muro de gravidade

São os muros formados de uma estrutura monolítica que com o peso próprio deve garantir a estabilidade da estrutura se opondo aos empuxos horizontais, sendo usado geralmente para conter pequenos desníveis. Pode ser construído de tijolos, concreto simples ou armado, alvenaria de pedra argamassada ou pedra seca, gabiões ou elementos especiais.

As verificações da estabilidade devem ser realizadas no dimensionamento, garantindo estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga do solo de fundação.

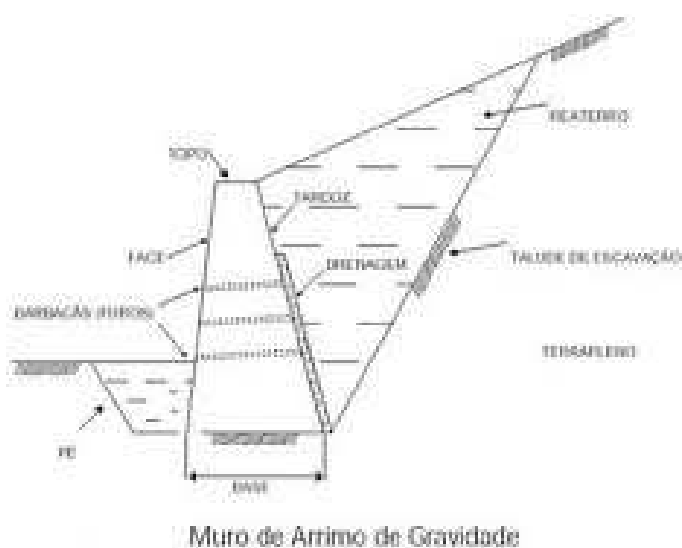


Figura 2.1 – Muro de gravidade (Luft e Abe, 2004).

2.1.2. Muro de flexão

São os muros que se utilizam de parte do peso próprio do maciço suportado que se apóia sobre sua base para manter o equilíbrio resistindo desta forma aos esforços através flexão.

Deve-se, no seu dimensionamento, atender os critérios de estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga do solo de fundação, e ainda da verificação de estabilidade estrutural das peças que constituem o muro.



Figura 2.2 – Muro de flexão (Menezes, 2011).

2.1.3. Solo grampeado

Solo grampeado são as estruturas compostas de tirantes (cabos de aço de alta resistência) ancorados no terreno, envolvidos em calda de cimento injetado a alta pressão, que têm a função de estabilizar esta estrutura, sendo que estes tirantes podem ser em grelhas, placas, em contrafortes ou contínuos.

Eles devem ser executados quando a altura de escavação é grande e o terreno induz pressões elevadas, ou quando se queira uma estrutura com deformações compatíveis com exigências de projeto.

O funcionamento desse sistema se dá pelo tencionamento da armadura que permite a cortina resistir eficazmente às pressões do terreno. O dimensionamento deve atender à verificação estrutural das peças constituintes da estrutura, para os tirantes injetados e aos fatores de segurança.



Figura 2.3 – Solo grampeado (Burgardt, 2011).

2.1.4. Cortina atirantada

São muros feitos de concreto e tirantes que se apóiam no interior do solo profundamente, fora de uma possível zona de movimentação em caso de deslizamento. São normalmente usadas quando se possui pouco espaço, em cortes de talude e onde a instalação dos tirantes não interfere em outras estruturas ao redor do mesmo.



Figura 2.4 – Muro de ancorado (Burgardt, 2011).

2.1.5. Estruturas em malha de aço de dupla torção (Gabião e Terramesh)

Gabião

Um muro de reforço feito de gabião caixa é uma estrutura homogênea, flexível e monolítica que resiste a todas as solicitações com a possibilidade de trabalhar em tração, cisalhamento e compressão.

Sua geometria permite obter diferentes configurações desejadas: com “gradins” internos ou externos (Figura 2.5), inclinações, diferentes tipos de fundações (direta, em profundidade, etc).

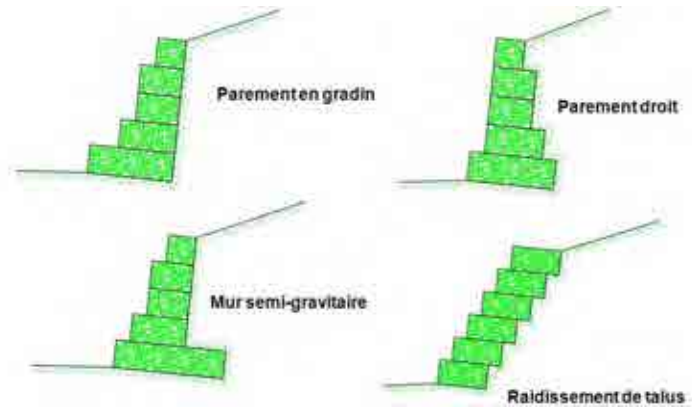


Figura 2.5 – Diferentes configurações para muros de gabião (Mota, 2010).

Além disso é uma estrutura que devido sua grande flexibilidade permite absorver os recalques diferenciais sob o muro, cuja estrutura irá se acomodar bem no formato do terreno, sem romper e conservando todas suas características de contenção.

Uma questão importante para este tipo de estrutura é quanto ao material constituinte do aterro de preenchimento do muro. Deve-se procurar sempre por um material não argiloso e de granulometria grossa a fim de se garantir a boa percolação de água através dos dispositivos de drenagem localizados, impedindo que ela se acumule, e evitando todo o problema de pressões hidrostáticas no terreno, que é geralmente a origem de numerosas patologias em obras de concreto.

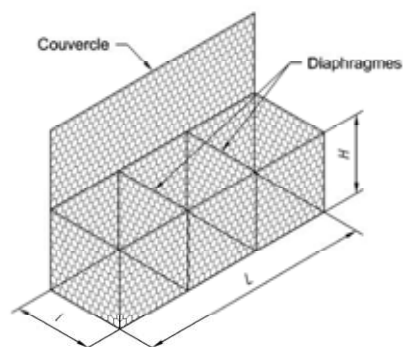


Figura 2.6 – Caixa em tela de aço para muro de gabião (Mota, 2010).

As dimensões destes muros poder ser muito variáveis, com alturas que vão de 2 a 6 m e até mais de 6 m para casos especiais.

As verificações de estabilidade de muros de gravidade em gabião são as mesmas que para obras clássicas de muro de gravidade: verificações de estabilidade interna, externa e global.

Sistema Terramesh

Esta estrutura é composta de uma gabião como paramento de face e uma camada em tela de aço que se estende através do aterro atrás da contenção trabalhando como reforço do solo.

A = Diaphragme en grillage hexagonale double torsion
B = Élément Terramesh® System en grillage double torsion

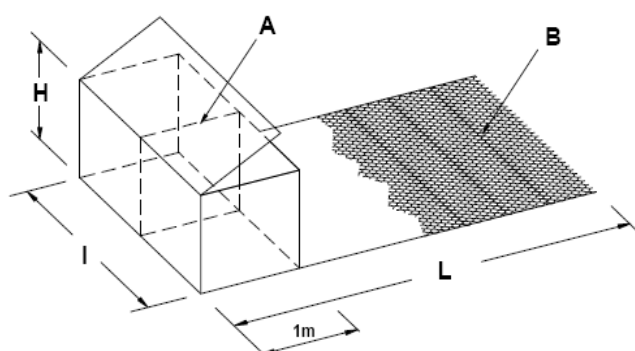


Figura 2.7 – Sistema Terramesh (Caixa em tela de aço com camada de reforço) (Mota, 2010).

Terramesh Verde

Esta estrutura é composta de um paramento e uma camada de reforço em tela de aço de dupla torção. Junto ao paramento é instalada uma fibra natural do tipo biomanta ou geocompósito que asseguram um suporte ao crescimento de vegetação à face.

São estruturas destinadas à obras de contenção em aterro reforçado com face vegetal.

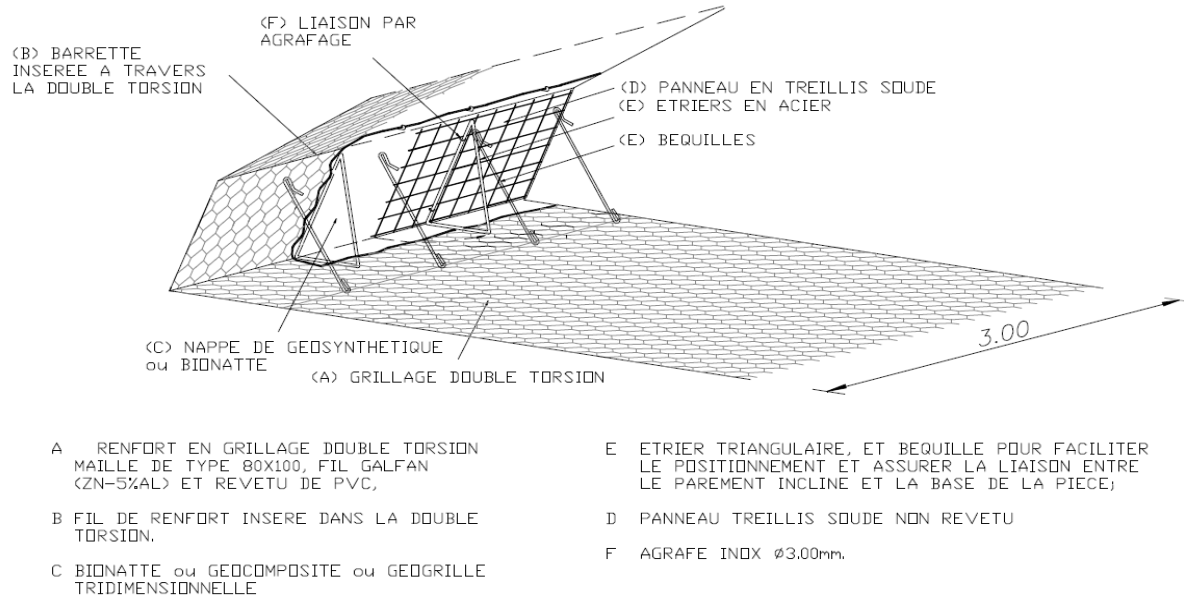


Figura 2.8 – Sistema Terramesh Verde (Mota, 2010).

Terramesh Mineral

É uma estrutura composta de uma camada de tela de aço em dupla torção e um paramento em um painel de tela eletrosoldadas em forma de “L”. Ao se construir as camadas desta contenção parte da face do paramento será revestida de material granular de maior diâmetro, enquanto o resto da estrutura será preenchido com o material de reaterro.

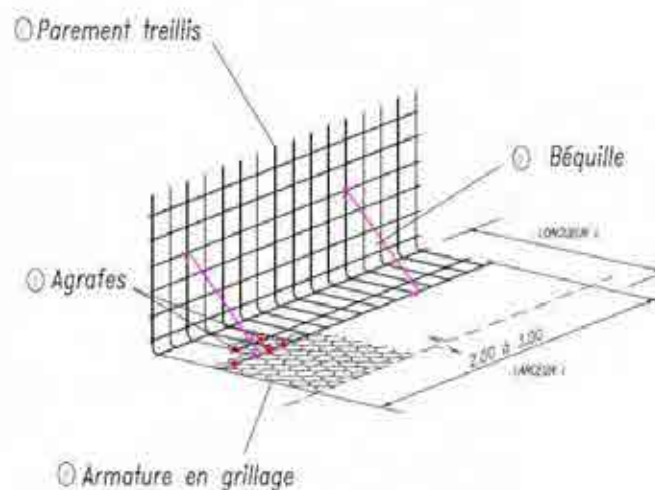


Figura 2.9 – Sistema Terramesh Mineral (Mota, 2010).

2.1.6. Terra armada

O sistema terra armada é um sistema de muros verticais em solo reforçado com reforços lineares de alta aderência instalados no solo em camadas sucessivas e conectados à um paramento flexível em concreto armado (Figura 2.10).

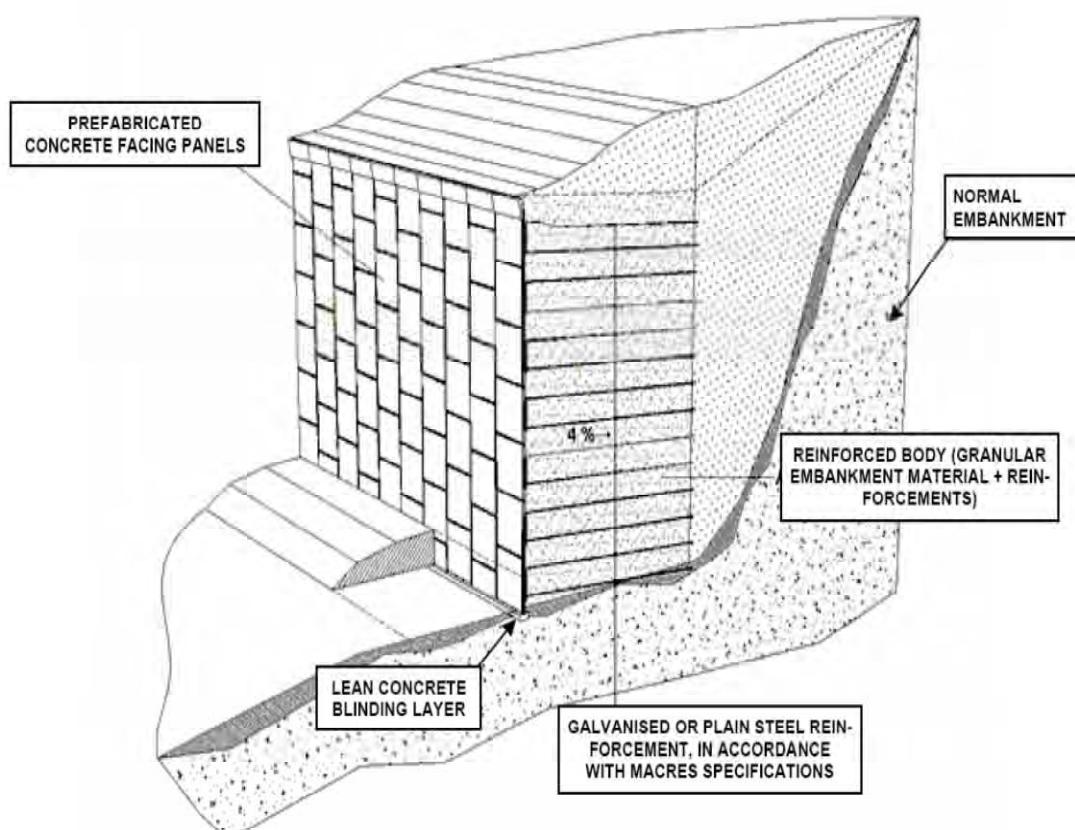


Figura 2.10 – Sistema Terramesh Mineral (Mota, 2010).

Este sistema encontra sua aplicação ideal onde as necessidades arquitetônicas exigem um acabamento particular, mas sobretudo onde se necessita criar uma estrutura vertical sob atuação de cargas extremas.

O funcionamento do sistema em terra armada é baseado principalmente no atrito que se desenvolve entre o contato dos reforços com o solo. Os esforços aplicados ao paramento são transferidos por intermédio das “amorças” aos reforços inclusos no solo.

Para se aplicar as características particulares de cada projeto, o sistema terra armada oferece a possibilidade de se utilizar reforços em aço galvanizado ou reforços em geossintéticos com resistências diversas para melhor desempenho. **Reforços geossintéticos:** São reforços constituídos de fibras em poliéster de alta tenacidade e revestidos de uma camada de proteção

em polietileno, oferecendo uma durabilidade máxima. O comprimento da banda de geossintético pode ser dimensionado para solicitações diversas e definido na hora da instalação. A figura abaixo ilustra esse tipo de reforço.



Figura 2.11 – Reforço em geossintético para estruturas em terra armada (Mota, 2010).

Reforços em aço: Constitui-se de barras de aço com performance de ductibilidade e resitencia que, associadas as características do terreno, permitem realizar um reforço estrutural capaz de suportar as cargas do projeto (figura 2.12). Esses reforços são submetidos à processos específicos de usinagem que lhes dão uma forma específica para melhor aderência ao solo, são de aço galvanizado à quente conforme exigências das normas garantindo maior durabilidade.



Figura 2.12 – Reforço em geossintético para estruturas em terra armada (Mota, 2010).

As características destes reforços permitem a construção de obras de grande altura, capazes de suportar de cargas importantes tais como muros de contenção ou encontro de pontes.

2.1.7. Muros em solo reforçado

Estruturas de solo reforçado são por sua vez, estruturas de contenção ou muros de gravidade onde o material que constitui a estrutura é composto de solo compactado combinado a inclusões de material resistente à tração.

São muros construídos em aterros reforçados através da inserção de elementos de amarração no solo. Esses elementos são bastante resistentes à tração e compensam a má capacidade do solo em resistir às essas forças, trabalhando conforme o aço em uma estrutura de concreto armado, ou seja, suprimindo a deficiência do solo quanto à resistência à tração.

Os elementos de reforço distribuem numa maior área os esforços gerados através do atrito fazendo o conjunto atuar como um corpo sólido, garantindo o reforço do terreno e a estabilidade da estrutura.

Esses elementos, a ser devidamente solidarizados ao paramento do muro, podem ser grampos, fitas de aço, colunas de solo-cimento, estacas ou geossintéticos (geogrelhas e geotêxteis), todos trabalhando em conjunto com o terreno.

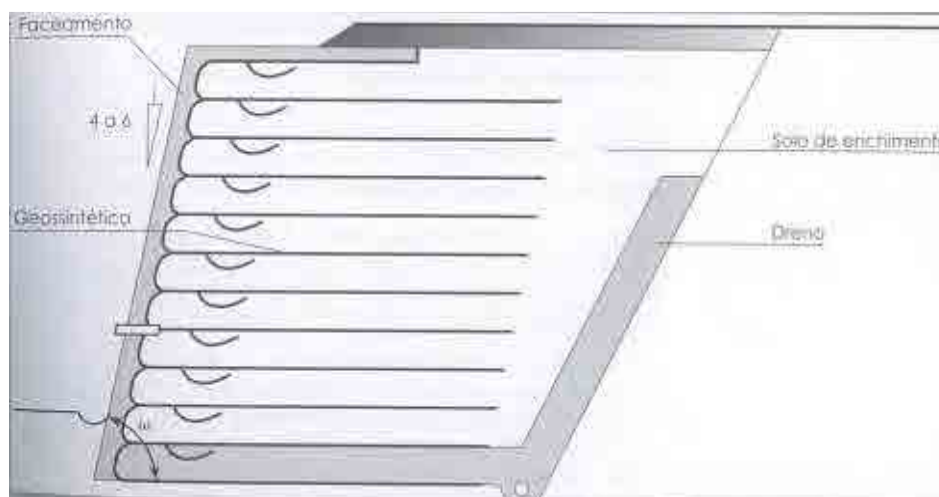


Figura 2.13 – Muro em solo reforçado (Vertematti, 2004).

De acordo com a NBR 11682:2009, o projeto deve demonstrar que os esforços atuantes nos elementos resistentes utilizados situam-se na faixa de trabalho dos elementos considerados,

sendo obrigatória a apresentação das características físicas de resistência, deformabilidade e durabilidade dos materiais empregados, que devem ser coerentes com a dos produtos fabricados e existentes no mercado.

As verificações da estabilidade a ser realizadas no dimensionamento dessas estruturas são a análise de estabilidade externa, garantindo a estabilidade global, quanto ao tombamento, deslizamento da base e capacidade de carga do solo de fundação; e análise de estabilidade interna, que segundo ERLICH, 2009, deve garantir que não ocorram rupturas por tração, arrancamento dos reforços ou instabilidade localizada na face.

a) Muro com face em blocos de concreto

Constitui-se de um sistema construtivo composto pela montagem de blocos pré-fabricados que se encaixam através de saliências, a seco, sem necessidade de uso de argamassa, concreto ou pinos conectores em sua execução. Esses blocos são fabricados por meio de prensagem e vibração, o que resulta numa estrutura resistente e durável.

Quando se trata de muros de grandes alturas, ou submetidos a sobrecargas, é possível aliar a esse sistema elementos de reforço, como as grelhas geossintéticas, que são inseridas no aterro e posicionadas entre os blocos de concreto. O uso de barbacãs depende do modelo de blocos adotados.

Este sistema é de fácil execução e agrega grande valor estético à paisagem.

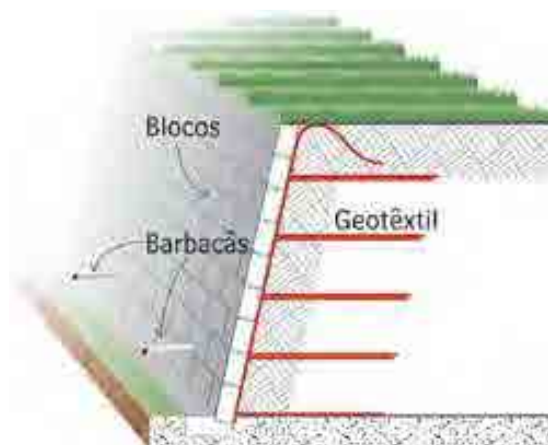


Figura 2.14 – Muro em solo reforçado com face em blocos de concreto (Leal, 2011).

b) Muro com face envelopada

De acordo com Sayão et al, 2004, um muro auto-envelopado consiste na conformação de sistemas onde o próprio geossintético confina lateralmente o solo entre duas camadas de reforço através da sua dobra e ancoragem no interior do muro, sendo que geralmente o muro ou talude íngreme é erigido com o auxílio de fôrmas laterais leves e o paramento é construído posteriormente. As fôrmas podem ser removíveis ou fôrmas perdidas de telas eletrossoldadas. Nesse sistema pode haver a ancoragem superior ou inferior do geossintético, a qual deve ser de no mínimo um metro, variando conforme exigências do dimensionamento.

O paramento pode ser construído utilizando-se de diversas técnicas como concreto projetado, paredes de alvenaria, etc., porém ele deve ser afastado da face da estrutura reforçada para não sofrer interferências das deformações que poderão ocorrer após a construção do muro reforçado.

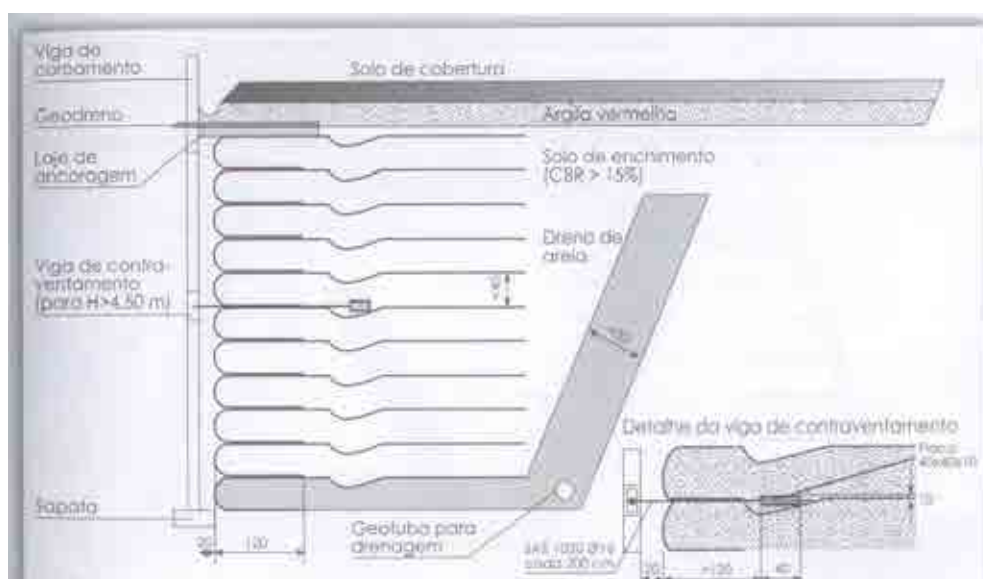


Figura 2.15 – Muro em solo reforçado com face envelopada (Vertematti, 2004).

3. MURO VERDE

O muro verde consiste em uma estrutura de solo reforçado auto-envelopado conforme descrito no item anterior 2.7.1 b, porém com um faceamento construído a partir de sacos de tecido biodegradável contendo terra e adubo, cujo revestimento será dado por plantio de gramíneas ou hidrosemeadura (nestes sacos) e de preferência fora do período de estiagem.

A figura abaixo ilustra este sistema.

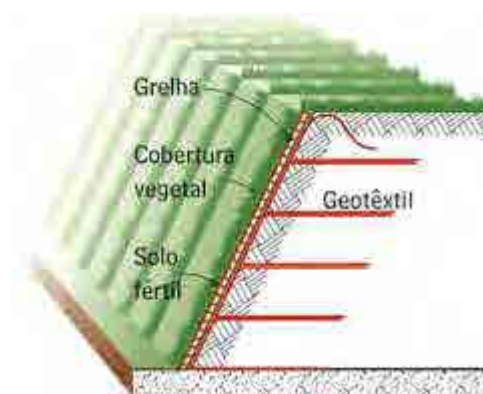


Figura 3.1 – Seção transversal típica de muro com sistema autoenvelopado e faceamento vegetal (Muro Verde) (Leal, 2011).

3.1. Tipo de reforço

Atualmente no mercado existem vários tipos de geossintéticos como o poliéster, o polipropileno e o potietileno de alta densidade, que poderão ser utilizados na forma de geogrelhas ou geotêxteis como reforços em estruturas de contenção.

A escolha de um determinado tipo de reforço em um projeto de sistema de contenção em solo reforçado passa pela análise do desempenho econômico, uma vez que o produto pode ser utilizado, desde que as propriedades mecânicas e reológicas sejam conhecidas. Entretanto existem algumas condições estruturais ou características do meio que favorecem determinados elencos de geossintéticos e, por isso, devem ser observados na escolha do tipo de produto ou polímero a ser adotado (ERLICH, 2009).

a) Altura

Quanto maior a altura do muro, maiores as tensões exigidas nos reforços. De um modo geral, as geogrelhas são mais favoráveis para muros com altura superior a 4 m, enquanto geotêxteis costumam apresentar vantagens econômicas para muros menores (Erlich; Azambuja, 2003).

b) Restrições a deformações

Segundo ERLICH, 2009, as geogrelhas são mais indicadas para os muros nos quais há tolerâncias dimensionais ou as deformações após a construção são indesejáveis. Portante é mais indicado o emprego de reforços de poliéster ou poliaramida que apresentam melhor desempenho quanto à deformação. Os produtos constituídos de poliolefinas (polietileno de alta densidade e polipropileno) apresentam deformações por fúncia mais difíceis de controlar e dimensionar.

c) Severidade do meio

Outros fatores a serem considerados na escolha do produto são a agressividade química do solo e a severidade do meio aos danos mecânicos.

Em ambientes quimicamente adversos, as geogrelhas são menos sensíveis do que os geotêxteis. Isso se deve à maior espessura dos seus elementos, o que reduz a superfície de exposição, ou ao revestimento de proteção que alguns produtos possuem (ERLICH, 2009).

Os solos grosseiros, com grãos angulosos, danificam de forma mais intensa geotêxteis tecidos do que os não tecidos. Já as geogrelhas rígidas apresentam danos menores do que as flexíveis (ERLICH, 2009).

Desta forma, devem-se considerar tais tipos de influência na determinação e escolha do tipo do reforço e no tipo de solo que será usado no aterro.

3.2. Tipo de paramento

Como neste trabalho o objeto de estudo é um muro de paramento tipo verde e envelopado, será então considerado apenas este modo de construção, mas vale lembrar que além dos sistemas autoenvelopados, tem-se também sistemas com blocos segmentais, híbridos, com painéis modulares e painéis integrais.

A técnica de muros autoenvelopados conforme descrita no item 2.7.1b, consiste em dobrar a extremidade do próprio geossintético (dobra mínima 1 m de comprimento, podendo ser maiores dependendo do dimensionamento) e ancorá-lo no interior do muro, fazendo-o desta

3.3. Reforços

O espaçamento vertical entre reforços pode variar de acordo com o tipo de paramento e as condições do projeto.

Em muros autoenvelopados é indicado o uso de espaçamentos uniformes entre as camadas de geossintéticos. Recomenda-se que o espaçamento vertical máximo seja inferior à 0,80 m (geralmente 0,60m), e no caso de espaçamentos grandes pode-se utilizar camadas de reforço intermediárias para que a face não se desestabilize.

3.4. Drenagem

Um importante ponto na construção de muros de contenção é a drenagem, mesmo se considerando no projeto o aterro com poropressões nulas, deve ser ter a preocupação com a drenagem das águas freáticas e as águas pluviais.

A recomendação é que se adote um colchão de material drenante sob o maciço reforçado, entre a região reforçada e o terreno natural e entre o solo reforçado e a face do muro. Deve-se também adotar um sistema de drenagem superficial que evite a erosão e a infiltração da água no solo reforçado.

3.5. Material de reaterro

Usualmente os solos granulares e não plásticos devem ser os empregados como material de aterro. Estes podem ser escolhidos a priori através de uma análise tátil visual e posteriormente devem serem enviados a laboratório para ensaios de caracterização.

Deve optar por material trazido de perto do local da obra, pois o custo de transporte pode inviabilizar a construção.

De acordo com Erlich, 2009 a maioria das prescrições internacionais preconiza o emprego de solos granulares não plásticos ($IP < 4\%$) ou impõe restrições à porcentagem de finos, visto que estes apresentam desempenho desfavorável. Já os solos lateríticos, presentes nos solos tropicais, apresentam desempenho vantajoso pois possuem boa coesão, sem tender à plastificação exagerada ou fluência do maciço. Desta forma, para solos brasileiros, recomenda-se solos com índices de plasticidade menor que 20%.

Quanto ao índice de suporte CBR, Ehrlich e Azambuja, 2003, recomendam que seja superior a 15% e na umidade ótima seja inferior a 2%.

Para Teixeira e Bueno, 2002, solos granulares bem graduados oferecem ainda uma resistência (na interface solo-geogrelha) maior que os solos mal graduados, pois apresentam um melhor intertravamento. Os seus grãos maiores movimentam-se de encontro aos grãos menores formando progressivamente uma massa firme de solo que promove uma maior resistência passiva e, por conseqüência, uma maior resistência ao arrancamento

3.6. Metodologia de execução.

Para o caso de estruturas de solo reforçado de face vegetada, a execução será da seguinte forma:

Primeiramente deve-se preparar a base do muro executando um nivelamento e em seguida uma camada drenante, feita de material granular. Esta camada deverá continuar por toda a parte de contato entre aterro e terreno natural, tendo em média 0,30 metros de espessura.

Em seguida deve começar o posicionamento da primeira camada de geossintético de reforço sobre uma camada de aterro compactada.

Deve-se então posicionar os sacos preenchidos de terra vegetal, em média 3 sacos de 0,20m cada totalizando a altura de 0,60 m, sobre a geogrelha na extremidade onde será a face do muro combinando cada camada de 0,20 m com o lançamento e compactação das camadas de solo, até a cota da próxima camada de reforço. Realiza-se uma dobra da geogrelha por cima da camada de aterro compactado e começa a execução da camada seguinte, sucessivamente até a altura desejada.

Após o término do aterro reforçado, deve-se construir uma canaleta drenante próximo à face do muro.

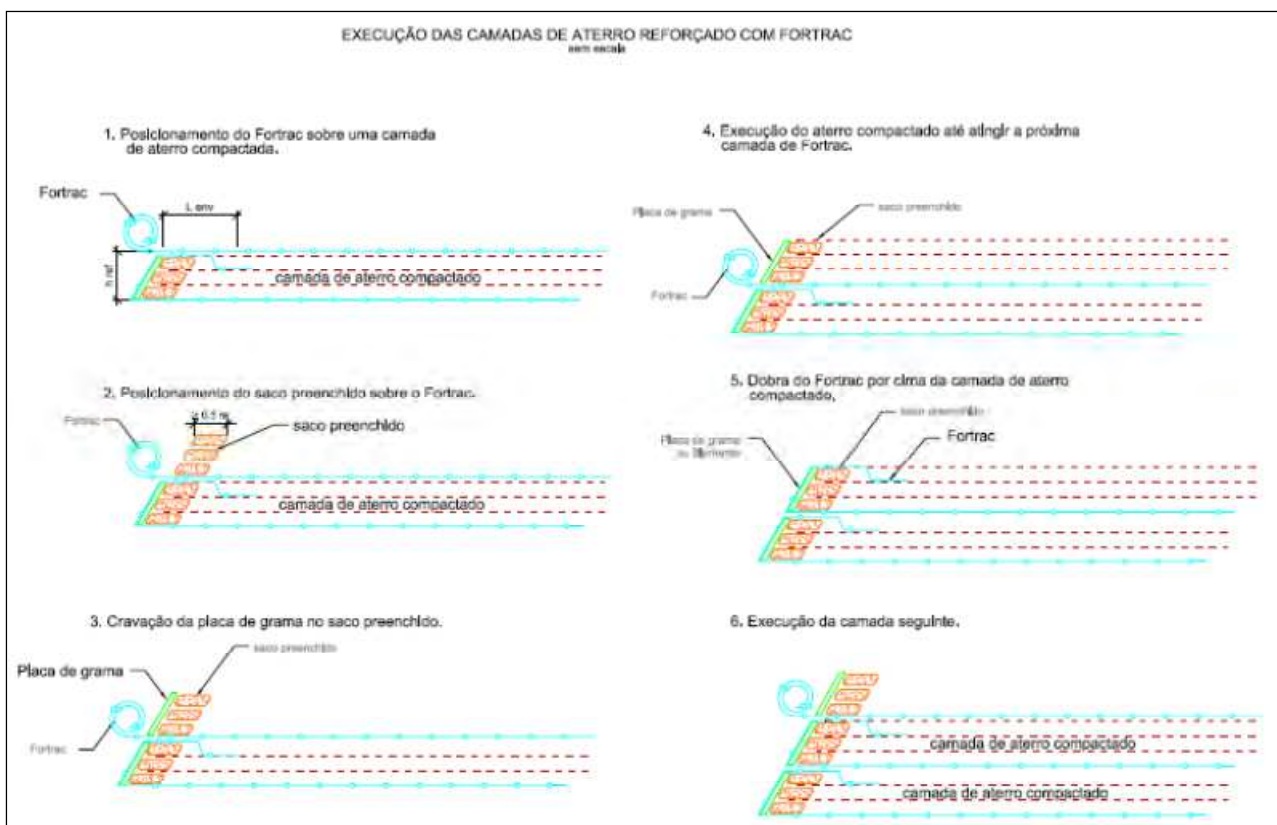


Figura 3.4 –Procedimento construtivo de muro com sistema autoenvolvido e faceamento vegetal (Silva ET al., 2008).

4. GEOSSINTÉTICOS

Segundo a NBR 12.553 os geossintéticos são classificados como um produto polimérico (sintético ou natural) industrializado, desenvolvido para aplicação em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, entre as quais se destacam: reforço, filtração, drenagem, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

4.1. Tipos e funções

Muitos são os tipos de geossintéticos existentes no mercado atualmente, trata-se de produtos de rápida evolução originando sempre novas versões. Por este motivo serão mostrados neste trabalho alguns dos tipos, os mais comuns.

De acordo com Vertematti, 2004, os geossintéticos podem ser classificados nos seguintes tipos:

- geotêxteis (GT): produto têxtil bidimensional permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica;
- geomembranas (GM): produto bidimensional de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por materiais termoplásticos, elastoméricos e asfálticos, utilizado para controle de fluxo e separação;
- geocélulas (GL): produto com estrutura bidimensional aberta, constituída de celular interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão;
- geobarras (GBA): produto em forma de barra com função predominante de reforço.
- geogrelhas (GG): produto com estrutura em forma de grelha com função predominantemente de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, e constituído por elementos resistentes à tração. É considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais.
- georedes (GN): produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem.

- geocompostos (GC): produto industrializado formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica;
- geocompostos para drenagem (GCD): produto desenvolvido para drenagem, composto geralmente de um geotêxtil que atua como elemento de filtro e de uma georrede ou geoespaçador que atua como elemento drenante.
- geo-espaçadores (GSP): produto com estrutura tridimensional constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizado predominantemente como meio drenante;
- geomantas (GA): produto com estrutura tridimensional permeável, usado para controle de erosão superficial do solo, também conhecido como “biomanta” quando biodegradável;
- geotubos: produto de forma tubular com função drenante;
- geofôrmas: estrutura realizada a partir de geossintéticos com a finalidade de conter materiais de modo permanente ou provisório;
- geotiras: produto em forma de tira com função predominante de reforço.

A tabela a seguir relaciona as matérias-primas mais utilizadas na fabricação dos geossintéticos aos principais produtos.

Tabela 4.1 – Matérias-primas mais utilizadas na fabricação de geossintéticos (Adaptada de Vertematti, 2004).

Matéria-prima	Sigla	Geossintéticos
Poliamida (náilon)	PA	GG, GT, GN, GC, GBA, geotira
Policloreto de vinila	PVC	GM, GG, geotubo
Poliéster	PET	GT, GG, GC, GB, GN, geotira
Poliestireno expandido	EPS	GC, GSP, geoexpandido
Polietileno	PE	GM, GG, GC, GSP, GL, GA
Polietileno de alta densidade	PEAD	GM, GC, GSP, geotubo, geotira
Polipropileno	PP	GM, GT, GG, GC, GN
Poliáccool vinílico	PVA	GG

Quanto aos geotêxteis, vale ressaltar que eles podem ser divididos em de três diferentes categorias, a saber: geotêxtil não-tecido, tecido ou tricotado.

- Geotêxtil não-tecido: composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos, dividindo-se basicamente em:
 - Agulhado: cujas fibras são interligadas mecanicamente, por processo de agulhagem;
 - Termoligado: cujas fibras são interligadas por fusão parcial obtida por aquecimento;
 - Resinado: cujas fibras são interligadas por meio de produtos químicos.
- Geotêxtil tecido: oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais de fabricação denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal).
- Geotêxtil tricotado: oriundo do entrelaçamento de fios por tricotamento.

A figura 4.1 ilustra cada uma dessas categorias.



Figura 4.1 – Tipos de geotêxteis (Huesker, 2011).

Já as geogrelhas, em função do processo de fabricação, podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas (figura 4.2).

- Geogrelha tecida: Composta por elementos de tração longitudinais e transversais, tricotados ou intertecidos nas juntas, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, e recobertos por um revestimento protetor.
- Geogrelha extrudada: Obtida através de processo de extrusão e sucessivo estiramento, que pode ser em um único sentido formando geogrelhas unidirecionais ou nos dois sentidos formando geogrelhas bidirecionais.
- Geogrelha soldada: Composta por elementos de tração longitudinais e transversais, soldados nas juntas, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor.

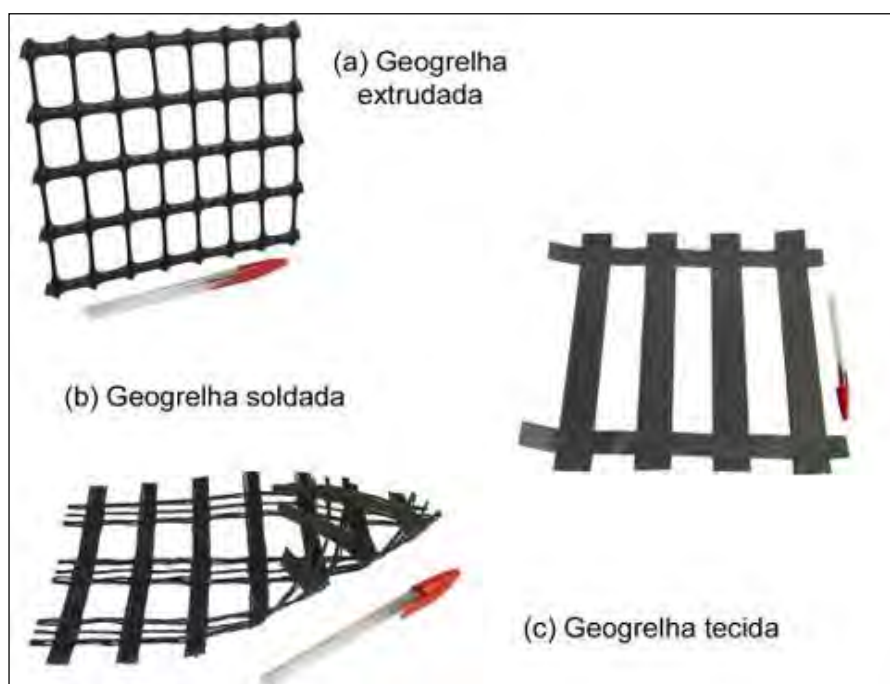


Figura 4.2 – Tipos de geogrelhas (Huesker, 2011).

4.2. Aplicações

Dentre estes produtos as aplicações são diversas, sendo que na engenharia eles têm funções bem definidas, conforme mostrados na tabela abaixo.

**Tabela 4.2 – Funções dos diferentes geossintéticos nos projetos de engenharia
(Vertematti, 2004).**

Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	-	X	-	-	-
Geocomposto argiloso	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-

4.3. Geogrelha de PVA

Geogrelha de PVA é um novo produto que vem sendo fabricado a partir de filamentos de poliálcool vinílico ou álcool de polivinila (PVA), um produto da hidrólise do acetato de polivinila em meio básico. Este polímero apresenta alta tenacidade, alto módulo de rigidez (pelo menos duas vezes maior que o do poliéster) e excelente resistência à degradação química.

Essas geogrelhas apresentam grande compatibilidade de deformações com o solo compactado, pois atinge seu pico de resistência a uma deformação de 5% sendo compatível com as deformações axiais tipicamente observadas em solos residuais lateríticos compactados e solos granulares, que é de 3% (Figura 4.1). Isso mostra que ela mobiliza grande parte de sua resistência máxima nos níveis típicos de trabalho do solo compactado, otimizando o desempenho do composto.

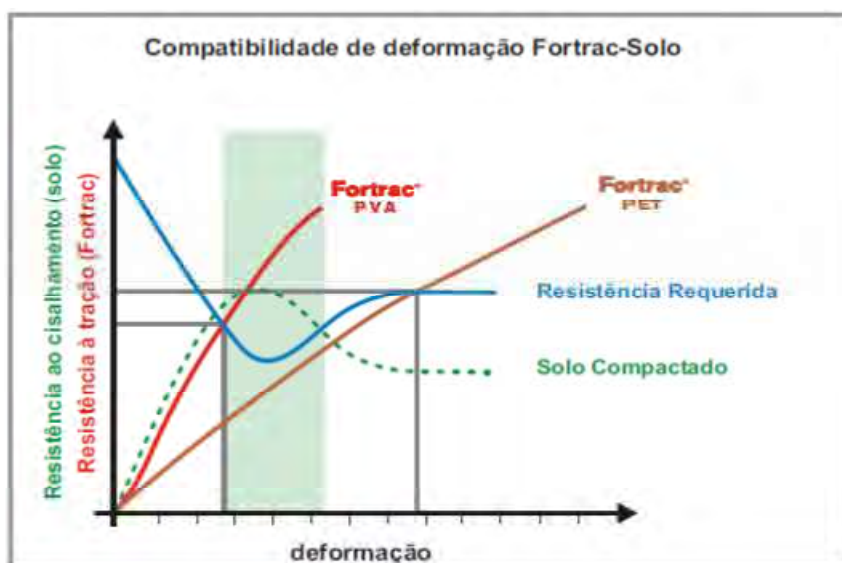


Figura 4.3 –Compatibilidade de deformação da geogrelha de PVA – Fortrac com o solo (Silva ET al., 2008).

Quanto ao módulo de rigidez, as geogrelhas de PVA apresentam aproximadamente o dobro do valor quando comparado as geogrelhas de poliéster de alta tenacidade (PET). Isso significa dizer que para um mesmo nível de carregamento, as geogrelhas de PVA apresentam em torno da metade da deformação obtida para geogrelhas PET o que a caracteriza como ideal para aplicações de projeto onde as limitações quanto às deformações admissíveis forem severas (Figura 4.2).

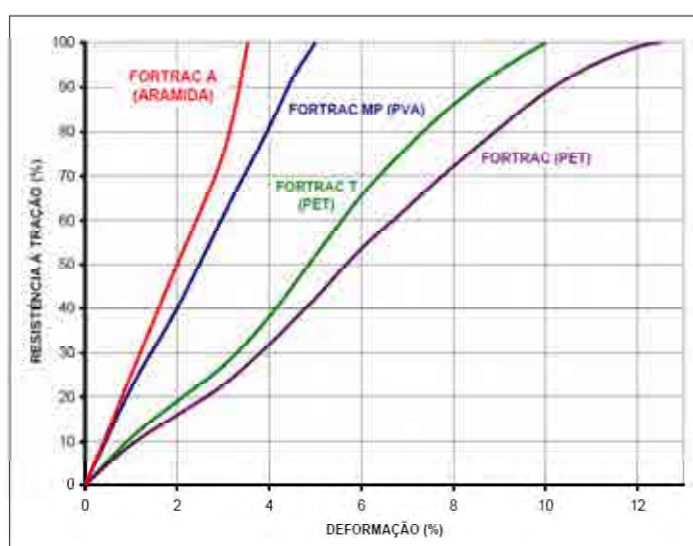


Figura 4.4 –Comparação das deformações entre geogrelhas de PVA, PET e ARAMIDA (Huesker, 2011).

De acordo com Silva et al, 2008, as geogrelhas de PVA têm baixa susceptibilidade à fluência e à fadiga por cargas dinâmicas, caracterizando-se por um comportamento a longo prazo bastante satisfatório, o que pode ser notado nas curvas isócronas e curvas de referência obtidas a partir de ensaios de fluência na figura 4.3.

Essas geogrelhas também possuem uma alta resistência química, sendo inerte à ambientes com pH variando de 2 a 13, com presença de solventes, óleos orgânicos, substâncias provenientes da petroquímica e álcalis. São ainda resistentes à hidrólise e à oxidação, mesmo em elevada temperatura.

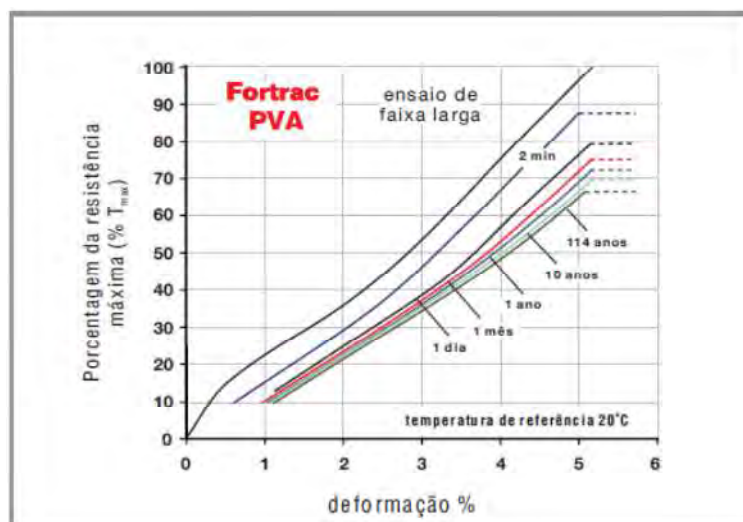


Figura 4.5 –Curvas obtidas do ensaio de fluência para ensaio de faixa larga com geogrelhas de PVA (Silva ET al., 2008).

4.4. Propriedades

Serão abordadas neste item apenas as propriedades referentes aos geossintéticos utilizados com a função de reforço, as geogrelhas neste caso, visto que são muitas as propriedades para geossintéticos em aplicações gerais.

4.4.1. Propriedades Físicas

Muitas das propriedades físicas das geogrelhas podem ser medidas diretamente e são relativamente simples. Elas incluem o tipo de estrutura, tipo de junção, tamanho de abertura da malha, e espessura. Outras propriedades de interesse são massa por unidade de área, variando de 200 a 1000g/m², e porcentagem de permeabilidade variando de 40% a 90% (Koerner, 1998).

4.4.2. Propriedades Mecânicas

Para Vertematti, 2004, o perfeito desempenho da função de reforço em um geossintético, ou seja, a utilização de sua resistência a tração para reforçar ou restringir deformações em estruturas geotécnicas, não depende apenas de um correto dimensionamento dos esforços solicitantes de projeto, mas também de sua correta especificação através de valores adequados de suas propriedades relevantes.

Dentre as propriedades relevantes, destacam-se:

4.4.2.1. Resistência à tração, $T_{m\acute{a}x}$ (kN/m), alongamento sob tração, ϵ (%), e módulo de rigidez à tração, J (kN/m)

Das definições da NBR 12824/1993 tem-se que:

Alongamento $\epsilon(\%)$, é a variação relativa de comprimento devido a uma carga aplicada, medida na direção de solicitação, sendo esta carga a força de tração aplicada por unidade de largura do geotêxtil.

Resistência à tração, $T_{m\acute{a}x}$ (kN/m), é a resistência máxima do geotêxtil, por unidade de largura, quando submetido à tração. É expressa pelo valor máximo de carga obtido durante o ensaio.

Módulo de rigidez à tração J (kN/m), é a relação entre variação de cargas aplicadas e alongamentos correspondentes, estabelecidos ao longo de trechos específicos da curva carga-alongamento do ensaio. Geometricamente, é expressa pela declividade de uma dada reta característica que intercepta ou tangencia a curva de ensaio (figura 4.6).

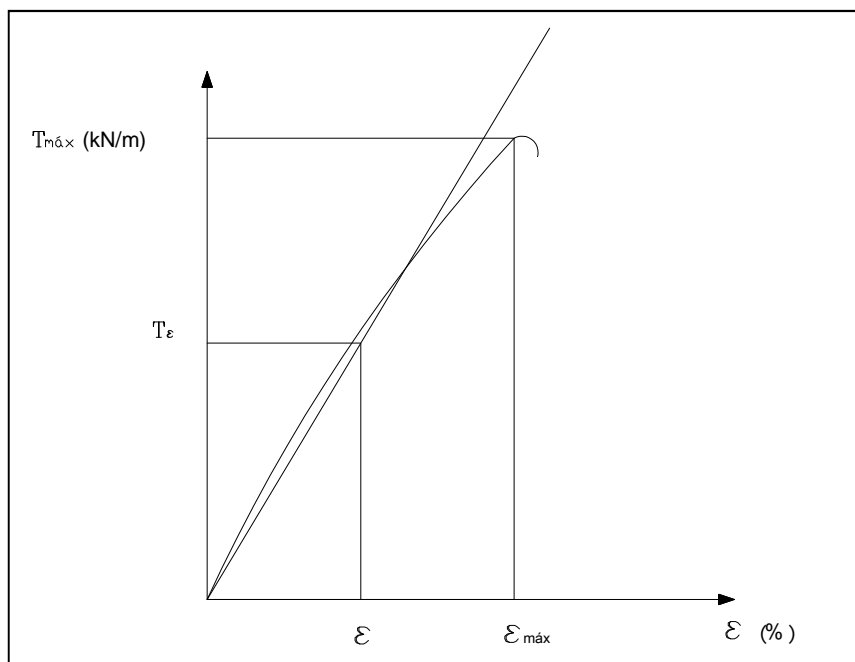


Figura 4.6 – Curva carga-alongamento.

A figura acima (4.6) ilustra o ensaio de tração em faixa larga NBR 12824/1993, onde é possível a obtenção dos valores das propriedades descritas acima. Esses valores devem ser usados apenas como caracterização dos produtos para controle de qualidade, recepção em obra e constatação de conformidade, pois são obtidos em ensaio rápido de laboratório, não representando evidentemente as condições de obra, conforme Vertematti, 2004.

4.4.2.2. Comportamento em fluência

A deformação por fluência é a deformação ao longo do tempo de um corpo-de-prova submetido a uma carga de tração constante (NBR 15226/2005). Para o geossintético, quando ele é submetido a uma força de tração, a deformação ocorre devido ao rearranjo molecular dos polímeros que o constitui. Portanto a fluência dependerá, além do valor da carga aplicada e da temperatura ambiente, também do material que o geossintético é produzido. Se a tração à qual o geossintético está submetido for próxima da máxima, a ruptura por fluência acontecerá mais rápido.

A curva de referência ilustrada na figura 4.7, foi traçada a partir dos tempos obtidos para ocorrer a ruptura, versus os percentuais de tração máxima. Esta curva permite prever a resistência à tração de referência T_{ref} (kN/m), do geossintético durante sua vida útil na obra (Vertematti, 2004).

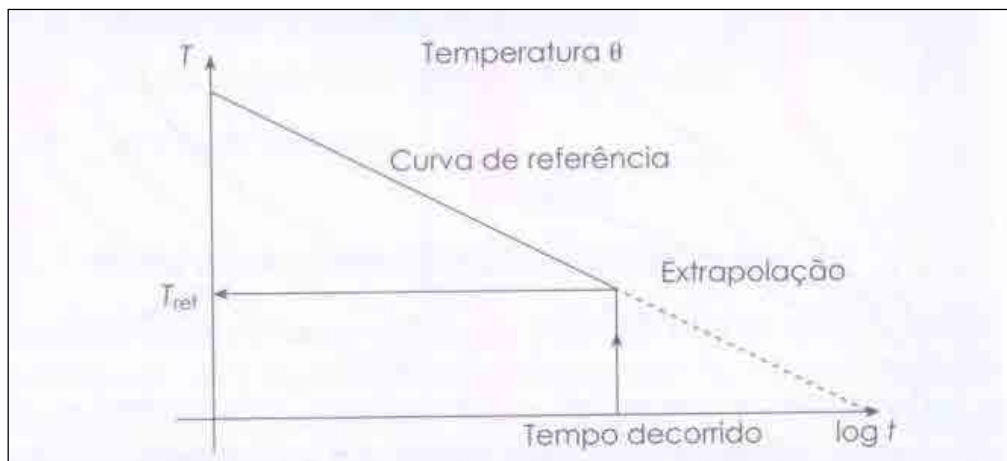


Figura 4.7 – Curva de referência para ruptura sob tração por fluência – determinação de T_{ref} (Vertematti, 2004).

4.4.2.3. Resistência a esforços de instalação

As características remanescentes do geossintético ao final da construção dependem de sua constituição e dos esforços solicitantes durante a instalação. Desta forma fica clara a importância de tentar diminuir os esforços durante a instalação, para que suas características remanescentes sejam maiores.

4.4.2.4. Resistência à degradação ambiental

De acordo com Vertematti, 2004, os geossintéticos apresentam degradação ambiental desprezível, sendo a expectativa de vida até de algumas centenas de anos dependendo do caso. Porém quando o geossintético encontra-se em meio agressivo, as reações químicas dele com o meio podem proporcionar a perda gradual de suas propriedades mecânicas.

Para solucionar este problema existem aditivos que podem ser adicionados à matéria-prima constituinte do geossintético, ou mesmo banhos com polímeros especiais que poderão proteger a vida útil do geossintético, transformando-o extremamente resistente aos ataques químicos e microbiológicos.

4.4.2.5. Interação mecânica com o solo envolvente

A magnitude da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da interface solo-reforço depende em grande parte do tipo de reforço. No caso de geogrelhas, a resistência ao

arrancamento é primariamente mobilizada pelo atrito e adesão superficial, que precisam apenas de um pequeno deslocamento relativo para serem totalmente mobilizados. A resistência passiva dos membros transversais é mobilizada posteriormente e ocorre para maiores deslocamentos, principalmente para geogrelhas que possuem membros transversais com pequena rigidez à flexão. O atrito de interface depende do tipo de solo, da rugosidade da geogrelha, e da tensão normal no contato, enquanto a contribuição da resistência passiva do solo ao longo dos membros transversais dependem de muitos fatores como a tensão de confinamento, geometria da geogrelha e da relação de diâmetro, relação entre tamanho médio do grão e tamanho da abertura da grelha (Teixeira e Bueno, 2002).

Sendo assim, quanto maior a interação mecânica do geossintético com o solo, maior será sua eficiência como elemento de reforço, pois maior será a ancoragem e a mobilização da sua resistência à tração.

Conforme Vertematti, 2004, no geral, apenas dois tipos característicos de comportamento se destacam nos geossintéticos para reforços de solo: os contínuos, como os geotêxteis tecidos ou não tecidos, e os descontínuos, como as geogrelhas.

Para os geossintéticos contínuos, a interação com solo se dá através das parcelas de adesão e atrito, expressas por:

$$\tau_{sr} = a_{sr} + \sigma \tan \delta_{sr} \quad 4-1$$

Onde tem-se:

τ_{sr} , tensão de aderência entre solo e reforço;

a_{sr} , a adesão entre solo e reforço;

σ , a tensão normal no plano do reforço;

δ_{sr} , o ângulo de atrito entre o solo e o reforço.

Os valores de a_{sr} e δ_{sr} dependem da natureza do geossintético, do tipo de solo e das condições de saturação de projeto.

Já para os geossintéticos descontínuos, a aderência conta também com a resistência passiva dos membros transversais, uma vez que o solo traspasa as malhas do geossintético. Assim, a partir de ensaios de cisalhamento e arrancamento, pode-se calcular o coeficiente de deslizamento direto (Cd), que corresponde à relação entre a resistência ao cisalhamento da interface solo/geossintético com a resistência ao cisalhamento do solo, e também o coeficiente

de interação (C_i), correspondente à relação entre a tensão cisalhante de arrancamento de uma das faces do geossintético e a resistência ao cisalhamento do solo.

Em solos não-coesivos, temos:

$$C_d = \frac{\tau_{sr}}{\tau_s} = \frac{\tan \delta_{sr}}{\tan \phi} \quad 4-2$$

$$C_i = \frac{\tau_a}{\tau_s} = \frac{Ta}{2L\sigma \tan \phi} \quad 4-3$$

$$C_i = \frac{\tau_a}{\tau_s} = \frac{Ta}{2L\sigma \tan \phi} \quad 4-2$$

Onde:

τ_{sr} , tensão de aderência entre solo e reforço;

τ_s , a resistência ao cisalhamento do solo;

δ_{sr} , o ângulo de atrito entre o solo e o reforço.

ϕ , o ângulo de atrito do solo;

τ_a , a tensão cisalhante de arrancamento em uma das faces do geossintético;

Ta, a carga de arrancamento;

L o comprimento da ancoragem; e

σ , a tensão normal no plano do reforço;

4.4.2.6. Fatores de redução

Ao dimensionar uma estrutura reforçada, o objetivo é determinar os esforços solicitantes nos geossintéticos, para isso usa-se majorar esses esforços através de um fator de segurança obtendo-se a sollicitação mínima requerida do geossintético a ser usado.

Em se tratando de geossintéticos, reduz-se o valor da tração máxima indicada pelo fabricante através de um fator de redução total (FR), dado por:

$$FR = f_{cr} \cdot f_{mr} \cdot f_a \cdot f_m \quad 4-4$$

Onde,

FR é o fator de redução global;

f_{cr} é o fator de redução parcial para fluência em tração ($=T_{m\acute{a}x}/T_{ref}$);

f_{mr} é o fator de redução parcial para danos mecânicos de instalação;

f_a é o fator de redução parcial para degradação ambiental (química e biológica);

f_m é o fator de redução parcial para incertezas estatísticas na determinação da resistência do geossintético.

Assim, a resistência à tração disponível (T_a) para o geossintético selecionado será:

$$T_a = \frac{T_{m\acute{a}x}}{FR} \quad 4-5$$

Para tal geossintético deve ser atendida a condição de que a tração disponível deve ser ao menos a tração requerida (obtida no dimensionamento) naquela camada:

$$T_a \geq T_{req} \quad 4-6$$

Comumente determina-se qual é a menor resistência à tração máxima que satisfaz à condição 4-3 e 4-4 descrita acima. Desta forma tem-se:

$$T_{m\acute{a}x} \geq FR.T_{req} \quad 4-7$$

Para o cálculo do fator de segurança global (FR), os valores dos coeficientes parciais (f) podem ser obtidos através da literatura técnica existente, de valores fornecidos pelos fabricantes ou ensaios realizados em laboratório.

Koerner, 1998 sugere alguns valores para o dimensionamento com o uso de geogrelhas mostrados na tabela a seguir.

Tabela 4.3 – Valores de fator de redução recomendados para a determinação da resistência a tração máxima da geogrelha, Koerner, 1998.

Área de aplicação	f_{mr}	f_{cr}	f_{cd}	f_{bd}
Estradas não pavimentadas	1,1 a 1,6	1,5 a 2,5	1,0 a 1,5	1,0 a 1,1
Estradas pavimentadas	1,2 a 1,5	1,5 a 2,5	1,1 a 1,6	1,0 a 1,1
Aterros	1,1 a 1,4	2,0 a 3,0	1,1 a 1,4	1,0 a 1,2
Taludes	1,1 a 1,4	2,0 a 3,0	1,1 a 1,4	1,0 a 1,2
Muros	1,1 a 1,4	2,0 a 3,0	1,1 a 1,4	1,0 a 1,2
Capacidade de carga	1,2 a 1,5	2,0 a 3,0	1,1 a 1,6	1,0 a 1,2

Sendo:

f_{cd} fator de redução parcial para degradação química;

f_{bd} fator de redução parcial para degradação biológica;

4.5. Comportamento dos solos

Com o intuito de se compreender melhor o método de cálculo usado posteriormente neste trabalho, será feita uma breve discussão sobre o comportamento dos solos e o método hiperbólico de Duncan.

Da revisão bibliográfica realizada por Ehrlich, 2009 e Guimarães, 2008 é possível concluir que o comportamento real dos solos é não linear, não elástico, e os parâmetros variam com o nível de tensões, sendo muito complexo seu estudo. Porém com o desenvolvimento do modelo hiperbólico por Duncan em 1980 este problema minimizado.

O modelo hiperbólico leva em conta características do comportamento dos solos como a não-linearidade e a influência da tensão de confinamento. Por outro lado, características como dilatância e influência da tensão principal intermediária não são consideradas. Essa última limitação faz com que o modelo apresente o mesmo comportamento em trajetórias de compressão, tração ou estado de deformação plana (Guimarães, 2008).

A curva de tensão-deformação do solo é dada pela relação hiperbólica:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad 4-8$$

Sendo:

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desviadora;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{últ}}$ é a tensão desviadora máxima do solo;

E_i é o módulo tangente inicial.

A figura seguinte representa a curva formada a partir dessa relação:

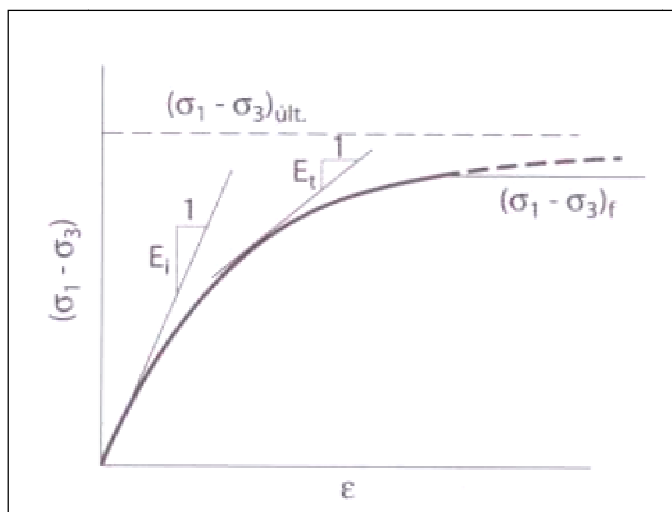


Figura 4.8 – Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Ehrlich, 2009).

Os parâmetros do modelo são determinados por um ajuste linear dos pontos experimentais desenhados na curva acima onde o eixo vertical representa os valores de $\varepsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$ e o eixo horizontal os valores de ε_1 .

Já o parâmetro E_i varia com a tensão de confinamento σ_3 de acordo com a equação proposta por Janbu (1963).

$$E_i = K.Pa.\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad 4-9$$

Onde,

Pa representa a pressão atmosférica;

K é o módulo tangente inicial da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional);

n é o módulo expoente da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional).

A variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{últ}}$ com σ_3 é dada relacionando-se esta variação com a tensão de ruptura, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rup}}$ e por último esta com a envoltória de Mohr-Coulomb, resultando na razão de ruptura do modelo hiperbólico de Duncan et al., R_f , definida por:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rup}}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{últ}}} \quad 4-10$$

e

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rup}} = \frac{2.c.\cos\phi + 2.\sigma_3.\text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad 4-11$$

Para representar as situações de descarregamento e o recarregamento do solo o modelo hiperbólico utiliza um módulo de elasticidade, E_u , dado por:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad 4-12$$

Em que K_{ur} é o módulo tangente de descarregamento e recarregamento da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional).

Sendo que a relação entre K_{ur}/K está, geralmente, entre 1,2 e 3,0.

Os parâmetros hiperbólicos conservativos indicados por Duncan, são apresentados na tabela 4.4, para solos sedimentares típicos de países de clima temperado e onde os solos estão divididos de acordo com o Sistema Unificado de Classificação, figura 4.9, que se segue.

Tabela 4.4 – Parâmetros hiperbólicos conservativos de diversos solos (Duncan et al.,1980).

Classificação pelo Sist. Unif.	GC(%)	γ_m (kN/m ³)	Φ (°)	c (kPa)	K	n
GW, GP	105	24	42	0	600	0,40
SW, SP	100	23	39	0	450	0,40

	95	22	36	0	300	0,40
	90	21	33	0	200	0,40
SM	100	21	36	0	600	0,25
	95	20	34	0	450	0,25
	90	19	32	0	300	0,25
	85	18	30	0	150	0,25
SM - SC	100	21	33	24	400	0,6
	95	20	33	19	200	0,6
	90	19	33	14	150	0,6
	85	18	33	10	100	0,6
CL	100	21	30	19	150	0,45
	95	20	30	14	120	0,45
	90	19	30	10	90	0,45
	85	18	30	5	60	0,45

Para os solos tropicais brasileiros, onde há a presença de maior quantidade de solos finos lateríticos ou residuais, Marques, Ehrlich e Riccio, 2006, apresentam a tabela 4.5 que se segue.

Tabela 4.5 – Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos brasileiros (Marques; Ehrlich; Riccio, 2006).

Classificação pelo Sist. Unif.	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

Solos grosseiros (% passante na peneira #200 < 50)	G: Pedregulho (% pedregulho > % areia)	%p #200 < 5	GW: bem-graduado (CNU > 4 e 1 < CC < 3)
		%p #200 > 12	GP: malgraduado (CNU < 4 ou 1 > CC > 3)
	S: Areia (% pedregulho < % areia)	5 < %p #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.
		%p #200 < 5	SW: bem-graduado (CNU > 6 e 1 < CC < 3)
Solos finos (% passante na peneira #200 > 50)	C: Argila	%p #200 > 12	SC: argilosa 58 IP 7 SM: siltosa 7
		5 < %p #200 < 12	SW-SC, SP-SM, etc.
	M: Silte	CL: baixa compressibilidade	
		CH: alta compressibilidade	
O: Orgânico	OL: baixa compressibilidade		
	OH: alta compressibilidade		

Figura 4.9 – Sistema Unificado de Classificação dos solos (Ehrlich, 2009).

5. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM SOLO REFORÇADO

5.1. Métodos de cálculo

Vários são os procedimentos para dimensionamento de estruturas de solo reforçado.

Alguns procedimentos vêm como resultado das observações de campo e modelos em laboratório, são os chamados **métodos baseados em fundamentação empírica**, limitados porém a serem aplicados somente a casos análogos.

Outros são baseados no **método do equilíbrio limite**, procedimentos onde é possível se determinar as condições de ruptura da massa, porém tratam-se de procedimentos elaborados (Dantas & Ehrlich, 2000). Os mesmos autores completam que mesmo baseados em diferentes hipóteses, diversos métodos de equilíbrio limite tendem a apresentar pequenos desvios nos resultados, quando utilizada uma distribuição uniforme de tração com a profundidade. Isso porque este método dois importantes fatores no comportamento da massa reforçada, a compactação do solo e a rigidez relativa do solo-reforço.

Um terceiro método, aquele aplicado neste trabalho, é o **método de análise baseado nas condições de trabalho**. Este por sua vez, permite o estudo do estado de tensões e deformações atuante no sistema solo/reforço, e ainda das tensões induzidas durante o processo construtivo, permitindo levar em consideração a influência da compactação do solo e da rigidez relativa solo-reforço.

Estruturas de solo reforçado, no Brasil, são normalmente projetadas pelo método do equilíbrio limite. Três análises independentes são usualmente feitas: análise interna, externa e estabilidade da face para definir a seção típica

5.2. Análise de estabilidade externa

O dimensionamento externo consiste basicamente em determinar o comprimento dos reforços para que a estrutura do solo reforçado como um todo resista ao empuxo da massa de solo no seu tardo sem tombar, deslizar e com tensões verticais na base inferiores às tensões admissíveis que o solo de fundação suporta (Brugger et al, 2005).

5.3. Análise de estabilidade interna

A análise da estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado passa pela determinação da tensão máxima atuante nos reforços, que é o aspecto mais importante nesta etapa de projeto. Esta tensão é decorrente da interação solo-reforço, que promove a transferência de esforços, seja por atrito ou por resistência passiva, do solo para o reforço. Dividindo-se a massa em zona ativa e zona resistente, a estabilidade da primeira está assegurada desde que, sob ação das cargas, não haja ruptura por traço do reforço e embutimento na zona resistente seja suficiente para evitar seu arrancamento (Dantas & Ehrlich, 2000).

5.4. O caminho das tensões

Na construção de estruturas de solo reforçado, o solo de preenchimento do aterro deve ser lançado por camadas e compactado camada a camada até atingir a altura final. Assim para se calcular as deformações que ocorrem no sistema durante a construção, devem ser consideradas além das tensões geostáticas, as tensões induzidas pela compactação.

Dantas & Ehrlich, 2000, descrevem de acordo com Ehrlich e Mitchell, 1994, uma modelagem que é capaz de modelar condições de compactação para muros de arrimo de aterros compactados que são deslocáveis, ou seja, não K_0 .

Ehrlich e Mitchell, 1994, estabeleceram o estado de tensão induzida pela compactação ($\sigma_{zc,i}$) durante o carregamento a partir da tensão horizontal máxima ($\sigma_{xp,i}$), que ocorre para a situação de deformações nulas (K_0). Assim foi possível se obter $\sigma_{zc,i} = \sigma_{xp,i}/K_0$. Quando o equipamento de compactação é retirado a tensão vertical no solo volta a ser a geostática (σ_z), o que representando o descarregamento. As camadas já construídas vão sofrendo a cada nova camada, um novo ciclo de recarregamento e descarregamento.

No modelo proposto pelos autores, entretanto, o caminho de tensões é simplificado, assumindo-se somente um ciclo de carga e descarga para cada camada de solo (Becker, 2006).

De acordo com a figura 5.1, é considerado que o solo é submetido a um carregamento até a maior tensão vertical de sua história (segmentos 1-2-3), e a um único descarregamento posterior (segmentos 3-4-5) até a tensão vertical geostática (σ_z) para a situação de fim de construção (Dantas & Ehrlich, 2000).

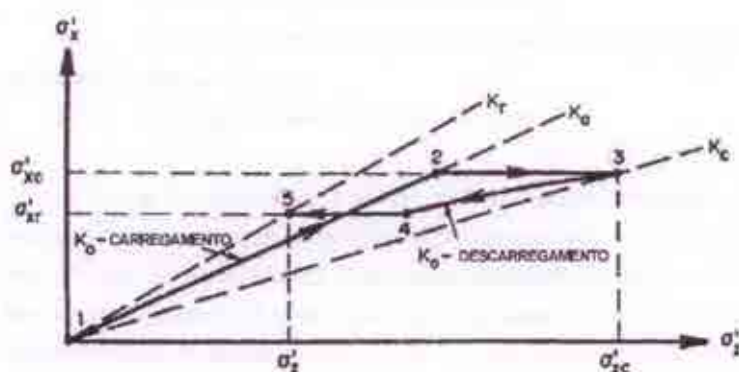


Figura 5.1 – O Caminho das tensões (Ehrlich e Mitchell, 1994).

Para melhor compreensão, o carregamento no caminho das tensões principais foi dividido em duas etapas: 1- carregamento sem deformação lateral (segmento 1-2) até a tensão principal menor de equilíbrio (σ_{3c}), e 2 – carregamento com deformação lateral (segmento 2-3) sob tensão principal menor constante. Da mesma forma, o descarregamento foi dividido em duas etapas: 1 – descarregamento sem deformação lateral (segmento 3-4) até a tensão principal menor de equilíbrio (σ_{3R} tensão residual), e 2- descarregamento com deformação lateral (segmento 4-5) sob tensão principal menor constante (Dantas & Ehrlich, 2000).

K_0^p , $K_{\Delta 2}^p$, K_c^p e K_r^p são os coeficientes de empuxo lateral em termos de tensões principais.

Para se definir a máxima tensão vertical da história do solo, deve-se fazer a seguinte comparação:

Se

$$\sigma_z < \sigma_{zc,i}, \text{ então } \sigma_{zc} = \sigma_{zc,i}$$

$$\sigma_z > \sigma_{zc,i}, \text{ então } \sigma_{zc} = \sigma_z$$

Onde

σ_z é a tensão geostática;

$\sigma_{zc,i}$ é a tensão vertical induzida pela compactação;

σ_{zc} é a máxima tensão vertical da história;

5.5. Método de cálculo desenvolvido por Maurício Ehrlich e James K. Mitchell

Para superar as deficiências dos métodos de equilíbrio limite, Ehrlich e Mitchell, 1994 propuseram um método de análise baseado em **condições de trabalho**, ou seja, na

compatibilidade de deformações no solo e no reforço, considerando a influência da rigidez relativa solo-reforço e da energia de compactação.

A seguir, será apresentado sucintamente esse método de Ehrlich e Mitchell, 1994, e sua generalização proposta por Dantas e Ehrlich, 2000, descrita conforme Ehrlich, 2009, no livro Muros e Taludes de Solo Reforçado, coleção Huesker.

O modelo constitutivo é linear elástico e supõe que não há deslizamento relativo entre solo e reforço. Ele supõe também que as tensões cisalhantes na interface das fatias de solo adjacentes sejam nulas.

Cada camada de reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal de uma faixa de solo, na zona ativa, ou potencialmente instável. No caso de reforços planos a espessura dessa faixa corresponde ao espaçamento entre reforços.

Portanto a primeira condição de equilíbrio é:

$$T_{m\acute{a}x} = S_v \cdot (\sigma'_x)_m \quad 5-1$$

Onde,

$(\sigma'_x)_m$ é a tensão média na faixa de influência do reforço em questão;

S_v é o espaçamento vertical entre os reforços;

$T_{m\acute{a}x}$ é a máxima tensão de tração no reforço;

A figura 5-1 representa o esquema da hipótese de equilíbrio adotada.

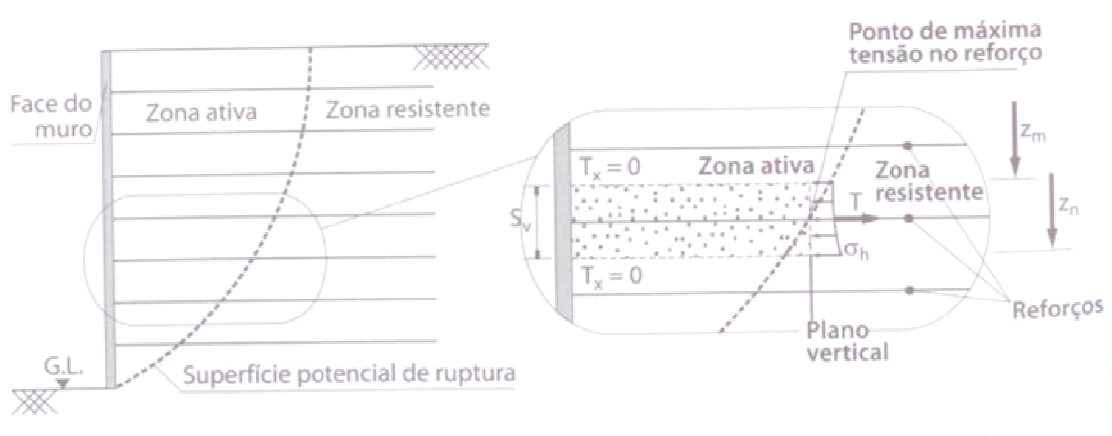


Figura 5.2 – Equilíbrio interno da massa de solo reforçado (Ehrlich e Mitchell, 1994).

A máxima tensão horizontal induzida pela compactação é

$$\sigma'_{xp,i} = \nu_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \lambda' \cdot \frac{Q \cdot N_\lambda}{L}} \quad 5-2$$

Onde,

$\sigma'_{xp,i}$ é a máxima tensão horizontal induzida pela compactação;

ν_0 é o coeficiente de Poisson no repouso dado por

$$\nu_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad 5-3$$

Onde, K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso:

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad 5-4$$

K_a é o coeficiente de empuxo ativo dado pela formulação de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{ou} \quad K_a = \frac{1}{K_p} \quad 5-5$$

K_p é o coeficiente de empuxo passivo (Rankine), dado por

$$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \quad 5-6$$

γ' é o peso específico do solo compactado;

Q é a carga estática equivalente do compactador;

N_λ é o coeficiente de capacidade de carga, dado por

$$N_\lambda = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot \left[\tan^4 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right] \quad 5-7$$

L é o comprimento da placa (tambor do rolo);

A máxima tensão de tração atuante em qualquer camada de reforço, para condição final de construção é

$$T_{máx} = S_v \cdot \sigma'_{xr} = S_v \cdot K_r \cdot \sigma'_z \quad 5-8$$

Onde,

S_v é o espaçamento vertical entre os reforços;

$T_{\text{máx}}$ é a máxima tensão de tração no reforço no final da construção;

K_r é o coeficiente de empuxo residual ao final da construção;

σ'_z é a tensão vertical no ponto de interesse;

K_r pode ser obtido pela solução iterativa de

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_z}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_{um}^2)[(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) \cdot OCR]}{\left(\frac{K_u}{K} \right) \cdot (K_c \cdot OCR - K_r) K_r^n} \quad 5-9$$

Onde,

S_i é o índice de rigidez relativa, dado por

$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot P_a \cdot S_v} \quad 5-10$$

ν_{um} é o coeficiente de Poisson para descarregamento a partir da condição de repouso, dado por

$$\nu_{um} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_0} \quad 5-11$$

$K_{\Delta 2}$ é o coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento sob condição K_0 , dado por

$$K_{\Delta 2} = \frac{K_0 (OCR - OCR^{0,7 \text{sen} \phi'})}{(OCR - 1)} \quad 5-12$$

K_c é o coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensão equivalente ao acréscimo de tensão provocado pela compactação, dado por

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_0^2)(1 - K_{aa})^2 \cdot (K_0 - K_c) \cdot K_0}{(K_c - K_{aa})(K_0 - K_{aa}) K_c^n} \quad 5-13$$

Sendo

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\left\{ (1 - K_a) \left[\frac{c'}{\sigma'_{zc} \cdot K_c \cdot \tan \phi'} + 1 \right] + K_a \right\} R_f} \quad 5-14$$

R_f é a razão de ruptura do modelo hiperbólico de Duncan et al, 1980, geralmente em torno de 0,6 a 0,8 (Tabela 4.4 e 4.5);

OCR é a razão de sobreadensamento dada por

$$\frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad 5-15$$

K_u e K são respectivamente os módulos do modelo hiperbólico de Duncan et al, 1980 para descarregamento e para carregamento (Tabela 4.4 e 4.5);

n é o módulo expoente dos módulos do modelo hiperbólico de Duncan et al, 1980 (Tabela 4.4 e 4.5);

A partir dessa formulação, encontra-se então a tensão máxima de tração atuante em cada camada de reforço a ser inserida na estrutura reforçada.

O fator de segurança quanto à ruptura em cada uma dessas camadas será calculado a partir da formulação:

$$FS = \frac{T_{adm}}{T_{máx}} \quad 5-16$$

Onde,

$T_{máx}$ é a máxima tensão de tração no reforço no final da construção;

T_{adm} é a tensão de resistência admissível, ou resistência útil de trabalho, ou ainda resistência de projeto, é dada pela relação entre tração nominal (T_{ref}), calculada em ensaio de faixa larga, e os fatores de redução parcial do material, conforme a formulação:

$$T_{adm} = \frac{T_{ref}}{FR_{cr} \times FR_{mr} \times FR_a \times \gamma} \quad 5-17$$

Onde:

FR_{cr} : fator de redução parcial devido à fluência;

FR_{mr} : fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação;

FR_a : fator de redução parcial devido à degradação ambiental e química;

γ : fator de redução parcial por incertezas quanto ao material e seu processo de fabricação e extrapolações de dados.

5.6. GGu-Stability

GGu-Stability é um software que permite a realização de análises de estabilidade de acordo com as normas alemãs DIN 4084 (2009), DIN 4084-100 e EC 7, calculando as superfícies de ruptura críticas (circulares ou poligonais) de acordo com o método de Bishop ou de Janbu

O programa é baseado nas equações da norma DIN 4048:

- Bishop (Superfícies de ruptura circular)

$$\eta = \frac{r \cdot \sum T_i + \sum M_s}{r \cdot \sum G_i \cdot \text{sen } \nu_i + \sum M} \quad 5-18$$

Com

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] \tan \varphi + c_i \cdot b_i}{\cos \nu_i + \frac{1}{\eta} \tan \varphi_i \cdot \text{sen } \nu_i} \quad 5-19$$

- Janbu (Superfícies de ruptura poligonais)

$$\eta = \frac{\sum T_i + \sum H_s}{\sum G_i \cdot \tan \nu_i + \sum H} \quad 5-20$$

Com

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] \tan \varphi + c_i \cdot b_i}{\cos^2 v_i \cdot \left(1 + \frac{1}{\eta} \tan \varphi_i \cdot \tan v_i\right)} \quad 5-21$$

Onde:

η , fator de segurança quanto à ruptura;

G_i , peso próprio de uma fatia individual em kN/m considerando o peso do solo e incluindo sobrecargas;

M , momentos de cargas e as forças não incluídas no peso próprio, G_i , em torno do ponto central do círculo de deslizamento em kNm/m, positivo quando agindo excêntricamente (H para Janbu é análogo);

M_s , momentos em torno do ponto central do círculo de ruptura em kNm/m de forças após a Seção 6e (DIN4084), que não são considerados em T_i (HS para Janbu análogo);

T_i , força de resistência tangencial do solo na superfície de deslizamento para cada fatia em kN/m (para superfícies poligonais de deslizamento é a componente horizontal);

v_i , ângulo tangencial da “fatia” com a horizontal, em graus, o que para os círculos é igual à coordenadas polares;

r , raio do círculo de ruptura em metros;

b_i , largura da fatia em metros;

φ_i , ângulo de atrito decisivo em kN/m², para uma fatia individual após a seção 8 (DIN 4084);

c_i , coesão decisiva, em kN / m², para a fatia após a Seção 8 (DIN 4084);

u_i , a poro-pressão decisiva, em kN/m², para a fatia individual.

Δ_{ui} , poro-pressão da água decisiva da fatia, em kN/m², como resultado da consolidação do solo. No programa GGU-Stability Δ_{ui} é calculado multiplicando o coeficiente de poro-pressão da água e as tensões verticais efetivas. Como alternativa, você tem a possibilidade de definir as camadas de consolidação. Usando os elementos necessários dados, o programa realiza um cálculo de consolidação unidimensional.

Cálculo

Pelo Critério de Mohr-Coulomb a ruptura do solo ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ , τ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima. Esta tensão de cisalhamento é definida por:

$$\tau = c' + \sigma_v \cdot \tan \varphi' \quad 5-22$$

cujos termos são:

c' = coesão do solo;

φ' = ângulo de atrito do solo.

No GGU-Stability, para cada geossintético deve ser definido o ponto onde começa e termina cada camada, bem como a força de adesão t (kN/m²) e a força de tração última que pode ser transmitida pelo geossintético, $T_{\text{últ}}$, (dado de projeto).

Com esta força de adesão e os comprimentos dentro e fora do círculo do círculo de ruptura, o programa calcula as forças resultantes T_1 e T_2 atuantes em cada uma dessas partes.

Estas forças T_1 e T_2 são definidas pela multiplicação da tensão de adesão, ou seja, da tensão de cisalhamento, τ , atuando naquele nível (equação 5-22) multiplicada do comprimento de cada lado do reforço, L , das duas faces de contato solo-reforço, e do coeficiente de interação solo-reforço, μ , e no caso do lado de dentro do círculo, a soma da tensão proposta pela ancoragem na face, T_0 . É importante ressaltar que o programa não considera a coesão do solo, sendo $c'=0$.

O Cálculo dessas tensões de tração se dá através das equações que se seguem.

$$T_1 = [(\sigma_v \cdot \tan \varphi') + L_1 \cdot 2] \cdot \mu \quad 5-23$$

$$T_2 = [(\sigma_v \cdot \tan \varphi') + L_2 \cdot 2] \cdot \mu + T_0 \quad 5-24$$

Onde,

σ_v é a tensão vertical no nível do reforço;

L_1 é o comprimento do reforço entre o círculo e terreno natural;

L_2 é o comprimento do reforço entre o círculo e a face do muro;

μ é p coeficiente de interação solo-reforço (geralmente de 0,6 para solos granulares e 0,8 para solos argilosos);

T_0 é a tensão imposta pela ancoragem do reforço (geralmente utiliza-se 80% da tensão disponível no reforço).

A figura 5-3 ilustra a “posição” dessas tensões no reforço correspondente.

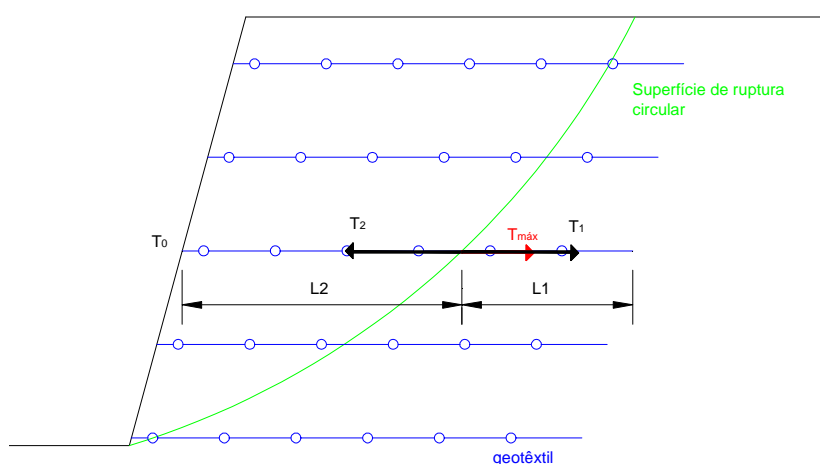


Figura 5.3 – Tensões de tração atuantes no reforço.

Para se calcular a tensão de tração máxima atuante em cada camada do reforço, $T_{máx}$, o programa faz uma comparação entre as tensões calculadas anteriormente (T_1 e T_2) e a tensão última disponível do reforço, $T_{últ}$. Desta comparação ele escolhe a menor das três tensões analisadas e a elege como a tensão de tração máxima, $T_{máx}$, atuante naquela camada de reforço.

6. ANÁLISE DE UM CASO HISTÓRICO

6.1. Descrição

Com o objetivo de aumentar o platô de terraplenagem e respeitar o afastamento de uma área de preservação ambiental, o proprietário do Loteamento Residencial Jardim das Flores, Várzea dos Souzas, Santana de Parnaíba – SP optou por construir um muro de reforço na encosta que limitava a “grotá” existente ao terreno onde as casa seriam construídas.

Esse muro foi então executado em solo reforçado com geogrelhas e face verde envelopada, com 27,6 metros de altura e inclinação 3V:1H (Figura 6.1). O dimensionamento do muro, realizado pelo projetista, foi baseado em segurança ao colapso (estado limite último) e na previsão de deformações admissíveis (servicibilidade) de acordo com as recomendações da norma inglesa BS 8006. Para garantir pequenas deformações pós-construtivas foram utilizadas geogrelhas de PVA com alto módulo de deformação e baixa fluência e a compactação foi executada com alta energia para induzir a mobilização de tensões nos reforços durante a fase construtiva. Foram utilizados reforços principais com espaçamento de 1,80 metros e comprimentos de 12 a 17 metros intercalados com reforços secundários com espaçamento de 0,60 metros e comprimento de 5 metros (Figura 6.2).

Com essas dimensões este muro se transformou em um caso histórico de Muro Verde usando geogrelhas da Huesker do Brasil, e por isso este trabalho veio com o objetivo de estudar, por meio de diferentes métodos de dimensionamento, a estabilidade do muro e por fim comparar os resultados com o resultado original de projeto, buscando encontrar algum parâmetro que possa dizer os benefícios de cada método de cálculo utilizado e à que ele se serve melhor.

Ao longo dos estudos foram realizados dois principais tipos de análises, uma através do método de dimensionamento de Ehrlich e Mitchell e uma através do software GGU-Stability. A seguir são apresentadas essas análises.



Figura 6.1 – Muro Verde Residencial Jardins das Flores, Santana do Parnaíba/SP.

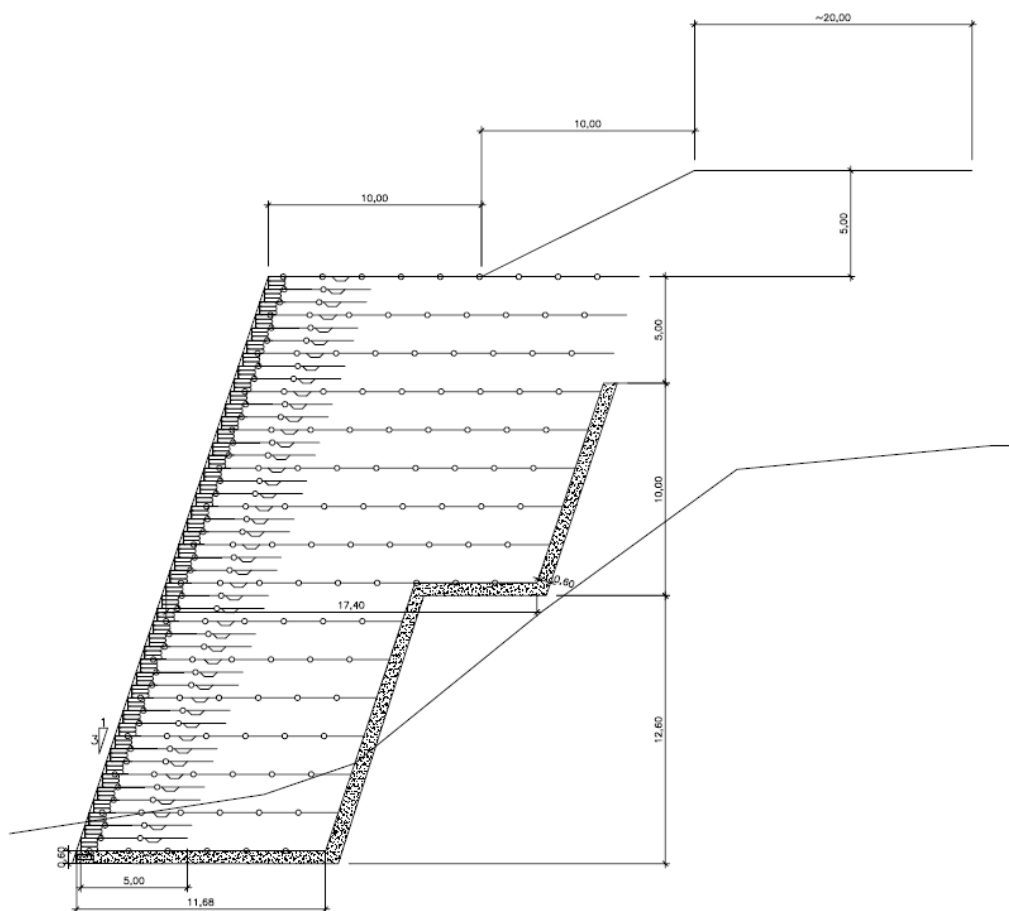


Figura 6.2 – Seção transversal do Muro.

6.2. Análises de estabilidade

Dados úteis ao dimensionamento do muro:

$H = 27,60$ metros

Inclinação: 3V:1H

$S_v = 1,8$ metros entre reforços principais

$S_v = 0,6$ metros entre reforços secundários

$\sigma_{z,i} = 100\text{kPa}$ (Tensão vertical induzida pelo compactador, constante).

$K = 450$

$K_u = 900$

$n = 0,8$

$R_f = 0,8$

Solo de aterro: $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$, $c = 20\text{ kPa}$, $\phi = 30^\circ$

Os parâmetros do solo foram estimados a partir da experiência dos orientadores envolvidos, visto que não se possuíam de dados de laboratório.

6.2.1. Do dimensionamento Externo

Para determinação da estabilidade externa do muro usou-se como referência os passos considerados por Ehrlich, 2009.

Foi calculado o comprimento dos reforços (L_r) para garantir a estabilidade externa. As variáveis envolvidas são apresentadas da figura 6.3 e foi considerado um muro de face vertical para efeito de simplificação dos cálculos, e para considerar uma caso mais conservador.

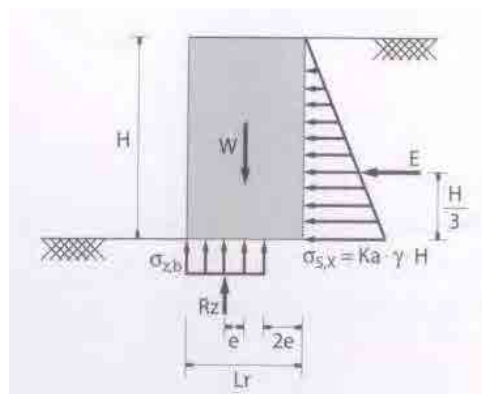


Figura 6.3 – Forças e variáveis envolvidas nas análises de estabilidade externas (Ehrlich, 2009).

a) Cálculo do empuxo da zona não reforçada

O empuxo de terra (E), sem consideração de sobrecarga é dado por:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Da equação 5-5 temos,

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

Logo, $E = \frac{1}{2} 18.27,6^2 \cdot 0,333 \cong 2285 \text{ kN} / m$

b) Verificação do deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento (FS) é determinado pela razão entre a máxima força resistente que pode ser mobilizada na base do muro e o empuxo de terra, então:

$$FS = \frac{\gamma \cdot H \cdot L_r \cdot \tan \phi'}{\frac{1}{2} \gamma H^2 K_a}$$

O fator de segurança estabelecido é de 1,5, logo o comprimento de reforço será:

$$L_r = \frac{FS \cdot H \cdot K_a}{\tan \phi'} \cdot 0,5 = 11,94 \text{ m}$$

c) Verificação ao tombamento

O fator de segurança ao tombamento (FS) é definido pela razão entre os momentos estabilizantes proporcionados pelo peso do muro e o momento instabilizante gerado pelo empuxo horizontal de solo (E):

$$FS = \frac{W \cdot \frac{L_r}{2}}{E \cdot \frac{H}{3}}$$

Sendo estabelecido fator de segurança ao tombamento, mínimo de 2,0, o comprimento de reforço sem sobrecarga será:

$$L_r \geq \sqrt{\frac{2}{3} \cdot K_a \cdot H^2} \geq 13,00 \text{ m}$$

d) Verificação das tensões na base

Segundo Ehrlich, 2009, a resultante das tensões na base do muro deve garantir toda a base comprimida e, para tanto, a excentricidade (e) deve ser inferior à sexta parte de L_r .

A excentricidade será:

$$e = \frac{E \cdot H}{3R_z}$$

Onde R_z é a resultante $R_z = \gamma \cdot H \cdot L_r$

Para que a condição de base totalmente comprimida seja atendida, temos:

$$e \leq \frac{L_r}{6}$$

Então $L_r \geq 6 \cdot e$ ou seja, $L_r \geq 15,93m$

Desta forma, o comprimento mínimo necessário aos reforços será de 15,93 metros, evitando assim o deslizamento, o tombamento e ainda manter a base do muro comprimida.

e) Verificação de capacidade de carga do terreno de fundação

Da formulação de Meyerhof tem-se a tensão na base do muro:

$$\sigma_{z,b} = \frac{R_z}{L_r - 2 \cdot e}$$

Adodando-se $L_r = 0,8 \cdot H$ de forma a evitar seu arrancamento da zona resistente, a tensão na base será:

$$\sigma_{z,b} \cong 600,00kN / m^2$$

Estabelecendo-se o fator de segurança para a capacidade de carga da fundação igual a 2,5, a tensão última no terreno deverá ser superior a 1500 kPa.

Calculando a capacidade de carga do terreno.

Da formulação de Brinch Hansen (1961) e Sokolovcki (1960), tem-se a capacidade de carga do terreno igual a:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D + c \cdot N_c \cdot f_{ci} + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) \cdot f_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^1 \cdot N_\gamma \cdot f_{\gamma i}$$

Onde,

q_{lim} é a capacidade de carga do solo de fundação;

D é o embutimento da fundação da estrutura, aqui igual a 0,6 m;

$N_{c,q,\gamma}$ são os fatores de capacidade de carga;

f_{ci,qi,γ_i} são os fatores de excentricidade e inclinação da carga;

B' é a largura efetiva da fundação ($L_r - 2.e$);

Os fatores de inclinação e excentricidade são:

$$f_{qi} = \left[1 - \frac{R_h}{R_v + B'.c'.\cot \alpha(\phi)} \right]^2$$

$$f_{ci} = f_{qi} - \frac{1 - f_{qi}}{N_c \cdot \tan(\phi)}$$

$$f_{\gamma_i} = (f_{qi})^{3/2}$$

Os fatores de capacidade de carga são dados de acordo com Prandtl (1921), Reissner (1924) e Vesic (1975), sendo que para este caso teremos $N_c=30,14$, $N_q=18,40$ e $N_\gamma=22,40$.

R_v e R_h são as resultantes das solicitações verticais e horizontais:

$$R_v = W = 10969 \text{ kPa}$$

$$R_h = E = 2285 \text{ kN/m}^2$$

Então teremos,

$$f_{qi} = 0,645$$

$$f_{ci} = 0,625$$

$$f_{\gamma_i} = 0,518$$

Finalmente, $q_{lim} = 2414,6 \text{ kPa}$.

O fator de segurança para a capacidade de carga da fundação será:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma'_{z,b}} = \frac{2414,6}{600} \cong 4 \geq 2,5$$

Ou seja, o fator de segurança verificado é válido para a capacidade de carga da fundação.

6.2.2. Do dimensionamento Interno

O dimensionamento interno do muro foi desenvolvido a partir das equações do método de Ehrlich e Mitchell, 1994.

A análise de estabilidade interna deve garantir que não ocorram rupturas por tração, arrancamento dos reforços ou instabilidade localizada na face, sendo assim devem ser feitas verificações de máxima tensão de tração do reforço, resistência ao arrancamento, conexão dos reforços com a face e instabilidade de trechos. Os fatores de segurança para estabilidade interna são dados de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 6.1 – Passo 1: Fatores de segurança e condições mecânicas (Ehrlich, 2009).

Condição	Verificação	Fator de Segurança	Observação
Ruptura do reforço	$T_d \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	$\geq 1,50$	Obras permanentes
		$\geq 1,15$	Obras temporárias
Arrancamento	$P_r \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	$\geq 1,50$	
Estabilidade da conexão	$P_{R,0} \geq T_0 \cdot FS$	$\geq 1,50$	

Determinação das forças máximas no reforço ($T_{m\acute{a}x}$)

Para o cálculo das forças máximas no reforço, $T_{m\acute{a}x}$, foi desenvolvida uma tabela de cálculo (descrita a seguir no item 6.3), e também realizado o dimensionamento através do programa GGU-Stability (item 6.4).

6.3. Desenvolvimento da planilha

A força de tensão de tração máxima que atua em cada nível ($T_{m\acute{a}x}$) de reforço ao final da construção é determinada considerando-se as forças necessárias ao equilíbrio local da estrutura, ou seja, a resistência à tração dos reforços e ao cisalhamento do solo.

Aqui o valor de $T_{m\acute{a}x}$ foi calculado através do método de dimensionamento com compatibilidade de deformações de Ehrlich e Mitchell, 1994, onde foram criadas planilhas contendo suas fórmulas e calculando nível a nível, chegou-se a configuração completa dos reforços do muro em questão.

A planilha citada acima está em anexo, no anexo 1 e serão apresentados a seguir os passos de sua criação.

Passo 1 – Inserção dos dados do solo

Foi criado um espaço com células referentes aos dados do solo a ser usado como aterro, devendo ser inserido:

- γ , que é o peso específico do solo;
- c' , que é a coesão do solo;
- ϕ , que é o ângulo de atrito do solo;
- K , o módulo tangente inicial da curva tensão deformação no modelo hiperbólico;
- K_{ur} , o módulo tangente de descarregamento e carregamento da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico, onde a relação K_{ur}/K geralmente varia de 1,2 a 3,0;
- R_f , que é a razão de ruptura do modelo hiperbólico;
- n , o módulo expoente da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico;

K , n , R_f e K_{ur} são os parâmetros hiperbólicos conservativos de Duncan et al, 1980, citados no capítulo 4, tabela XX;

Abaixo a parte da tabela do anexo 1 referente a esses dados:

Tabela 6.2 – Passo 1: Dados do solo.

Dados do Solo		
γ	Dado de projeto	kN/m ³
c'	Dado de projeto	kPa
ϕ	Dado de projeto	°
k	Eq. 4-12 e Tabela 4.4 ou 4.5	-
k_u	Eq. 4-12 e Tabela 4.4 ou 4.5	-
R_f	Eq. 4-10	-
n	Eq. 4-9	-

Passo 2: Inserção dos dados para cálculo das tensões verticais

Neste espaço entrarão os valores:

- S_v , o espaçamento vertical entre os reforços principais;
- Z , a profundidade do nível do reforço que está sendo calculado;
- Sobrecarga, que é a sobrecarga atuando sobre o muro;
- σ_{zc} , que é a tensão vertical máxima de compactação;
- P_a , pressão atmosférica;

O valor σ_z , tensão vertical, será calculado a partir de $\sigma_z = \gamma \cdot Z + \text{Sobrecarga}$.

Observação: os espaços de valores preenchidos com a cor cinza devem ser colocados pelo usuário, enquanto os espaços em branco são automáticos e não devem ser modificados.

A parte da tabela referente a esses dados é:

Tabela 6.3 – Passo 2: Tensões e Espaçamentos.

Tensões, Espaçamento e Profundidade		
S_v	Espaçamento entre reforços	m
Z	Profundidade	m
Sobrecarga	Dado de proj.	kPa
σ_z	$(Z \cdot \gamma) + \text{Sobrecarga}$	kN/m ²
σ_{zc}	Dado de proj.	kN/m ²
P_a	101.3	kN/m ²

Passo 3: Inserção dos dados da geogrelha

Aqui será inserido o valor da rigidez (J) do geossintético.

Tabela 6.4 – Passo 3: Dados Geogrelha: Rigidez relativa.

Dados da Geogrelha		
J	Dado de projeto	kN/m

Passo 4: Cálculo de K_c

K_c é o coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensão equivalente ao acréscimo de tensão provocado pela compactação, dado pelas equação 5-13.

Esse valor será encontrado por tentativa e erro, onde ao substituir o valor estimado (dentro da célula cinza) terá que se verificar a igualdade entre as células que o seguem ($V_1 = V_2$), ou ao

menos um valor aproximado dessa igualdade visto que a formulação envolvida é complexa e possui muitas variáveis. O valor de K_c geralmente vai variar entre 0,1 a 0,3.

Tabela 6.5 – Passo 4: Cálculo de K_c .

K_c	Eq. 5-13	até que	V_1	V_2	V_1 =lado esquerdo da equação
					V_2 =lado direito da equação

Passo 05: Cálculo de K_r

K_r é o coeficiente de empuxo residual ao final da construção que pode ser obtido pela solução iterativa da equação 5-9.

Na planilha esse valor também será encontrado por tentativa e erro, onde ao substituir o valor estimado (dentro da célula cinza) terá que se verificar a igualdade entre as células que o seguem ($V_1=V_2$), ou ao menos um valor aproximado dessa igualdade visto que a formulação envolvida é complexa e possui muitas variáveis.

Porém há que se atentar para o caso de que se a tensão vertical (σ_z) for maior que a tensão máxima induzida na compactação (σ_{zc}), então o valor de K_r será o mesmo de K_c .

Tabela 6.6 – Passo 5: Cálculo de K_r .

K_r	Eq. 5-9		V_1	V_2	Se $\sigma_z > \sigma_{zc}$, $K_r = K_c$	V_1 =lado esquerdo da equação
						V_2 =lado direito da equação

Alguns valores presentes na planilha e não citados acima foram calculados automaticamente através dos valores inseridos anteriormente, não devendo ser alterados. Na planilha eles se apresentam da seguinte forma:

Tabela 6.7 – Valores complementares.

ϕ	$(\phi * \pi) / 180$
K_p	Eq. 5-6
K_a	Eq. 5-5

Ko	Eq. 5-4
Si	Eq. 5-10
OCR	Eq. 5-15
K Δ 2	Eq. 5-12
ν_{un}	Eq. 5-11
ν_0	Eq. 5-3
Kaa	Eq. 5-14

Sendo eles:

K_p , coeficiente de empuxo passivo pela formulação de Rankine;

K_a , coeficiente de empuxo ativo pela formulação de Rankine;

K_0 , coeficiente de empuxo em repouso pela relação de Jaky;

Si, índice de rigidez relativa, definido por Ehrlich e Mitchell;

OCR é a razão de sobreadensamento;

$K_{\Delta 2}$ é o coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento;

ν_{un} é o coeficiente de Poisson para descarregamento;

ν_0 é o coeficiente de Poisson no repouso;

K_{aa} coeficiente complementar para cálculo de K_c ;

Passo 06: Cálculo de $T_{m\acute{a}x}$

Após tudo preenchido finalmente será encontrado o valor da tensão de tração máxima ($T_{m\acute{a}x}$) atuante naquele nível de reforço estudado, ao final da construção, dado pela equação 5-8 e representado na planilha por:

Tabela 6.8 – Cálculo da tensão de tração máxima atuando no reforço.

T $_{m\acute{a}x}$	Eq. 5-8	kN

Esta planilha deve ser aplicada camada a camada de reforço para calcular as tensões de tração máxima atuante em todo o muro estudado, obtendo-se uma configuração do estado final das tensões atuantes nos reforços para o muro.

Após o desenvolvimento da planilha, ela foi usada para o cálculo das tensões de tração

máximas atuantes nos reforços para o muro verde em estudo, originando a tabela abaixo.

Tabela 6.9 – Valores de $T_{máx}$ para o muro estudado.

Camada	J	σ_z	$T_{máx}$ (kN)
16	1100	0,00	0,00
15	1100	32,40	19,54
14	1100	64,80	20,47
13	1100	97,20	21,19
12	2200	129,60	34,29
11	2200	162,00	42,87
10	4000	194,40	61,59
9	4000	226,80	72,18
8	4000	259,20	82,58
7	4000	291,60	92,90
6	8000	324,00	127,72
5	8000	356,40	140,49
4	8000	388,80	153,26
3	8000	421,20	166,04
2	8000	453,60	178,81
1	8000	486,00	191,58

A seção longitudinal de projeto que ilustra a posição e tipo de geogrelha em cada camada está em anexo, no anexo 2.

6.4. Análises a partir do GGU-Stability

As análises realizadas no software GGU aconteceram de diferentes modos visando encontrar os fatores de segurança contra ruptura nas análises de estabilidade interna e externa, pelo método de cálculo de Bishop e Janbu. Essas análises estão descritas abaixo.

Análise 01: estabilidade interna pelo método de Bishop, com presença do talude superior, e tensões nos reforços igual à tensão admissível do geossintético (T_{adm}), onde obteve-se fator de segurança contra a ruptura de 1.26, conforme anexo 03.

Análise 02: de estabilidade externa pelo método de Bishop, com presença do talude superior, e tensões nos reforços igual à tensão admissível do geossintético (T_{adm}), onde obteve-se fator de segurança contra a ruptura de 1.20, conforme anexo 04.

Diante da ideia de fazer a comparação entre os dimensionamentos a partir do método de cálculo de Ehrlich e Mitchell e dos softwares, tornou-se necessário definir um mesmo “local de busca” dos círculos de ruptura para encontrar um fator de segurança compatível. Sendo assim optou-se por determinar a posição de atuação das tensões máximas que é a mesma posição da cunha de ruptura de acordo com a teoria desenvolvida por Dantas e Ehrlich, 2000a, ou forçar o círculo de ruptura passar somente dentro dos reforços, elevando a coesão do solo de fundação.

Determinação da posição do ponto de atuação da tensão máxima dos reforços (Dantas e Ehrlich, 2000a).

$$\text{Para } 45^\circ \leq w \leq 65^\circ \quad \Rightarrow x = \frac{0,75.H}{\tan w}$$

$$\text{Para } 65^\circ \leq w < 90^\circ \quad \Rightarrow x = \frac{0,8.H}{\tan w}$$

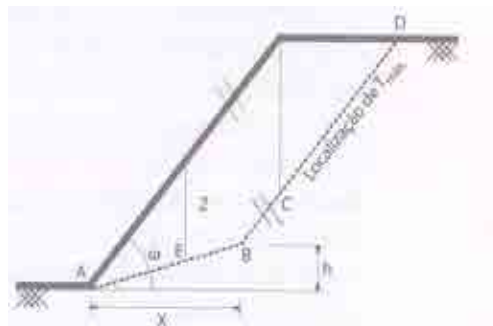


Figura 6.4 – Ponto de atuação de $T_{máx}$ para reforço de taludes íngremes (Dantas; Ehrlich, 2000a).

Para o muro estudado nesse trabalho, temos:

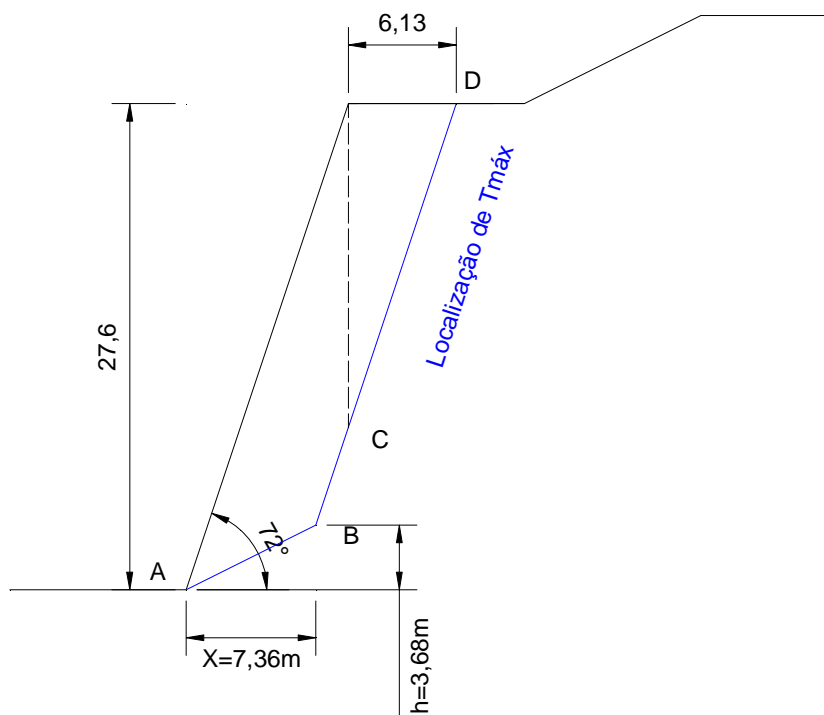


Figura 6.5 – Ponto de atuação de $T_{máx}$.

Com essa cunha definida foi possível fazer novas análises no software GGU, sendo elas:

Análise 03: estabilidade interna pelo método de Janbu, para a cunha definida anteriormente usando a tensão admissível em cada reforço, com presença de talude superior e somente considerando os reforços principais. Obteve-se nesta análise fator de segurança contra a ruptura global de 1,43, conforme anexo 05.

Análise 04: estabilidade interna pelo método de Janbu, para a mesma cunha e usando a tensão máxima que cada reforço deve resistir, calculada pelo método de Ehrlich e Mitchell, sem presença de talude superior, somente com reforços principais. Neste caso, obteve-se um fator de segurança contra a ruptura global de 1,29, conforme anexo 06.

Para o caso de forçar o círculo de ruptura passar internamente aos reforços:

Análise 05: análise interna pelo método de Bishop, para reforços com a tensão admissível, sem talude superior, coesão de 80 kPa, sem reforços intermediários, fator de segurança global de 1.30, conforme anexo 07.

Análise 06: análise interna pelo método de Bishop, para reforços com tensão máxima, sem talude superior, coesão de 80 kPa, sem reforços intermediários, obtendo-se fator de segurança global de 1.17, conforme anexo 08.

Análise 07: análise interna pelo método de Bishop, para reforços com tensão máxima, desconsiderando a compactação, sem talude superior, coesão de 80 kPa, sem reforços intermediários, obtendo-se fator de segurança global de 1.10, conforme anexo 09.

A compactação foi desconsiderada para tentar ajustar o modelo do GGU ao modelo de cálculo de Ehrlich e Mitchell, tentando simular uma condição de serviço no GGU.

A título de curiosidade foram feitas ainda análises de estabilidade do muro em questão com o uso dos softwares Plaxis v.8 e ReSSA 3.0.

Para essas análises considerou-se os mesmos parâmetros de solo e geometria do muro usados no software GGU-Stabilty, e ainda foram feitas outras considerações, de acordo com a necessidade de cada programa, com valores baseados na experiência dos engenheiros envolvidos neste projeto.

Análise 08: análise de estabilidade global com o uso do software **Plaxis v.8**, um software baseado no método dos elementos finitos e destinado a realizar análises geotécnicas de deformação e estabilidade das estruturas em solo, entre outros, considerando a presença de geossintéticos. Os reforços foram inseridos com resistência a tração igual a tensão admissível do geossintético usado. O fator de segurança encontrado foi de 1.14, conforme mostrado no anexo 10.

Análise 09: análise de estabilidade global com o uso do software ReSSA 3.0, um programa interativo usado para avaliar a estabilidade de encostas, que também permite a inclusão de reforços horizontais. Os reforços foram inseridos com resistência a tração igual a tensão admissível do geossintético usado. O fator de segurança encontrado foi de 1.19, conforme mostrado no anexo 11.

7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Foram desenvolvidas diversas análises durante este trabalho com o intuito de comparar os resultados dos diferentes métodos de cálculo de análise de estabilidade no que diz respeito ao fator de segurança contra a ruptura global.

O resultado destas análises pode ser resumido na tabela abaixo, sendo que a imagem com seus respectivos círculos de ruptura se encontram em anexo (Anexos 03 a 11).

Tabela 7.1 – Resultado das análises de estabilidade para o Muro Verde estudado.

Análise	Bishop	Janbu	Estabilidade Interna	Estabilidade Externa	T _{adm}	T _{máx}	Com talude Superior	Sem talude Superior	FS
1	x		x		x		x		1,26
2	x			x	x		x		1,2
3		x	x		x		x		1,43
4		x	x			x	x		1,29
5	x		x		x			x	1,3
6	x		x			x		x	1.17
7	x		x			x		x	1.10*
8	Plaxis			x	x		x		1.14
9	ReSSa			x	x		x		1.19

*Análise feita sem o efeito da compactação do solo.

Ao realizar uma análise crítica dos resultados obtidos, percebeu-se que não era possível comparar diretamente os resultados, visto que uma das análises (Método de E. e M.) considerava a compactação do solo na montagem do muro e dimensionamento na condição de trabalho, enquanto as outras (softwares) não consideravam a compactação durante a construção e o dimensionamento na condição de ruptura.

Outra diferença era que o primeiro método (de E. e M.) calculava a tensão máxima mobilizada na camada de reforço para depois aplicar os fatores de redução e se chegar à tensão de tração de catálogo do geossintético, aquela usada na escolha deste e definida pela

empresa que a produz segundo os ensaios de laboratório específicos. Já os outros métodos, os softwares, utilizavam as tensões admissíveis a serem mobilizadas, calculadas a partir da aplicação dos fatores de redução nas tensões de catálogo, sendo que ela era testada pelo programa onde se verificava o quanto ela é mobilizada ou não naquela camada. O esquema da figura abaixo ilustra esta explicação.

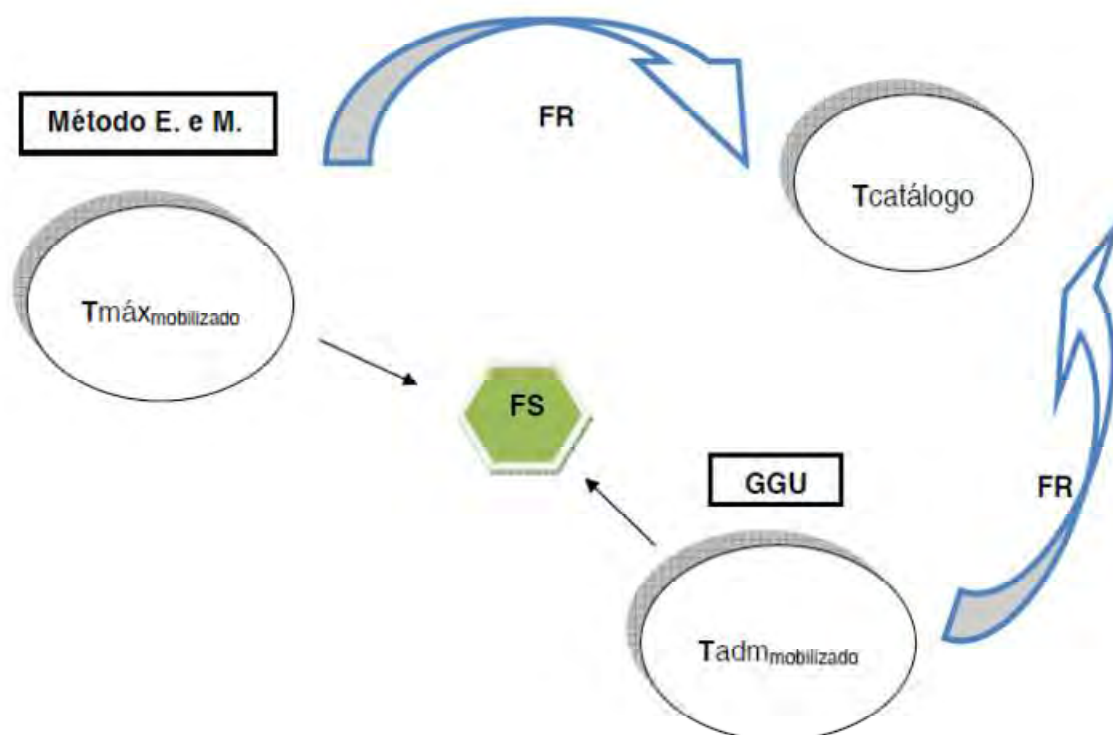


Figura 7.1 – Tensões consideradas nos métodos de cálculo aplicados.

Diante destas divergências decidiu-se comparar as análises considerando alguns ajustes nos modelos de cálculo, como fixação da área de busca de círculos apenas dentro da área de reforço, aumentando-se para isso a coesão do solo de base do muro, retirada das camadas de geogrelhas intermediárias e retirada do talude superior, a análise que contém essas mudanças é a análise 06.

Na análise 07, considerou-se além dos ajustes citados acima, a retirada da tensão de compactação considerada no dimensionamento de E. e M. com o intuito de verificar se para a condição de trabalho o fator de segurança seria em torno de 1,0. O fator de segurança encontrado foi de 1,10, próximo ao esperado, confirmando a eficiência do método utilizado.

As comparações aconteceram baseando-se no capítulo 7 da norma britânica “Code of practice for strengthened/reinforced soils and others fills” (BS 8006-1:2010), a qual mostra quais são as verificações a serem feitas para taludes reforçados para o estado de limite último (ELU) e para estado de limite de serviço (ELS).

Primeiramente, para estabilidade interna, no que diz respeito à ruptura dos reforços (ELU), foi feita a comparação entre o cálculo das tensões máximas nos reforços de acordo com o item 6.2.2 para o método de Ehrlich e Mitchell, e a análise 06 do software GGU, as quais mostram fator de segurança contra a ruptura global de 1,30 e 1,17 respectivamente.

Desta comparação percebe-se que o dimensionamento através do método de Ehrlich e Mitchell é mais conservador, visto que o fator de segurança encontrado é menor.

A segunda comparação, para estabilidade composta, também para a ruptura dos reforços, foi feita entre os resultados da análise 02 (GGU) e análise 08 (Plaxis), onde os fatores de segurança obtidos foram 1,20 e 1,14 respectivamente.

É possível observar na figura 7.1 que o círculo de ruptura é semelhante nos dois casos em sua forma, tamanho de raio e ainda que eles “cortam” os mesmos reforços.

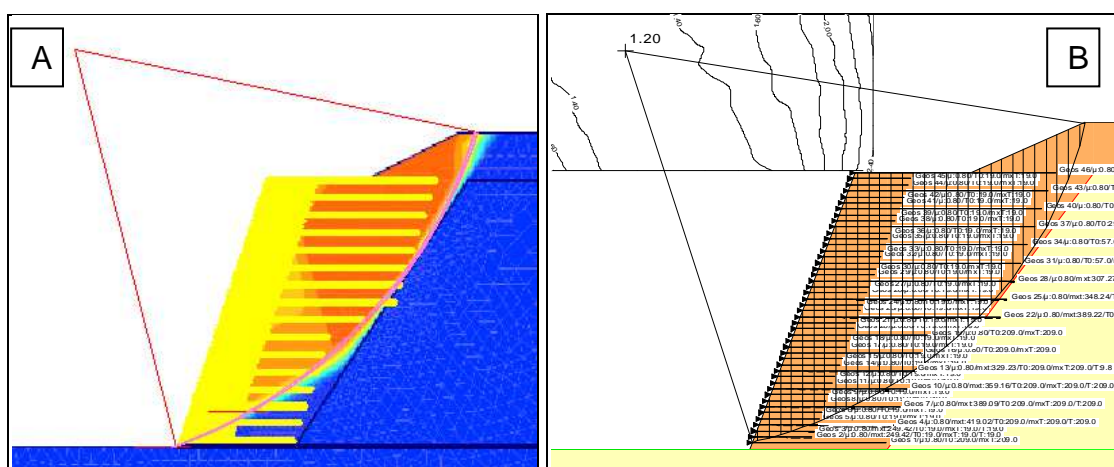


Figura 7.2 – Círculos de ruptura para análise de estabilidade global nos softwares Plaxis (A) e GGU-Stability (B).

Os fatores de segurança para esta condição são próximos nas duas análises, porém no Plaxis a análise é mais detalhada e exige mais parâmetros para ser modelada, justificando um fator de segurança um pouco menor.

Para uma análise em estado limite de serviço (ELS), normas brasileiras não tratam do assunto, mas a norma britânica citada acima indica que sejam feitas análises para determinação de recalque, deslocamento de face e deslocamento por fluência, possíveis de serem realizados através do software Plaxis. Porém para a realização dessas análises, é necessário o uso de maior quantidade de parâmetros relacionados ao solo, dados esses não disponíveis para o muro estudado neste trabalho, inviabilizando a realização destas análises e comparações.

8. CONCLUSÕES

Estudou-se neste trabalho um caso histórico de muro em solo reforçado, projetado e executado com reforço geossintético em geogrelhas de PVA, de 27,6 metros de altura, inclinação 3V:1H, faceado por sacos de terra vegetal (muro verde), montado sobre um talude natural distante 50 metros de uma nascente, configurando um limite entre o terreno a ser usado para loteamento e uma área de preservação ambiental.

Esta estrutura foi redimensionada através de um método de cálculo desenvolvido por Maurício Ehrlich e James K. Mitchell, em 1994. Foi também recalculada através de dois softwares de análise de estabilidade, o GGU-Stability e o ReSSA e através de um software de cálculo baseado em elementos finitos, o Plaxis v.8.

Com a realização desses diferentes dimensionamentos foi possível obter resultados que foram comparados entre si levando-se as seguintes conclusões:

- A comparação entre os softwares GGU-Stability, ReSSA e Plaxis é válida para análise de estabilidade onde se busca o fator de segurança quanto à ruptura, ou seja, para estado de limite último, porém deve-se usar os mesmos dados de entrada a serem obtidos de ensaios de laboratório ou experiência do projetista.
- A comparação do método de cálculo de Ehrlich e Mitchell e as análises de software GGU-Stability foi realizada, porém por meio de alguns ajustes nos modelos. Desta forma percebe-se que essa comparação pode levar a um resultado errôneo visto que se tratam de métodos de cálculo que se utilizam de premissas diferentes, um calculando em condições de serviço e outro condições de ruptura.
- Uma análise de estabilidade em condições de serviço poderia ser realizada no software Plaxis e comparada com o método de Ehrlich, mas para isso seriam necessários dados mais específicos sobre o solo, e um estudo mais aprofundado dos dois métodos.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ALEXIEW, D.: Geosynthetic Reinforced Slopes: Basics of Design and some Projects. Proc. of the Indian Conference Geosynthetics – New Horizons, Nova Delhi, Outubro. 2004. pp. 73 – 85.

BECKER, L. Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento. Tese de Doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, DEC, PUC, Rio de Janeiro, 2006.

BRUGGER, P. J. SILVA, A. E. F. RODRIGUES, V. J. SARAMAGO, R. P. Muro em solo reforçado com geogrelhas e blocos segmentais – Um caso de Obra com altura de 13,5 metros. IV Conferência Brasileira Sobre Encostas, Salvador, 2005.

BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. BSI, Londres, UK, 2010.

BUß, Johann. BRAUNSCHWEIG. Manual GGU-Stability. Civilserve. Steinfeld, Germany, julho, 1999.

BURGARDT, L. Contenção de encostas em áreas de risco. PINIweb. Disponível em: <<http://www.infraestruturaurbana.com.br/solucoes-tecnicas/2/artigo213006-2.asp>> Acesso em 06 de outubro de 2011.

DANTAS, B. T. EHRLICH, M. Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho. Solos e Rochas, São Paulo, 23, (2): 113-133, Agosto, 2000a.

DUNCAN, J. M. et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Journal of Geotechnical Engineering, UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, Califórnia, 1980.

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

GUIMARÃES, A. G. Análise inversa para determinação de parâmetros de deformabilidade de solos. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa, 2008.

HUESKER. Catálogos e Fichas Técnicas dos produtos em geossintéticos consultados durante o ano de 2010.

KOERNER, Robert M., Designing with geosynthetics, 4ªEd. Prentice-Hall, Inc. New Jersey, 1998.

LEAL, U. Como usar geossintéticos. Techne Web. Disponível em: <<http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/89/imprime32781.asp>>. Acesso em 06 de outubro de 2011.

LUFT, A. E.; ABE, M. S. Muro de Arrimo. Cesec-UFPR, 2004. Disponível em:<http://www.cesec.ufpr.br/etools/oe3/applets/Muro_Arrimo/teoria.html>. Acesso em 06 de outubro 2011.

MARQUES, H. C.; EHRlich, M.; RICCIO, M V. 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, 2006.

MENEZES, J. E.T. Q. Pet-Civi/UFJF. Disponível em: <<http://petcivilufjf.wordpress.com/tag/murro-arrimo>>. Acesso em 06 de outubro 2011.

MOTA, G. M. Justification d'ouvrages geotechniques. Projeto de Fim de Estudos realizado na empresa Maccaferri França, apresentado na Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tarbes (ENIT). Tarbes, França, 25 de Junho de 2010.

NBR 12824 – Geotêxteis: Determinação da resistência à tração não-confinada – Ensaio de tração de faixa larga. ABNT, Rio de Janeiro, 1993.

NBR 15226 – Geossintéticos: Determinação do comportamento em deformação e na ruptura, por fluência sob tração confinada. ABNT, Rio de Janeiro, 2005.

SAYÃO, A.; AZAMBUJA, E.; EHRLICH, M.; GOMES, R. C. Muros e taludes reforçados. Manual Brasileiro de Geossintéticos, São Paulo, p. 84-123. Edgard Blucher, 2004.

SILVA, A. E. F.; SCHMIDT, C. F.; FILHO, L. M. C.; PAES, G.; BECKER, L. Dique reforçado com geogrelha de PVA na ampliação de área de deposição de rejeitos quimicamente agressivos. 14º Congresso Brasileiro de Mecânica do Solo e Engenharia Geotécnica, Búzios, Rio de Janeiro. Agosto, 2008.

TEIXEIRA, S. H. C.; BUENO, B de S. Comportamento de geogrelhas implantadas em um solo arenoso fino e solicitadas ao arrancamento. Solos e Rochas, São Paulo, 25, (2): 119-134, 2002.

VERTEMATTI, J. C. Manual brasileiro de geossintéticos. São Paulo, Edgard Blucher, 2004.

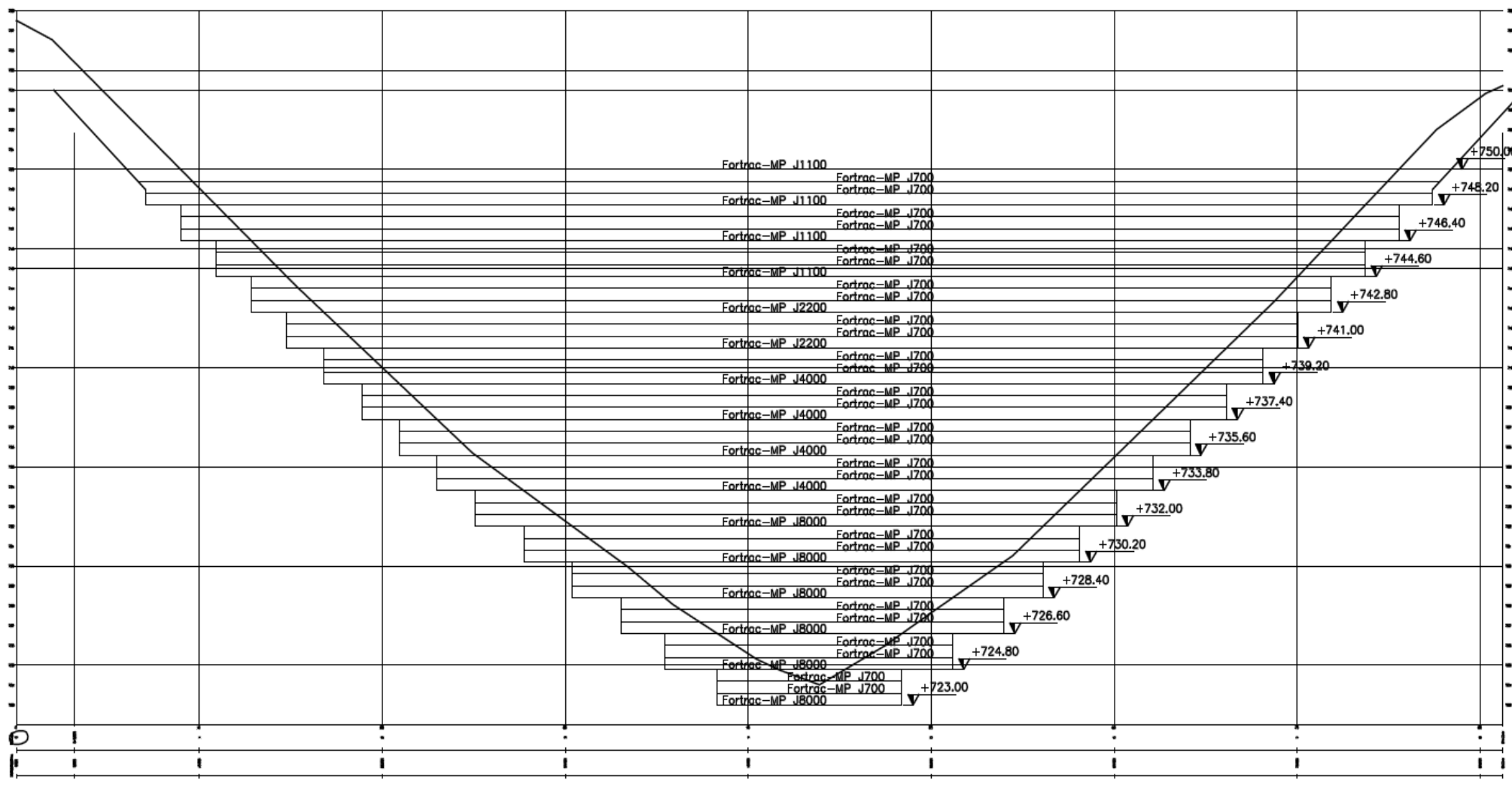
ANEXO I:

Planilha de cálculo de $T_{\text{máx}}$ nos reforços

Método Maurício Ehrlich						
Dados do Solo			Tensões			
γ	Dado de projeto	kN/m ³		Sv	Espaçamento entre reforços	m
c'	Dado de projeto	kPa		Z	Profundidade	m
ϕ	Dado de projeto	°		Sobrecarga	Dado de proj.	kPa
k	Eq. 4-12 e Tabela 4.4 ou 4.5	-		σ_z	$=(Z * \gamma) + \text{Sob}$	kN/m ²
k_u	Eq. 4-12 e Tabela 4.4 ou 4.5	-		σ_{zc}	Dado de proj.	kN/m ²
Rf	Eq. 4-10	-		Pa	101.3	kN/m ²
n	Eq. 4-9	-				
Dados da Geogrelha						
ϕ	$=(\phi * \pi) / 180$	rad		J	Dado de proj.	kN/m
Kp	Eq. 5-6					
Ka	Eq. 5-5					
Ko	Eq. 5-4					
Si	Eq. 5-10					
OCR	Eq. 5-15					
K Δ 2	Eq. 5-12					
vun	Eq. 5-11					
vo	Eq. 5-3					
Kaa	Eq. 5-14			V1 = V2		V1=lado esquerdo da equação
Kc	Eq. 5-13	até que	V1	V2	V2=lado direito da equação	
Kr	Eq. 5-9		V1	V2	Se $\sigma_z > \sigma_{zc}$, $K_r = K_c$	
T _{máx}	Eq. 5-8	kN				

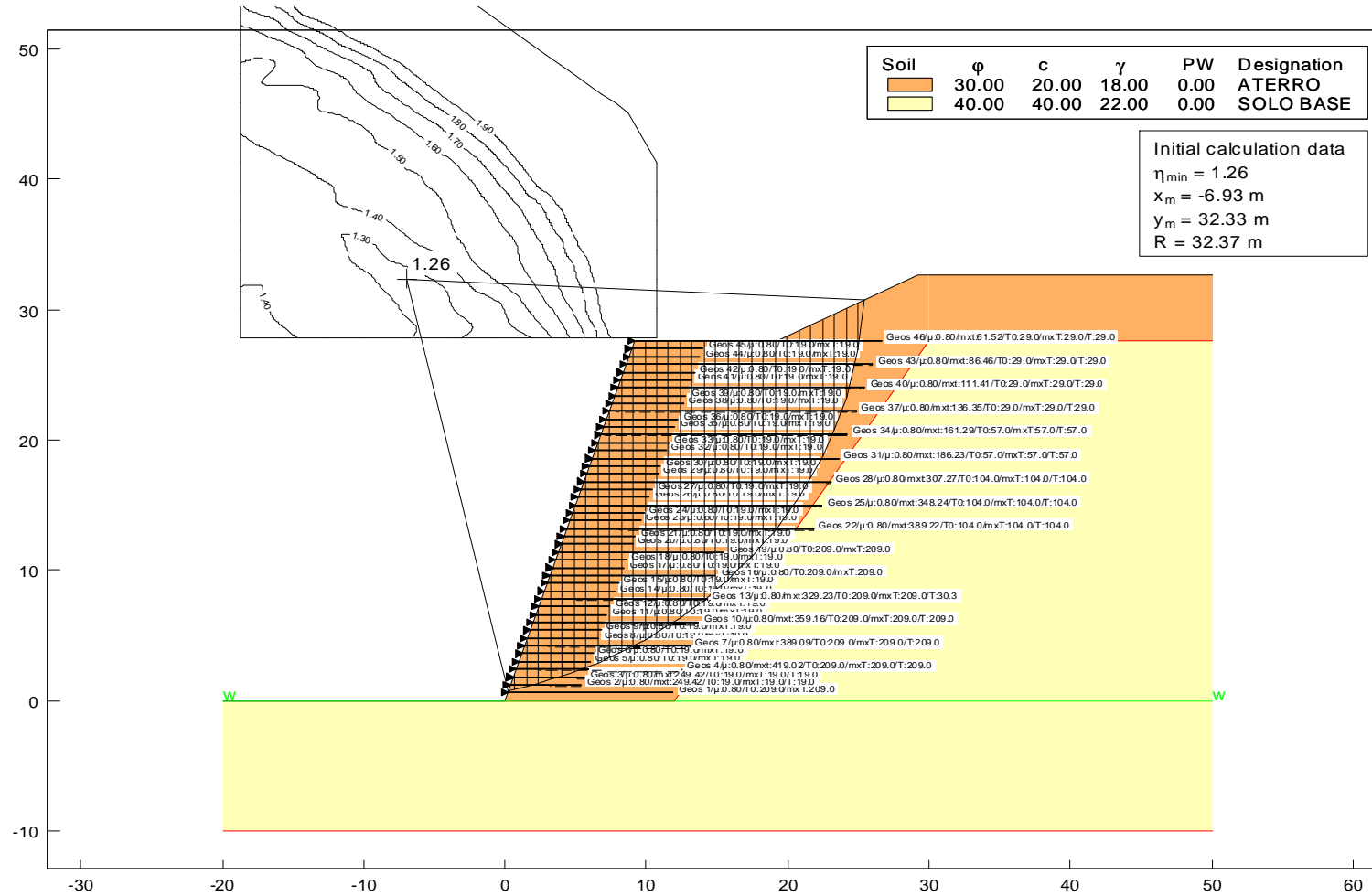
ANEXO II:

Seção longitudinal do projeto do Muro verde com o posicionamento das geogrelhas e o perfil do terreno.



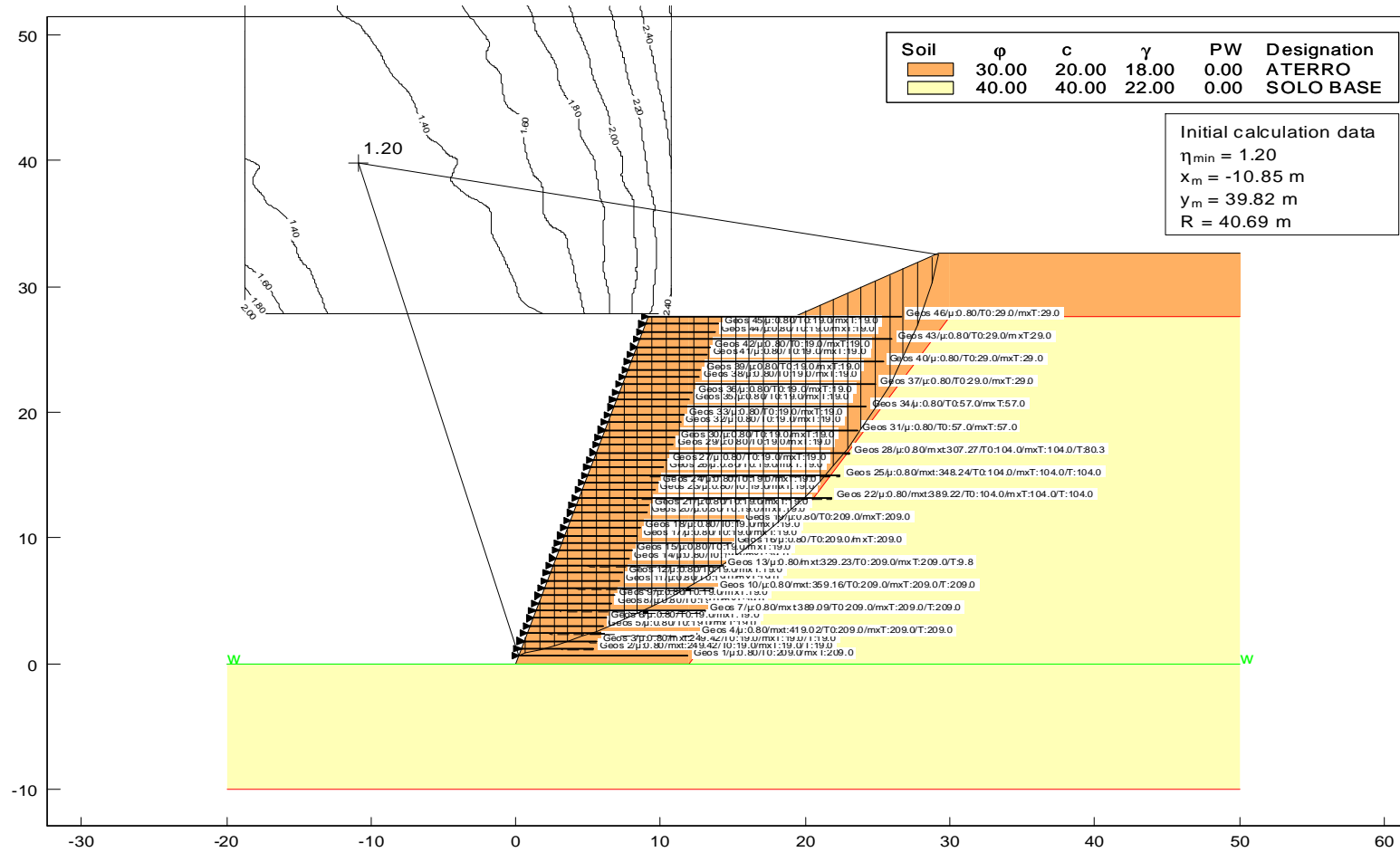
ANEXO III:

Estabilidade Interna, com T_{adm} , Bishop.



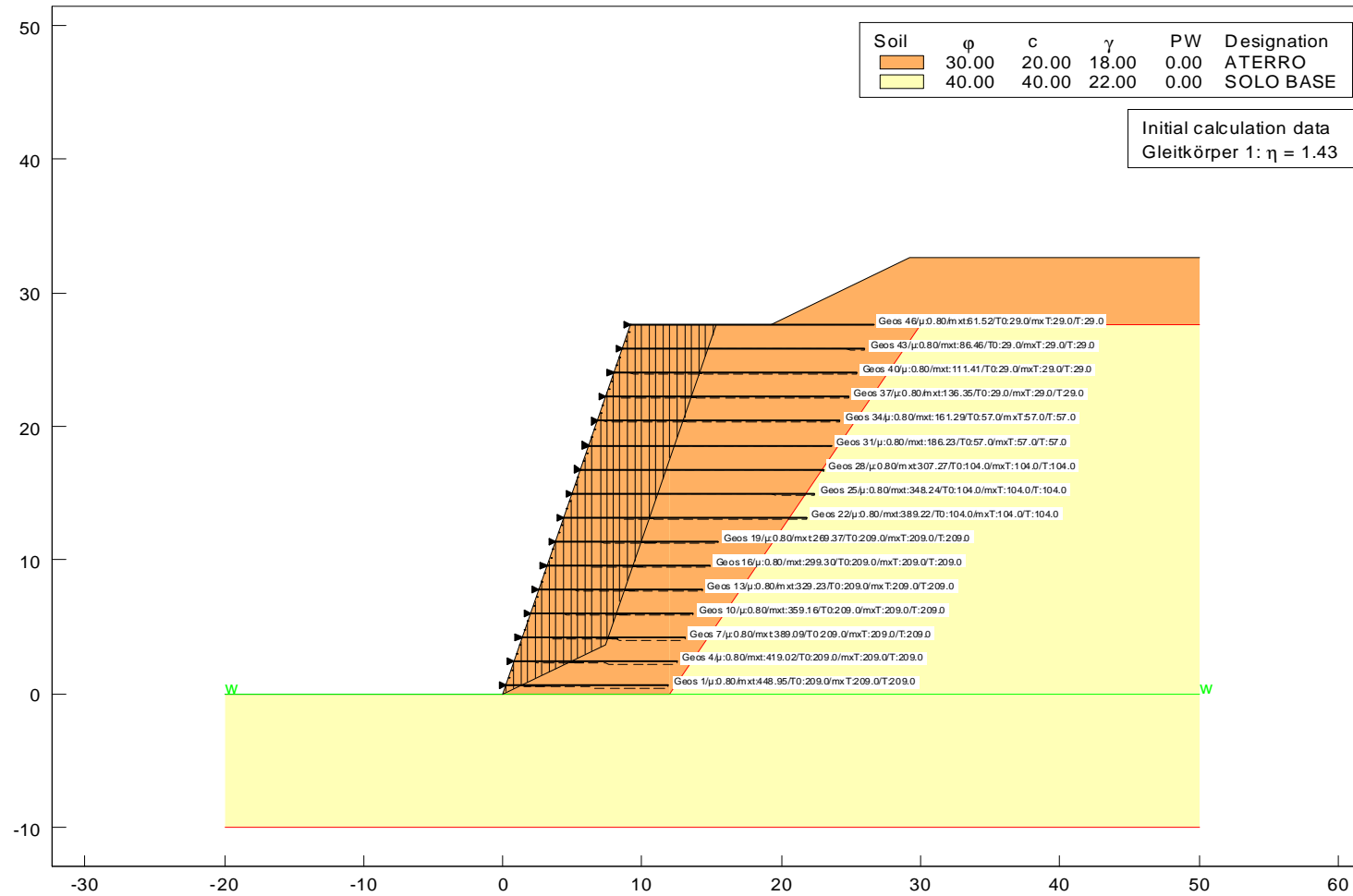
ANEXO IV:

Estabilidade Externa, com T_{adm} , Bishop.



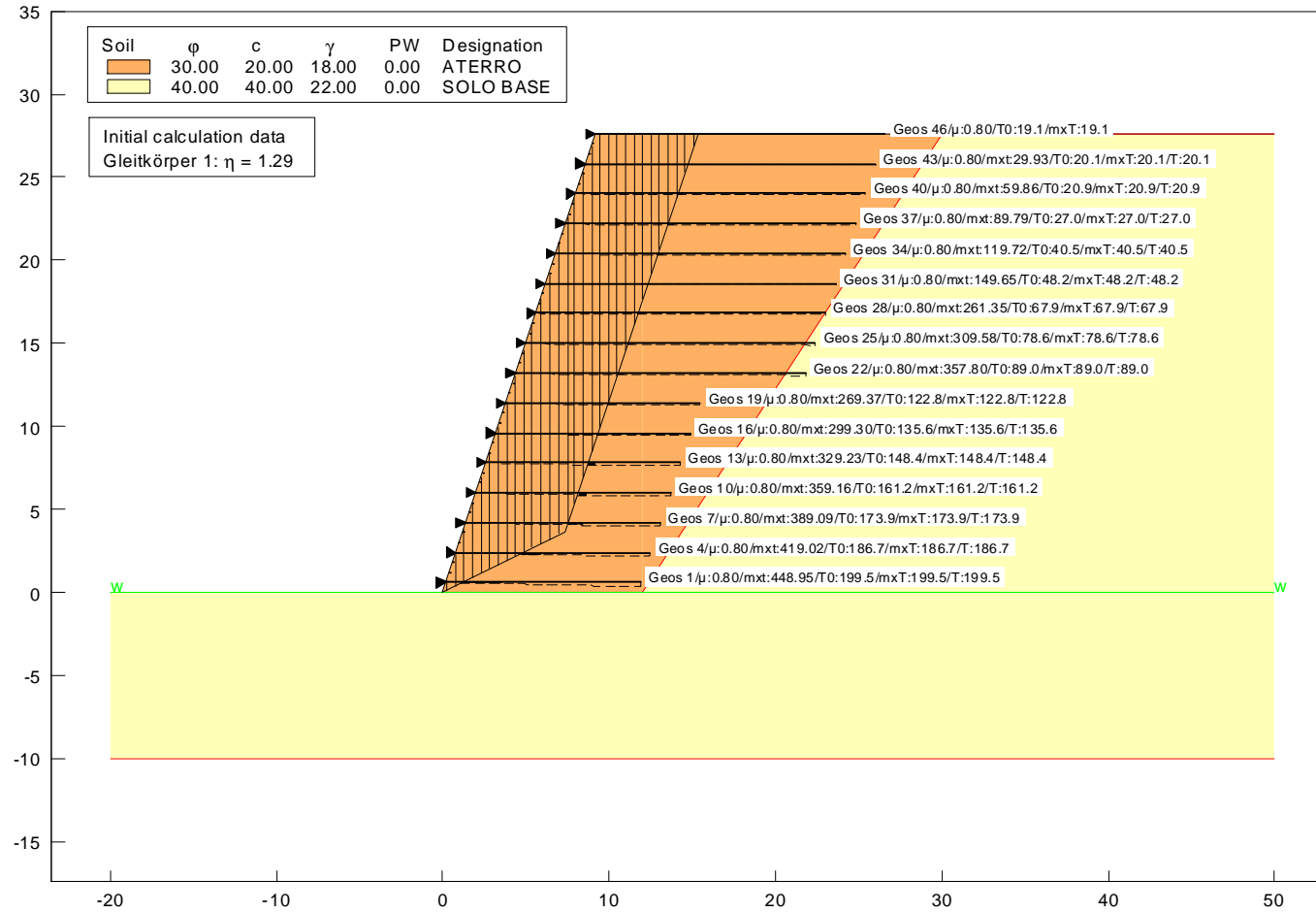
ANEXO V:

Estabilidade Interna, com T_{adm} , por Janbu.



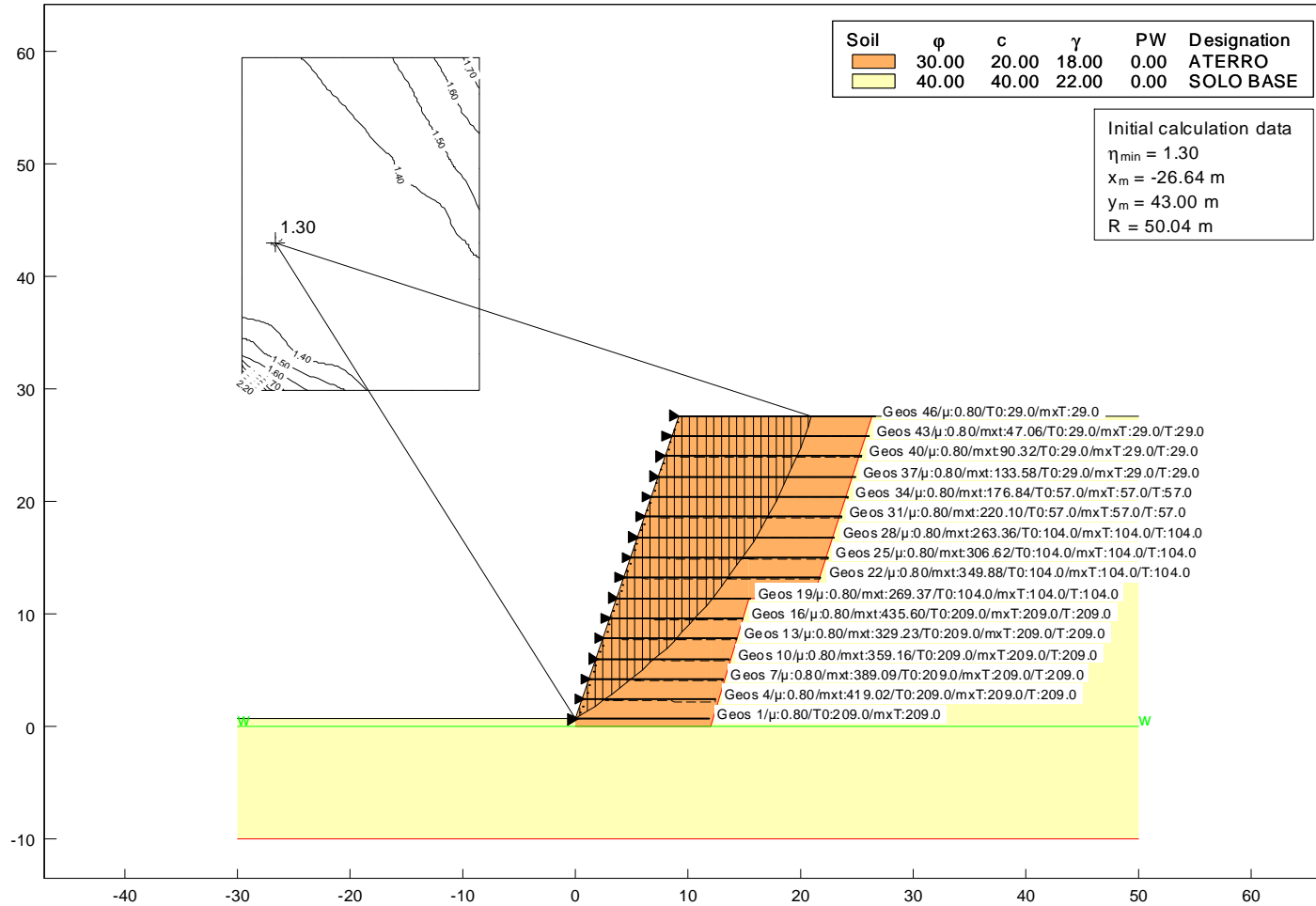
ANEXO VI:

Estabilidade Interna, com $T_{M\acute{a}x}$, por Janbu.



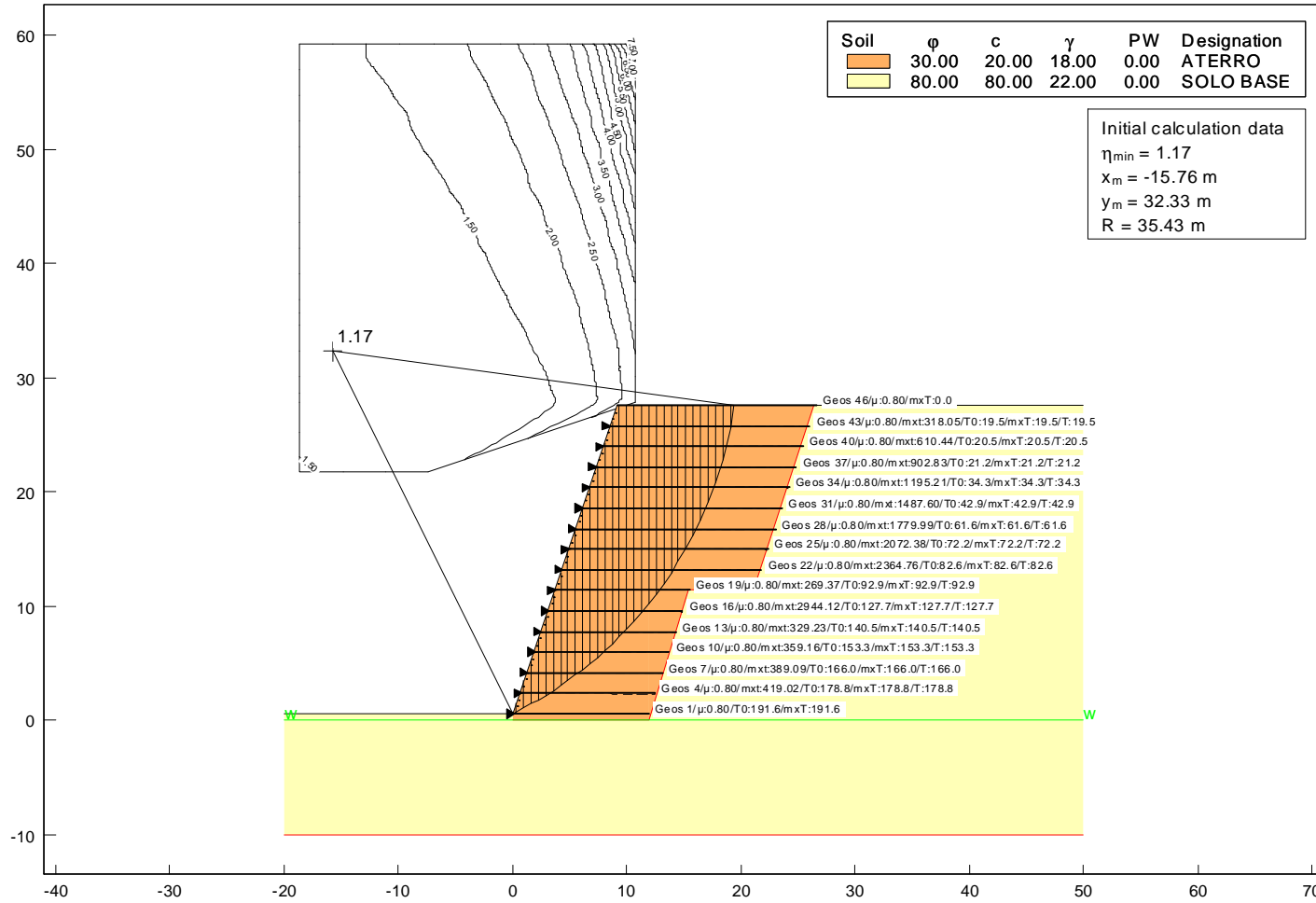
ANEXO VII:

Estabilidade interna, com T_{adm} , Bishop, sem talude superior e sem reforços intermediários.



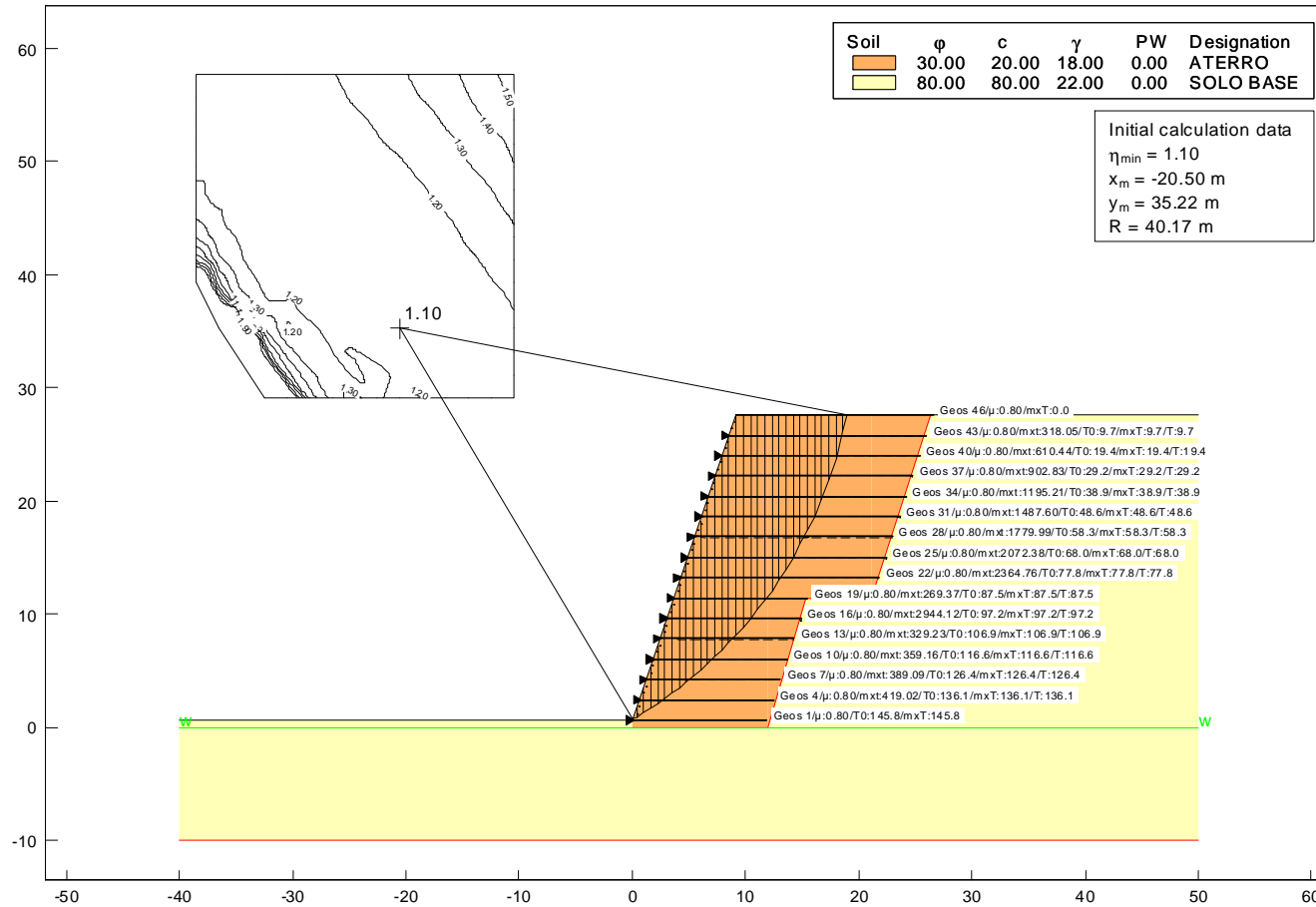
ANEXO VIII:

Estabilidade interna, com T_{adm} , Bishop, sem talude superior, sem reforços intermediários e sem sobrecarga.



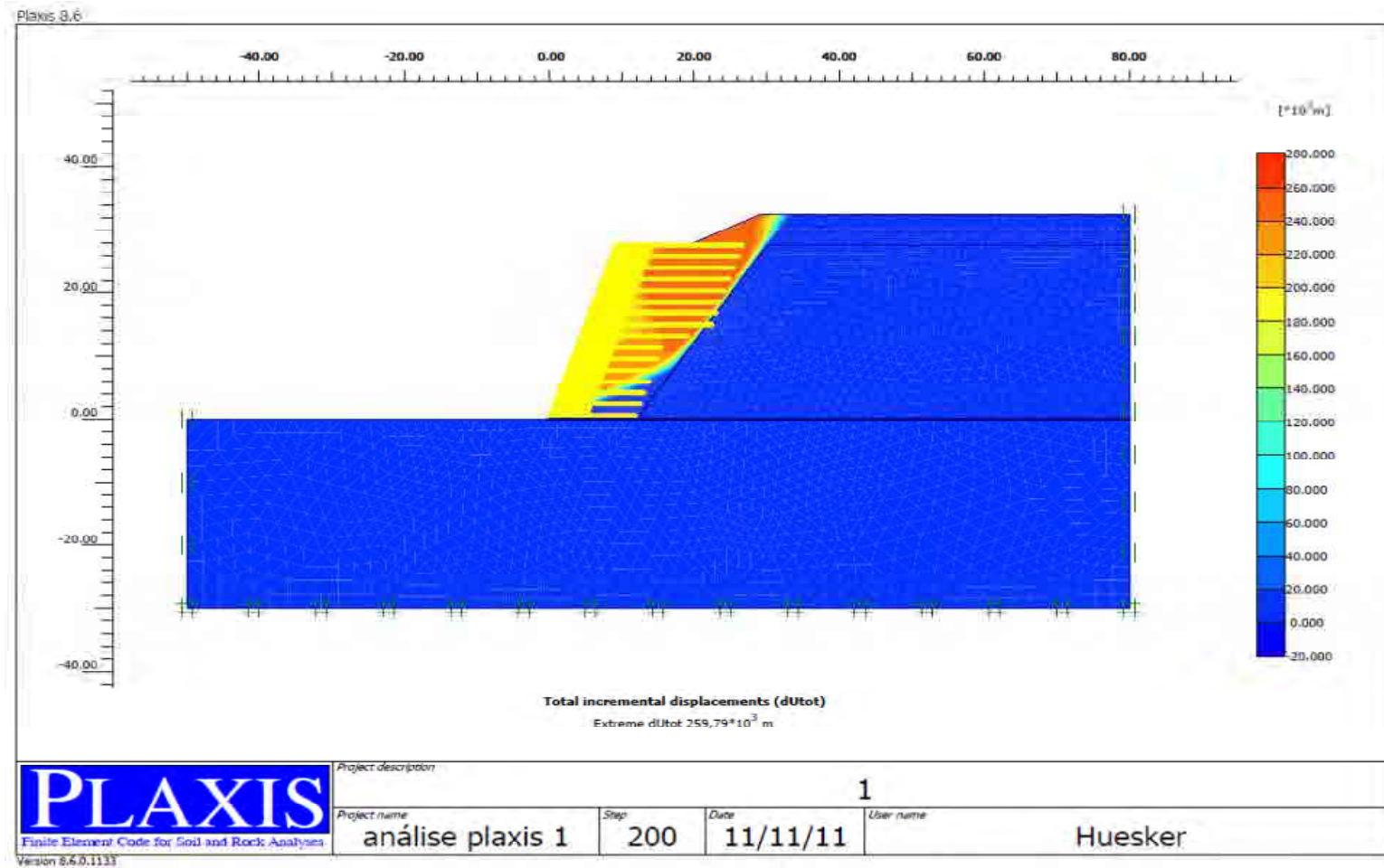
ANEXO IX:

Estabilidade interna, com $T_{M\acute{a}x}$, Bishop, sem talude superior, sem reforços intermediários e sem sobrecarga.



ANEXO X:

Estabilidade externa, com T_{adm} , pelo software Plaxis.



ANEXO XI:

Estabilidade externa, com T_{adm} , pelo software ReSSA.

