

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

LETICIA LUCIANO BALDESSAR

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO DO TIPO TERRA ARMADA, SOLO ENVELOPADO E TERRAMESH®
VERDE– ESTUDO DE CASO

Joinville

2023

LETICIA LUCIANO BALDESSAR

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO DO TIPO TERRA ARMADA, SOLO ENVELOPADO E TERRAMESH®
VERDE– ESTUDO DE CASO

Trabalho apresentado como requisito para
obtenção do título de bacharel no Curso de
Graduação em Engenharia Civil de
Infraestrutura do Centro Tecnológico de
Joinville da Universidade Federal de Santa
Catarina.

Orientador: Dr. Julian Asdrubal Buritica
Garcia.

Joinville

2023

LETICIA LUCIANO BALDESSAR

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO DO TIPO TERRA ARMADA, SOLO ENVELOPADO E TERRAMESH®
VERDE– ESTUDO DE CASO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 23 de junho de 2023.

Banca Examinadora:

Dr. Julian Asdrubal Buritica Garcia.
Orientador/Presidente

Dra. Helena Paula Nierwinski
Membra
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Bruna Sell
Membra
Devapav Infraestrutura

Dedico este trabalho à minha irmã, Liana Luciano Baldessar.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Ricardo e Rosangela, e à minha irmã Liana por todo sacrifício, que me permitiu chegar até aqui. Por compreenderem minha rotina de estudos e a minha falta em datas comemorativas. Por todo suporte, amor e por nunca me deixarem desistir. Sem o apoio de vocês eu jamais teria conseguido. Amo vocês!

Aos meus avós, Sérgio e Neiva, por sempre cuidaram de mim como filha e sempre acreditarem em mim. Esta conquista também é de vocês!

Ao meu orientador, Julian Asdrubal Buritica Garcia, por dedicar seu tempo e apoio durante o desenvolvimento deste trabalho. Muito obrigada!

A todas as amizades construídas durante estes anos de faculdade, em especial Julia Clasen e Ygor de Oliveira por terem estado comigo desde o início do curso. Obrigada por todos os momentos, por todos os trabalhos e todas as conversas. Vocês fizeram a rotina de estudos ser mais leve e especial.

À Equipe de competição InfraTEC, por todo o aprendizado e por todas as trocas de experiências com os colegas de equipe, tanto na vida acadêmica quanto na vida pessoal, em especial Amanda Pereira, Leticia Meurer, Lucas Ferreira, Lucas Gomes e Vinícius Verdelli.

À Ambient Engenharia e Consultora, em especial aos profissionais do setor civil que convivo diariamente e tenho inúmeras trocas de experiência. Um agradecimento especial ao meu Coordenador Eduardo Orsi e à minha orientadora Aline Rodrigues, por sempre me guiarem nos projetos e me ensinarem tanto.

À Universidade Federal de Santa Catarina por me proporcionar ensino de qualidade de forma gratuita, onde pude aprender com mestres e doutores de excelência!

A todos que de alguma forma contribuíram com esta trajetória. O apoio de cada um foi essencial.

“Quando tudo parecer dar errado na sua vida, lembre-se que o avião decola contra o vento, e não a favor dele”.
(Henry Ford).

RESUMO

A implantação de projetos rodoviários e ferroviários em trecho de meia encosta com taludes acentuados, requer, em alguns casos, o corte de uma parte do perfil original e a construção de estruturas de contenção para conformar a pista e garantir a estabilidade dos aterros. Existem vários tipos de estruturas de contenção de solo, cada uma com suas particularidades e indicada para um tipo específico de problema. Estruturas do tipo terra armada e solo envelopado possuem formas construtivas similares, sendo compostas por um material de reforço e um solo de aterro. Já a contenção do tipo Terramesh® verde conquistou espaço nos últimos anos pelo fato de contar com uma face que permite que seja feito o plantio de gramíneas, deixando o ambiente visualmente mais limpo. Este trabalho apresenta o dimensionamento de uma contenção que faz parte do projeto de implantação da Ferrovia de Integração Oeste Leste (FIOL) no estado da Bahia. Para a escolha da contenção, foi realizado um comparativo técnico entre as soluções em terra armada, solo envelopado e Terramesh® verde, com base na literatura disponível e utilizando softwares como o GeoStudio e o MacStars 2000 para verificação de estabilidades global, interna e externa. Por fim, é possível realizar a comparação entre eles e definir, do ponto de vista geotécnico, que a contenção que apresenta maior eficácia é a terra armada, devido a simplicidade e facilidade de execução, além de apresentar maiores fatores de segurança.

Palavras-chave: Reforço de solo. Comprimento de fita. Engenharia geotécnica. Estabilidade global. Estabilidade interna.

ABSTRACT

The implementation of road and railway projects in a half-slope section with steep slopes requires, in some cases, the excavation of a portion of the original profile and the construction of retaining structures to shape the track and ensure the stability of the embankments. There are several types of soil retaining structures, each with its own characteristics and suitable specific types of problems. Earth-anchored structures and wrapped soil structures have similar construction forms, consisting of a reinforcement material and a fill soil. On the other hand, the Terramesh® green retaining system has gained popularity in recent years due to its face that allows the plating of grass, making the environment visually cleaner. This study presents the design of a retaining structure that is part of the implementation project of the West-East Integration Railway (WEIR) in the state of Bahia, Brazil. To select the appropriate retaining system, a technical comparison was conducted among earth-anchored, wrapped soil, and Terramesh® green solution, based on available literature and using softwares such as GeoStudio and MacStars 2000 for global, internal and external stability verification. Ultimately, a geotechnical perspective concludes that the earth-anchored retaining system is the most effective due to its simplicity and ease of execution, as well as higher safety factors.

Keywords: Reinforcement. Tape length. Geotechnical Engineer. Global stability. Internal stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Estado de tensões dos solos com e sem reforço após o Ensaio Triaxial...	18
Figura 2- Princípio de funcionamento do solo reforçado	18
Figura 3- Construção do solo envelopado.....	19
Figura 4- Esquema de execução do Muro de solo envelopado.....	20
Figura 5- Execução Terramesh® verde	21
Figura 6- Estrutura de contenção Terramesh® verde	21
Figura 7- Esquema Terra Armada	23
Figura 8- Vista de frontal da contenção terra armada	23
Figura 9- Terra Armada em obra rodoviária	24
Figura 10- Esquema da Terra Armada	25
Figura 11- Zonas de maciço reforçado.....	27
Figura 12- Estados limites últimos.....	29
Figura 13- Interface do software MacStar 2000	30
Figura 14- Módulos do Geo5.....	31
Figura 15- Interface Geo5	32
Figura 16- Mapa de localização	33
Figura 17- Perfil do solo na extensão da estrutura de contenção	34
Figura 18- Seção típica de ferrovia	35
Figura 19- Perfil estratigráfico do solo e localização da estrutura de contenção.....	36
Figura 20- Solo natural da região	36
Figura 21- Seção transversal linha férrea.....	41
Figura 22- Distribuição das cargas de projeto	41
Figura 23- Distribuição das tensões verticais.....	43
Figura 24- Localização da linha férrea	44
Figura 25- Resultante da pressão lateral.....	45
Figura 26- Tensão horizontal carga distribuída	46
Figura 27- Verificação da estabilidade externa	54
Figura 28- Tensão horizontais- Geo5.....	55
Figura 29- Forças atuantes na base da estrutura.....	57
Figura 30- Situação de equilíbrio do maciço reforçado	60
Figura 31- Estabilidade global solo envelopado	64

Figura 32- Características definidas para análise da Terramesh® verde.....	65
Figura 33- Análise da estabilidade contra o deslizamento	66
Figura 34- Estabilidade interna.....	66
Figura 35- Estabilidade Global	67
Figura 36- Terra armada, solo envelopado e Terramesh® verde, respectivamente .	69

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- Características do solo de aterro e fundação	35
Quadro 2- Tensões devido ao maciço de solo	43
Quadro 3- Tensões devida à sobrecarga	47
Quadro 4- Tensões totais atuantes na estrutura	47
Quadro 5- Comprimentos de fita de acordo com Das (2001)	49
Quadro 6- Comprimento de fita de acordo com a NBR 9.286 (1986).....	50
Quadro 7- Empuxo ativo atuante na estrutura.....	51
Quadro 8- Fatores de segurança para terra armada	53
Quadro 9- Força de tração no reforço	61
Quadro 10- Comprimentos de ancoragem disponível e necessário	62
Quadro 11- Comprimento de ancoragem mínimo	63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestre
NBR	Norma Brasileira
Dir	Direito
Esq	Esquerdo
DNIT	Departamento Nacional Infraestrutura de Transporte
a_{sr}	Adesão entre solo e reforço
H	Altura
Φ_{sr} ou ϕ_{μ}	Ângulo de atrito de interface entre o solo e reforço
φ	Ângulo de atrito do solo
δ_b	Ângulo de atrito entre o solo de fundação e a base do muro
α	Ângulo entre Empuxo ativo e horizontal
A	Área
Bd	Base de muro
B'	Base equivalente
q_{ult}	Capacidade de carga última
q	Carga
P	Carga em cada trilho
Cm	Centímetros
f^*	Coeficiente de atrito solo- armadura
Ka	Coeficiente de empuxo ativo
ϕ	Coeficiente de impacto
fo^*	Coeficiente relacionado à granulometria do material analisado
C'	Coesão do solo
Lr	Comprimento de ancoragem na zona de ruptura
B'	Comprimento de base efetivo
le	Comprimento de fita efetivo
$L_{teórico}$	Comprimento teórico de análise
d_E	Distância da base até o ponto de aplicação do empuxo ativo
Ea ou Pa	Empuxo ativo

Sh	Espaçamento horizontal
Sv	Espaçamento vertical
t	Espessura do material de reforço
e	Excentricidade
$N\gamma$	Fator de capacidade de carga relacionada ao peso específico
Nc	Fator de capacidade de carga relacionado à coesão
Nq	Fator de capacidade de carga relacionado à sobre carga
lq	Fator de correção relacionado à sobrecarga
ly	Fator de correção relacionado ao peso específico
lc	Fatores de correção relacionado à coesão
fy	Fator de resistência à fluência do material de reforço
Fr	Força de atrito do tirante
FS	Fator de segurança
w	Largura do material de reforço
M	Metros
Mr	Momento resistente
$M0$	Momento solicitante
N	Newton
Pa	Pascal
Q	Peso da carga
W	Peso do solo de aterro
γ	Peso específico do solo
Z	Profundidade
Td	Resistencia à tração do reforço
R	Resultante das cargas atuantes na fundação
Xw, Xq e Xr	Distâncias de braço de alavanca definidas em cálculo
σ_h	Tensão ativa horizontal
σ_v	Tensão ativa vertical
T	Tensão atuante na fita de reforço
σ_{eqv}	Tensão normal equivalente
V	Volume

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1. OBJETIVOS	16
1.1.1. Objetivo Geral	16
1.1.2. Objetivos Específicos	16
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	17
2.2. SISTEMAS DE CONTENÇÃO	19
2.2.1. Muro de solo envelopado	19
2.2.2. Terramesh® Verde	20
2.3.3. Muro em terra armada	22
2.3. DIRETRIZES NORMATIVAS PARA MUROS DE SOLO REFORÇADO	24
2.3.1. NBR 9.286 (1986) - Terra Armada	24
2.3.2. NBR 16.920-1 (2021) - Muros e taludes em solos reforçados. Parte 1	25
2.3.3. BS EN 14.475: 2006	27
2.3.4. BS 8006-1: 2010	28
2.4. SOFTWARE MACSTARS 2000	29
2.5. SOFTWARE GEOSTUDIO	30
3. METODOLOGIA	33
3.1. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO	33
3.2. DEFINIÇÃO DA SEÇÃO TÍPICA	34
3.3. DEFINIÇÃO DA SOBRECARGA	34
3.4. DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO	35
3.5. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE MURO EM TERRA ARMADA	37
3.6. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE MURO EM SOLO ENVELOPADO	37
3.7. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE MURO TERRAMESH® VERDE	38
4. APRESENTAÇÃO RESULTADOS	39
4.1. SOBRECARGA	39
4.2. TERRA ARMADA	42

4.2.1. Tensões de cálculo	42
4.2.2. Estabilidade interna	47
4.2.4. Estabilidade Externa	51
4.2.5. Estabilidade Global	54
4.3. SOLO ENVELOPADO	54
4.3.1. Tensões de cálculo	54
4.3.2. Estabilidade interna	60
4.3.3. Estabilidade Global	63
4.4. TERRAMESH® VERDE	64
5. DISCUSSÕES	68
6. CONCLUSÃO	70
REFERÊNCIAS	72
ANEXO A – ENSAIO DE SONDAÇÃO KM 1272+260	75
ANEXO B – ENSAIO GEOFÍSICO	76

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas a Engenharia Civil passou a receber fortes investimentos destinados à construção civil, como obras rodoviárias, ferroviárias, construção de escolas, edifícios e tantos outros. Em contrapartida, não se deu a devida importância ao acelerado desenvolvimento populacional, quando em muitos casos houve a ocupação de áreas geotecnicamente instáveis necessitando de obras de contenções, mesmo que secundárias, que possuem grande responsabilidade na garantia da segurança da vida das pessoas e dos investimentos nas suas proximidades (ANANIAS; TEXEIRA; DURAN, 2009).

O solo, quando compactado com eficiência, tem capacidade de resistir à esforços de compressão e cisalhamento, mas apresenta baixa resistência à tração, a partir disso, para resolver esse problema se faz uso de estruturas de contenção. O principal objeto do reforço no solo é aumentar a capacidade de carga, diminuir a deformidade e aumentar a estabilidade do maciço de solo, permitindo obras de taludes verticais de solo com grandes alturas, obras de fundação sobre solos moles e taludes reforçados (CAMPOS, 2013).

Para Barros (2017), as estruturas de contenção fornecem suporte para o maciço de solo e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou sobrecargas. Muro de gabião, muros de flexão e solo reforçado, apesar de terem formas de execução diferentes, são exemplos de estruturas de contenção.

Na década de 1980, surgiam no Brasil as primeiras obras de solo reforçado com o uso de geossintéticos utilizando a técnica de solo envelopado, reforçado com geotêxteis (ANANIAS; TEXEIRA; DURAN, 2009). Nos muros de solo envelopado, a face é constituída pelo próprio geossintético que é dobrado e ancorado entre as camadas de solo compactado, por este motivo, é necessário que seja feita a proteção desta face tanto para proteger das ações dos raios ultravioletas quanto para proteger do vandalismo (BECKER, 2006).

A *Terra Armée* (Terra armada) foi proposta na França em meados de 1960 pelo Professor Henri Vidal, e é um dos muros de contenção mais utilizados, tanto pelo baixo custo, quanto pela capacidade de suportar grandes carregamentos e, podendo vencer grandes alturas (VIDAL, 1998). Segundo Magalhães e Azevedo (2016), essa solução é composta por três materiais: o solo, que envolve a armadura; as armaduras

em aço galvanizado ou alumínio flexíveis, que resistem à tração, geralmente são nervuradas para aumentar o coeficiente de atrito reforço-solo; e as placas rígidas pré-moldadas de concreto ou flexíveis metálicas em formato cruciforme, que forma a parte externa do paramento.

Outro tipo de contenção que está ganhando espaço na engenharia geotécnica, é o sistema Terramesh® verde. Este sistema consiste em um paramento frontal inclinado, que possibilita o revestimento vegetal, associado com um paramento de malha hexagonal que apresenta resistência à tração. Devida à organização estrutural do sistema, a resistência do solo sofre um aumento enquanto a deformabilidade do maciço é reduzida (VIEIRA; TONUS, 2022).

A implantação de uma linha férrea em uma região de taludes íngremes, exige que haja uma estrutura de contenção para estabilizar essa encosta e garantir a segurança. Esta estrutura pode ser uma terra armada, solo envelopado ou ainda, uma o sistema de Terramesh® verde.

1.1. OBJETIVOS

Para resolver a análise do dimensionamento da estrutura de contenção do tipo Terra Armada na obra para FIOL- Ferrovia de integração oeste-leste, propõe-se os seguintes objetivos.

1.1.1. Objetivo Geral

Realizar o dimensionamento da Terra armada e comparar os resultados com o dimensionamento de contenções do tipo Terramesh® verde e solo envelopado.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Analisar o projeto e definir os parâmetros de cálculo;
- Definir um modelo geotécnico para a seção crítica;
- Realizar o dimensionamento geotécnico das estruturas de contenção terra armada, Terramesh® verde e solo envelopado;
- Avaliar os resultados e definir qual é a melhor solução do ponto de vista geotécnico.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo tem por objetivo contextualizar o tema desse trabalho com base na bibliografia. Primeiramente, trata-se do surgimento e a importância de estruturas de contenção. Em seguida, destaca-se as estruturas de contenção e suas características. Por fim, apresenta-se as normas brasileiras e europeia sobre o assunto.

2.1. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

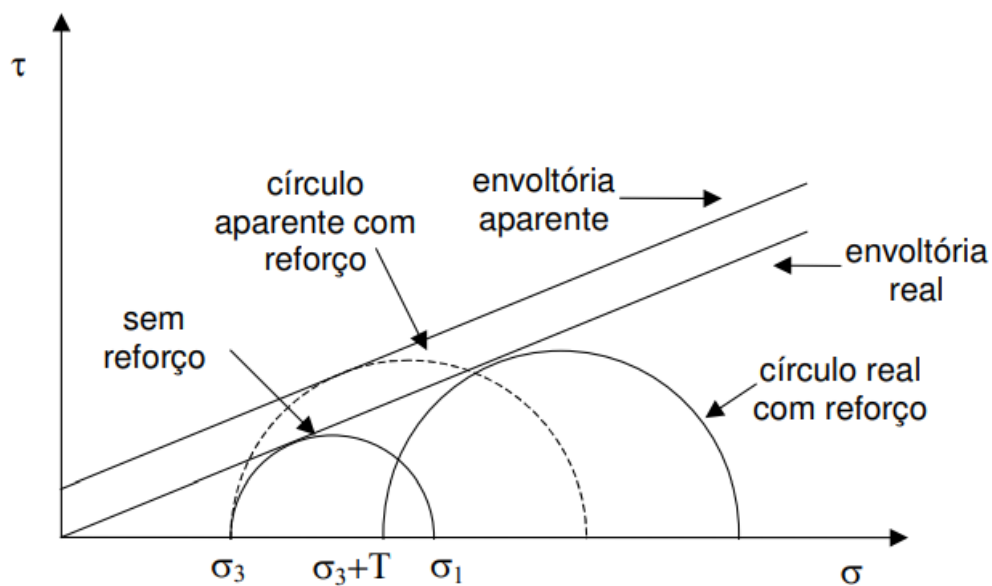
Estruturas de contenção são tipos de obra da construção civil que tem como objetivo promover a estabilidade do solo frente à ruptura, que pode ser provocada pelo próprio peso do solo ou por carregamento externo. Portanto, as estruturas de contenção são executadas para suportar a possível ruptura de uma encosta, devendo ser capaz de suportar as pressões laterais exercidas pela massa de solo (BARROS, 2017).

Em 1773, Coulumb apresentou o trabalho *Essai sur une des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture* (Ensaio sobre uma das regras de maximização e minimização aplicada a alguns problemas estáticos relacionados à arquitetura), onde em determinado momento trata da determinação do empuxo lateral sobre o solo de uma estrutura de contenção ou arrimo, que é o fator mais importante para o dimensionamento de um muro de arrimo (HEYMAN, 1997).

Segundo Luiz (2014), a execução de estruturas de contenção é necessária quando o estado de equilíbrio natural de um maciço é interrompido devido às solicitações que podem gerar deformações excessivas ou ainda o colapso. Esta estrutura deve suportar os empuxos do material de forma a garantir a estabilidade da encosta.

Segundo Sieira (2003), um solo não reforçado rompe quando a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento do solo. Entretanto, quando são implementados reforços a este maciço há o aumento da resistência ao cisalhamento que faz com que o solo seja capaz de suportar tensões maiores quando comparadas às tensões suportadas sem reforço, como mostrado na Figura 1.

Figura 1- Estado de tensões dos solos com e sem reforço após o Ensaio Triaxial



Segundo Sales (2002), o princípio básico do reforço nos solos, é inserir no maciço um elemento que seja capaz de resistir aos esforços de tração, agregando características mecânica e melhorando a resistência da massa de solo. A Figura 2 apresenta o princípio de ação do reforço no maciço, onde a massa reforçada é capaz de suportar as tensões aplicadas sem que haja a deformação do maciço.

Figura 2- Princípio de funcionamento do solo reforçado



As estruturas de contenção podem ser divididas em obras de contenção de gravidade, engastadas no solo, atirantadas e cortina. Independentemente do tipo de contenção escolhida para um projeto, o fator que mais influencia no dimensionamento da estrutura é o solo. É de extrema importância ter conhecimento dos parâmetros do solo, tais quais o ângulo de atrito, coesão, resistência ao cisalhamento, grau de compactação e permeabilidade (MENEGUTE; SALGADO, 2016).

2.2. SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Esta seção irá apresentar as estruturas de contenção solo envelopado, terra armada e Terramesh verde, as quais posteriormente serão dimensionadas do ponto de vista geotécnico.

2.2.1. Muro de solo envelopado

Segundo a empresa Geosoluções, solo envelopado é a técnica pioneira em contenções de solo reforçado com geossintéticos, muito utilizado em obras provisórias ou de baixo custo, porém pode ser utilizado em obras permanentes onde a face externa deve ser protegida com concreto projetado, alvenaria ou vegetação.

Conforme Becker (2006), a face externa do muro envelopado é formada pelo próprio geossintético devido às dobraduras e do ancoramento do mesmo no aterro compactado, como mostrado na Figura 3. Devido ao fato de o geossintético ficar exposto às ações dos raios ultravioletas e ao vandalismo, deve ser previsto algum tipo de proteção à face desta estrutura.

Figura 3- Construção do solo envelopado

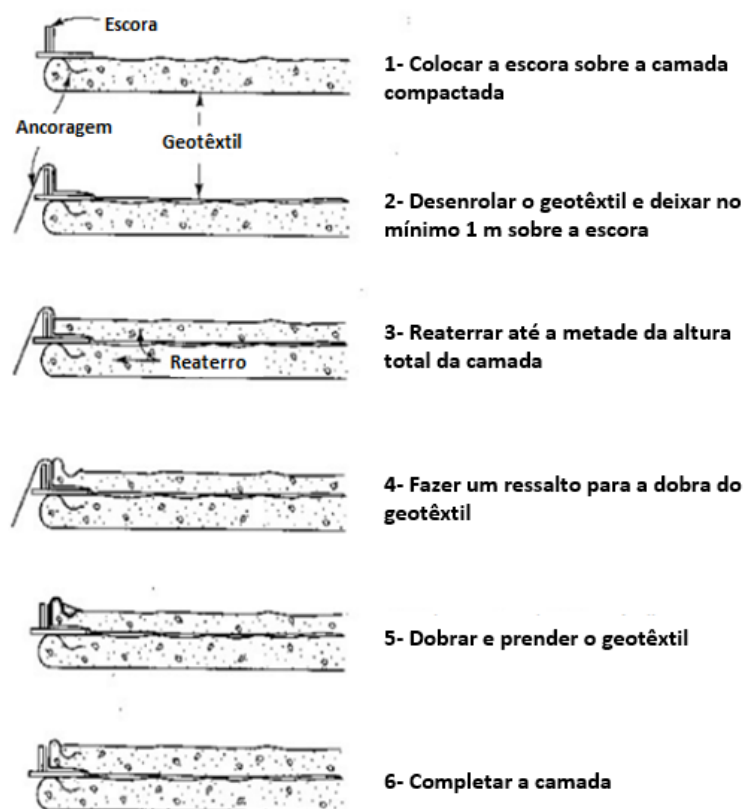


Fonte: Geossintéticos Aduana (2018).

O solo envelopado é construído basicamente em camadas de solo compactado envolto por camadas de reforço com espaçamentos e comprimentos pré-

definidos, conforme mostrado na Figura 4. São empregados geossintéticos como estruturas de reforço, podendo ser geotêxtil, geogrelhas ou a combinação de ambos (KOERNER, 1999).

Figura 4- Esquema de execução do Muro de solo envelopado



Fonte: Adaptada de Koerner (1999).

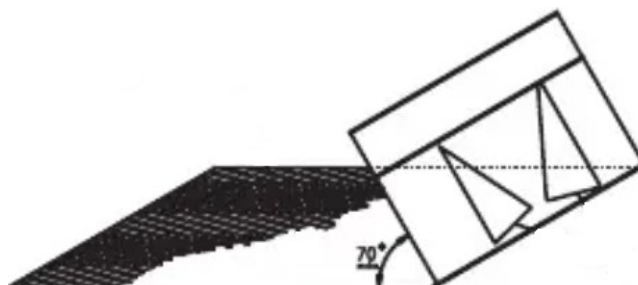
Dentre as vantagens pode-se citar o baixo custo, rapidez na construção, processo repetitivo e mecanizado, solução flexível permitindo acomodação do terreno (GEOSOLUÇÕES, 2020).

2.2.2. Terramesh® Verde

Este sistema é produzido com painéis metálicos em malha hexagonal de dupla torção e revestidos na parte interna do paramento frontal por uma geomanta e uma tela eletrossoldada. A inclinação da face frontal, a rigidez e o posicionamento são garantidos por gabaritos triangulares de ferro inseridos também no interior deste sistema. Esse tipo de estrutura possibilita o desenvolvimento da vegetação devido à inclinação, que geralmente é de 70° (MACCAFERRI, 2017).

A Figura 5 apresenta como é executada a inserção do geotêxtil com os gabaritos triangulares para a inclinação de 70°.

Figura 5- Execução Terramesh® verde



Fonte: Maccaferri (2017).

Ainda segundo a Maccaferri (2017), a face frontal é revestida, além de outros elementos, por um painel em geomanta (sintético) ou uma biomanta (biodegradável) para evitar a fuga dos finos do solo, e ao mesmo tempo ajudar o crescimento da vegetação, como mostrado na Figura 6.

Figura 6- Estrutura de contenção Terramesh® verde



Fonte: Maccaferri (2017).

É principalmente indicado por seu baixo impacto ambiental e utilizado quando se deseja um paramento externo com cobertura vegetal, idêntico a um talude natural.

É indicado por seu mínimo impacto ambiental, e particularmente adotado em locais turísticos, arqueológico e estruturas viárias.

Segundo Santos (2005), o conjunto da malha hexagonal com o paramento frontal e uma biomanta ou geomanta favorece o crescimento da vegetação o que acaba protegendo o talude contra erosão. O mesmo destaca a flexibilidade deste sistema de contenção, pois é possível seguir com a geometria da estrutura e seus desníveis. Em contrapartida há necessidade de grandes volumes de empréstimos de material para implantação.

2.3.3. Muro em terra armada

O conceito de terra armada surgiu na década de 1960, através dos experimentos realizados por Henri Vidal, onde propôs a adição de material resistente à tração em um solo granular, obtendo resultados positivos. No primeiro momento o material escolhido foi fibra de vidro, porém em decorrência à um desastre em um dos muros feito durante o experimento passou-se a utilizar, exclusivamente, reforços em aço ou, com menor frequência, em alumínio. Porém, observou-se que esses materiais utilizados acabavam oxidando e não ofereciam mais tanta resistência, então este tipo de estrutura passou a ser com aço galvanizado (FELIX, 1991).

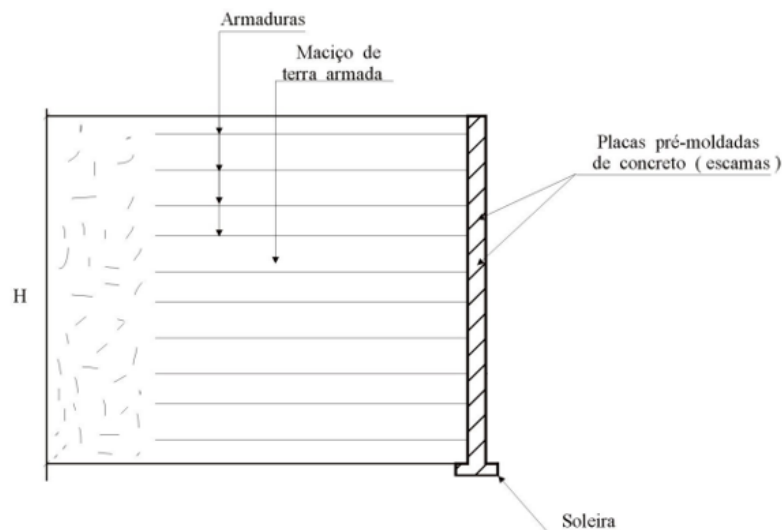
De acordo com Marapagem (2011), o princípio de funcionamento da terra armada é o entrosamento entre o aterro e os reforços que constituem um maciço integrado, onde as armaduras resistem aos esforços internos de tração. Dessa maneira, esse maciço passa a se comportar com um corpo coeso monolítico, capaz de suportar, além do seu peso próprio, as cargas externas para as quais foram projetados.

Os reforços a serem escolhidos devem apresentar resistência à tração, coeficiente de atrito adequado com o maciço de solo, ductilidade e dependendo do tipo de material utilizado para as armaduras, pode ser indeformável, quando usado os do tipo metálico, ou deformável quando utilizado polímeros (SILVA, 2012).

Segundo Silva (2012), os muros em terra armada são formados por três elementos: os reforços, o solo e o paramento de pele ou painéis do paramento exterior. Outros elementos que o compõe são a soleira de concreto na qual será assentada a primeira fileira de painéis, elementos de fixação da armadura ao elemento

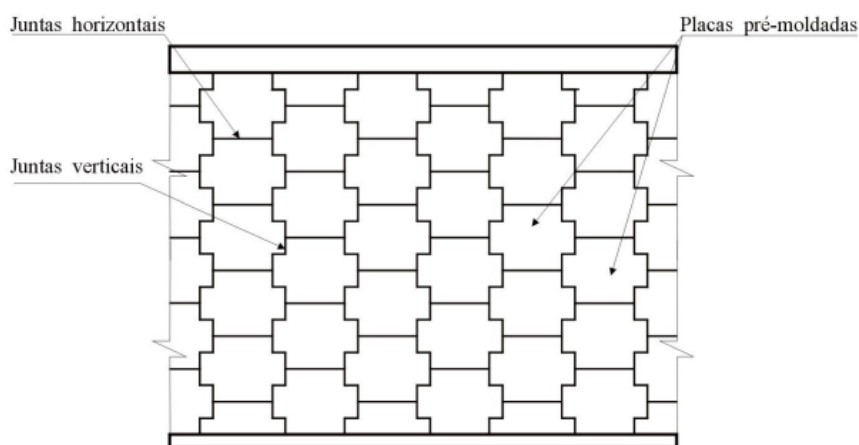
da face do paramento, juntas horizontais entre os painéis e juntas verticais filtrantes, como mostradas nas Figuras 7 e 8.

Figura 7- Esquema Terra Armada



Fonte: Vitório (2002, p. 26).

Figura 8- Vista de frontal da contenção terra armada



Fonte: Vitório (2002, p. 26).

Segundo Félix (1991), dentre as principais vantagens da utilização da terra armada pode-se destacar a rapidez de execução, facilidade de montagem e o tratamento estético do paramento. Este tipo de contenção tem sido utilizado em encontros de viadutos, como apresentado na Figura 9, especialmente em obras urbanas, onde não se faz possível a utilização de estruturas convencionais devido aos espaços reduzidos e a necessidade de um bom aspecto para rampas de acesso (VITÓRIO, 2002).

Figura 9- Terra Armada em obra rodoviária



Fonte: Massimino e Rocha (2019).

Devido às vantagens e à possibilidade de a altura da estrutura de terra armada poder chegar até duas dezenas, este tipo de contenção é amplamente utilizado em obras de infraestrutura. É possível sua utilização em obras de encostas de rodovias e ferrovias, contenção de taludes, muros de greide, aterros para construção de aeroportos, portos, pontes e estilização de paredões rochosos (FELIX, 1991).

2.3. DIRETRIZES NORMATIVAS PARA MUROS DE SOLO REFORÇADO

2.3.1. NBR 9.286 (1986) - Terra Armada

A NBR 9.286 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1986), apesar de cancelada, define terra armada como:

Sistema constituído pela associação do solo de aterro com propriedades adequadas, armaduras (tira metálicas ou não) flexíveis, colocadas, em geral, horizontalmente em seu interior, à medida que o aterro vai ser construído, e por uma pele ou paramento flexível externo às armaduras, destinado a limitar o aterro. (ABNT, 1986, p. 1).

Sobre os esforços de tração a NBR 9.286 (ABNT, 1986), destaca dois pontos: um é que em qualquer nível da estrutura a tração máxima ocorre no interior do maciço e não onde é feita a fixação da armadura. O outro ponto é o lugar geométrico das trações máximas que separa duas zonas no interior do maciço: uma zona ativa (tensões tangenciais sobre as armaduras) e uma zona resistente (tensões orientadas para dentro do maciço).

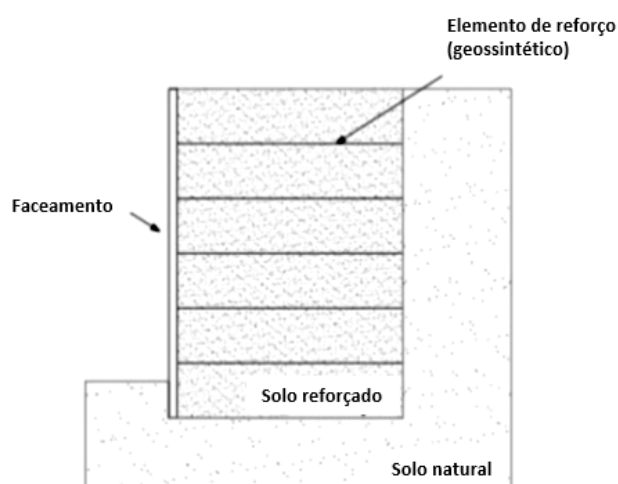
Em relação a estabilidade interna, a NBR 9.286 (ABNT, 1986) considera que o atrito entre o solo e a armadura é um esforço de tração, transferindo ao paramento de reforço uma coesão aparente em direção das armaduras. Segundo a normativa, os esforços externos compreendem: segurança contra o deslizamento do maciço ao longo da base, segurança contra tombamento, segurança contrarruptura do solo de fundação e segurança contra grandes superfícies envolvendo o maciço.

A montagem deve seguir a ordem de: executar uma soleira de concreto para fins de nivelamento e regularizar o primeiro nível de escamas. Em seguida deve-se lançar a primeira camada de aterro até o primeiro nível de armadura, compacta-se o solo e prende-se a armadura na face; é adicionada uma nova porção de aterro que deve ser compactado, e assim sucessivamente (NBR 9.286, ABNT, 1986).

2.3.2. NBR 16.920-1 (2021) - Muros e taludes em solos reforçados. Parte 1

Segundo a NBR 16.920-1 (ABNT, 2021), o solo reforçado é composto de três elementos: solo, o elemento de reforço e elemento de face (paramento), podendo o elemento de reforço ser metálico ou geossintético, como observado na Figura 10. A norma estabelece ainda, que o termo solo reforçado se refere à implantação de reforços com capacidade de resistir a esforços de tração em maciços terrosos.

Figura 10- Esquema da Terra Armada



Fonte: Adaptada de Félix (1991, p. 08).

A NBR 16.920- 1 (ABNT, 2021), separa os tipos de reforços em metálicos e geossintéticos. Materiais que apresentem comportamento tensão x deformação,

resistência à tração e vida útil semelhante aos elementos de reforços convencionais, podem ser utilizadas como reforço. Dentre os tipos de contenções metálicas pode-se citar:

- Tira metálica- reforço linear com barras planas de aço em seção retangular;
- Tela metálica soldada- reforço linear ou planar em forma de grelha (barras longitudinais e transversais soldadas), com arames ou fios de aço, de geometria hexagonal ou romboidal;
- Malha metálica tecida- reforço planar em forma de malha hexagonal ou romboidal, galvanizadas.

Os geossintéticos que podem ser utilizados como reforço segundo a NBR 16.920- 1 (ABNT, 2021) são:

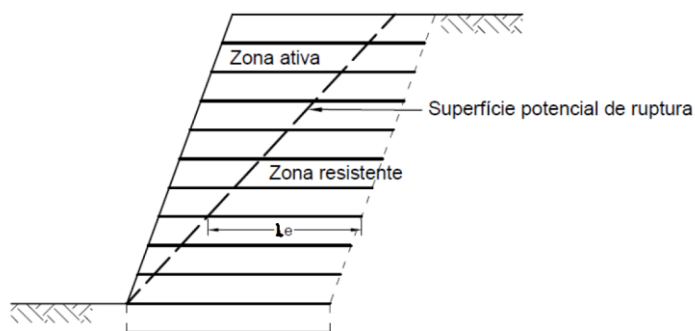
- Geotêxtil: é um produto polimérico têxtil bidimensional permeável, pode ser composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecida, não tecidas ou tricotadas;
- Geogrelha: produto polimérico em forma de grelha, cujas aberturas permitem interação do meio em que estão confinadas, podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas;
- Geotira: produto polimérico em forma de tira flexível, produzidas a partir de feixes de filamentos sintéticos, com revestimento protetor.

A seção 10.4 da NBR 16.920- 1 (ABNT, 2021) disserta sobre a estabilidade externa do talude e pressupõe-se que o maciço de solo reforçado age como um bloco monolítico. Outro ponto que a norma destaca é a importância de considerar no cálculo de dimensionamento a capacidade de suporte do solo de fundação e a segurança ao deslizamento e ao tombamento da base.

Já a seção seguinte, 10.5, da NBR 16.920- 1 (ABNT, 2021), trata da estabilidade interna do talude instruindo que se faz necessário o cálculo de esforços em cada uma das camadas do reforço. São considerados dois modos de ruptura por instabilidade interna, o arrancamento do reforço devido ao rompimento da ancoragem ou ruptura estrutural por tração onde acontece a máxima tração.

O solo reforçado pode ser dividido em duas zonas: ativa e resistente. A estabilidade da zona ativa é mantida devida à existência dos reforços, que transfere os esforços para a zona resistente (NBR 16.920-1, ABNT, 2021). Essas regiões e a superfície provável de ruptura de um solo reforçado está mostrado na Figura 11.

Figura 11- Zonas de maciço reforçado



Fonte: NBR 16.920-1 (2021, p. 14).

Durante a construção, os reforços devem ser instalados esticados para minimizar rugas e dobras, é recomendado que sejam fixadas as extremidades para assegurar a geometria, depois é feita a descarga do material de aterro definido em projeto e por fim realizada a compactação do aterro (NBR 16.920-1, ABNT, 2021).

2.3.3. BS EN 14.475: 2006 – Execução de obras geotécnicas especiais

Segunda a norma britânica BS EN 14.475 (2006), a execução de contenção de terra e de taludes armados deve ser feita em etapas e em camadas, onde a colocação e fixação dos elementos de revestimento, caso haja, e o esforço alternam com a deposição, espalhamento, nivelamento e compactação do material de aterro.

Sobre a colocação de revestimento, a BS EN 14.475 (2006), estabelece alguns critérios podendo destacar: deve-se assegurar, em cada fase da construção, que qualquer novo curso de revestimento seja estável enquanto camadas adicionais de aterro são colocadas e compactadas atrás ou acima deles. No que diz respeito ao alinhamento, nível e sobreposição, batida ou qualquer novo curso de unidades de revestimento ou formas deve ser verificado e ajustado durante a fase de execução.

Sobre a colocação de armaduras, essas devem ser colocadas em superfície plana e conectadas ao revestimento, usando o método de ligação definido em projeto. Para prevenir que ocorra deformação durante a mobilização de forças de tração na

armadura, deve-se segurá-la mantendo-a esticada enquanto é realizado o preenchimento. As armaduras devem ser instaladas o mais perpendicular possível em relação ao revestimento ou à face inclinada (BS EN 14.475, 2006).

A norma britânica BS EN 14.475 (2006), destaca que a compactação e colocação do aterro são pontos importantes, visto que a natureza e a maneira como é colocado e compactado influenciam no desempenho da estrutura. A espessura das camadas devem ser submúltiplo ou igual ao espaçamento vertical da armadura.

2.3.4. BS 8006-1: 2010 – Código de práticas para solo fortalecidos/reforçados e outros aterros

O *Code of practice for strenghened/reinforced soils and others fills (Código de Prática para Solos Fortalecidos/Reforçados e outros aterros)* (2010), lista algumas recomendações e orientação para o dimensionamento de estruturas de contenção com base em casos de sucesso. Este código foi escrito com base no estado limite último, que é associado à falha da estrutura ou ao colapso, onde os esforços de contenção são iguais ou menores às solicitações de cargas.

O Código estabelece dois critérios para definir falha, o primeiro é o estado limite último de colapso, que pode ocorrer devido à ruptura da armadura ou falta de adesividade solo-reforço. O segundo é o estado limite de utilização que é referente ao instante onde as deformações do maciço excedem às deformações previstas.

O reforço do solo, pode assumir diversas geometrias dentre elas grades, malhas e tiras que podem ser metálicas ou poliméricas ou ainda, em forma de chapas de geotêxteis. Segundo a BS-8006 (2010), a estabilidade externa é influenciada pelo comprimento total do elemento de reforço, visto que esse influencia na geometria da armadura.

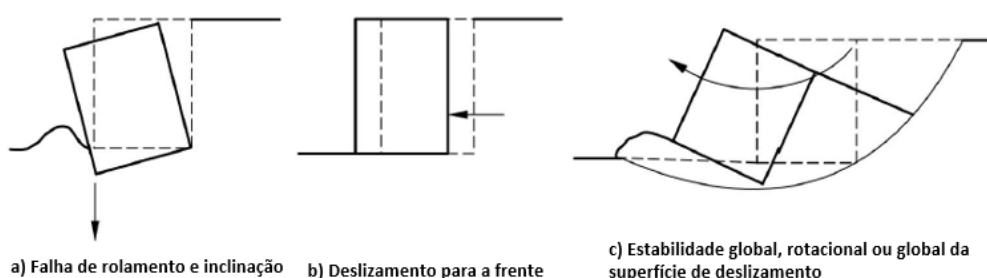
A margem de segurança para evitar que haja ruptura devido à tração exercida no reforço é obtida majorando as cargas reais, a fim de se obter uma carga de projeto, sendo este valor igual ou menor que a resistência de projeto, considera-se que a margem de segurança está adequada.

De modo geral a resistência à ruptura por tração diminui com o passar do tempo, em relação à essa resistência o código BS 8006 (2010), complementa:

O desempenho satisfatório de uma massa de solo reforçado pode ser governado pela deformação (um estado limite de utilização) em vez de um estado limite último. Consequentemente, se uma carga igual a uma resistência de projeto com base na ruptura por fluência de tração der origem a uma deformação que exceda um limite de serviço prescrito, então a resistência de projeto é reduzida para aquela que está em conformidade com o limite de serviço. (BS- 8006, 2010).

Cargas permanente, móveis e outras forças que atuam sobre a estrutura devem ser levadas em conta na verificação de falha de rolamento e inclinação, deslizamento para frente e falha do círculo de deslizamento, que caracterizam a estabilidade externa da estrutura. Essas falhas são mostradas na Figura 12.

Figura 12- Estados limites últimos



Fonte: Adaptada de BS 8006-1 (2010).

Segundo o Código BS 8.006-1 (2010), estabilidade interna da estrutura reforçada é obtida através dos elementos de reforço que carregam forças de tração e as transferem por fricção, fricção e adesão ou fricção e rolamento. Estas forças podem ser transferidas por meio do preenchimento entre os elementos de reforço, que é capaz de suportar forças de cisalhamento e compressão associadas.

2.4. SOFTWARE MACSTARS 2000

O software Macstars 2000 foi desenvolvido com o objetivo de verificar a estabilidade de solos reforçados. Este programa permite que sejam feitas as verificações de estabilidade usando o método de Equilíbrio Limite, mesmo que considerando taludes não reforçados (MACCAFERRI, 2004).

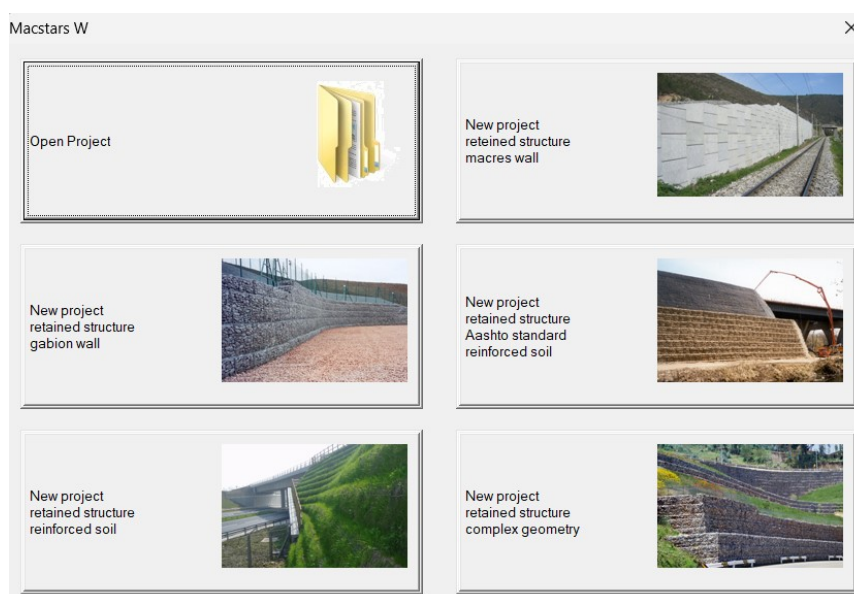
O software é capaz de realizar as seguintes análises:

- Análise de estabilidade global: análise de estabilidade do talude usando o método de equilíbrio limite; essa análise avalia o trabalho das retenções frente a mecanismos de deslizamentos profundos;

- Análise de estabilidade interna: essa análise permite o usuário determinar o dimensionamento das estruturas de contenção;
- Análise de estabilidade de paredes: consiste na verificação da estrutura contra o tombamento, contra deslizamento e capacidade de carga das fundações;
- Análise de estabilidade deslizante: verificação da estabilidade contra deslizamentos no plano horizontal;
- Cálculo de assentamento do solo: essa ferramenta possibilita ao usuário que seja realizada a verificação dos recalques produzidos por essas estruturas de contenção.

Antes de iniciar um projeto o software solicita que seja escolhido o tipo de estrutura de contenção que se deseja estudar como muro de gabião, estruturas com geometrias complexas e solo reforçado, como mostrado na Figura 13.

Figura 13- Interface do software MacStar 2000



Fonte: Autora (2023).

2.5. SOFTWARE GEOSTUDIO

Este software é uma ferramenta de análises geotécnicas amplamente utilizada na Engenharia geotécnica devido à interface simplificada. Dentro do GeoStudio há uma variedade de módulos que, através do método dos elementos

finitos, permite realizar análises geotécnicas específicas como estabilidade de taludes, percolação, análise de empuxo de terra, fluxo de água.

Com o auxílio deste software é possível definir o tipo de análise a ser realizada escolhendo entre os métodos de Bishop, Fellenius, Morgensten-Price, entre outros. Em vista disso, pode-se desenhar a geometria do talude, inserir as propriedades do solo, como peso específico, coesão, ângulo de atrito, e realizar a verificação do fator de segurança.

Dentre estes módulos, tem-se o Slope-W que realiza a verificação da estabilidade de taludes a partir da inserção do perfil do solo e suas propriedades, com a possibilidade de considerar condições de contorno como poropressão da água, além de, com a licença paga, permitir que sejam feitas as análises com a inserção de reforços no maciço ou ainda, aplicar as sobrecargas na superfície do solo.

2.6. SOFTWARE GEO5

Geo5 é um pacote de software que oferece uma variedade de programas para análises de engenharia geotécnica. É possível realizar análises de estabilidade de taludes, fundações, estacas, escavações, efeitos de sobrecarga, entre outros, como apresentado na Figura 14.

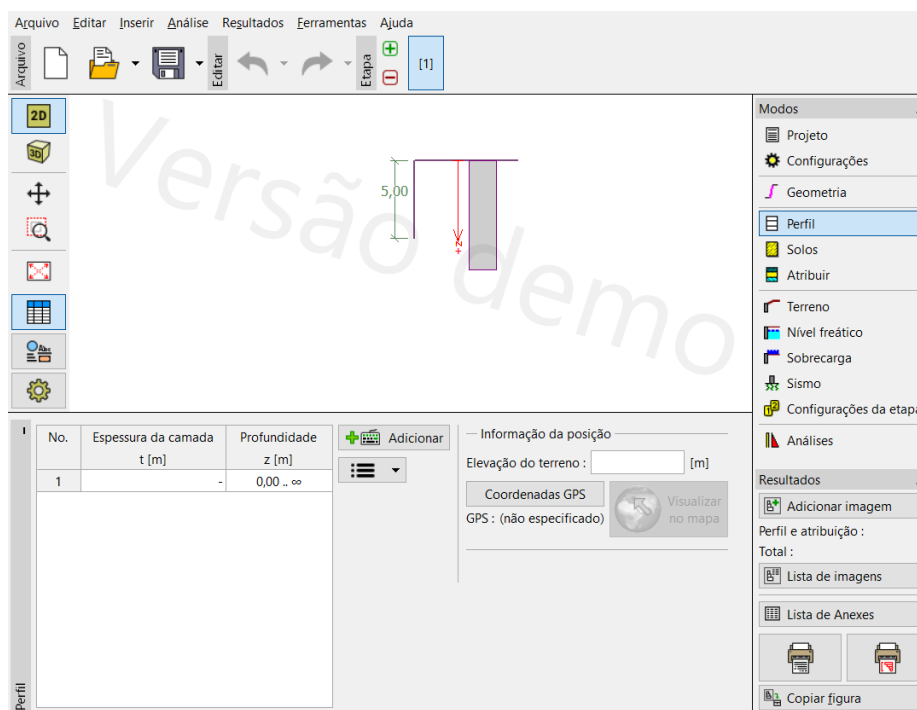
Figura 14- Módulos do Geo5



Fonte: Autora (2023).

O software apresenta uma interface simples e intuitiva, onde no menu à direita, como mostrado na Figura 15, é apresentada a sequência dos parâmetros a serem preenchidos para realizar as análises.

Figura 15- Interface Geo5



Fonte: Autora (2023).

Além disso, o software fornece resultados detalhados, como tensões, deformações, fatores de segurança e gráficos de esforços horizontais e verticais. Apresenta também, resultantes de empuxo ativo e ponto de aplicação dessa carga e analisa a estrutura com suas componentes separadamente e o efeito conjunto dessas.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo será feita a apresentação geral e localização à ser implantado a estrutura de contenção analisada. Além disso, irá apresentar as componentes de sobrecarga à serem consideradas no dimensionamento dos reforços. Por fim, apresenta os métodos de cálculo para o dimensionamento das estruturas de contenção do tipo terra armada, solo envelopado e Terramesh® verde.

3.1. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO

A obra a ser analisada trata-se de uma região elevada onde será implantada uma linha férrea que percorrerá o estado da Bahia de oeste à leste, a partir do Porto de Ilhéus até o entroncamento com a ferrovia Norte- Sul, localizada no município de Figueirópolis, Tocantins, onde poderá ter acesso aos portos do Pará e Maranhão, como destacado na Figura 16.

Figura 16- Mapa de localização



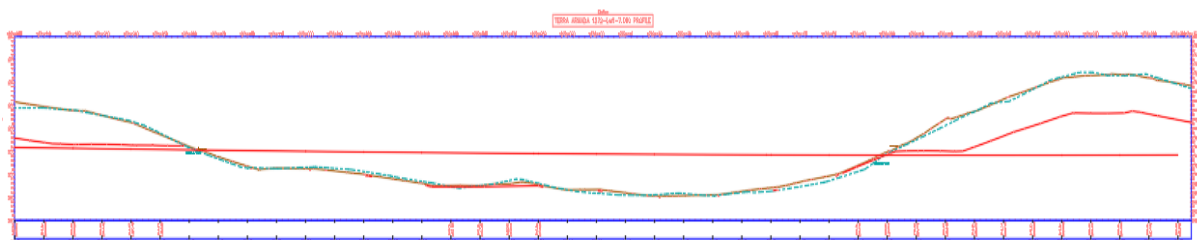
Fonte: ANTT (2023).

A Ferrovia de Integração Oeste- Leste – FIOL, tem grande importância para o desenvolvimento econômico do Brasil, em particular, para a região nordeste do país. A ferrovia irá interligar importantes regiões produtivas de minério de ferro, grãos, frutas e outros produtos agrícolas, bem como facilitar o acesso aos portos do litoral baiano, permitindo a exportação desses produtos para outros países.

3.2. DEFINIÇÃO DA SEÇÃO TÍPICA

A estrutura de contenção terá extensão de aproximadamente 214 m, localizada entre os quilômetros 1.271+ 973,449 (início) a 1.272+ 187,164 (final). A linha horizontal em vermelho na Figura 17, representa o traçado da linha férrea.

Figura 17- Perfil do solo na extensão da estrutura de contenção



Fonte: Dinamiza (2013).

A análise do dimensionamento será realizada no ponto crítico, onde a altura de aterro necessário é de 7,7 m.

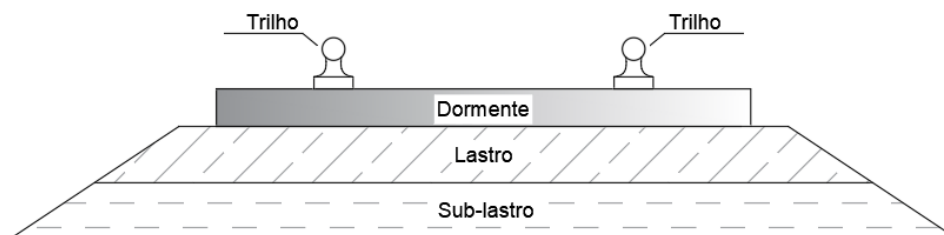
3.3. DEFINIÇÃO DA SOBRECARGA

A passagem de uma linha férrea acima do aterro que compõe a estrutura de contenção deve ser considerada como sobrecarga na estrutura e deve ser levada em consideração para o dimensionamento das estruturas de contenção. Para isso, é necessário determinar o trem tipo e a seção transversal da linha férrea que estará em trânsito sobre a estrutura.

De acordo com a NBR 7.189 (1985), apesar de cancelada, para o transporte de minério de ferro e semelhantes, o trem tipo a ser utilizado é o TB-36, com carga nominal de 360 kN. A carga gerada por este veículo padrão é transferida para cada um dos dois trilhos e assim repassada para a fundação da ferrovia como uma carga linearmente distribuída. A bitola do projeto é bitola larga com separação entre os trilhos de 1,60 m.

Além do trem tipo, são levados em consideração o trilho para este tipo de transporte, os dormentes e a seção transversal da linha férrea. Para o dimensionamento da sobrecarga será considerada apenas as camadas de lastro e sublastro, como mostrado na Figura 18.

Figura 18- Seção típica de ferrovia



Fonte: Autora (2023).

Após a determinação das cargas geradas por estes componentes, utilizou-se o software Geo5, para análise dos empuxos provenientes da sobrecarga.

3.4. DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO

Para determinar as propriedades geotécnicas do solo de fundação no local, foram realizadas sondagens rotativas e ensaios geofísicos. O local onde será implementada a linha férrea é composto quase que na sua totalidade de migmatitos e ortoderivados, rochas metamórficas.

O Quadro 1 contém os dados do solo de aterro fornecidos pela empresa Dinamiza, que realizou as análises do solo.

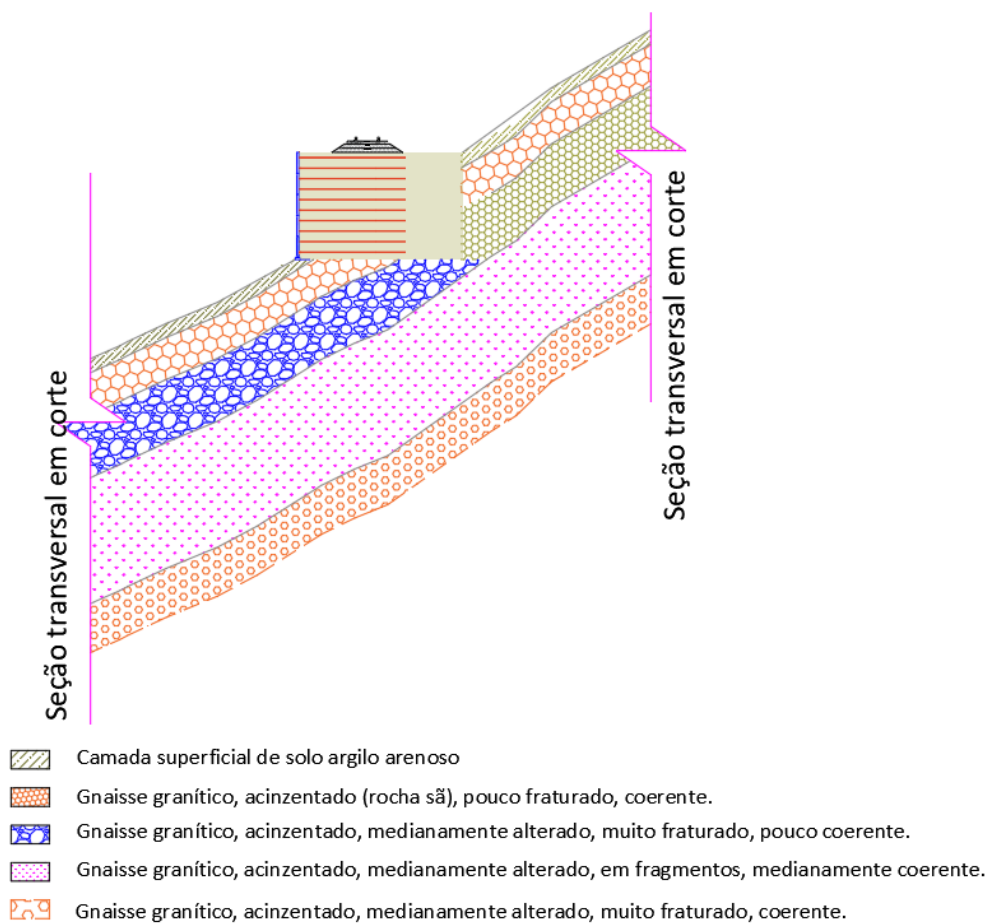
Quadro 1- Características do solo de aterro e fundação

	Solo de aterro	Solo de fundação
Y (kN/m ³)	18	17
ϕ (°)	35	25
c'	0	10

Fonte: Dinamiza (2013).

No quilômetro onde se localiza a altura crítica não foram realizados estes ensaios, portanto o dimensionamento será realizado levando-se em consideração os resultados da geofísica e da sondagem mais próximos a este local. Assim, será utilizado o ensaio de sondagem no quilômetro km 1272 + 260 (Anexo A) e o teste geofísico no quilômetro 1271 + 496 (Anexo B). O solo em estudo tem face inclinada e a seção transversal deste é mostrada na Figura 19.

Figura 19- Perfil estratigráfico do solo e localização da estrutura de contenção



Fonte: Autora (2023).

A Figura 20, representa uma fotografia o solo natural da região.

Figura 20- Solo natural da região



Fonte: Dr. Julian Asdrubal Buritica Garcia (2013).

Os valores mínimos para os fatores de segurança de estabilidade global, interna e externa seguiram as indicações da NBR 11.682 (2009).

3.5. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE MURO EM TERRA ARMADA

Foi utilizado formulações de Das (2001), para os cálculos das tensões e comprimentos requeridos de tiras de reforço. A critério de comparação será realizado também o dimensionamento do reforço seguindo as diretrizes da NBR 9.286 (1986).

A verificação da estabilidade interna da terra armada, é realizada através dos fatores de segurança contra arrancamento e ruptura das fitas utilizadas como reforço, devendo-se apresentar valor mínimo de 1,5.

Para a estabilidade externa foram feitas verificações dos valores de fator de segurança frente ao deslizamento, ao tombamento e à capacidade de carga do solo de fundação. Por fim, a estabilidade global refere-se à possibilidade de escorregamento de massa de solo e foi verificada com o auxílio GeoStudio.

3.6. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE MURO EM SOLO ENVELOPADO

As análises de estabilidade para o solo envelopado foram realizadas de acordo com as formulações descritas no livro *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente* de Ennio Marques Palmeira.

A verificação da estabilidade interna refere-se ao cálculo do espaçamento entre os reforços e o comprimento de reforço necessário para que não haja ruptura no interior do maciço de solo.

A análise da estabilidade externa foi realizada por meio das verificações de deslizamento ao longo da base do muro e tombamento, sendo estes fatores de segurança devem apresentar valor igual ou superior a 1,5. Outro ponto à ser analisado, é a capacidade de carga da fundação, que deve resultar no fator de segurança maior ou igual à 3.

A última análise realizada para o solo envelopado foi a estabilidade global que, assim como para a terra armada, foi verificada com o auxílio GeoStudio.

3.7. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE MURO TERRAMESH® VERDE

O dimensionamento da estrutura de contenção Terramesh® verde foi realizada por meio do software MacStars 2000, onde é possível desenhar a geometria do solo em estudo, atribuir as propriedades do solo e definir o tipo de reforço que se deseja utilizar.

As análises de estabilidade interna, estabilidade contra deslizamento e estabilidade global são obtidas diretamente do software.

4. APRESENTAÇÃO RESULTADOS

Este capítulo tem por objetivo apresentar os resultados e os comprimentos de reforço necessário para cada um dos três tipos de contenção analisados. Além de apresentar as análises de estabilidade interna, externa e estabilidade global obtidos através do auxílio de softwares.

4.1. SOBRECARGA

Segundo a NBR 7.187 (2003), que atualmente está cancelada, os efeitos dinâmicos causados pelas cargas móveis devem ser analisados pela teoria dinâmica das estruturas. Nesse sentido, é possível realizar a equivalência da carga móvel como carga estática considerando um coeficiente de impacto (ϕ). Para obras ferroviárias, este coeficiente pode ser obtido pela Equação 1.

$$\phi = 0,001 \cdot (1600 - 60 \cdot \sqrt{L_{teórico}} + 2,25 \cdot L_{teórico}) \geq 1,2 \quad (1)$$

Onde $L_{teórico}$ corresponde ao vão teórico entre os elementos carregados.

Utilizando o vão teórico igual à 29 m para o cálculo do coeficiente de impacto do trem tipo, tem-se como resultado um coeficiente de 1,342.

A partir deste coeficiente de impacto e a carga por eixo devido ao trem- tipo, é possível substituir esses valores na Equação 2 e assim encontrar a magnitude da carga repassada por cada roda aos trilhos.

$$P = \frac{TB36 \cdot \phi}{2} \quad (2)$$

Encontra-se então, uma carga de 241,56 kN que é transmitida por cada roda de cada eixo. Sendo o trem tipo composto por 4 eixos, portanto 4 rodas em contato com cada trilho, tem-se como resultado uma carga de 966,24 kN ao longo de cada trilho. A critério de análise ficou estabelecido pela autora que a seção estudada é uma área de 8,0 m de comprimento por 5,0 m de largura, com isso a carga linear do trilho é de 120,78 kN/m.

Para o transporte de grãos e minérios, a literatura recomenda o uso do trilho TR-58, projetado para suportar até 25 toneladas por eixo. A partir dessa consideração, o trilho a ser considerado para o dimensionamento da estrutura foi o UIC-60, que possui massa de 60,21 kg por metro linear, com espaçamento de 1,60 m entre os trilhos, classificado como bitola larga, proporcionando maior estabilidade.

Logo, o trilho é considerado como uma carga linear distribuída sobre a superfície da estrutura, como o trem tipo. Portanto, a sobrecarga linear atuando sobre a estrutura é o peso próprio do trilho com o acréscimo da carga aplicada pelo trem tipo. Com isso, cada trilho recebe uma carga 121,37 kN por metro de superfície analisada.

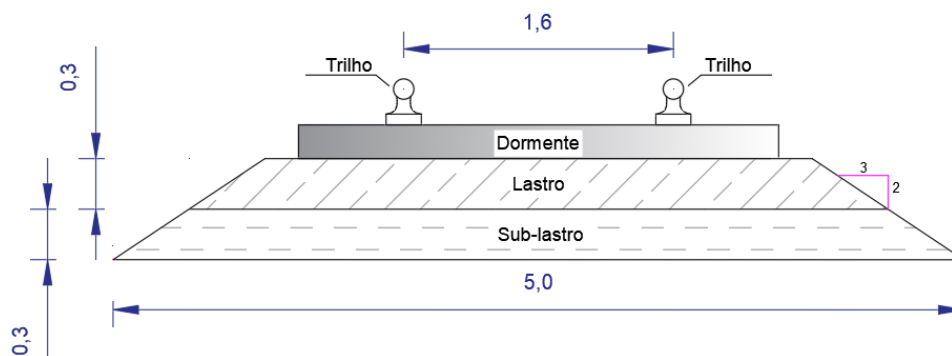
Além destes, outro componente indispensável para a linha férrea são os dormentes, que fornecem estabilidade e suporte aos trilhos, além de manter a bitola dos trilhos constante. O espaçamento considerado entre os dormentes foi de 60 cm, e o tipo escolhido foi de concreto monobloco com peso específico de 24 kN/m³, com dimensões de 260 cm de comprimento, 25 cm de largura e 20 cm de altura. Dessa forma, a carga distribuída gerada pelos dormentes pode ser calculada utilizando a Equação 3.

$$Q_{\text{dormente}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot \text{Volume}_{\text{dormente}} \cdot \frac{\text{n}^{\circ} \text{ de dormente}}{A} \quad (3)$$

Onde A é a área da seção em análise, 40 m². O número de dormente é a quantidade de dormente nos 8,0 de comprimento da área analisada, portanto foram considerados 13 dormentes. Logo, o acréscimo de carga devido aos dormentes obtida pela Equação 3, é de 1,01 kN/m².

Outros dois componentes da seção transversal da linha férrea à serem considerados são as camadas de lastro e sublastro. O Caderno de Engenharia-Volume 1: Memorial descritivo – Ferrovia de Integração oeste- leste trecho Ilhéus/BA, estabelece altura mínima de 30 cm para a camada de lastro, com um talude de 3(H):2(V). Em contrapartida, para a camada de sublastro, o mesmo memorial descritivo, define uma altura mínima de 20 cm. Desse modo, foi estabelecido que cada uma destas camadas terá 30 cm de espessura, como mostrado na Figura 21.

Figura 21- Seção transversal linha férrea



Fonte: Autora (2023).

Os materiais de lastro e sublastro devem ser granulares e densos, por este motivo foram definidos valores de peso específico para estes materiais com base na literatura, sendo o lastro com peso específico de 24 kN/m^3 e o sublastro com 23 kN/m^3 . Assim, a carga distribuída proveniente do lastro e sublastro é obtida pela Equação 4.

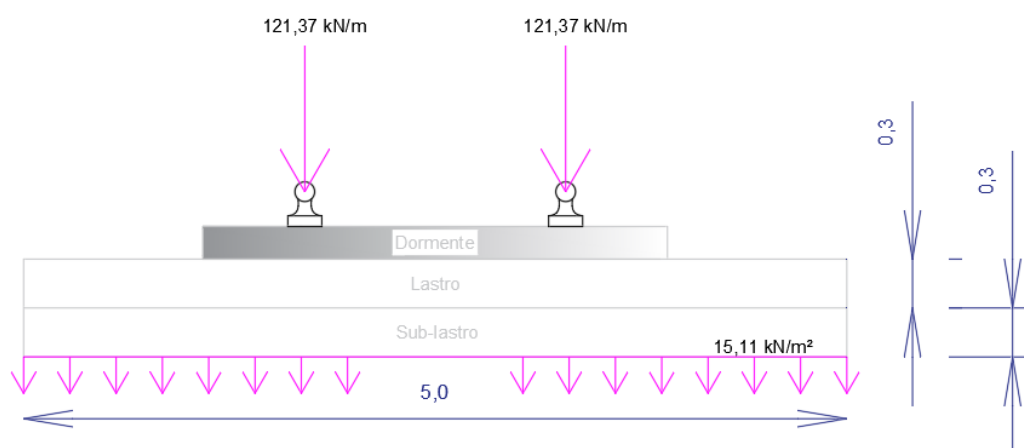
$$Q_{\text{lastro e sub}} = \gamma_{\text{lastro}} \cdot 0,3 \text{ m} + \gamma_{\text{sub-lastro}} \cdot 0,3 \text{ m} \quad (4)$$

O valor encontrado para a carga gerada pelo lastro e sublastro foi $14,1 \text{ kN/m}^2$.

Deste modo, a carga distribuída sobre a superfície da terra armada é a soma da carga gerada pelos dormentes e a carga das camadas de lastro e sublastro, totalizando $15,11 \text{ kN/m}^2$. Para a simplificação dos cálculos as camadas de lastro e sublastro serão consideradas de forma retangular com dimensões $5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}$.

Por fim, a distribuição das cargas é feita segundo a Figura 22.

Figura 22- Distribuição das cargas de projeto



Fonte: Autora (2023).

4.2. TERRA ARMADA

4.2.1. Tensões de cálculo

A tensão ativa do solo se refere à pressão exercida por uma carga sobre o solo, o que pode causar deformações no terreno. Essas cargas podem ser provenientes de diversas fontes, como estruturas de construções, veículos, equipamentos, entre outros.

Para determinar a pressão ativa ou empuxo ativo no solo, será utilizada a Teoria de Rankine. De acordo com esta teoria, as pressões hidrostáticas atuam na superfície com um ângulo de 45° com a horizontal. A componente horizontal das pressões hidrostáticas é a que exerce o empuxo sobre a parede da estrutura.

Para encontrar o valor da pressão ativa é necessário determinar o coeficiente de empuxo ativo (K_a), que é dado pela Equação 5.

$$K_a = \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5)$$

Onde a variável φ é o coeficiente de atrito do solo.

Como o ângulo de atrito do solo de aterro é 35°, o valor encontrado para K_a foi 0,2710. Por conseguinte, com a Equação 6 é possível determinar a pressão ativa horizontal no maciço de solo.

$$\sigma_{h1} = \gamma_z \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (6)$$

Além da pressão horizontal, o maciço de solo apresenta contribuição na tensão vertical e esta parcela pode ser obtida pela Equação 7.

$$\sigma_{v1} = \gamma \cdot z \quad (7)$$

Onde σ_{v1} é o produto do peso específico do solo e a profundidade z em que se está analisando o solo. Os valores de tensões encontrados em virtude do solo de aterro estão mostrados no Quadro 2.

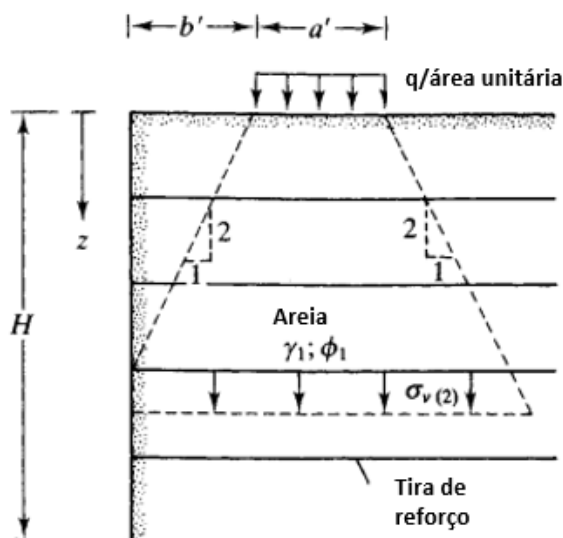
Quadro 2- Tensões devido ao maciço de solo

Tensões sem sobrecarga	
σ'_h (kPa)	σ'_v (kPa)
3,6584	13,5000
7,3167	27,0000
10,9751	40,5000
14,6335	54,0000
18,2918	67,5000
21,9502	81,0000
25,6086	94,5000
29,2669	108,0000
32,9253	121,5000
37,5592	138,6000

Fonte: Autora (2023).

Segundo Das (2001), em casos onde há sobrecarga atuando na estrutura, a distribuição das tensões verticais é realizada de acordo com a Figura 23.

Figura 23- Distribuição das tensões verticais



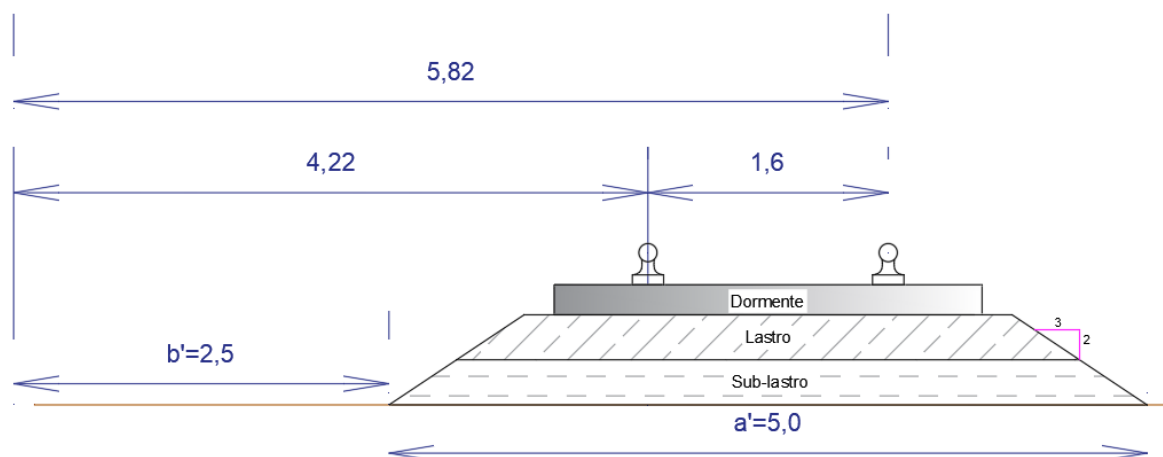
Fonte: Adaptada de Das (2001).

A partir disso, a tensão vertical total pode ser calculada pela Equação 8, onde a variável σ_{v1} corresponde à tensão proveniente do maciço de solo, enquanto a tensão σ_{v2} refere-se à tensão causada pela sobrecarga.

$$\sigma_v = \sigma_{v1} + \sigma_{v2} \quad (8)$$

Para encontrar o valor de σ_{v2} deve-se analisar primeiro a relação entre a profundidade z em análise e a distância existente entre a borda da estrutura e o início o ponto de início da aplicação da carga (b'). O valor desta distância é mostrado na Figura 24.

Figura 24- Localização da linha férrea



Fonte: Autora (2023).

Deste modo, sabendo que a distância da borda da estrutura até o início da camada de lastro tens b' igual à 2,5 m, é possível determinar a relação entre a profundidade e esta distância b' e por fim encontrar σ_{v2} a partir da Equação 9 ou Equação 10.

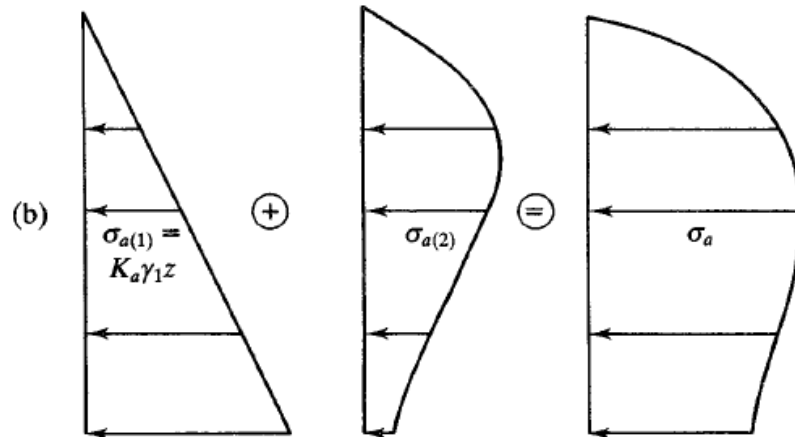
$$\sigma_{v2} = \frac{q \cdot a'}{a' + z}, \text{ para } z \leq 2b' \quad (9)$$

ou

$$\sigma_{v2} = \frac{q \cdot a'}{a' + \frac{z}{2} + b'}, \text{ para } z > 2b' \quad (10)$$

Em relação às tensões horizontais, Das (2001) descreve o diagrama de tensão horizontal do solo como a combinação da tensão horizontal causada pela massa de solo e a tensão horizontal proveniente do efeito da sobrecarga. A Figura 25, mostra esta combinação e o resultado dela.

Figura 25- Resultante da pressão lateral



Fonte: Das (2001).

A pressão lateral total é dada pela Equação 11, que corresponde à soma da pressão lateral proveniente do solo (apresentada pela Equação 6, na página 42) e a pressão referente à sobrecarga.

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad (11)$$

A tensão horizontal atuante no solo devido à sobrecarga é separada na pressão causada pela carga linear e a pressão causada pela carga distribuída. Assim, em relação à carga linear, a equação depende do valor de a , e pode ser calculado pela Equação 12 ou pela Equação 13.

$$\sigma_{h2} = \frac{4 \cdot q \cdot a^2 \cdot b}{\pi \cdot H \cdot (a^2 + b^2)^2}, \text{ para } a > 0,4 \quad (12)$$

ou

$$\sigma_{h2} = \frac{q \cdot 0,203 \cdot b}{H \cdot (0,16 + b^2)^2}, \text{ para } a \leq 0,4 \quad (13)$$

Sendo a a razão entre a distância do trilho esquerdo ou direito à face da terra armada e a altura total da estrutura e b a relação da profundidade analisada e da altura total da estrutura.

Em contrapartida, segundo Laba e Kennedy (1986) a determinação da pressão horizontal devida à carga distribuída por unidade de área pode ser encontrada a partir da Equação 14.

$$\sigma_{h2} = M \cdot \left[\frac{2 \cdot q}{\pi} \cdot (\beta - \text{sen}(\beta - \text{sen}(\beta \cdot \cos 2 \cdot \alpha))) \right] \quad (14)$$

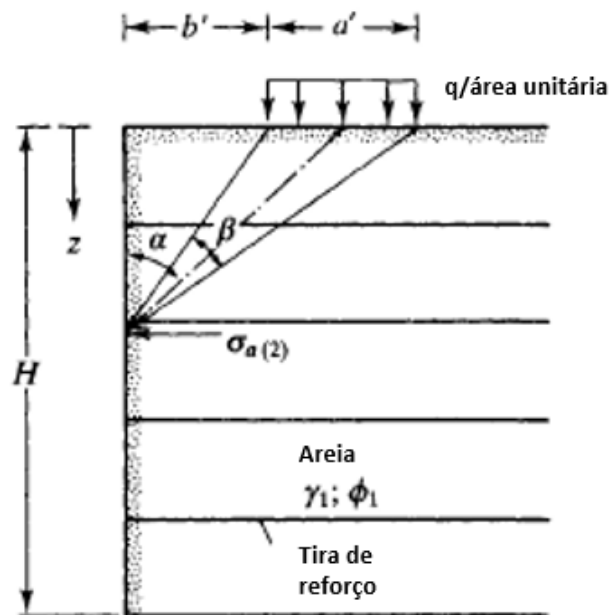
A incógnita M é um coeficiente de ponderação e é determinado pela Equação 15.

$$M = 1,4 - \frac{0,4 \cdot b'}{0,14 \cdot H} \geq 1 \quad (15)$$

O valor de M encontrado foi menor que 1, portanto será considerado conforme estabelecido e será utilizado 1.

Já os ângulos α e β são determinados a cada profundidade e têm relação com a área de aplicação da carga, como apresentado na Figura 26.

Figura 26- Tensão horizontal carga distribuída



Fonte: Das (2001).

Após determinar os valores dos ângulos à cada profundidade, e utilizando a Equação 14 já apresentada, as tensões horizontais e verticais devida à sobrecarga estão mostradas no Quadro 3.

Quadro 3- Tensões devida à sobrecarga

Dimensões relacionadas à sobrecarga			Tensões devido à sobrecarga		
a esquerdo	a direito	b	σ_h lastro (kPa)	σ_h q1(kPa)	σ_h q2(kPa)
0,5481	0,7558	0,0974	2,2124	6,1157	3,3108
0,5481	0,7558	0,1948	3,8228	10,2599	6,0174
0,5481	0,7558	0,2922	4,8248	11,8376	7,7691
0,5481	0,7558	0,3896	5,2559	11,4875	8,5434
0,5481	0,7558	0,4870	5,3292	10,1599	8,5427
0,5481	0,7558	0,5844	5,2405	8,5498	8,0413
0,5481	0,7558	0,6818	5,0018	7,0186	7,2811
0,5481	0,7558	0,7792	4,9327	5,7029	6,4329
0,5481	0,7558	0,8766	4,4119	4,6256	5,5995
0,5481	0,7558	1,0000	4,3483	3,5649	4,6438

Fonte: Autora (2023).

Por fim, as tensões horizontais e verticais totais atuantes na estrutura estão mostradas na Quadro 4.

Quadro 4- Tensões totais atuantes na estrutura

Tensões totais	
σ_h total(kPa)	σ_v total (kPa)
15,2973	57,9435
27,4168	66,3154
35,4066	75,7483
39,9203	85,9438
42,3236	96,7057
43,7818	107,9000
44,9100	119,7395
46,3355	132,3381
47,5623	144,9989
50,1163	161,1154

Fonte: Autora (2023).

4.2.2. Estabilidade interna

A tensão atuante na fita é relacionada à disposição das fitas nas placas de concreto, e a tensão horizontal causada pelo maciço de solo e sobrecarga, como mostrada na Equação 16.

$$T = \sigma_h \cdot S_v \cdot S_h \quad (16)$$

S_v e S_h referem-se, respectivamente, à distância vertical e horizontal entre as fitas e à critério de simplificação ficou estabelecido que essas distancias seriam iguais e constante por toda a extensão do muro. Será considerado, portanto, 75 cm.

Para o bom funcionamento das tiras de reforço, essa deve satisfazer os valores de fator de segurança contra a ruptura da fita e à ancoragem da fita, geralmente apresentam valores entre 2,5 e 3. O fator de segurança contra a ruptura da fita é dado pela Equação 17.

$$FS_{ruptura\ da\ fita} = \frac{w \cdot t \cdot f_y}{\sigma_h \cdot S_v \cdot S_h} \quad (17)$$

Onde f_y é o fator de resistência à fluência do material da tira, w é a largura da tira, e o valor à ser considerado é de 4 cm, e t é a espessura de tira que pode ser obtido pela Equação 18.

$$t = \frac{FS_{ruptura\ da\ fita} \cdot \sigma_h \cdot S_v \cdot S_h}{w \cdot f_y} \quad (18)$$

O fator de segurança frente à ancoragem da tira, é definido pela Equação 19.

$$FS_{ancoragem} = \frac{Fr}{T} \quad (19)$$

Onde Fr é a força máxima de atrito do tirante a uma profundidade z e pode ser encontrada pela Equação 20.

$$Fr = 2 \cdot l_e \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\varphi_\mu) \quad (20)$$

Com l_e sendo o comprimento efetivo da fita e φ_μ é o ângulo de atrito entre solo e reforço.

Substituindo-se as Equação 16 e 20 na Equação 19, $FS_{ancoragem}$ pode ser determinado pela Equação 21.

$$FS_{\text{ancoragem}} = \frac{2 \cdot l_e \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\phi_\mu)}{\sigma_v \cdot S_v \cdot S_h} \quad (21)$$

Considerando $FS_{\text{ancoragem}}$ igual à 1,5, é possível encontrar o valor do comprimento efetivo l_e como mostrado na Equação 22.

$$l_e = \frac{Fs(p) \cdot \sigma_h \cdot S_v \cdot S_h}{2 \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\phi_\mu)} \quad (22)$$

O comprimento total do reforço é determinado pela Equação 23, que é a soma do comprimento localizado na zona ativa ou zona de ruptura, tendo o comprimento definido pela Equação 24, e o comprimento efetivo resistente já encontrado pela Equação 22.

$$L = L_e + L_r \quad (23)$$

$$L_r = \frac{H - z}{\tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (24)$$

Dessa forma, foi possível realizar o dimensionamento do comprimento das fitas de reforço de acordo com a metodologia de Das (2001), como mostrada pela Quadro 5.

Quadro 5- Comprimentos de fita de acordo com Das (2001)

Características da fita (Das)				
T (kN)	t (m)	L _r (m)	L _e (m)	L total (m)
8,6047	0,0006	3,6179	4,1281	7,7460
15,4219	0,0011	3,2275	6,4646	9,6921
19,9162	0,0014	2,8371	7,3088	11,0000
22,4552	0,0016	2,4467	7,2630	9,7097
23,8070	0,0017	2,0562	6,8433	8,8996
24,6273	0,0018	1,6658	6,3447	8,0105
25,2619	0,0018	1,2754	5,8647	7,1400
26,0637	0,0019	0,8850	5,4748	6,3597
26,7538	0,0019	0,4945	5,1290	5,6236
28,1904	0,0020	0,0000	4,8638	4,8638

Fonte: Autora (2023).

Em contrapartida, para o dimensionamento do comprimento das fitas segundo a NBR 9.286 (1986), deve-se definir o valor do coeficiente de atrito aparente solo-armadura, que pode ser encontrado através da Equação 25 ou 26, dependendo da relação entre a altura do muro e a profundidade analisada.

$$f^* = f_0^* \cdot \left(1 - \frac{H}{z_0}\right) \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{H}{z_0}, \text{ para } H < z_0 \quad (25)$$

$$f^* = \tan(\phi), \text{ para } H \geq z_0 \quad (26)$$

Sendo f_0^* determinado em função da granulometria e do coeficiente de uniformidade da amostra de solo e pode ser encontrado pela Equação 27.

$$f_0^* = 1,2 + \log Cu, \text{ sendo } Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (27)$$

Esta norma estabelece, porém, que em casos de dados faltantes, adota-se f_0^* com valor igual a 1,5, assim adotou-se esse valor. Por fim, o comprimento de fita seguindo a metodologia da NBR 9.286 (1986), foi definido de acordo com a Equação 28 e os valores encontrados estão apresentados no Quadro 6.

$$L = (H - z) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{FS_{\text{ancoragem}} \cdot S_v \cdot S_h \cdot \sigma_h}{2 \cdot w \cdot f^* \cdot \sigma_v} \quad (28)$$

Quadro 6- Comprimento de fita de acordo com a NBR 9.286 (1986)

NBR 9286	
f^*	L
1,2916	5,7737
1,2071	6,8397
1,1226	7,2284
1,0381	7,1656
0,9537	6,8964
0,8692	6,5895
0,7847	6,3165
0,7002	6,1588
0,6157	6,1133
0,5087	6,4491

Fonte: Autora (2023).

4.2.4. Estabilidade Externa

A estabilidade externa compreende as verificações do fator de segurança frente ao deslizamento, ao tombamento e à capacidade de carga da fundação. Assim, o FS de tombamento para a estrutura dimensionada, pode ser obtido pela Equação 29.

$$FS_{\text{tombamento}} = \frac{M_r}{M_0} \quad (29)$$

Com M_0 sendo o momento solicitante pelo comprimento unitário do muro, como demonstrado na Equação 30.

$$M_0 = P_a \cdot z' \quad (30)$$

Onde P_a é o empuxo ativo e pode ser encontrado pela integral definida da pressão horizontal no intervalo de altura H do muro, como mostrado na Equação 31.

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz \quad (31)$$

Porém, o empuxo ativo atuante na estrutura foi determinado utilizando o módulo de Empuxo ativo do software Geo 5, assim como a distância de aplicação do empuxo ativo (d_E), a partir das resultantes dos empuxos de cada sobrecarga e do solo. Os valores fornecidos pelo programa estão no Quadro 7.

Quadro 7- Empuxo ativo atuante na estrutura

	Empuxo ativo (kPa)	d_E (m)
Solo	120,06	1,87
Lastro	18,01	3,13
Trilho esquerdo	45,43	3,39
Trilho direito	39,75	2,10

Fonte: Autora (2023).

O momento resistente por unidade de comprimento do muro é dado pela soma dos momentos das cargas atuantes na estrutura em relação ao ponto B, assim como demonstrado pela Equação 32.

$$M_R = W_1 \cdot x_1 + q \cdot a' \cdot \left(b' + \frac{a'}{2} \right) + q_{\text{trilho esq}} \cdot \frac{x_2^2}{2} + q_{\text{trilho dir}} \cdot \frac{x_3^2}{2} \quad (32)$$

$q_{\text{trilho esq}}$ e $q_{\text{trilho dir}}$ são a carga linear proveniente de cada trilho, x_2 é a distância de B até o ponto de aplicação da carga do trilho esquerdo e x_3 a distância de B até o ponto de aplicação da carga do trilho direito. W_1 é o peso da massa de solo que constitui o maciço e x_1 a distância entre B e o peso próprio do solo de aterro.

O peso do material de aterro é dado pela Equação 33.

$$W_1 = \text{Área} \cdot \gamma \quad (33)$$

Para o cálculo do FS de deslizamento é utilizada a Equação 34.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{(W_1 + q \cdot a') \cdot (\text{tang}(k \cdot \varphi))}{Pa} \quad (34)$$

Sendo k igual a $2/3$ e Pa o empuxo total atuante na estrutura.

O terceiro fator de segurança que deve ser analisado na estabilidade externa é em respeito à capacidade de carga da fundação e é dado pela Equação 35.

$$FS_{\text{capacidade de carga}} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma_v} \quad (35)$$

q_{ult} é a capacidade de carga última e podendo ser determinada pela Equação 36, enquanto σ_v é dado pela equação 37.

$$q_{\text{ult}} = C_2 \cdot N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot (L_2 - 2e) N_\gamma \quad (36)$$

$$\sigma_v = \gamma_1 \cdot H + \sigma_v \quad (37)$$

N_c e N_γ são obtidos pelas Equações 38 e 39, respectivamente, e são chamados de fatores de capacidade de carga em relação à coesão do solo e ao peso específico. Podendo ser obtidos a partir de N_q , mostrado pela Equação 40 que é o fator referente à parcela de sobrecarga.

$$N_c = \cotan^2(\varphi) \cdot (N_q - 1) \quad (38)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (N_q - 1) \quad (39)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan\varphi} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (40)$$

A incógnita e na Equação 40 é a excentricidade e pode ser encontrado pela Equação 41.

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_0}{\Sigma V} \quad (41)$$

Sendo o ΣV o somatório das cargas verticais presentes na estrutura, é dado pela Equação 42.

$$\Sigma V = W1 + W2 + q_{\text{esq}} + q_{\text{dir}} + q \cdot a' \quad (42)$$

Levando em consideração o comprimento de fita encontrado, seguindo as orientações de Das (2001), foram realizados os cálculos do fator de segurança frente ao tombamento, ao deslizamento e à capacidade de carga. O Quadro 8 apresenta os valores de cálculo e os fatores de segurança encontrados.

Quadro 8- Fatores de segurança para terra armada

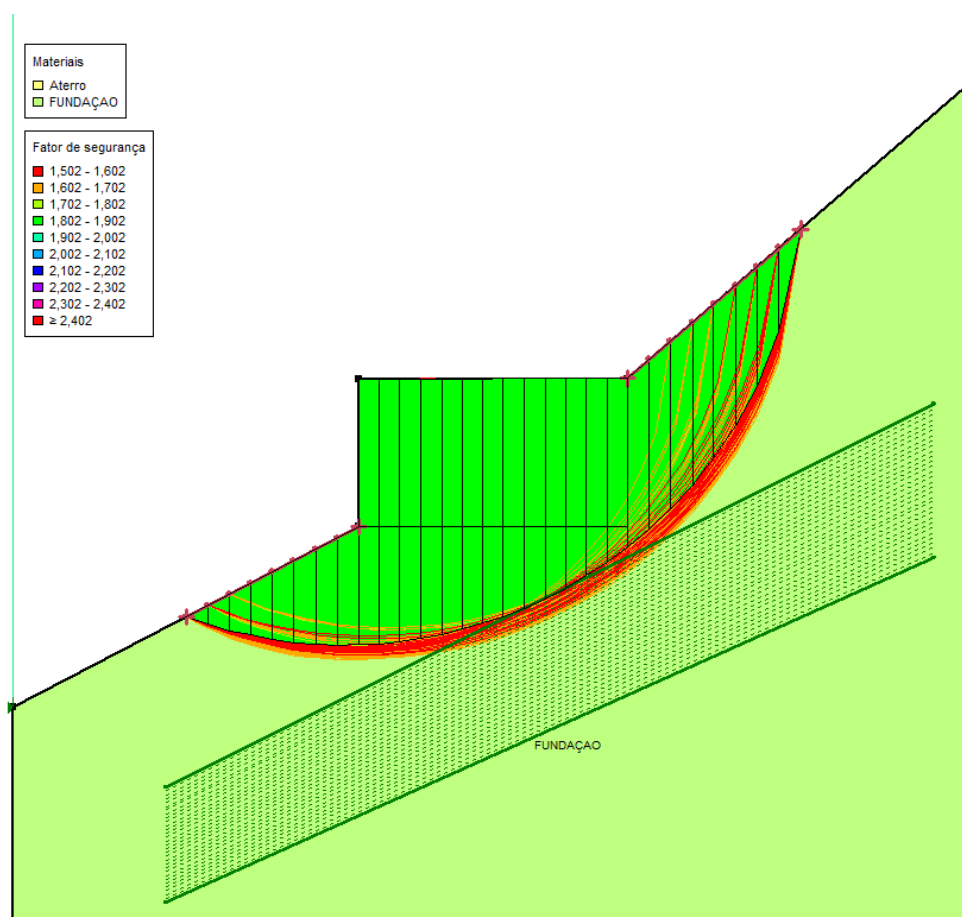
FS tombamento		FS deslizamento		FS capacidade de carga	
W1	1524,6000	W1	1524,6000	W1	1524,6000
X1	5,5000	X1	5,5000	X1	5,5000
Pa (trilho esq)	45,4300	Pa (trilho esq)	45,4300	ΣV	1842,8900
X2	3,3900	X2	3,3900	Pa (solo)	120,0600
Pa (trilho dir)	39,7500	Pa (trilho dir)	39,7500	z'	2,5700
X3	2,1000	X3	2,1000	Mr	9981,6048
Pa (solo)	120,0600	Pa (solo)	120,0600	M0	602,4082
X4	2,5700	X4	2,5700	e	0,4106
Pa (lastro)	18,0100	Pa (lastro)	18,0100	q_{ult}	1148,5346
a	3,1300	a	3,1300	$\sigma(H)$ (kPa)	161,1154
Mr	9981,6048	Mr	9981,6048	FS=	7,13
M0	602,4082	M0	602,4082		
FS=	16,57	FS=	3,44		

Fonte: Autora (2023).

4.2.5. Estabilidade Global

A verificação da estabilidade externa foi realizada com o auxílio do software GeoStudio, porém por ser a versão estudantil o software não permite que seja feita a análise da estrutura considerando o reforço e a interação solo-reforço. Por este motivo usou-se como base os estudos de Silva (2012), no qual indica que seja considerada uma coesão fictícia no material de aterro, neste caso atribuiu-se o valor de 15. Assim, o fator de segurança encontrado foi de 1,502, como mostrado na Figura 27.

Figura 27- Verificação da estabilidade externa



Fonte: Autora (2023).

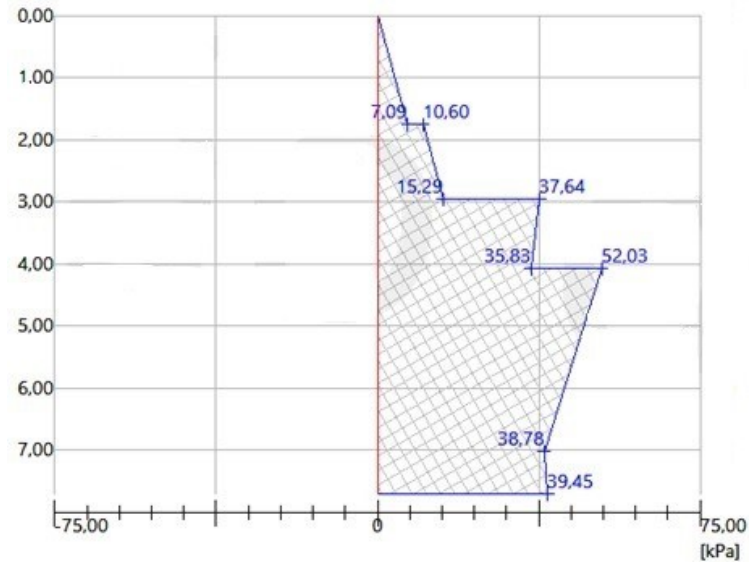
4.3. SOLO ENVELOPADO

4.3.1. Tensões de cálculo

A determinação das tensões de cálculo e do empuxo ativo, da mesma forma que a altura de aplicação do empuxo, foram determinados com o auxílio do Geo5, a

partir da inserção das propriedades do solo e da magnitude e localização das sobrecargas atuantes na estrutura. O gráfico de Empuxo ativo está mostrado na Figura 28.

Figura 28- Tensão horizontais- Geo5



Fonte: Autora (2023).

4.3.2 Estabilidade Externa

Com base no empuxo ativo é possível encontrar o fator de segurança frente ao deslizamento ao longo da base da estrutura que é dado pela Equação 43.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\sum \text{Forças resistentes ao deslizamento}}{\sum \text{Forças favoráveis ao deslizamento}} \quad (43)$$

Por fim, nesta situação a Equação 43 pode ser reescrita como mostrada na Equação 44.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{(W + Q + E_a \cdot \text{sen} \alpha) \cdot \tan(\delta_b)}{E_a \cdot \text{cos} \alpha} \quad (44)$$

δ_b é o ângulo de atrito entre o solo de fundação e a base do muro, a variável W é correspondente ao peso da massa de solo presente na estrutura e é obtida pela

Equação 45. Enquanto a variável Q é referente à carga proveniente da sobrecarga e é determinado pela 46.

$$W = \gamma \cdot H \cdot B_d \quad (45)$$

$$Q = q \cdot B_d \quad (46)$$

Tanto o cálculo do peso da massa de solo quanto a carga resultante da sobrecarga, dependem do comprimento da base da estrutura de contenção (B_d). Assim substituindo as Equações 45 e 46 na Equação 44 e admitindo-se o valor mínimo de 1,5 para o fator de segurança, o valor necessário de base B_d para satisfazer esta condição é obtido pela Equação 47.

$$B_d = FS_{\text{deslizamento}} \cdot \frac{Ea \cdot \cos \alpha}{\tan \delta_b \cdot (\gamma \cdot H + q)} \quad (47)$$

Onde α é o ângulo entre a horizontal e a carga Ea , neste caso 0° .

A segunda estabilidade que deve ser avaliada é a estabilidade contra tombamento e esta é dada pela Equação 48.

$$FS_{\text{tombamento}} = \frac{\sum \text{Momentos de forças contrárias ao tombamento}}{\sum \text{Momentos de forças favoráveis ao tombamento}} \quad (48)$$

Desse modo, para a situação em estudo, o fator de segurança frente ao tombamento pode ser reescrito como mostrado na Equação 49.

$$FS_{\text{tombamento}} = \frac{(W \cdot x_w + Q \cdot x_q)}{Ea \cdot dE} \quad (49)$$

Da mesma forma que existe um valor mínimo de B_d para satisfazer o fator de segurança frente ao deslizamento, deve-se determinar o valor de B_d que satisfaça o fator de segurança frente ao tombamento também. Com isso, pela Equação 50 é possível encontrar o comprimento mínimo de base para que não haja tombamento:

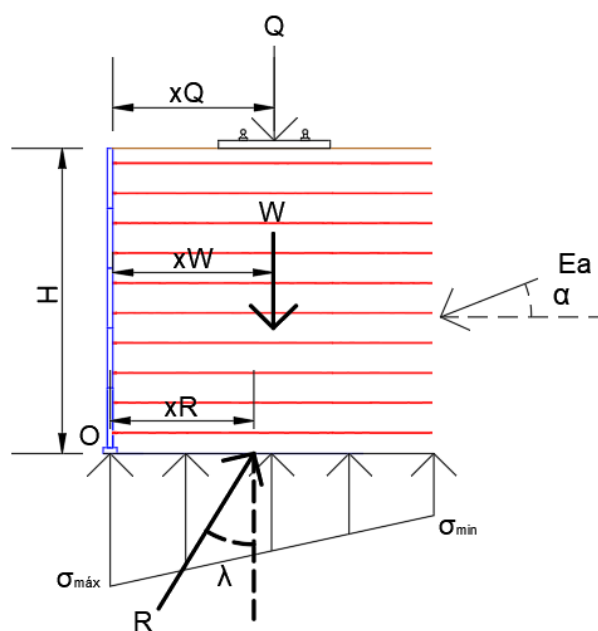
$$B_d = FS_{\text{tombamento}} \cdot \frac{Ea \cdot dE}{\gamma \cdot H \cdot x_w + q \cdot x_q} \quad (50)$$

Onde x_w e x_q correspondem ao braço de alavanca das forças W e Q , como mostrado na Figura 28.

Apesar dos valores encontrados para B_d satisfazerem os fatores de segurança mencionados, estes valores foram desconsiderados pelo fato de serem inferior à extensão das camadas de lastro e sublastro. Então, o comprimento de base considerado no dimensionamento do solo envelopado foi 10 m.

A terceira verificação a ser realizada é a capacidade de carga da fundação. Para esta verificação deve-se conhecer as tensões atuantes na base da estrutura e geralmente ela se dá de forma trapezoidal como mostrada na Figura 29.

Figura 29- Forças atuantes na base da estrutura



Fonte: Autora (2023).

Com isso, a tensão máxima e mínima atuante na fundação é dada pelas Equações 51 e 52, respectivamente.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot N}{B_d} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot x_R}{B_d} \right) \quad (51)$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{2 \cdot N}{B_d} \cdot \left(\frac{3 \cdot x_R}{B_d} - 1 \right) \quad (52)$$

Onde a variável N , pode ser encontrada pela Equação 53.

$$N = W + Q + E_a \cdot \sin \alpha \quad (53)$$

E a variável x_R , que corresponde à distância do ponto de aplicação de resultante R ao ponto O , pode ser obtida através da sequência de cálculo mostrados pelas Equações 54, 55 e 56.

$$\lambda = \tan^{-1}\left(\frac{E_a \cdot \cos \alpha}{W + Q + E \cdot \sin \alpha}\right) \quad (54)$$

$$R = \frac{E_a \cdot \cos \alpha}{\sin \lambda} \quad (55)$$

$$x_R = \frac{W \cdot x_W + Q \cdot x_Q - E_a \cdot d_E}{R \cdot \cos \lambda} \quad (56)$$

Onde R é a resultante das forças atuantes na base do muro e λ é a inclinação de R com a vertical.

O valor da tensão máxima atuante na base da estrutura foi de 206,30 kPa, enquanto a tensão mínima encontrada foi 134,55 kPa.

Para evitar valores de σ_{min} negativos o valor da excentricidade (e) deve ser menor que $B/6$. O valor da excentricidade pode ser encontrado através da Equação 57.

$$e = \frac{B}{2 - x_R} \quad (57)$$

Segundo Palmeira (2018), para a avaliação da capacidade de carga de terrenos de fundação sob carregamentos excêntricos é comum utilizar a solução de Meyerhof (1953), onde primeiramente deve-se calcular a largura equivalente da base do muro que é dada pela Equação 58.

$$B' = B_d - 2e \quad (58)$$

Com isso, é possível determinar a tensão normal equivalente (σ_{eqv}) ao longo de B' conforme a Equação 59.

$$\sigma_{eqv} = \frac{N}{B'} \quad (59)$$

O valor da tensão normal equivalente encontrado foi de 183,29 kPa.

Em estruturas de contenção muito longas, é possível considerar a base do muro como uma sapata corrida (PALMEIRA, 2018). Dessa forma é possível calcular a capacidade de carga do solo de fundação por Terzaghi e Peck (1967), conforme Equação 60.

$$q_{\text{máx}} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot B' \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \quad (60)$$

Segundo Craig (1978), deve-se levar em conta também fatores de correção referentes à inclinação da força atuante na base do muro, conforme Equações 61 e 62.

$$i_c = i_g = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad (61)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\Phi}\right)^2 \quad (62)$$

Portanto, a capacidade de carga do solo de fundação pode ser reescrita pela Equação 63.

$$q_{\text{máx}} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_s \cdot N_q \cdot i_g + 0,5 \cdot B' \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \quad (63)$$

O valor encontrado para estas incógnitas foi $i_c=i_g=0,84$ e $i_\gamma=0,49$. Os valores de N_c , N_q e N_γ encontrados pelas equações descritas anteriormente foram, respectivamente, 20,72; 10,66 e 10,87. Assim, a capacidade de carga máxima da fundação é 597,27 kPa.

Por fim, o fator de segurança referente à capacidade de carga do solo de fundação pode ser obtido pela Equação 64.

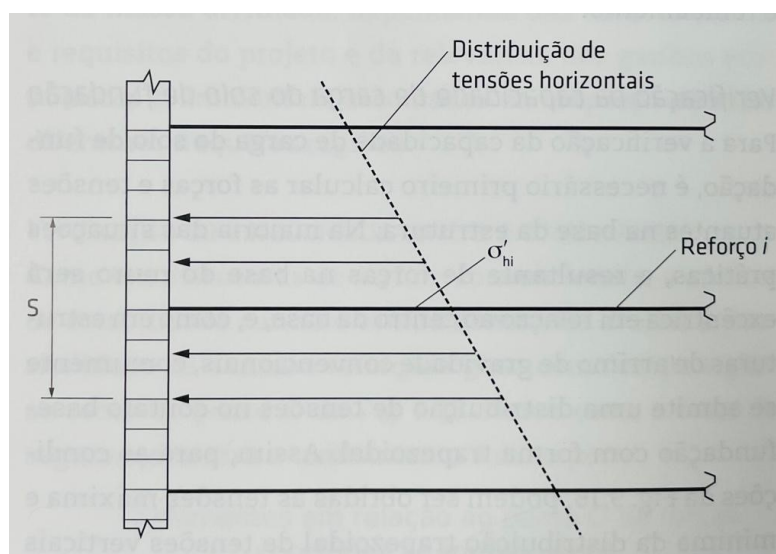
$$FS_{\text{fundação}} = \frac{q_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{eqv}}} \quad (64)$$

Com isso, encontrou-se um fator de segurança na ordem de 3,26 para a capacidade de carga.

4.3.2. Estabilidade interna

A análise da estabilidade interna refere-se ao espaçamento entre os esforços e o comprimento dos reforços. Segundo Palmeira (2018), a abordagem convencional permite considerar que cada camada de reforço é responsável por equilibrar parte do diagrama de tensões horizontais, como mostrado na Figura 30.

Figura 30- Situação de equilíbrio do maciço reforçado



Fonte: Palmeira (2018).

Considerando uniforme a distância entre as camadas de reforço, o espaçamento (S) entre esses, é obtido pela Equação 65.

$$S = \frac{T_d}{K_a \cdot (\gamma \cdot z + q) - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}} \quad (65)$$

Onde T_d é a resistência à tração do reforço.

O valor de espaçamento encontrado seguindo esta formulação foi 25 cm, porém por ser uma distância pequena que apresentaria dificuldades durante sua execução, adotou-se o valor de 50 cm.

A verificação do comprimento de ancoragem disponível (l_{ai}) para um reforço i é obtido pela Equação 66.

$$I_{ai} = B - (H - z_i) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) \quad (66)$$

A força de tração no reforço (T_i) para equilibrar as tensões horizontais ativas, como mostrado anteriormente na Figura 28 (página 55), é dado pela Equação 67.

$$T_i = 0,5 \cdot [K_a \cdot q + \sigma_{hz}] \cdot \left(z - \frac{S}{2}\right) \quad (67)$$

σ_{hz} é a tensão efetiva atuando no nível do reforço i e pode ser determinada pela Equação 68.

$$\sigma_{hz} = K_a \cdot (\gamma \cdot S + q) \quad (68)$$

Assim, os valores da força de tração resistentes às tensões horizontais, são apresentados no Quadro 9.

Quadro 9- Força de tração no reforço

	Td
Força de tração no reforço (Td)	11,7596
	21,1237
	31,7072
	43,5102
	56,5326
	70,7745
	86,2358
	102,9166
	120,8169
	139,9366
	160,2757
	181,8343
	204,6124
	228,6099
264,2551	

Fonte: Autora (2023).

O comprimento de ancoragem requerido (l_{ar}) para resistir à força de tração prevista, deve ser suficiente para que estes não sejam arrancados da face. Este comprimento estende-se além da superfície de ruptura, dentro da zona passiva do

maciço. Com a Equação 69 é possível determinar o comprimento de ancoragem requerido para essas condições.

$$l_{ar} = \frac{FS_a \cdot T_i}{2 \cdot [a_{sr} + (\gamma \cdot z + \Delta\sigma_v) \cdot \tan \Phi_{sr}]} \quad (69)$$

Onde $\Delta\sigma_v$ é o acréscimo da tensão vertical média no trecho de ancoragem e o valor de FS é 1,5. Já ϕ_{sr} é o ângulo de atrito de interface entre o solo e reforço e a_{sr} é a adesão entre solo e reforço.

O Quadro 10 apresenta os valores encontrados para o comprimento de ancoragem necessário.

Quadro 10- Comprimentos de ancoragem disponível e necessário

Espaçamento	0,50		Lar (m)
Comprimento de ancoragem disponível (lai)	6,25	Comprimento de ancoragem requerido (lar)	0,25
	6,51		0,46
	6,77		0,69
	7,03		0,94
	7,29		1,22
	7,55		1,53
	7,81		1,86
	8,07		2,22
	8,33		2,61
	8,59		3,02
	8,85		3,46
	9,12		3,93
	9,38		4,42
	9,64		4,94
	10,00		5,71

Fonte: Autora (2023).

Segundo Palmeira (2018), o comprimento de ancoragem mínimo deve ser conferido à cada camada de reforço. Assim, o comprimento total do reforço deve ser comparado com o comprimento B , que foi determinado de acordo com a estabilidade externa. O comprimento dos reforços pode ser aumentado caso necessário.

Para a camada de reforço mais próxima à superfície, o comprimento de ancoragem do reforço na face (l_0) é dado pela Equação 70.

$$I_0 = \sqrt{\frac{FS_{af} \cdot \sigma'_{hm} \cdot z_1}{\gamma \cdot \sin \theta \cdot \tan \Phi_{sr} \cdot [2 - (2 - k_a) \cdot \sin^2 \theta]}} \geq 1,0 \text{ m} \quad (70)$$

Onde FS_{af} é o fator de segurança contra o arrancamento do reforço e tipicamente tem valor igual à 1,5. σ'_{hm} é a tensão horizontal média ao longo da profundidade da camada (z_1). Por fim, θ é o ângulo de inclinação do trecho de ancoragem com a horizontal.

Assim, os comprimentos de ancoragem mínimos do trecho dobrado estão mostrados no Quadro 11.

Quadro 11- Comprimento de ancoragem mínimo

	l o (m)
Ancoragem dos trechos dobrados junto à face	0,34
	0,47
	0,58
	0,67
	0,75
	0,82
	0,89
	0,95
	1,01
	1,06
	1,06
	1,06
	1,06
	1,06
1,06	

Fonte: Autora (2023).

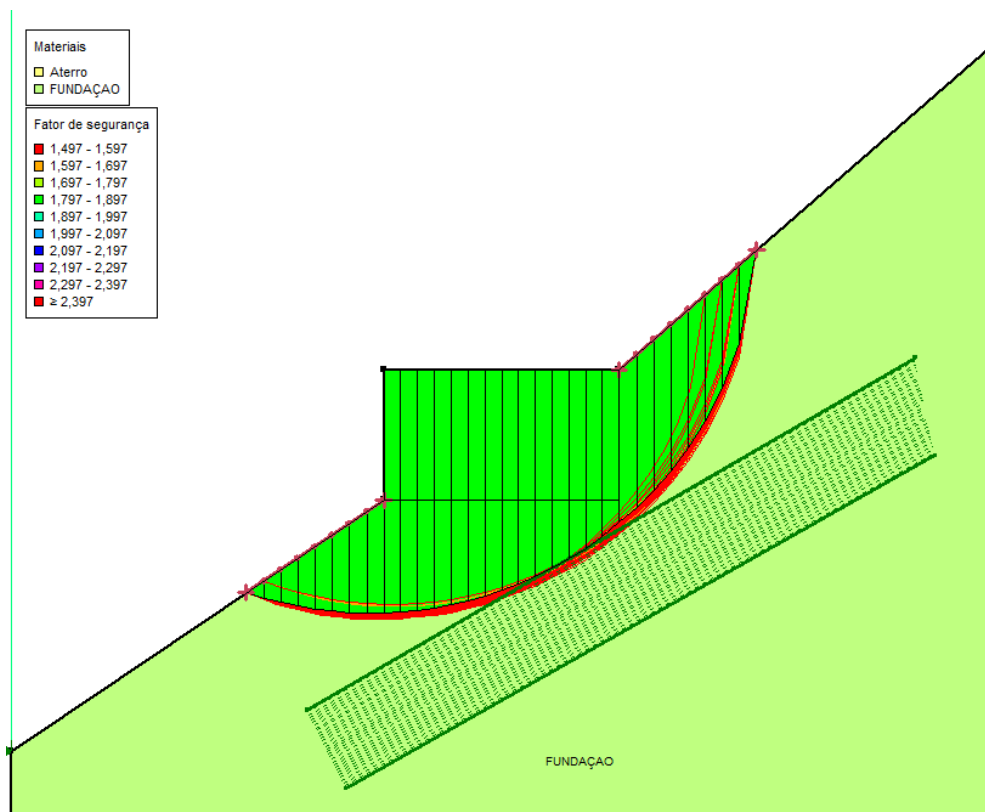
O valor mínimo admitido de ancoragem do trecho dobrado junto à face foi 1,0 m, portanto nos pontos onde o valor encontrado foi menor que este, considerou-se o valor mínimo para o dimensionamento.

4.3.3. Estabilidade Global

A verificação da estabilidade global foi realizada através do software GeoStudio, pelo método de Bishop Modificado. O fator de segurança frente à estabilidade global deve ser de no mínimo 1,5.

A partir da inserção da geometria do solo e, assim como para a terra armada, considerando uma coesão de 15 no solo de aterro, foi possível realizar a análise de estabilidade global da estrutura conforme mostrado na Figura 31.

Figura 31- Estabilidade global solo envelopado



Fonte: Autora (2023).

O ponto valor crítico de fator de segurança global encontrado foi 1,5, por mais que tenha ficado no limite mínimo, a estrutura pode ser considerada estável.

4.4. TERRAMESH® VERDE

A análise da contenção do tipo Terramesh® verde foi realizada através do software MacStars 2000 ofertado gratuitamente pela empresa Maccaferri. Neste software é possível desenhar a seção transversal do solo e adicionar as sobrecargas pontuais e distribuídas encontradas anteriormente.

Para a verificação das análises de estabilidade global, interna e contra o deslizamento é feita a atribuição de valores para o comprimento da estrutura de

reforço e do comprimento de base para o aterro até que sejam encontrados os valores desejados de fator de segurança para esta estrutura.

A partir da inserção da geometria e propriedades do solo é possível definir o tipo de contenção disponível no catálogo da Maccaferri à ser escolhido como reforço e realizar a análise. Neste caso, foi escolhido a contenção do tipo Terramesh® Verde 70°, como mostrado nas configurações mostradas na Figura 32.

Figura 32- Características definidas para análise da Terramesh® verde

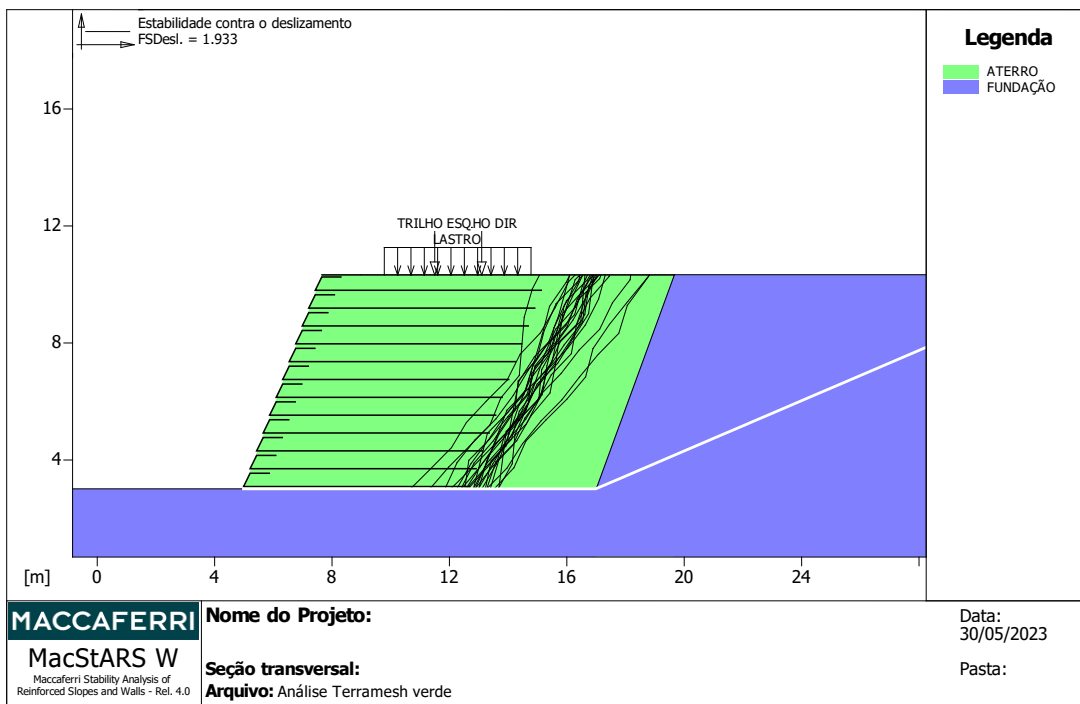
The screenshot shows the 'Block Dimension' dialog box with the following settings:

- Label:** TERRAMESH
- Segmental wall
- Friction Angle between [°] Block and reinforcement:** 0
- Main reinforcement:**
 - Manufacturer:** Maccaferri
 - Product Family:** 70° - Terramesh Verde Pol
 - Product Model:** 80 - 3.7 - 70° Polimac 120 anos
 - Reinforcement Length [m]:** 9
 - Espaçamento [m]:** 0.61
 - Comprimento da ancoragem sup. [m]:** 0.65
- Lying over block:** (empty dropdown)
- External Face Inclination [°]:** 20
- Hill side:** On the right
- Block origin [m]:**
 - Abscissa:** 5
 - Ordinate:** 3
- Block dimensions [m]:**
 - Base Length:** 12
 - Height:** 7.32
- Show reinforcement database:** (button)
- Navigation buttons:** < Voltar, Avançar >, Cancelar, Ajuda

Fonte: Autora (2023).

O tipo de geotêxtil escolhido para a análise da estrutura foi o PoliMac, que é um revestimento polimérico de alta performance, inerte e não contaminante, com inclinação de face de 70°, considerando o reforço com comprimento de 9 m e o comprimento total da camada de aterro com 12,0 m. Admitindo-se o ângulo de atrito entre o solo e a estrutura de reforço como 23°, foi realizada a análise frente ao deslizamento, como mostradas na Figura 33.

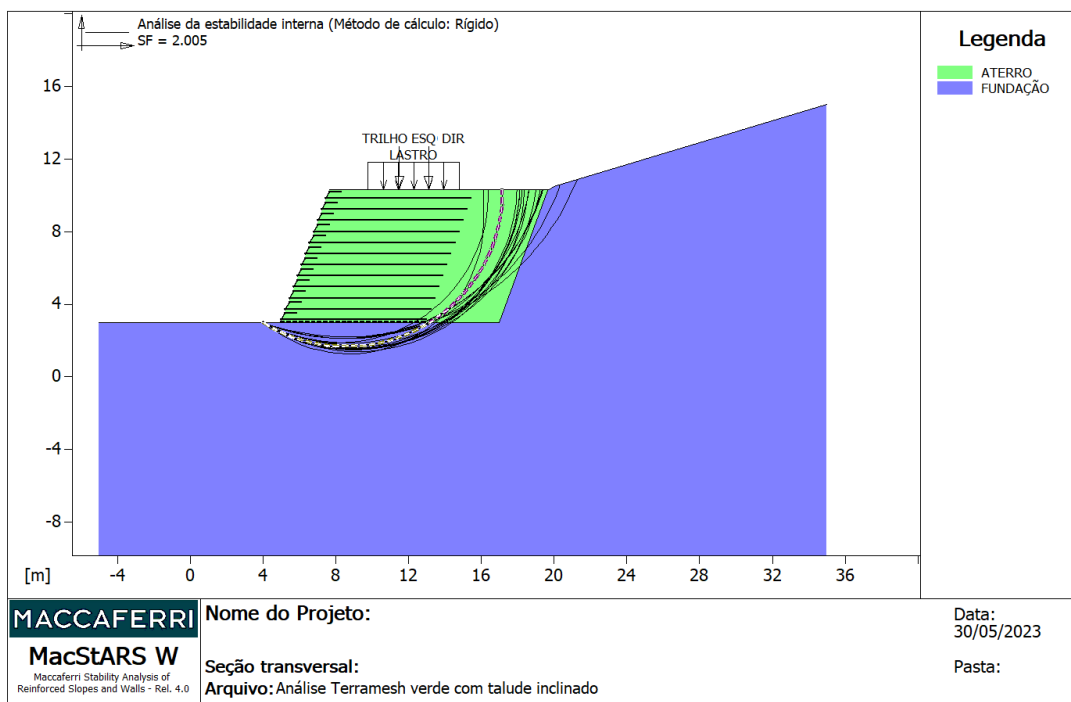
Figura 33- Análise da estabilidade contra o deslizamento



Fonte: Autora (2023).

A verificação da estabilidade interna foi realizada utilizando o método circular de Bishop, as linhas de ruptura são mostradas na Figura 34.

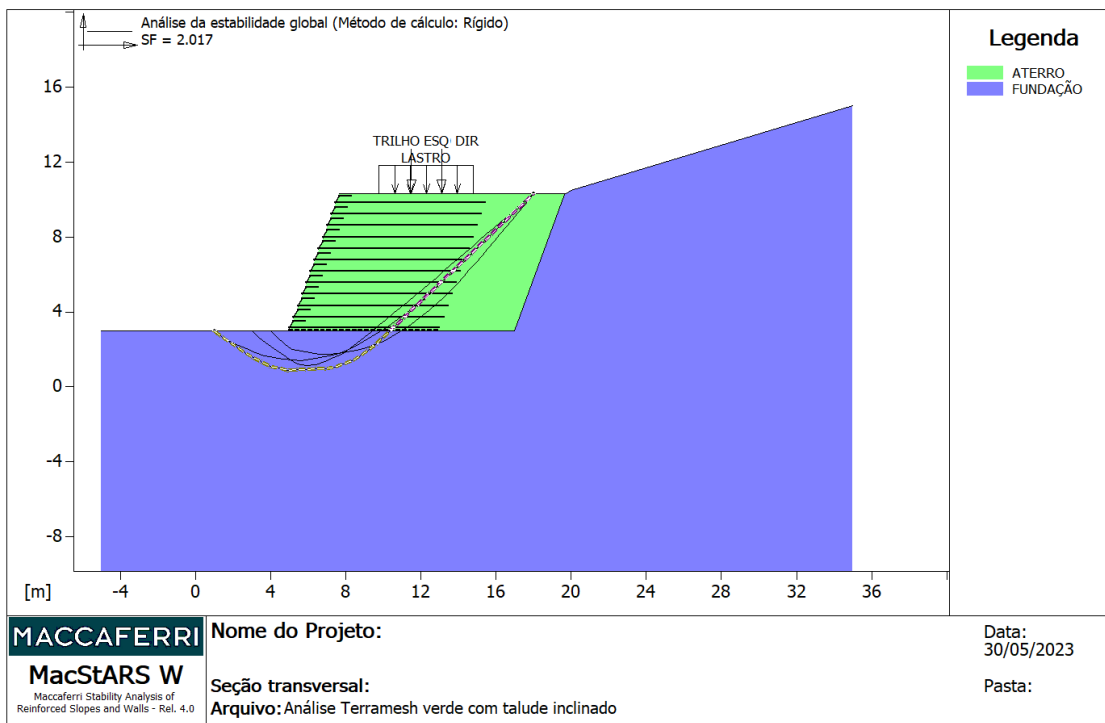
Figura 34- Estabilidade interna



Fonte: Autora (2023).

A Figura 35, traz os resultados obtidos para a análise global da estrutura.

Figura 35- Estabilidade Global



Fonte: Autora (2023).

5. DISCUSSÕES

Apesar de o dimensionamento das fitas de reforço da terra armada terem sido realizadas de acordo com Das e pelas formulações da NBR 9.286 (1986), o comprimento de fita utilizado para o dimensionamento foi o encontrado pela metodologia de Das (2001). Tendo em vista que o dimensionamento de Das leva em consideração, além das propriedades do solo, a interação solo-reforço, enquanto a metodologia da NBR 9.286 (1986), considera-os apenas como estruturas separadas.

Geralmente, para facilitar a execução de muros armados como esse, são definidos apenas um comprimento de tira, logo foi escolhido o comprimento de 10,15 m, que foi a maior dimensão de tira encontrado através do dimensionamento realizado.

Em contrapartida para facilitar a execução da estrutura no canteiro de obra deve-se considerar comprimentos inteiros. Portanto as verificações dos fatores de segurança da terra armada foram realizadas considerando o comprimento de 11,0 m. Assim, é possível desenhar o perfil do reforço juntamente com o maciço de solo.

Assim como para a terra armada, o comprimento de ancoragem requerido para o solo envelopado foi de 5,71m, porém para a verificação da estabilidade foi considerado um comprimento de ancoragem de 6,0 m.

Comparando o solo envelopado com o perfil da terra armada, nota-se que o comprimento de base de aterro necessário para o solo envelopado satisfazer os fatores de segurança, é menor que o da terra armada, devido à diferença de material escolhido como reforço. Enquanto para a terra armada está sendo utilizada uma fita metálica, onde a área de contato é menor quando comparada com a área de contato solo- geotêxtil tecido.

Outro fato que deixa o solo envelopado menos atrativo é o fato de a face desta estrutura ser o próprio geotêxtil, portanto, deve ser realizado o cobrimento desta face, podendo ser com concreto, para que não haja danos devido aos raios ultravioletas ou à danos ocasionados pelo ser humano.

Ao comparar a Terramesh® verde com as outras estruturas, percebe-se que o comprimento de ancoragem do reforço é menor em comparação aos outros, isso deve-se ao fato de a Terramesh® verde ser a combinação de duas estruturas que

funcionam como reforço. Uma dessas estruturas são as geogrelhas que estão localizadas na face da estrutura e uma geomanta entre as camadas de solo.

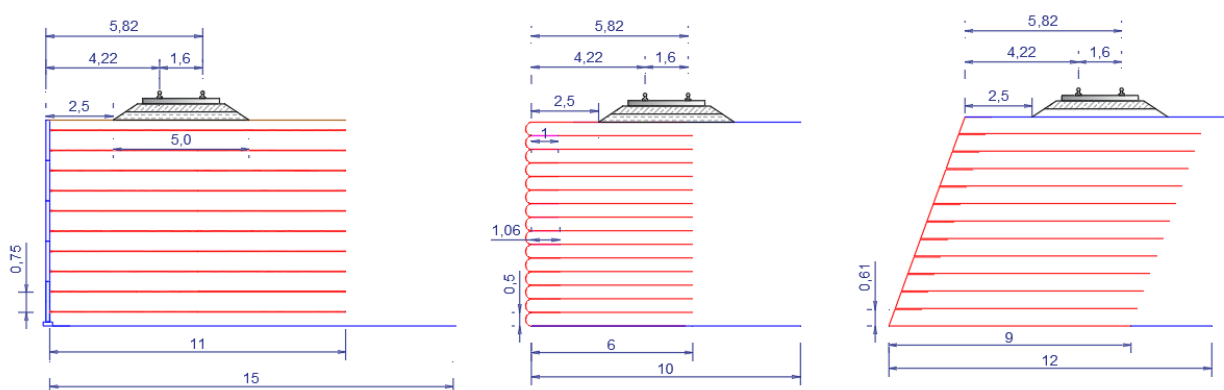
Devido ao fato de o solo natural de fundação dessas estruturas ser um gnaíse, e acabar prejudicando a estrutura frente aos fatores de segurança, uma solução viável seria a inserção de uma base de concreto para a ancoragem destas estruturas a fim de alcançar fatores de segurança maiores.

Para a execução desta base de concreto, deve-se tomar cuidado com as seguintes indicações:

- O cimento utilizado para os blocos de face da terra armada, não deve conter aditivo, por muitas vezes, conterem na formulação elementos nocivos à ancoragem;
- Sugere-se que seja feito o reforço na ancoragem com nata de cimento;
- Fundação dos blocos: a escavação para o assentamento dos blocos deve ser feita até se obter um solo competente com tensão admissível maior ou igual à 8 kg/cm^2 .

A Figura 36 apresenta o perfil final das três estruturas de contenção.

Figura 36- Terra armada, solo envelopado e Terramesh® verde, respectivamente



Fonte: Autora (2023).

6. CONCLUSÃO

Com a comparação entre os métodos de dimensionamento e os dados obtidos, percebe-se que é indispensável o conhecimento dos parâmetros do solo para o dimensionamento das estruturas já que são os principais dados de entrada para a definição dos comprimentos de ancoragem de reforço necessário. Além disso, é importante executar ensaios especiais para medir o atrito entre os geossintéticos utilizados nas diferentes soluções e o material de aterro, neste caso foram adotados valores típicos em função do ângulo de atrito do material.

A partir da análise do dimensionamento das estruturas do tipo terra armada, solo envelopado e Terramesh® verde, é possível, do ponto de vista geotécnico, eleger a contenção que melhor desempenharia o reforço do maciço de solo no caso em estudo.

Conclui-se então, que as três estruturas de contenção com as dimensões utilizadas nas análises, são satisfatórias frente aos fatores de segurança estabelecidos pela NBR 11.682 (2009). Porém, a solução em terra armada, apresenta o maior fator de segurança.

Além disso, outro fato que faz com que a terra armada seja a melhor opção de escolha, é a rapidez e facilidade de execução do muro. Outra vantagem, é o baixo custo dos componentes da terra armada, que consistem basicamente em placas de concreto para a face, as fitas metálicas e o material de aterro, sendo que esse, pode ser o mesmo solo escavado nos cortes da própria obra.

Apesar de que tecnicamente as três soluções se mostraram viáveis, deve ser realizado um comparativo econômico detalhado para escolher a melhor solução.

O estudo apresentado tem finalidades acadêmicas, estudos geológicos e geotécnicos complementares devem ser realizados para avaliar a influência da presença de material rochoso alterado e fraturado na estabilidade global das soluções analisadas.

Como sugestão para trabalhos futuros, indica-se:

- Realizar o dimensionamento das estruturas utilizando um espaçamento horizontal e vertical maior entre as tiras de reforço;

- Além destas estruturas, realizar o dimensionamento de outras estruturas de contenção, que podem apresentar viabilidade técnica e econômica;
- Realizar as análises de estabilidade considerando a ancoragem da base da contenção em um bloco de concreto;
- Utilizar outros softwares de engenharia geotécnica e comparar os resultados com os obtidos pelo GeoStudio.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTE TERRESTRE. Caderno de engenharia-Volume 1: Memorial Descritivo- Ferrovia de integração oeste- leste: trecho Ilhéus-BA. 51 p. Brasília: ANTT, 2020.

ANANIAS, E. J; TEIXEIRA, A. M.; DURAN, J. S. **O uso crescente de solos reforçados para contenções em áreas urbanas: uma ênfase aos 20 anos da solução Terramesh no Brasil.** 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.187.** Projeto de pontes de concreto armada e de concreto protendido- Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.189.** Cargas móveis para projeto estrutura de obras ferroviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11.682.** Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9.286.** Terra Armada. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16920-1.** Muros e taludes em solos reforçados. Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

BARROS, P. L. A. **Obras de Contenção: Manual Técnico.** Maccaferri. Jundiaí. 2017.

BECKER, L. B. **Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arranchamento.** 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BRITISH STANDART. **BS EN 14.475.** Execution of special geotechnical Works-Reinforced fill. Londres: BST, 2006.

BRITISH STANDART. **BS EN 8.006-1.** Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Londres: BST, 2010.

CAMPOS, M.V. W. **Avaliação de interação solo- reforço por meio de ensaios de cisalhamento ciclico de interface.** 2013. Dissertação (mestrado em geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

DAS, B. M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones.** 4. ed. Tradução: International Thomson Editores. México, 2001.

FELIX, C. M. Comportamento dos muros de Terra Armada. 1991. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1991.

FRIS, R. Securing Landslips with mineral terramesh at eureka bend. Maccaferri, 2022. 2 p. Disponível em: <https://www.geofabrics.co.nz/sites/default/files/securing-landslips-with-mineral-terramesh-at-eureka-bend-case-study-dec22.pdf>. Acesso em: 01 de jun. de 2023.

GEOSOLUÇÕES. **Solo envelopado**. A empresa fornece soluções para obras de geotecnia e dispõe de vídeos e textos informativos sobre estruturas de contenção como o solo envelopado. 2020. Disponível em: <https://www.geosolucoes.com/solo-reforcado>. Acesso em 08 mai. 2023.

Geossintéticos Aduana, 2019. Página inicial. Disponível em: <http://www.aduanaeng.com.br/servicos/solo-envelopado-com-geotextil-tecido.html>. Acesso em: 01 de jun. de 2023.

HEYMAN, J. **Coulomb's Memoir on Statics**: Na Essay in the History of Civil Engeneering. London Imperial College Press, 1997.

KOERNER, R. M. Designing with geosynthetics. 5. ed. New York: Oficina de Textos, 1999.

LUIZ, B. J. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. Trabalho de Conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil – Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ., 2014.

MAGALHÃES, T. A.; AZEVEDO, C. P. B. **Análise Técnica e econômica de contenções de taludes**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 15 a 22 de outubro de 2016. Disponível em: <https://docplayer.com.br/48660916-Analise-tecnica-e-economica-de-estruturas-de-contencao-de-taludes.html>. Acesso em 04 jul. 2022.

MAPA- FIOL. **AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTE TERRESTRE**. Disponível: <https://www.gov.br/antt/pt-br/assuntos/ferrovias/concessoes-ferroviarias/ferrovia-de-integracao-oeste-leste-fiol-trecho-1/mapas>. Acesso de: 10 de mai. de 2023.

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

MENEGUETE, D. S; SALGADO, G. P. Estruturas de contenção de solos reforçado: como se comporta a tração no reforço. **Mosaicum**, v. 23, p. 119- 128, jan./jun. 2016.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. 1. ed. São Paulo. Oficina de Textos. 2018.

ROCHA, B. F. de M.; MASSIMINO, B. de M. Solos reforçados com geossintéticos: obras de contenções de aterro de pontes e viadutos. *Colloquium Exactarum*, Presidente Prudente, v. 11, n. 3, p. 121-131, jul. 2019. Disponível em: <https://revistas.unoeste.br/index.php/ce/article/view/2532>. Acesso em: 10 mai. 2023.

SALES, I. A. S. L. **Estudos numéricos e analíticos de aterros estaqueados reforçados**. 2002. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SANTOS, A. A. 2005. **Avaliação de solo reforçado, estudo de caso**. Dissertação de pós-graduação em engenharia civil. Universidade Federal de Santa Catarina.

SIEIRA, A. C. C. F. 2003. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo- Geogrelha**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica. Rio de Janeiro. 2003.

SILVA, N. **Muros de Terra Armada- Verificação da Segurança**. Dissertação (mestrado em Estruturas e geotecnia)- Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.

VIDAL, D. 1998. Propriedades Físicas, Mecânicas e Hidráulicas dos Geossintéticos. Curso sobre aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, São Paulo, B1 – B42 p.

VIEIRA, L.; TONUS, B. P. A. Contenção em solo reforçado com paramento frontal vegetado: estudo de caso em talude rodoviário. **Geotecnia**, nº 156, p. 55-75, nov. 2022.

VITÓRIO, A. Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão. Recife: CREA-PE, 2002. 85 p. Disponível em: https://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Pontes_Rodoviaras_Fundamentos_Conservacao_Gestao.pdf. Acesso em: 21 abril 2023.

ANEXO A – Ensaio de Sondagem km 1272+260

CONCREMAT		VALEC		FERROVIA DE INTEGRAÇÃO OESTE LESTE - FIOL								
RELATÓRIO DE SONDAENS				COORDENADAS:								
SEGUIMENTO: LOTE 2 - RIACHO JACARÉ (KM 1253+230)				N= 8.467.107,5465								
RIO PREGUICA (KM 1371+137)				E= 348.155,4472								
Nº VALEC: 80-RL-1000G-29-1000		FOLHA	REV	Obs: Ref. de nível junto a boca do furo								
Nº PROJ: 558047-10-PE-500-RL-0001		1/2	0	Nº FURO: SM - 23								
LOCAL: Km 1272+260		OBRA: FIOL - BA		LOTE: 2F								
				COTA (m): 273,6140								
				ESCALA S/N								
				INÍCIO: 11/05/13								
				TÉRMINO: 16/05/13								
PROFUNDIDADE	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES				PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	NA (m)
			1ªe2ª	2ªe3ª	20	40					60	
0		Camada superficial de solo argilo arenoso										
1,00		Gnaise granítico, acinzentado (rocha sã), pouco fraturado, coerente. Possui planos de fratura oxidados. REC=29% RQD=25%			25		25%	A1	F2	C1		
4,00		Gnaise granítico, acinzentado, medianamente alterado, muito fraturado, pouco coerente. Possui planos de fratura oxidados. REC=18% RQD=11%			11		11%	A2	F4	C3		
5												
8,50		Gnaise granítico, acinzentado, medianamente alterado, em fragmentos, medianamente coerente. Possui planos de fratura oxidados. REC=27% RQD=6%			6		6%	A2	F5	C2		
10												
15		Gnaise granítico, acinzentado, medianamente alterado, muito fraturado, coerente. Possui planos de fratura oxidados. REC=59% RQD=23%			23		23%	A2	F4	C1		
17,50												
20		Continua na página seguinte										

Seco - em 17/05/2013

Cliente: 	R.T.: Leonardo Carvalho da Silva Assinatura: _____	SPT 30 cm INICIAIS SPT 30 cm FINAIS
	Fiscal: Assinatura: _____	VALEC: Assinatura: _____

ANEXO B – Ensaio Geofísico

