

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

JESSICA FALCÃO GONÇALVES

ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
TERRA ARMADA POR MEIO DE METODOLOGIAS ANALÍTICAS E SIMULAÇÕES
NUMÉRICAS: UM ESTUDO DE CASO NO TRECHO URBANO DA BR-280 EM
GUARAMIRIM-SC

Joinville

2023

JESSICA FALCÃO GONÇALVES

ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
TERRA ARMADA POR MEIO DE METODOLOGIAS ANALÍTICAS E SIMULAÇÕES
NUMÉRICAS: UM ESTUDO DE CASO NO TRECHO URBANO DA BR-280 EM
GUARAMIRIM-SC

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 Asdrúbal Buriticá
Garcia

Joinville

2023

JESSICA FALCÃO GONÇALVES

ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
TERRA ARMADA POR MEIO DE METODOLOGIAS ANALÍTICAS E SIMULAÇÕES
NUMÉRICAS: UM ESTUDO DE CASO NO TRECHO URBANO DA BR-280 EM
GUARAMIRIM-SC

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), 13 de Dezembro de 2023.

Banca Examinadora:

Dr. Julian Asdrubal Buritica Garcia
Presidente

Dra Alexia Regiane Costa Silva
Universidade de Brasília

Engenheira Débora Manukian Patti
Secretaria de Estado da Infraestrutura e Mobilidade

Dedico este trabalho a todas as minhas antecessoras que por meio do tempo
e das gerações se recolhem no interior de todas as minhas
virtudes e capacidades.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha profunda gratidão ao Dr. Julian Asdrúbal Buriticá Garcia, professor adjunto na Universidade Federal de Santa Catarina. Sua orientação cuidadosa e comunicação eficaz foram fundamentais para o meu aprendizado. Também gostaria de agradecer à Débora Manukian Patti, engenheira civil na Secretaria de Estado da Infraestrutura e Mobilidade, que supervisionou as obras relacionadas ao tema deste trabalho e forneceu informações para o meu entendimento.

Expresso meu sincero agradecimento aos meus colegas de faculdade, cujo apoio e contribuição foram fundamentais e me fizeram perceber que amigos são sempre um tesouro inestimável.

Além disso, desejo estender meus agradecimentos a todos os engenheiros envolvidos nas obras mencionadas, bem como aos demais professores que generosamente compartilharam informações relevantes que contribuíram significativamente para o desenvolvimento deste trabalho.

Por fim, não posso deixar de mencionar a importância vital da minha família e do meu parceiro de vida, cujo apoio e suporte transcendem qualquer possibilidade de serem expressos em palavras dentro deste documento.

RESUMO

Na rotina do profissional de engenharia, a análise de técnicas construtivas e a exploração de métodos inovadores são essenciais para superar desafios. É requerido um entendimento técnico consolidado para aplicar nas demandas apresentadas pelos projetos. Nesse contexto, o presente estudo tem como objetivo a avaliação da viabilidade do método da terra armada em comparação com o Sistema Terramesh para a duplicação de um viaduto ao longo da BR-280, em Guaramirim, Santa Catarina. Serão empregadas metodologias analíticas respaldadas por métodos de dimensionamento consagrados, incluindo a utilização do software Geostudio, baseado em elementos finitos. A abordagem visa analisar a eficácia do método da terra armada em condições geotécnicas semelhantes às do Sistema Terramesh. Por meio das conclusões das análises, busca-se o compartilhamento de conhecimento sobre critérios no dimensionamento de estruturas de contenção, com ênfase na terra armada. O objetivo final é a identificação, com base nas informações disponíveis, da solução mais eficiente e segura para a obra em questão, proporcionando referências para futuros projetos nesse contexto específico.

Palavras-chave: Contenção de solo reforçado; Terramesh; Terra armada; Viabilidade Técnica.

ABSTRACT

In the routine of the engineering professional, the analysis of constructive techniques and the exploration of innovative methods are essential to overcome challenges. A consolidated technical understanding is required to apply to the demands presented by projects. In this context, the present study aims to evaluate the feasibility of the reinforced earth method in comparison to the Terramesh System for the duplication of a viaduct along BR-280 in Guaramirim, Santa Catarina. Analytical methodologies supported by established dimensioning methods will be employed, including the use of Geostudio software based on finite elements. The approach aims to analyze the effectiveness of the reinforced earth method under geotechnical conditions similar to those of the Terramesh System. Through the conclusions of the analyses, the goal is to share knowledge about criteria in the dimensioning of containment structures, with a focus on reinforced earth. The ultimate objective is to identify, based on the available information, the most efficient and secure solution for the specific construction, providing references for future projects in this specific context.

Keywords: Retaining wall; Terramesh; Reinforced Earth; Technical feasibility.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Compilado de muros de gravidade.....	17
Figura 2.2 - Elemento Terramesh® System.....	18
Figura 2.3 - Compilado de Muros de Flexão.....	19
Figura 2.4 - Primeira estrutura em Terra Armada no Brasil.....	21
Figura 2.5 - Aplicações da Terra Armada.....	21
Figura 2.6 - Seção transversal do sistema Terra Armada.....	22
Figura 2.7 - Compilado de Fitas Metálicas.....	23
Figura 2.8 - Efeito das armaduras interior de um maciço reforçado.....	26
Figura 2.9 - Estrutura de solo reforçado, indicando-se os mecanismos de interação solo-reforço conforme os movimentos relativos entre o solo e os reforços.....	28
Figura 2.10 - Ensaio de arrancamento para reforços metálicos.....	30
Figura 2.11 - Efeito da dilatância impedida em solo granular, indicando-se o volume de solo sujeito ao acréscimo localizado de tensões (adaptado de Schlosser & Elias, 1978).....	31
Figura 2.12 - Efeito da dilatância de pedregulho, correspondendo ao arrancamento de tiras metálicas com e sem ressalto (adaptado de Schlosser & Elias, 1978).....	33
Figura 2.13 - Compilado de estilos de Paramentos.....	36
a) Paramento em relevo, b) Paramento com material personalizado, c) Paramento esculpido.....	36
Figura 2.14 - Geometrias de escamas.....	37
Figura 2.15 - Empuxo atuante sobre um anteparo móvel.....	39
Figura 2.16 - Incremento do empuxo de terra ativo devido a uma carga superficial vertical uniforme na superfície do terreno.....	42
Figura 2.17 - Tipos de ruptura de muros de gabião	43
Figura 2.18 - Definição de zonas ativa e resistente.....	44
Figura 2.19 - Superfície crítica passando por trás do muro.....	45
Figura 2.20 - Superfície crítica passando por dentro do muro.....	45
Figura 2.21 - Superfície crítica interceptando parcialmente o muro.....	46
Figura 2.22 - Muro de terra armada.....	49
Figura 2.23 - Gráfico de distribuição de Tensões.....	50
Figura 2.24 - Relação de $a(2)$ com sobrecarga.....	51
Figura 3.1 - Planta de Localização.....	56
Figura 3.2 - Planta Baixa do viaduto Linha Férrea.....	57
Figura 3.3 - Planta de Localização do sistema Terramesh.....	57
Figura 3.4 - Dimensões da via projetada.....	58
Figura 3.5 - Seção Crítica do sistema Terramesh.....	58
Figura 3.6 - Dimensões da via projetada.....	59
Figura 3.7 - Dimensões da pista no sistema Terramesh.....	60
Figura 3.8 - Dimensões da pista no sistema Terra Armada.....	60

Figura 3.9 - Planta Baixa dos ensaios SPT.....	61
Figura 3.10 - Perfil geotécnico representativo da região de estudo.....	62
Figura 3.11 - Relatório de dimensionamento MACSTARS 2000 Maccaferri	63
Figura 4.1 - Seção transversal da terra armada.....	66
Figura 4.2 - Modelagem 1.....	67
Figura 4.3 - Modelagem 2.....	68
Figura 4.4 - Área da seção transversal das fitas.....	69
Figura 4.5 - Painel de dados de elementos de reforços.....	69
Figura 4.6 - Modelagem 3.....	70
Figura 4.7 - Modelagem 4.....	70

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Resumo dos parâmetros da NBR 16920-1.....	38
Quadro 4.1 – Parâmetros de dimensionamento da terra armada.....	65
Quadro 4.2 – Índices geotécnicos de entrada no software Geostudio.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades geotécnicas desejáveis dos materiais granulares de aterro, ensaios conforme o documento AASHTO (2008).....	25
Tabela 4.1 - Parâmetros de dimensionamento da terra armada.....	64
Tabela 4.2 - Tabela de dimensionamento da terra armada.....	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials;

ASTM - American Society for Testing and Materials;

OAE - Obra de Arte Especial;

SUCS – Classificação Unificada dos Solos;

SIE - Secretaria de Estado da Infraestrutura e Mobilidade;

IP - Índice de Plasticidade;

LISTA DE SÍMBOLOS

C_u	Coeficiente de não uniformidade do solo;
$\Delta\omega$	Desvio do teor de umidade do solo;
ω	Teor de umidade do solo;
$\omega_{\text{ótimo}}$	Teor de umidade ótimo;
w	Largura das fitas metálicas;
f^*	Coeficiente de atrito aparente solo-reforço;
f	Coeficiente de atrito real solo-reforço;
$\tau_{\text{máx}}$	Tensão cisalhante máxima;
σ'_n	Acréscimo de tensões verticais efetivas;
$\sigma'_{n, \text{real}}$	Tensão normal efetiva real que ocorre no nível dos reforços;
$\sigma'_{n, 0}$	Tensão normal efetiva atuante no nível dos reforços (solo e sobrecarga);
φ'_μ	Ângulo de atrito entre o solo e o reforço;
φ	Ângulo de atrito interno do solo;
E_a	Empuxo ativo;
E_p	Empuxo passivo;
σ_z	Tensão vertical geostática;
K_a	Coeficiente de empuxo ativo segundo Rankine;
β	Inclinação do talude;
γ	Peso específico do solo;
z	Profundidade;
c	Coesão;
S_H	Espaçamento Horizontal;
S_V	Espaçamento Vertical;
σ_a	Pressão ativa de Rankine a qualquer profundidade;
σ_v	Tensão vertical e efetiva a uma profundidade z ;
FS_P	Fator de segurança contra arrancamento das fitas de reforço;
FS_r	Fator de segurança contra ruptura das fitas de reforço;
t	Espessura das fitas de reforço;
f_y	Resistência ao escoamento do aço;
l_e	Comprimento do reforço na zona ancorada;
l_r	Comprimento do reforço dentro da zona de falha de Rankine;
L	Comprimento total do tirante;
D_r	Densidade relativa do solo;
D	Diâmetro das partículas de solo;
T	Resistência ao arrancamento máxima por unidade de largura do reforço;

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1. OBJETIVOS.....	15
1.1.1. Objetivo Geral.....	15
1.1.2. Objetivos Específicos.....	15
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	16
2.1. MUROS DE ARRIMO.....	16
2.1.1. Muros de Gravidade.....	16
2.1.2. Muros de Flexão.....	18
2.1.3. Muros de Solo Reforçado.....	19
2.3. TERRA ARMADA.....	20
2.3.1. Breve Panorama Histórico.....	20
2.3.2. Generalidades.....	22
2.3.3. Elementos de reforços.....	23
2.3.4. Material de aterro.....	24
2.3.5. Interação solo-elementos de reforço.....	26
2.3.6. Ensaio de Arrancamento em laboratório.....	29
2.3.7. Coeficiente de atrito entre o solo e o reforço.....	30
2.3.8. Estimativa do coeficiente de atrito.....	34
2.3.9. Paramentos.....	35
2.4. TEORIA E CÁLCULOS DE ESTABILIDADE.....	37
2.4.1. Coeficientes de segurança.....	37
2.4.2. Cálculo do empuxo.....	38
2.4.3. Teoria de Rankine.....	40
2.4.4. Efeito de sobrecargas no empuxo ativo.....	41
2.4.5. Análises de Estabilidade.....	42
2.5. METODOLOGIA NUMÉRICA.....	46
2.5.1. GeoStudio.....	47
2.6. METODOLOGIA ANALÍTICA.....	48
2.6.1. DIMENSIONAMENTO TERRA ARMADA.....	48
2.6.2. ABNT NBR 9286 - TERRA ARMADA ESPECIFICAÇÃO.....	54
3. ESTUDO DE CASO.....	56
3.1. SELEÇÃO E DELIMITAÇÃO DO CASO.....	56
3.2. DADOS TÉCNICOS.....	61
3.2.1. Estudo Geotécnico.....	61
3.2.2. Relatório Técnico MACSTARS 2000.....	63
4. ANÁLISE E DISCUSSÕES.....	64
5. CONCLUSÕES.....	71

1. INTRODUÇÃO

No âmbito do planejamento e execução de obras de infraestrutura, a seleção adequada das técnicas de contenção de solo reforçado é de extrema importância para garantir a eficácia e segurança do empreendimento. Este estudo concentra-se em uma obra de arte especial localizada ao longo do trecho da BR-280, no estado de Santa Catarina, mais especificamente na cidade de Guaramirim. Trata-se da duplicação de um viaduto existente, o qual será paralelo a um viaduto projetado. No contexto deste projeto, adotou-se como solução para os elementos de ligação deste viaduto a implementação do sistema de contenção terra armada no sentido Joinville e a aplicação do sistema de contenção por meio de gabiões do tipo Terramesh® no sentido Jaraguá do Sul. Ambas as obras encontram-se atualmente em fase de execução.

O objetivo primordial desta pesquisa é a simulação do método de contenção do tipo terra armada na área onde o sistema de contenção Terramesh® está sendo executado.

A viabilidade da sugestão proposta será observada com base nos critérios estipulados em normativas vigentes, como, por exemplo, a NBR 16920-1, que trata de muros e taludes em solo reforçado. Adicionalmente, serão considerados os requisitos apresentados pela metodologia analítica de dimensionamento desenvolvida pelo professor Braja M. Das. O software GeoStudio será utilizado para atender aos critérios de segurança relacionados à estabilidade global.

Os dados serão extraídos dos documentos de projeto disponibilizados pelas empresas Azimute Engenharia e CETENCO Engenharia S.A., buscando sempre manter o mesmo cenário técnico mediante a utilização dos mesmos parâmetros geotécnicos utilizados para o dimensionamento do sistema Terramesh.

O foco estará no desenvolvimento de metodologias analíticas e simulações numéricas com o propósito de identificar a solução de contenção mais segura e adequada para a obra em questão, proporcionando mais compreensão sobre o tema para futuros projetos de contenção de solo reforçado em contextos análogos.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Conduzir a simulação do sistema de contenção Terra Armada na área de implementação do sistema Terramesh®, com o intuito de analisar a viabilidade de tal proposta para a duplicação de um viaduto ao longo da BR-280 em Guaramirim, Santa Catarina.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Obter informações dos documentos de projeto das empresas envolvidas no projeto e execução da obra.
- Realizar o dimensionamento do muro de terra armada por meio da metodologia desenvolvida pelo professor Braja M. Das.
- Utilizar o software Geostudio, baseado em métodos de elementos finitos, para a análise dos sistemas de contenção de solo reforçado.
- Analisar conclusões sobre as metodologias analíticas e numéricas utilizadas na geotecnia.
- Identificar a solução mais eficiente e segura para a duplicação do viaduto, fornecendo informações para futuros projetos de contenção de solo reforçado em situações semelhantes.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. MUROS DE ARRIMO

De acordo com Barros (2008), as estruturas de arrimo ou de contenção são construídas com o intuito de assegurar a estabilidade de maciços de terra ou rocha, prevenindo sua ruptura. Essas estruturas desempenham o papel de fornecer suporte aos maciços, evitando deslizamentos ocasionados pelo próprio peso ou por cargas externas.

Embora as características geométricas, o processo construtivo e os materiais empregados possam variar consideravelmente, todas essas estruturas são projetadas com o objetivo de conter a possível ruptura do maciço, suportando as pressões laterais exercidas por ele.

Os muros de arrimo podem ser classificados em diferentes grupos, com base no método de estabilização que é utilizado, tais como muros de gravidade, muros de flexão e muros de solo reforçado, conforme descrito nos tópicos seguintes.

2.1.1. Muros de Gravidade

Muros de Gravidade são estruturas contínuas que, de acordo com Gerscovich (2010), resistem aos empuxos horizontais mediante o próprio peso. Geralmente, eles são empregados para a contenção de desníveis de pequena a média magnitude, tipicamente inferiores a cerca de 5m. A construção de muros de gravidade pode envolver materiais como pedra ou concreto (simples ou armado), gabiões ou até mesmo o reuso de pneus.

De acordo com Barros (2008, p.7):

Os materiais utilizados e o formato da estrutura de contenção à gravidade são muito variados. A estrutura (muro) é formada por um corpo maciço que pode ser construído em concreto ciclópico, pedras argamassadas, gabiões ou até a combinação de vários tipos de materiais.

Dentre vários exemplos de muros à gravidade, alguns estão ilustrados na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Compilado de muros de gravidade.

a) Muro de contenção de alvenaria de pedra¹; b) Muro de concreto ciclópico²; c) Muro de contenção saco solo cimento³; d) Muro de contenção crib wall⁴; e) Muro de gravidade de pneus⁵; f) Muro de contenção em gabião⁶.



a)



b)



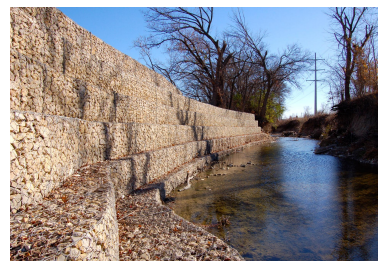
c)



d)



e)



f)

Fonte: Páginas web Diprotec Geo, vaicomtudo, blog.instacasa.

Além dos mencionados e ilustrados nas imagens, outro exemplo de muro de gravidade é o sistema Terramesh que é uma solução de engenharia desenvolvida pela empresa italiana Maccaferri, para o reforço de solos em estruturas de contenção.

¹ Disponível em: <https://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. Acessado em 10 dez. 2023.

² Disponível em: <https://www.vaicomtudo.com/tijolos-na-massa-concreto.html>. Acessado em 10 dez. 2023.

³ Disponível em: <https://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. Acessado em 10 dez. 2023.

⁴ Disponível em: <https://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. Acessado em 10 dez. 2023.

⁵ Disponível em: <https://blog.instacasa.com.br/o-que-e-muro-de-arrimo/>. Acessado em 10 dez. 2023.

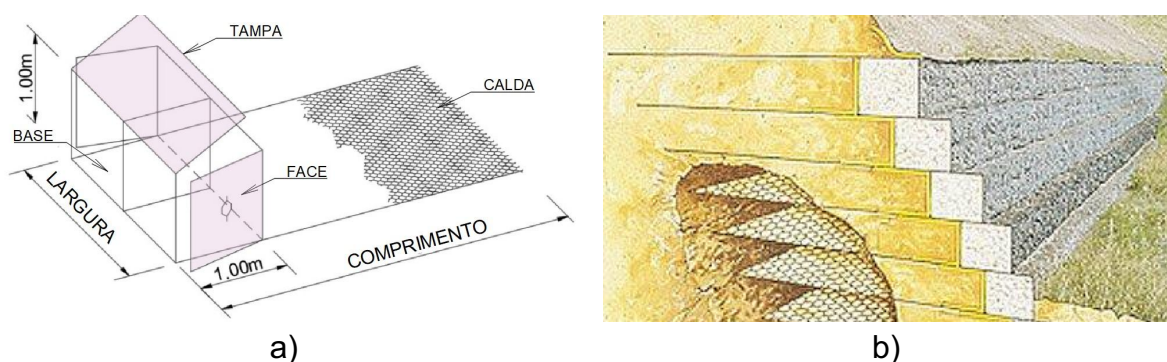
⁶ Disponível em: <https://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. Acessado em 10 dez. 2023.

O Terramesh® System é formado por um paramento externo de um metro de espessura, em forma de gabião caixa, preenchido na obra com pedras e utiliza, em sua interface com solo, um geotêxtil cuja função é impedir a fuga dos finos do aterro estrutural. O elemento é composto por um pano contínuo de malha hexagonal de dupla torção que forma tampa, painel frontal, base da caixa e elemento de reforço de comprimento segundo especificação em projeto. A aparência final da estrutura é a de um muro de gabiões e, como este, pode permitir o desenvolvimento de vegetação na face externa, além de ser drenante em todo paramento frontal. (MACCAFERRI, 2023)⁷.

Conforme ilustrado na Figura 2.2a⁸, a tampa, face, base e cauda (elemento de reforço) são constituídas por uma malha contínua. Além disso, um corte do perfil do sistema é demonstrado na Figura 2.2b⁹, que ilustra a forma como este se dispõe no solo.

Figura 2.2 - Elemento Terramesh® System.

a) Elementos do terramesh; b) Corte do perfil Terramesh.



Fonte: a) Adaptado de Página web geofabrics; b) Página web jmf.

2.1.2. Muros de Flexão

A NBR 16920-1, define muros de flexão como aqueles que são capazes de resistir aos esforços por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apoia sobre sua base para manter o equilíbrio, sem caracterizar uma estrutura monolítica. O dimensionamento deve ser realizado seguindo os mesmos

⁷ Disponível em:

https://api.aecweb.com.br/cls/catalogos/maccaferri/refor%C3%A7o_e_estabilizacao_de_solos.pdf. Acessado em 10 dez. 2023.

⁸ Disponível em:

https://www.geofabrics.co.nz/sites/default/files/technicaldata/TDS%20SYSTEM%20POLIMAC_Rev.%2002_29072021.pdf. Acessado em 10 dez. 2023.

⁹ Disponível em:

<https://www.jmf.com.pe/disenho-de-muros-de-contencion-sistema-terramesh-proyecto-conga/>. Acessado em 10 dez. 2023.

critérios do muro de gravidade, acrescido das verificações de estabilidade estrutural das peças do material constituinte, geralmente concreto armado.

Gerscovich (2010) destaca que os Muros de Flexão são estruturas esbeltas em forma de "L" que resistem aos empuxos por flexão, utilizando o peso próprio do maciço para manter o equilíbrio. Geralmente construídos em concreto armado, tornam-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7m. A laje de base tem largura entre 50 e 70% da altura do muro e, se necessário, podem ser empregadas vigas de enrijecimento para alturas maiores.

Dentre vários exemplos de muros de flexão, alguns estão ilustrados na Figura 2.3.

Figura 2.3 - Compilado de Muros de Flexão.

- a) Muro de contenção em concreto armado¹⁰; b) Muro de contenção pré moldado¹¹; c) Muros de arrimo pré-moldados¹².



a)



b)



c)

Fonte: a) Página web archiexpo; b) Página web ibpc, c) Página web bmpremoldados.

2.1.3. Muros de Solo Reforçado

De acordo com a NBR 11682, as estruturas de solo reforçado são garantidas através do reforço do terreno com elementos resistentes introduzidos em seu interior. Ainda conforme a NBR 11682, os elementos resistentes, tais como grampos, fitas, geossintéticos, colunas de solo-cimento ou estacas de qualquer tipo, trabalham conjuntamente com o terreno. É necessário que o projeto demonstre que os

¹⁰ Disponível em: <https://www.archiexpo.com/pt/prod/farcimar/product-149371-1653178.html>. Acessado em 10 dez. 2023.

¹¹ Disponível em: <https://www.ibpc.com.br/muro-contencao-pre-moldado>. Acessado em 10 dez. 2023.

¹² Disponível em: <https://bmpremoldados.com.br/solucoes/5-muros-de-arrimo-pre-moldados.html>. Acessado em 10 dez. 2023.

esforços atuantes nos elementos resistentes utilizados estejam dentro da faixa de trabalho dos elementos considerados. A apresentação das características físicas de resistência, deformabilidade e durabilidade dos materiais empregados é obrigatória, devendo ser coerentes com os produtos fabricados e existentes no mercado.

No capítulo subsequente, a terra armada, que é um dos tipos de muros de solos reforçados, será abordada de forma detalhada.

2.3. TERRA ARMADA

2.3.1. Breve Panorama Histórico

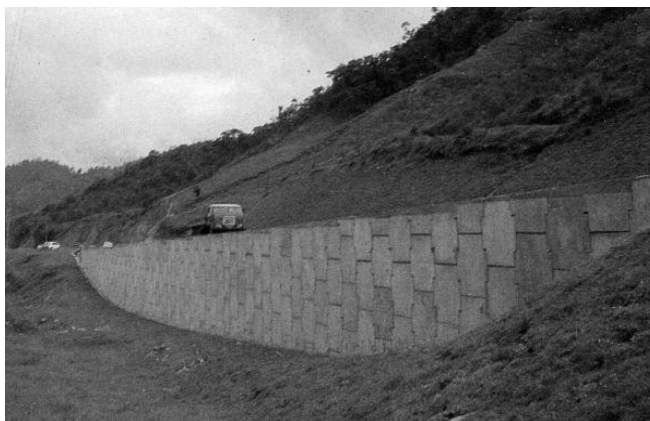
O desenvolvimento sistemático e avançado do sistema construtivo terra armada, teve início no século XX, graças ao trabalho pioneiro de engenheiros e pesquisadores que desenvolveram técnicas mais sofisticadas e eficientes para melhorar a estabilidade e a capacidade de carga do solo.

Um desses engenheiros foi Henri Vidal, nascido em fevereiro de 1924 na região francesa de Var, especificamente em Draguignan, que se tornou reconhecido no campo da engenharia civil por sua contribuição como mentor de várias soluções inteligentes de construção. Após cinco anos dedicados ao desenvolvimento teórico e experimentação em maquetes, Vidal registrou a patente das Estruturas de Terra Reforçada em 1963. Um conceito envolvendo a interposição de solo e reforços, criando uma ligação permanente e previsível por meio do atrito nos pontos de contato entre os dois elementos, resultando em um material de construção composto único.

Foi em abril de 1976 que ocorreu a conclusão da primeira estrutura em Terra Armada no Brasil e na América Latina, conforme ilustrado na Figura 2.4¹³. Tratava-se de um muro de paramento vertical com menos de 300 m² e altura máxima de 6m, localizado no km 54 da Rodovia Federal BR 470/SC, próximo à cidade de Rio do Sul, no estado de Santa Catarina. Esse marco representou a aplicação bem-sucedida das técnicas desenvolvidas por Vidal, marcando o início da utilização dessa técnica construtiva na região.

¹³ Disponível em: <https://www.terraarmada.com.br/sobre/apresentacao/>. Acessado em 10 dez. 2023.

Figura 2.4 - Primeira estrutura em Terra Armada no Brasil.



Fonte: Página web terraarmada.

A incorporação de materiais geossintéticos, incluindo geogrelhas e geotêxteis, bem como o uso de elementos de reforço pré-fabricados em concreto, representa avanços recentes na engenharia civil.

Desde então, essa técnica construtiva tem evoluído continuamente, incorporando novos materiais e tecnologias para oferecer soluções versáteis e eficientes. A Figura 2.5 ilustra algumas aplicações.

Figura 2.5 - Aplicações da Terra Armada.

a) Viaduto com sistema terra armada¹⁴, b) Linha Megalev com sistema terra armada¹⁵.



a)



b)

Fonte: Página web terraarmada.

¹⁴ Disponível em:

<https://www.terraarmada.com.br/reinforced-earth/terra-reforcada-com-paineis-de-betao-pre-fabricados/>. Acessado em 10 dez. 2023.

¹⁵ Disponível em:

<https://www.terraarmada.com.br/reinforced-earth/terra-reforcada-com-paineis-de-betao-pre-fabricados/>. Acessado em 10 dez. 2023.

2.3.2. Generalidades

Conforme Silva (2012), a formação dos muros de terra armada envolve a integração de três elementos essenciais : os reforços, o solo utilizado para o aterro e os painéis do paramento exterior, comumente confeccionados de forma pré-fabricada em canteiro de obras e conhecidos como elementos de pele. A Figura 2.6¹⁶ apresenta um esquema ilustrativo que representa a estrutura característica dos muros de terra armada.

Figura 2.6 - Seção transversal do sistema Terra Armada.



Fonte: Página web gruporbengenharia.

Ainda, de acordo com a NBR 16920-1/2021, a inserção desses elementos no maciço proporciona aos muros e taludes em solo reforçado a resistência interna e a estabilidade geral necessárias, reduzindo os deslocamentos.

Portanto de modo geral, os muros de terra armada têm como objetivo principal a estabilização de taludes, terrenos inclinados ou encostas íngremes, com a finalidade de evitar a erosão do solo e assegurar a estabilidade da área.

¹⁶ Disponível em: https://repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/59178/1/2019_eve_cqfonteles.pdf. Acessado em 3 dez. 2023.

2.3.3. Elementos de reforços

As armaduras em um maciço de terra armada possuem duas funções essenciais: mobilizar tensões tangenciais por meio do atrito ao longo de sua superfície e resistir aos esforços de tração. No entanto, devido ao fato de estarem enterradas e envoltas por um aterro, é crucial assegurar a manutenção dessas funções ao longo do tempo, o que tem gerado preocupação entre especialistas e profissionais da área em relação à durabilidade dos materiais comumente empregados nesses maciços de terra armada. (FÉLIX, 1991).

Ainda conforme apontado por Félix (1991), as armaduras utilizadas em maciços de terra armada, independentemente do material constituinte, são caracterizadas por serem unidimensionais, com larguras da ordem dos centímetros e espessuras da ordem dos milímetros. É necessário que as armaduras sejam flexíveis para que possam se adaptar às ondulações típicas das superfícies dos aterros compactados onde serão assentadas e, ao mesmo tempo, evitem ser submetidas a esforços de flexão decorrentes de assentamentos diferenciais do maciço, a Figura 2.7 mostra a geometria do elemento em questão e algumas de suas possíveis configurações.

Figura 2.7 - Compilado de Fitas Metálicas.

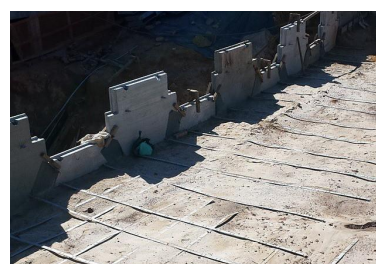
- a) Fita Metálica Galvanizada com Nervuras¹⁷, b) Fitas Metálicas em Detalhe¹⁸,
c) Execução de contenção em terra armada¹⁹.



a)



b)



c)

Fonte: Páginas web, aterroarmado,construcaocivil.

¹⁷ Disponível em:

<http://aterroarmado.eng.br/contencoes-em-solos-mecanicamente-estabilizados-com-fitas-metalicas/>.
Acessado em 3 dez. 2023.

¹⁸ Disponível em:

<http://aterroarmado.eng.br/contencoes-em-solos-mecanicamente-estabilizados-com-fitas-metalicas/>.
Acessado em 3 dez. 2023.

¹⁹ Disponível em: <https://construcaocivil.info/execucao-de-contencao-em-terra-armada/>. Acessado em 3 dez. 2023.

Segundo a NBR 16920-1/2021, os elementos de reforço podem ser classificados em duas categorias principais: metálicos e geossintéticos. O primeiro grupo abrange tiras, grelhas soldadas, barras e malhas, enquanto o segundo inclui geotêxteis, geogrelhas, geotiras e geobarras.

É essencial salientar que a norma permite a adoção de outros elementos de reforço, desde que demonstrem comportamento adequado de tensão x deformação, resistência à tração e vida útil compatíveis com as exigências do projeto. O documento fornece diretrizes para a escolha e aplicação desses elementos, visando assegurar a qualidade e segurança das estruturas reforçadas.

No caso específico do reforço linear denominado "tira metálica", a norma estabelece que este é composto por barras planas de aço, com seção retangular, espessura mínima de 4 mm e larguras variáveis entre 40 mm e 100 mm. As barras podem apresentar superfícies lisas, corrugadas ou com nervuras transversais em ambos os lados. Quanto à proteção de galvanização das barras, a decisão deve considerar a vida útil estimada para a construção, seguindo as orientações da ABNT NBR 6323.

2.3.4. Material de aterro

O material utilizado no aterro da terra armada desempenha um papel fundamental na estabilidade e no desempenho da estrutura e deve atender a certos critérios para garantir sua adequação e eficiência. Segundo Félix (1991, p.5):

O funcionamento da terra armada repousa na existência de atrito entre o solo e as armaduras, sendo, por isso, conveniente que o material de aterro possua um elevado ângulo de atrito interno, o que em princípio, exclui a utilização de solos com elevadas percentagens de partículas finas. As numerosas investigações e obras já realizadas mostram que os materiais considerados como adequados para aterros, são geralmente apropriados para utilização em terra armada.

De modo complementar, Berg et al. (2009a) *apud* Pierozan (2018, p.12):

Berg et al. (2009a) relacionam as propriedades geotécnicas desejáveis para materiais granulares de aterro a serem usados na zona de solo reforçado, conforme a Tabela 2.1. O material em questão deve ser bem graduado, de acordo com a Classificação Unificada dos Solos (SUCS).

Segundo esta fonte, solos de alta não uniformidade ($C_u > 20$ e curva granulométrica côncava), assim como solos com lacunas na curva granulométrica, tendem a sofrer lixiviação e piping.

Berg et al. (2009b) recomendam que o material usado como aterro em solos reforçados seja livre de xisto, matéria orgânica, mica, gesso, esmectita, montmorilonita e outros solos de baixa durabilidade. No mesmo documento recomenda-se que não sejam usados determinados resíduos da construção civil, como é o caso de concreto asfáltico triturado e cascalho de concreto.

Tabela 2.1 - Propriedades geotécnicas desejáveis dos materiais granulares de aterro, ensaios conforme o documento AASHTO (2008).

Propriedade geotécnica	Método de ensaio sugerido	Especificação
Granulometria	AASHTO T-27	* Porcentagem com $D < 102$ mm: 100%; * Porcentagem com $D < 0,425$ mm: 0 a 60%; * Porcentagem com $D < 0,075$ mm: 0 a 15%;
Índice de plasticidade	AASHTO 7-90	* $IP \leq 6$;
Estabilidade dos grãos	AASHTO T-104	* Materiais não devem conter xisto ou outras partículas de baixa durabilidade.

Fonte: (Berg et al., 2009a) *apud* Pierozan (2018, p.13).

Portanto Pierozan destaca que:

O material de aterro da estrutura de solo reforçado deve exibir um ângulo de atrito interno efetivo igual ou superior a 34° , conforme Berg et al. (2009b). Os mesmos autores orientam que a determinação do parâmetro em questão seja feita por meio de ensaios de cisalhamento direto, seguindo as recomendações da norma T-267 (AASHTO, 2008).

O teor de umidade do material de aterro, anteriormente ao lançamento e durante a compactação, deve estar uniformemente homogeneizado por toda a massa de solo. Berg et al. (2009b) sugerem que o solo seja lançado em campo com teor de umidade 3% inferior ou igual ao teor de umidade ótimo

$$(\Delta\omega_{m\acute{a}x} = \omega - \omega_{\acute{o}t\text{imo}} = - 3\%).$$

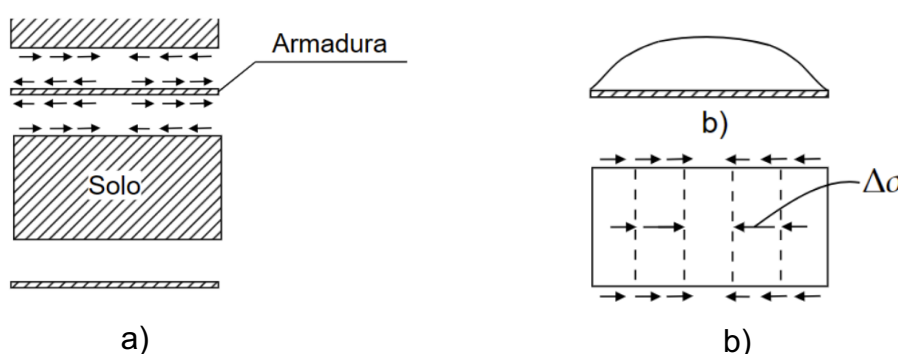
Portanto, uma seleção cuidadosa de materiais para solo reforçado é considerada, com ênfase na garantia de graduação adequada, exclusão de elementos prejudiciais, avaliação do ângulo de atrito interno efetivo e controle rigoroso do teor de umidade. Essas medidas são essenciais para assegurar a estabilidade e durabilidade durante o processo de construção.

2.3.5. Interação solo-elementos de reforço

De acordo com Silva (2012), a interação solo-reforço desempenha um papel fundamental na coesão da massa de solo, resultando na formação de uma estrutura monolítica. Esse processo é concretizado por meio das tensões tangenciais geradas na interface entre o solo e o reforço, transferindo-as para os elementos reforçadores como força de tração, uma vez que o solo não possui a capacidade intrínseca para suportar essas forças. A Figura 2.8 apresentada por Félix (1991), ilustra de maneira clara o fenômeno em questão.

Figura 2.8 - Efeito das armaduras interior de um maciço reforçado.

a) Tensão tangencial nas interfaces solo - armaduras; b) Distribuição das trações nas armaduras; c) Tensão de confinamento.



Fonte: Félix (1991, p. 17).

“As inclusões, além de contribuírem com aumento da resistência, também são responsáveis pela diminuição da compressibilidade do aterro.” (PIEROZAN, 2018, p.7).

De acordo com Pierozan (2018), é essencial ter conhecimento dos mecanismos de interação entre o solo e os elementos de reforço para o projeto de estruturas com solo reforçado, a fim de garantir a estabilidade interna dessas estruturas. Para avaliar a estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado, é necessário compreender como ocorre a transferência das tensões do solo para os elementos de reforço. A superfície potencial de ruptura em uma estrutura de solo reforçado é obtida unindo-se os pontos de tensões máximas ao longo da profundidade, correspondentes ao pico de forças de tração que não se mantêm

constantes para um determinado estado de tensões conforme citado por Elias et al. (2001),

“(...) ou seja, a superfície onde há a maior probabilidade de ocorrer a ruptura. Em campo, esta superfície pode ser curva. No entanto, os métodos usuais de análise consideram superfícies de ruptura planas..” (PIEROZAN, 2018, p.16)

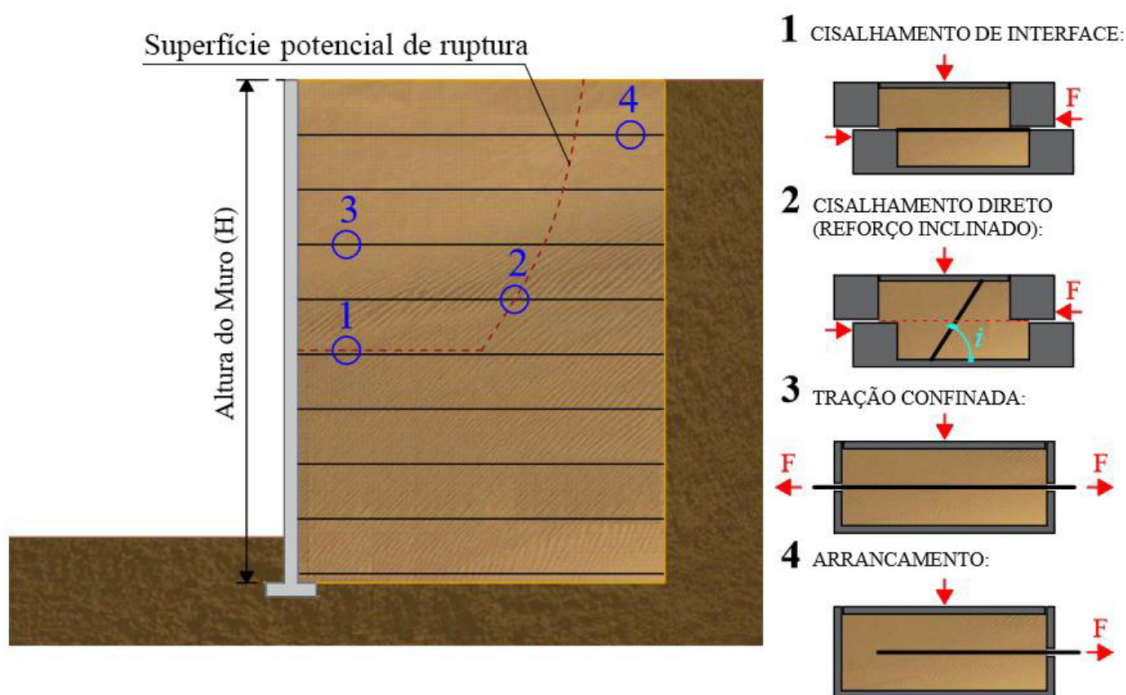
Portanto a superfície divide o maciço em duas zonas distintas: uma zona ativa, na qual o solo tende a se deslocar para fora da estrutura, e uma zona resistente, onde as tensões cisalhantes são mobilizadas para evitar o arrancamento dos reforços de acordo com Schlosser & Bastick (1991) e AASHTO (2012).

A seleção do ensaio mais apropriado para avaliar a interação entre o solo e os elementos de reforço deve ser baseada na comparação do movimento relativo entre o reforço e o maciço adjacente,

“Basicamente, a avaliação em questão é feita com base nos deslocamentos relativos solo-reforço, considerando-se também a posição do ponto em estudo em relação às zonas ativa e passiva do maciço.” (PIEROZAN, 2018, p.16).

Pierozan (2018) demonstra uma estrutura de solo reforçado, com a indicação de uma superfície de ruptura potencial (hipotética) e são sugeridos ensaios para avaliar os mecanismos de estabilidade interna da estrutura conforme ilustrado na Figura 2.9:

Figura 2.9 - Estrutura de solo reforçado, indicando-se os mecanismos de interação solo-reforço conforme os movimentos relativos entre o solo e os reforços.



Fonte: Pierozan (2018, p. 17).

Segundo Pierozan (2018, p.19):

Ensaio de arrancamento são necessários para avaliar a interação que ocorre entre o solo e os reforços na zona de ancoragem. Estes ensaios simulam situações de projeto e de campo nas quais o elemento de reforço encontra-se tracionado, com a tendência de ser arrancado da massa de solo. O comportamento em questão resulta em importantes implicações práticas no projeto de estruturas de solos reforçados. Além disso, os ensaios podem ser usados para comparar a performance de diferentes geossintéticos, tipos de solo e condições de contorno, permitindo a geração de novos conhecimentos.

Por fim, Pierozan (2018) destaca que os ensaios de arrancamento são essenciais para avaliar a interação entre o solo e os reforços na zona de ancoragem. Eles permitem compreender o comportamento da estrutura reforçada em condições reais, além de possibilitar a comparação do desempenho de diferentes materiais e a análise das condições de contorno, contribuindo para o avanço do conhecimento nessa área.

2.3.6. Ensaio de Arrancamento em laboratório

De acordo com Pierozan (2018), devido à ausência de norma específica, os ensaios de arrancamento em reforços seguem padrões internacionais, como a norma americana D6706-01 (ASTM, 2013), a britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004), e a norma francesa NF P94-222 (Norme Française, 1995).

A importância das características padronizadas das caixas e dos requisitos para equipamentos de grande porte é destacada para garantir resultados confiáveis. Recomenda-se a utilização de equipamentos em escala ampla ou ensaios em campo para minimizar influências das condições de contorno em consonância com as orientações de Teixeira (2003) e Bakeer et al. (1998). O sistema de aplicação de tensões normais preconiza o uso de diafragma pneumático ou hidráulico, mantendo as tensões normais com precisão em torno de $\pm 2\%$ do valor desejado.

No procedimento de ensaio de arrancamento, conforme as normas D6706-01 e BS EN 13738:2004, o sistema deve permitir deslocamento constante do reforço, monitorado por instrumentos adequados. As velocidades específicas para o arrancamento são sugeridas por essas normas sendo recomendada a velocidade de arrancamento igual a 1 mm/min, devendo ser avaliados os eventuais acréscimos de poropressão. A medição precisa das cargas é realizada com instrumentos de precisão, conforme BS EN 13738:2004. Recomenda-se o uso de garras para a fixação dos reforços, seguindo as orientações normativas. O reforço é submetido a uma taxa de deslocamento constante, registrando esforços horizontais e deslocamentos. As etapas de montagem e execução seguem diretrizes normativas, como a preparação da caixa, deposição e compactação do solo, e escavação para a colocação da luva metálica, com variações entre as normas.

Figura 2.10 - Ensaio de arrancamento para reforços metálicos.



Fonte: Weldu (2015, p. 26).

A Figura 2.10, apresenta o material de aterro sendo compactado, assemelhando-se ao processo conduzido em campo, posteriormente, outra camada de fitas metálicas foi inserida no meio do material de aterro conectado ao conjunto de carga de arrancamento. Após o ensaio, desmonta-se o equipamento com atenção, avaliando a uniformidade da interface solo-reforço e a presença de deformações ao longo do reforço.

2.3.7. Coeficiente de atrito entre o solo e o reforço

A resistência ao arrancamento na interface solo-reforço é descrita por uma envoltória não-linear, influenciada pelas tensões confinantes, conforme indicado por Abdelouhab et al. (2011). Pierozan afirma que “(...) o coeficiente de atrito real solo-reforço na interface f pode ser expresso conforme a Equação 1:”

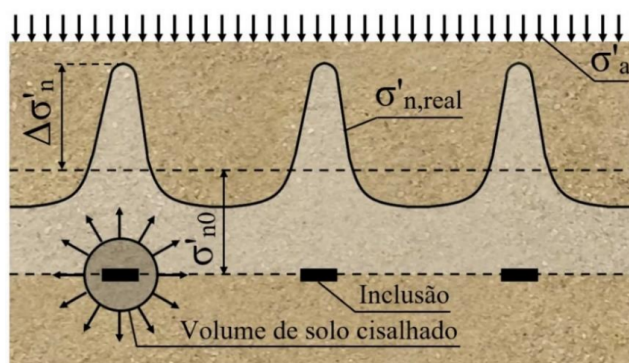
$$f = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{n,real}} = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{n,0} + \Delta\sigma'_n} \quad (1)$$

Segundo Pierozan (2018), na Equação (1), $\tau_{m\acute{a}x}$ representa a máxima tensão cisalhante nos reforços, e σ'_n , é a tensão normal real no nível dos reforços.

Essa tensão resulta da combinação da tensão normal efetiva inicial no nível dos reforços $\sigma'_{n,0}$ com o acréscimo das tensões verticais efetivas devido à dilatância

do solo $\Delta\sigma'_{n,0}$. Em solos granulares compactos, a dilatância pode ocorrer de forma livre (com variação de volume) ou impedida (quando confinada). Nos ensaios de arrancamento, os deslocamentos ao longo do reforço podem restringir a dilatação do solo na interface solo-reforço, devido ao confinamento, resultando em aumento localizado das tensões normais $\Delta\sigma'_{n,0}$. A magnitude dessa restrição depende do tipo de teste, densidade, espessura da camada, e tensão de confinamento. Este fenômeno é esquematizado na Figura 11 (Teixeira, 2003).

Figura 2.11 - Efeito da dilatância impedida em solo granular, indicando-se o volume de solo sujeito ao acréscimo localizado de tensões (adaptado de Schlosser & Elias, 1978).



Fonte: Pierozan (2018, p. 26).

Na Figura 2.11, de maneira simplificada, é apresentada a situação bidimensional do fenômeno tridimensional da dilatância, evidenciando o aumento de tensões verticais ao longo dos elementos de reforço e no maciço de solo envolvente. Elementos lineares, como tiras sintéticas, podem interagir entre si, sendo comum a instalação em pares para otimizar o entrosamento solo-reforço. Outros elementos, como os transversais de geogrelhas, também podem induzir aumento localizado de tensões verticais (Abdelouhab et al., 2010; Teixeira, 2003).

O aumento localizado de tensões verticais $\Delta\sigma'_{n,0}$ devido ao arrancamento de inclusões em solos granulares compactos pode ser estimado por ensaios utilizando células de tensões totais. No entanto, a precisão das leituras das células de tensões totais limita a acurácia dessa medição.

Em virtude da dificuldade em se prever o aumento localizado das tensões verticais $\Delta\sigma'_n$, os métodos tradicionais de avaliação da interação solo-reforço

trabalham com um coeficiente de atrito aparente f^* , o qual é calculado com base na tensão cisalhante máxima apresentada pelos reforços $\tau_{m\acute{a}x}$ e nas tensões normais efetivas atuantes no nível do reforço $\sigma'_{n,0}$ conforme a equação 2.

$$f^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{n,0}} \quad (2)$$

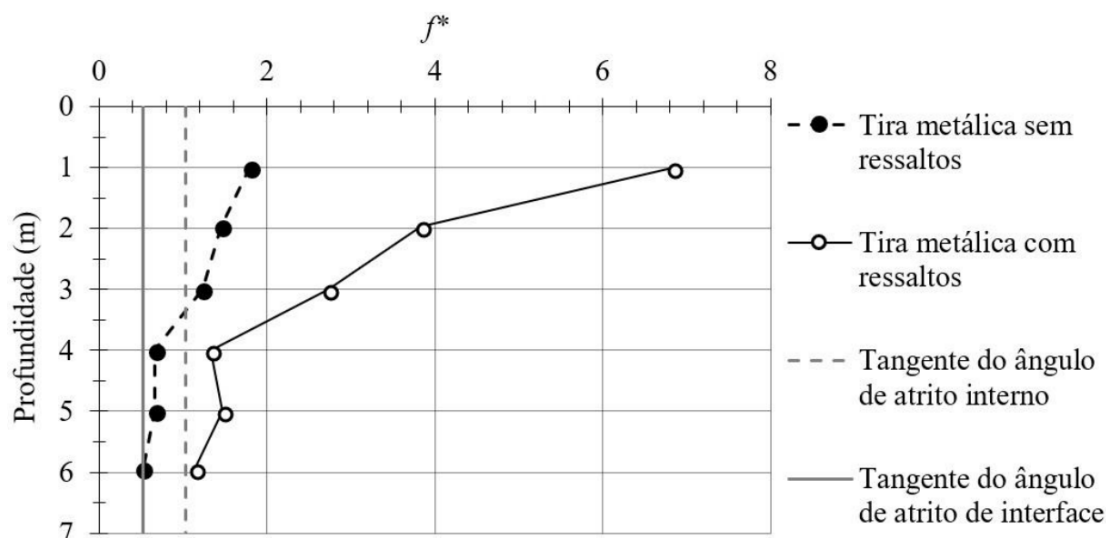
O coeficiente de atrito aparente solo-reforço f^* , calculado com base na equação 1, resultará em um valor dependente do comportamento dilatante do solo, podendo atingir valores superiores à tangente do ângulo de atrito solo-reforço $tg\phi'$ e à tangente do ângulo de atrito interno do solo $tg\phi'$, em termos efetivos. Além disso, devido aos diferentes métodos de cálculo, f^* assume valores superiores àqueles correspondentes ao estado real de tensões f , sendo possível relacionar ambos os coeficientes por meio da Equação 2 (Schlosser & Bastick, 1991).

$$f^* = f \frac{\sigma'_{n,0} + \Delta\sigma'_n}{\sigma'_{n,0}} \quad (3)$$

O aumento localizado das tensões normais $\Delta\sigma'_n$ devido à dilatância impedida do solo pode ser influenciado por características específicas do reforço, como ressaltos em reforços metálicos ou ondulações em reforços sintéticos. No entanto, para tiras sem ressaltos, os efeitos da dilatância são menos significativos, pois a interação solo-reforço depende principalmente da rugosidade superficial e das propriedades geotécnicas do solo.

Schlosser e Elias (1978) *apud* Pierozan (2018) conduziram experimentos para avaliar a resistência ao arrancamento de tiras metálicas em um aterro composto por pedregulho, considerando diferentes profundidades (z) de aterro (de 1 a 6 metros). Os resultados obtidos, representados na Figura 2.12, mostraram os coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*) correspondentes.

Figura 2.12 - Efeito da dilatância de pedregulho, correspondendo ao arrancamento de tiras metálicas com e sem ressalto (adaptado de Schlosser & Elias, 1978).



Fonte: Pierozan (2018, p. 28).

Em sua tese, Pierozan (2018) extrai conclusões relevantes acerca do coeficiente de atrito com base nos autores Wang & Richwien (2002) que conduziram um estudo sobre a interação de atrito entre solo e tirantes metálicos.

De acordo com Wang & Richwien (2002), os coeficientes de atrito aparente solo-reforço f^* estão sujeitos à influência da rugosidade do reforço, avaliada por meio de ensaios de cisalhamento de interface, do ângulo de atrito interno do solo e da dilatância. No contexto de tiras lisas (sem ressalto), observa-se uma aproximação nos valores dos parâmetros f^* e f . Contudo, quando o reforço apresenta rugosidade e a areia manifesta dilatância durante o cisalhamento, é possível que f^* assuma valores superiores f . Em relação aos tirantes, conforme os dados de Milligan & Kouji (1998) citados na pesquisa em questão, os coeficientes f^* variaram de 2,01 a 3,00, enquanto o coeficiente f se aproximou de 0,58.

A influência das propriedades geotécnicas dos materiais de aterro no comportamento da resistência ao arrancamento de elementos lineares com reforços transversais em solos de granulação grossa foi examinada por Suksiripattanapong et al. (2013). Ensaios de arrancamento foram conduzidos utilizando um equipamento de dimensões consideráveis (com dimensões internas de 2,6 metros de comprimento, 0,6 metros de largura e 0,8 metros de altura). Concluiu-se, entre

outras constatações, que a resistência ao arrancamento desse tipo de reforço é predominantemente controlada pelo ângulo de atrito interno do solo, independentemente de sua granulometria.

A avaliação da interação entre a areia e o elemento de reforço, composto por malha soldada de aço, foi conduzida por Lajevardi et al. (2013) através de ensaios de arrancamento. No caso específico desse tipo de reforço, os coeficientes de atrito aparente solo-reforço f^* foram calculados com base nos resultados dos ensaios e demonstraram uma proximidade com os valores estimados de acordo com a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009). Observou-se um aumento nos valores de f^* à medida que o número de elementos de reforço transversal foi incrementado, indicando que esses elementos induzem o fenômeno da dilatação durante o arrancamento dos reforços.

2.3.8. Estimativa do coeficiente de atrito

Na ausência de dados específicos de ensaios de arrancamento para o material de aterro e os elementos de reforço do projeto, é possível estimar o parâmetro f^* utilizando equações de normas técnicas. No entanto, esses métodos tendem a fornecer estimativas conservadoras da resistência ao arrancamento em comparação com ensaios reais, como observado por Weldu et al. (2015). Essa discrepância ocorre devido às equações serem baseadas em resultados diversos de ensaios de arrancamento, aplicando um intervalo de confiança de 95% (Reinforced Earth, 1995).

Conforme será detalhado no capítulo 2.6 Das (2019) não faz nenhuma especificação para o valor do coeficiente de atrito entre o solo e as fitas metálicas, portanto os seguintes critérios serão definidos:

- O ângulo de atrito entre a fita metálica e o solo de aterro é estimado por meio da equação 4

$$\varphi'_{\mu} = \frac{3}{4}\varphi \quad (4)$$

Onde φ'_{μ} é o ângulo de atrito entre o solo e o reforço e φ o ângulo de atrito do solo.

- Marangon (p.160) afirma que as opiniões divergem quanto ao valor a ser atribuído a φ'_{μ} , no entanto sabe-se que ele não pode exceder φ . Então, adota-se $\varphi'_{\mu} = \varphi$.

Portanto sendo o parâmetro f^* corresponde à tangente do ângulo de atrito interno entre o arrimo e o terrapleno, conforme a equação 5.

$$f^* = \tan \varphi'_{\mu} \quad (5)$$

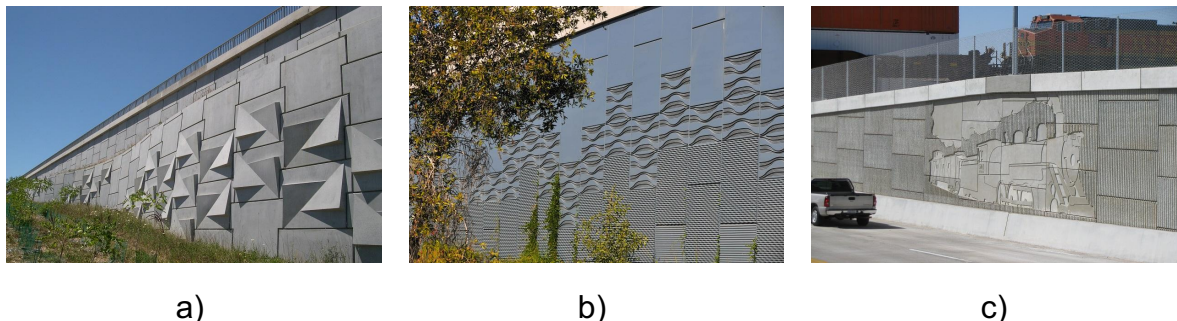
2.3.9. Paramentos

O acabamento externo do maciço é constituído pelas escamas, que desempenham uma função secundária no funcionamento do sistema estrutural. A periferia próxima ao paramento externo é equilibrada pelas escamas, as quais geralmente são placas pré-moldadas de concreto, podendo ser armadas ou não, e também podem ser metálicas. No entanto, para o uso de fitas poliméricas, é recomendado utilizar apenas as de concreto. É importante que as escamas se mantenham juntas abertas entre si para permitir a drenagem e a articulação das peças (Maparagem, 2011).

Além de sua função estrutural, as escamas também desempenham um papel estético no acabamento externo do maciço, conforme ilustrado na Figura 2.13.

Figura 2.13 - Compilado de estilos de Paramentos.

a) Paramento em relevo²⁰, b) Paramento com material personalizado²¹, c) Paramento esculpido²².



Fonte: Página web terraarmada.

Segundo a NBR 16920-1/2021, a escolha dos elementos a serem utilizados em muros e taludes de solo reforçado é determinada pelas características do projeto, incluindo as condições do local, as propriedades do solo e os requisitos de proteção contra erosão. É fundamental selecionar elementos que possam desempenhar efetivamente sua função de proteção, contribuindo para a manutenção da estabilidade e integridade do sistema de muros e taludes de solo reforçado.

As escamas de terra armada podem ter diferentes geometrias e configurações para o espaçamento das fitas, como retangulares, triangulares ou outras formas complexas. O espaçamento das fitas é determinado de acordo com as características de projeto, entre outras condicionantes, a Figura 2.14 ilustra abaixo algumas destas geometrias.

²⁰ Disponível em:

<https://www.terraarmada.com.br/reinforced-earth/terra-reforcada-com-paineis-de-betao-pre-fabricados/>. Acessado em 11 dez. 2023.

²¹ Disponível em:

<https://www.terraarmada.com.br/reinforced-earth/terra-reforcada-com-paineis-de-betao-pre-fabricados/>. Acessado em 11 dez. 2023.

²² Disponível em:

<https://www.terraarmada.com.br/reinforced-earth/terra-reforcada-com-paineis-de-betao-pre-fabricados/>. Acessado em 11 dez. 2023.

Figura 2.14 - Geometrias de escamas.



Fonte: Silva (2012).

2.4. TEORIA E CÁLCULOS DE ESTABILIDADE

2.4.1. Coeficientes de segurança

De acordo com as considerações de Barros (2017), o projeto de estruturas busca assegurar segurança contra ruptura e deformação excessiva por meio da aplicação de estados limites. Esses estados limites, classificados como último e de utilização, definem pontos críticos para a estabilidade e usabilidade da estrutura de contenção. A segurança é expressa por coeficientes adimensionais, sendo duas abordagens predominantes na determinação desses coeficientes:

Os coeficientes de segurança global têm sua base nos parâmetros reais de resistência e solicitação, estabelecendo a relação entre a resistência total disponível e a resistência mobilizada para prevenir colapsos, sendo que os valores mínimos são determinados pela prática de projeto. Já os Coeficientes de Segurança Parcial são aplicados aos parâmetros de resistência e solicitação, alterando seus valores para impor estados limites como condição para a estrutura. Esses coeficientes são definidos com base em estudos estatísticos da dispersão dos valores dos parâmetros. Embora o uso tradicional se concentre nos Coeficientes de Segurança Global em estruturas de contenção, observa-se um aumento na adoção dos Coeficientes de Segurança Parcial, os quais são incorporados nos códigos de projeto de muitos países.

A norma NBR 16920-1 estabelece que os métodos baseados no fator de segurança global devem contemplar os esforços solicitantes provenientes de ações permanentes diretas e ações variáveis normais. A consideração mencionada deve aderir aos critérios de segurança estabelecidos na norma, utilizando os fatores de

segurança mínimos. O Quadro 2.1, fornecido, foi extraído e resumido da Norma NBR 16920-1.

Quadro 2.1 – Resumo dos parâmetros da NBR 16920-1.

Estabilidade	Mecanismo	Fator de segurança global mínimo
Externa	Tensão admissível da fundação	2,0 no bordo mais carregado
	Deslizamento	1,5
	Tomamento	2,0
Interna	Ruptura estrutural do reforço	1,5
	Arrancamento do reforço	1,5
Geral	—	Ver anexo C da NBR 16920
Conexão com o paramento	—	1,5

Fonte: autoria própria (2023)

Em análises de estabilidade global, presume-se que toda contribuição do reforço ocorre para aumentar as forças resistentes, conforme expresso no numerador da equação do fator de segurança.

No âmbito desta pesquisa, serão consideradas todas as diretrizes vigentes conforme estipuladas pelas normas técnicas pertinentes.

2.4.2. Cálculo do empuxo

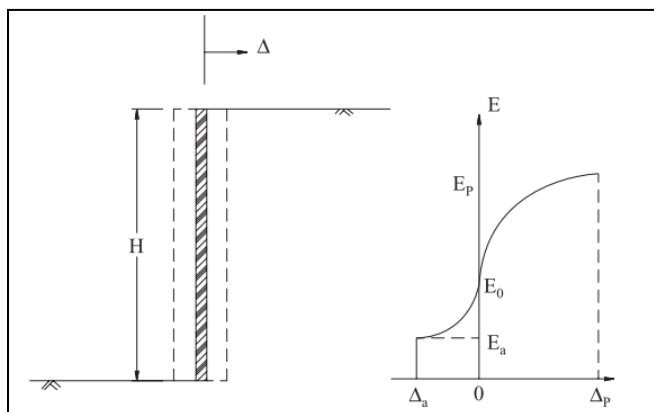
De acordo com Moliterno (1980, p.3):

Chamamos empuxo de terra ao esforço exercido pela terra contra o muro. O empuxo de terra pode ser ativo ou passivo. Será considerado passivo, quando atuar do muro contra a terra (é comum no caso dos escoramentos de valas e galerias).

Segundo Barros (2017), a dependência fundamental do valor do empuxo sobre uma estrutura reside na deformação sofrida por esta última sob a ação do referido empuxo. Pode-se observar essa interação por meio da realização de um experimento que faz uso de um anteparo vertical móvel, conforme ilustrado na

Figura 2.15, o qual sustenta um desnível de solo. Constatou-se que a pressão exercida pelo solo sobre o anteparo varia em função do deslocamento deste último.

Figura 2.15 - Empuxo atuante sobre um anteparo móvel.



Fonte: Santos (2010, p. 3).

Na medida em que o anteparo se distancia do solo arrimado, observa-se uma redução do empuxo até atingir um valor mínimo, que representa a completa mobilização da resistência interna do solo, caracterizando o estado ativo. Nesse momento, o empuxo atuante é denominado " E_a ". Em contraste, ao movimentar o anteparo em direção ao solo arrimado, ocorre um aumento no empuxo até atingir um valor máximo, representando a mobilização total da resistência do solo, configurando o estado passivo. O empuxo correspondente a esse valor máximo é chamado de " E_p ". O estado passivo requer um deslocamento significativamente maior do anteparo em comparação com o estado ativo. Quando o anteparo permanece estático em sua posição inicial, o empuxo em repouso, designado como " E_0 ", mantém-se entre os valores do empuxo ativo e do empuxo passivo, indicando a ausência de completa mobilização da resistência do solo.

Segundo Barros (2017), os muros de arrimo de gravidade, especialmente os flexíveis como os construídos com gabiões, permitem a deformação suficiente do solo arrimado para a total mobilização de sua resistência, sendo, portanto, aconselhável dimensioná-los levando em consideração a ação do empuxo ativo.

Moliterno (1980) destaca que a determinação da magnitude do empuxo de terra desempenha um papel crucial na concepção de projetos para muros de arrimo.

As teorias inaugurais, concebidas por Coulomb em 1773, Poncelet em 1840 e Rankine em 1856, conhecidas como teorias antigas, persistem proporcionando resultados satisfatórios.

Devido às limitações deste trabalho, será abordada unicamente a teoria de Rankine para a realização dos cálculos de empuxo nas seções subsequentes.

2.4.3. Teoria de Rankine

De acordo com a teoria de Rankine, as equações a seguir podem ser aplicadas para calcular o empuxo ativo:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a = \gamma \cdot z \cdot K'_a \cdot \cos(\beta) \quad (6)$$

onde:

σ_z – Tensão vertical geostática

K_a – Coeficiente de empuxo ativo segundo Rankine

β – Inclinação do talude

γ – Peso do solo

z – Profundidade

K'_a – Coeficiente de empuxo ativo segundo Mazindrani

Além disso, o coeficiente de empuxo ativo segundo Mazindrani pode ser determinado pela seguinte equação 7:

$$K'_a = \frac{1}{\cos^2(\varphi)} \cdot \left[2 \cdot \cos^2(\beta) + 2 \cdot \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cdot \cos(\varphi) \cdot \sen(\varphi) \right] - 1 +$$

$$- \frac{1}{\cos^2(\varphi)} \cdot \left\{ \sqrt{ \begin{array}{l} 4 \cdot \cos^2(\beta) \cdot [\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)] + \\ + 4 \cdot \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cdot \cos^2(\beta) \\ + 8 \cdot \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cos^2(\beta) \cdot \sen(\varphi) \cdot \cos(\varphi) \end{array} } \right\} \quad (7)$$

Onde:

β – Inclinação do talude

φ – Ângulo de atrito interno do solo

c – Coesão do solo

No caso de solos não coesivos ($c = 0$) com a superfície do terreno horizontal ($\beta = 0$), o empuxo ativo pode ser obtido por meio da solução de Rankine, ou seja

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a \quad (8)$$

Onde o coeficiente de empuxo ativo é calculado por

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

e as componentes horizontal e vertical do empuxo ativo são definidas pelas seguintes equações:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cos(\alpha + \delta) \quad (10)$$

$$\sigma_{ay} = \sigma_a \operatorname{sen}(\alpha + \delta) \quad (11)$$

onde:

δ – Ângulo de atrito entre a estrutura e o solo

α – Inclinação da parede e da estrutura

2.4.4. Efeito de sobrecargas no empuxo ativo

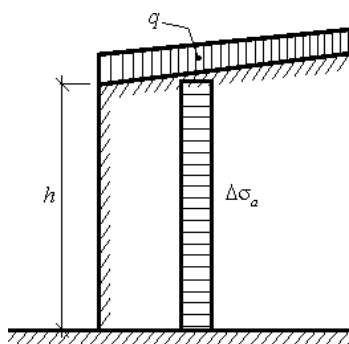
A aplicação recorrente de sobrecargas sobre o solo de contenção é observada em muitos casos, derivando de diversas fontes, tais como a presença de estruturas construídas sobre o maciço e o tráfego de veículos. Essas sobrecargas induzem a um aumento no empuxo.

O incremento do valor do empuxo de terra ativo devido a uma sobrecarga superficial é dado por:

$$\Delta\sigma_a = pK_a \quad (12)$$

onde p representa a carga vertical uniforme. A aplicação dessa carga na superfície do terreno gera um aumento no empuxo de terra ativo ao longo de toda a extensão da estrutura, conforme ilustrado na Figura 2.16²³.

Figura 2.16 - Incremento do empuxo de terra ativo devido a uma carga superficial vertical uniforme na superfície do terreno.



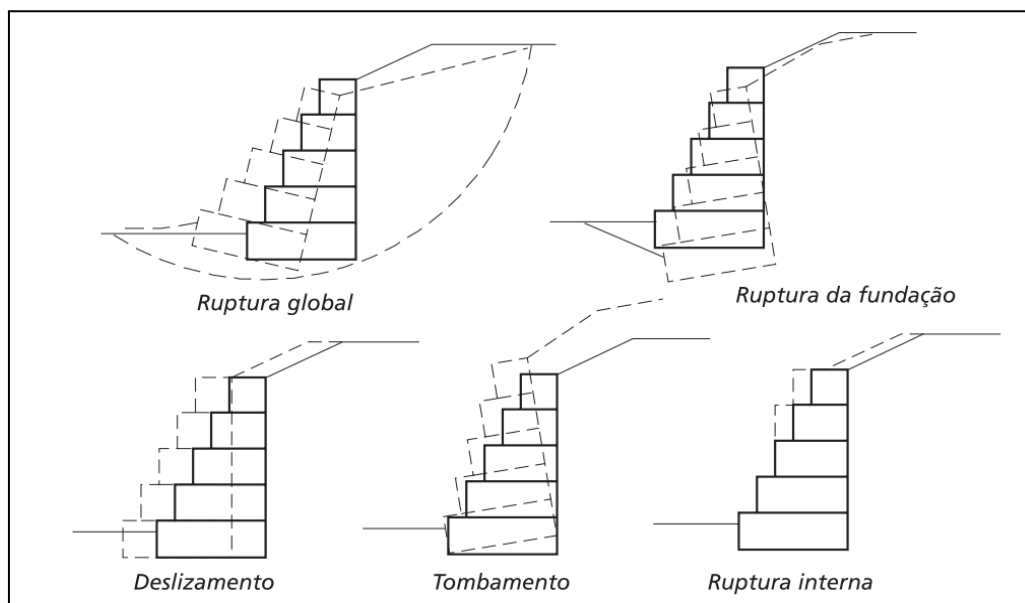
Fonte: Fine Software (2023).

2.4.5. Análises de Estabilidade

A avaliação da segurança das estruturas de contenção são essenciais diante de várias formas de ruptura. No cenário de muros de arrimo, os principais tipos de falha podem ser observados na Figura 2.17.

²³ Disponível em: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/empuxo-de-terra-ativo-sobrecarga-superficial-01/>. Acessado em 3 dez. 2023.

Figura 2.17 - Tipos de ruptura de muros de gabião .



Fonte: Barros (2017, p. 69).

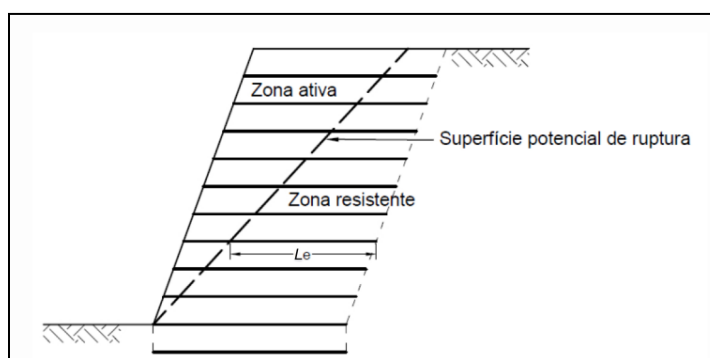
Conforme descrito por Barros (2017):

- Deslizamento sobre a base ocorre quando a combinação da resistência ao escorregamento ao longo da base do muro e o empuxo passivo à frente da estrutura não é adequada para contrabalançar o efeito do empuxo ativo que atua sobre ela.
- Tombamento ocorre quando o momento estabilizante resultante do peso próprio do muro em relação ao ponto de tombamento é insuficiente para contrapor eficazmente ao momento gerado pelo empuxo ativo.
- Ruptura da fundação ou recalque excessivo ocorre quando as forças exercidas pela estrutura sobre o solo de base ultrapassam a capacidade de suporte deste.
- Ruptura global do maciço ocorre quando há um deslocamento ao longo de uma superfície de ruptura que envolve a estrutura de contenção.
- Ruptura interna das estruturas dos muros de terra armada ocorrem quando há arrancamento do reforço devido a um comprimento de ancoragem inadequado e ruptura estrutural causada por tração no ponto de atuação da força máxima.

Seguindo a norma NBR 16920-1, as diretrizes estabelecem os seguintes critérios:

- A verificação da estabilidade ao deslizamento do maciço sobre a base deve considerar os parâmetros de resistência do solo da fundação, ou do maciço imediatamente acima dela, avaliando o pior dos dois casos.
- A verificação da estabilidade do maciço quanto ao tombamento deve incorporar o equilíbrio de momentos em relação ao pé do maciço, considerando todas as resultantes das ações solicitantes e resistentes nos cálculos dos momentos.
- A capacidade de suporte do solo de fundação deve garantir que a máxima tensão vertical aplicada na base do muro seja inferior à tensão admissível ou resistente de cálculo do solo.
- As diretrizes para a verificação da estabilidade interna em equilíbrio local requer o cálculo dos esforços em cada camada de reforço, considerando dois modos de ruptura: arrancamento devido a ancoragem insuficiente e ruptura estrutural por tração. A escolha da superfície de ruptura, seja linear, bilinear, circular ou em espiral logarítmica, é determinada pelo projetista. O dimensionamento implica na divisão do maciço reforçado em zonas ativa e resistente. A estabilidade da zona ativa é mantida pelos reforços, que transferem os esforços para a zona resistente, utilizando os elementos de reforço como ancoragem, conforme ilustrado na Figura 2.18.

Figura 2.18 - Definição de zonas ativa e resistente.



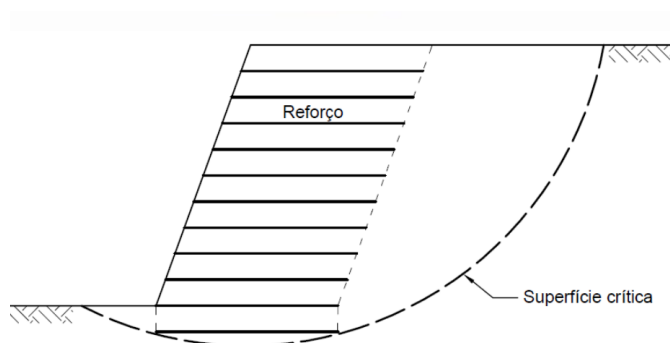
Fonte: Adaptado da NBR 16920 -1 (2021, p.13)

- A máxima solicitação no reforço, na superfície potencial de ruptura, deve ser menor que as resistências à tração e ao arrancamento no trecho ancorado

(Le). A norma estabelece verificações para garantir a segurança de cada camada quanto à ruptura estrutural por tração e arrancamento do reforço.

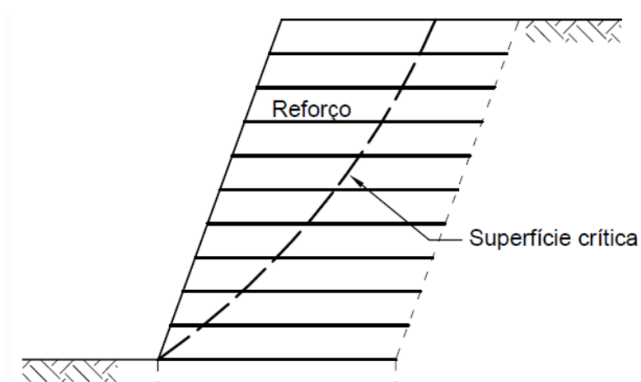
- A verificação da estabilidade geral deve incluir a análise de superfícies potenciais de ruptura, abrangendo tanto aquelas que não são interceptadas quanto aquelas que são interceptadas total ou parcialmente pelos elementos de reforço. Busca-se identificar a superfície crítica, conforme demonstrado nos exemplos das Figuras 2.19 à 2.21.

Figura 2.19 - Superfície crítica passando por trás do muro.



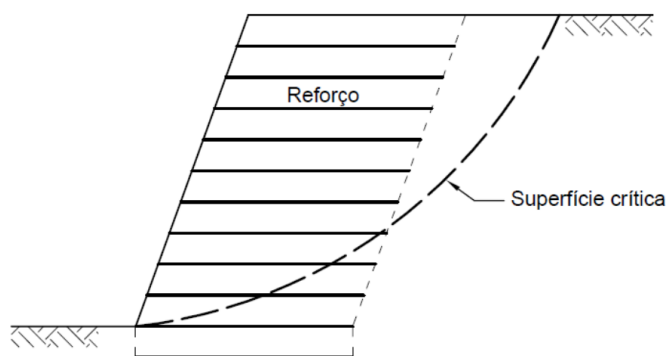
Fonte: Adaptado da NBR 16920 -1 (2021, p.13)

Figura 2.20 - Superfície crítica passando por dentro do muro.



Fonte: Adaptado da NBR 16920 -1 (2021, p.14)

Figura 2.21 - Superfície crítica interceptando parcialmente o muro.



Fonte: Adaptado da NBR 16920 -1 (2021, p.14)

A NBR 16920-1 aborda diferentes situações em que a superfície crítica de ruptura interage com estruturas de solo reforçado. Quando a superfície crítica passa por trás do muro ou talude, sem influenciar o fator de segurança dos reforços, e quando ela atravessa todos os elementos de reforço, com cada reforço contribuindo para o fator de segurança, são consideradas condições específicas. Além disso, a norma aborda a situação em que a superfície crítica intersecta parcialmente o muro ou talude, envolvendo pelo menos uma camada de reforço. Estas situações são importantes para a avaliação da estabilidade e segurança de estruturas em solo reforçado, conforme estabelecido pela norma.

2.5. METODOLOGIA NUMÉRICA

A metodologia numérica envolve a aplicação de métodos computacionais para a resolução de problemas matemáticos complexos ou a simulação de fenômenos físicos, especialmente quando soluções analíticas diretas são desafiadoras. Soluções numéricas são obtidas por meio do uso de algoritmos e cálculos aproximados. Essa abordagem é amplamente empregada em áreas como física, engenharia e ciências da computação, onde modelos matemáticos complexos ou simulações de sistemas físicos são necessários. Exemplos incluem o Método dos Elementos Finitos e o Método de Diferenças Finitas.

Ao longo deste projeto, será empregado o software GeoStudio, uma ferramenta de elementos finitos, para abordar as questões de estabilidade global e

realizar as demais verificações geotécnicas conforme os critérios normativos em vigor.

2.5.1. GeoStudio

O GeoStudio constitui uma suíte (conjunto de aplicativos) de software geotécnico desenvolvida pela empresa Geo-Slope International, utilizada para a análise e modelagem de problemas geotécnicos nas áreas de engenharia civil e geologia. Esta suíte é composta por diversos módulos especializados, os quais abordam diferentes aspectos dos problemas geotécnicos.

Os módulos do GeoStudio incluem:

- SLOPE/W (Análise de Estabilidade de Taludes): Destina-se à avaliação da estabilidade dessas estruturas, englobando análises de fenômenos relevantes para a segurança e estabilidade do talude.
- SEEP/W (Análise de Fluxo de Água no Solo): Utilizado para a análise do fluxo de água no solo, abrangendo questões relacionadas à infiltração e drenagem.
- SIGMA/W (Análise de Deformação do Solo): Projetado para a avaliação da deformação do solo e da interação solo-estrutura.
- QUAKE/W (Análise Sísmica): Focado em análises da resposta sísmica em solos e estruturas.
- TEMP/W (Análise Térmica): Utilizado para a avaliação de problemas de transferência de calor no solo e em estruturas.
- CTRAN/W (Transporte de Contaminantes): Envolvido na modelagem do transporte de contaminantes no solo e em sistemas de água subterrânea.

Por meio desses módulos, possibilita-se aos engenheiros e geo cientistas a simulação de uma ampla variedade de condições geotécnicas, permitindo a análise do comportamento do solo e da água em resposta a diversas forças e condições ambientais. A análise de estabilidade de taludes por meio do módulo SLOPE/W será empregada neste estudo, sendo detalhada de forma mais abrangente no Capítulo 4 posteriormente.

2.6. METODOLOGIA ANALÍTICA

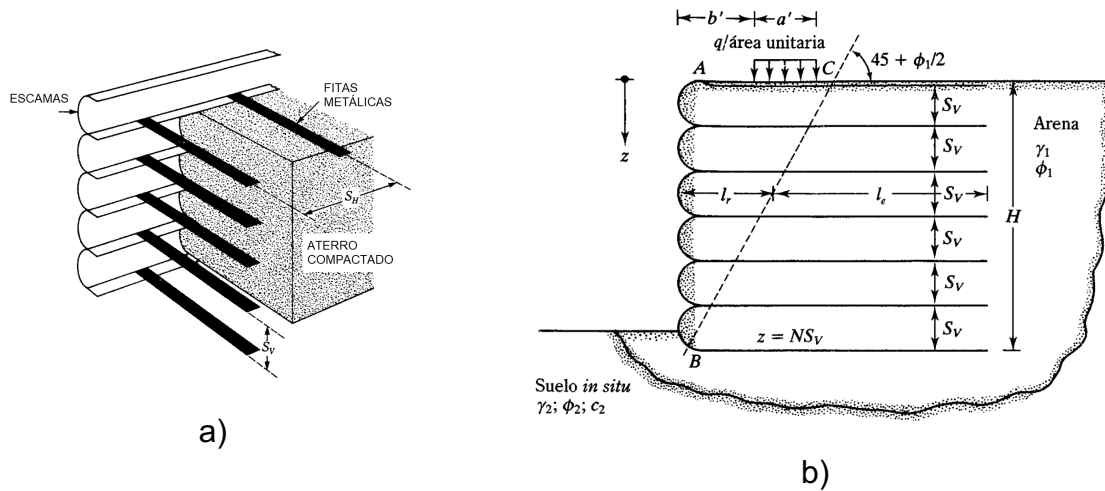
Uma solução analítica na engenharia é uma abordagem matemática que resulta em uma expressão explícita, utilizando funções conhecidas, para descrever variáveis ou relações específicas em problemas de engenharia. Essas soluções oferecem representações precisas e completas das respostas sob condições ou parâmetros específicos. As soluções analíticas, ao contrário das numéricas que recorrem a métodos computacionais para soluções aproximadas, oferecem uma descrição exata e, frequentemente, simplificada do comportamento de sistemas ou processos de engenharia. Contudo, nem todos os problemas de engenharia têm soluções analíticas diretas, especialmente em sistemas complexos ou com condições não lineares. Neste trabalho, a metodologia de dimensionamento de terra armada, descrita no livro "Princípios de Engenharia de Fundações" do professor Das (1999), será a metodologia analítica abordada.

2.6.1. DIMENSIONAMENTO TERRA ARMADA

- **Pressões Ativas horizontal e vertical**

De acordo com DAS (1999) as Figuras 2.22a e 2.22b mostram um muro de contenção constituído de um material granular caracterizado pelo seu peso unitário γ_1 e um determinado ângulo de atrito interno ϕ_1 . Sob a base do muro, encontra-se o solo in situ com peso específico γ_2 e ϕ_2 e coesão c' diferentes. Na figura Figura 23a nota-se que em qualquer profundidade, as fitas de reforço estão inseridas com espaçamento horizontal centro a centro de S_H e espaçamento vertical S_V .

Figura 2.22 - Muro de terra armada.



Fonte: Das (1999).

Uma sobrecarga com intensidade q por área unitária se encontra sobre o muro de contenção representado na Figura 23b. Observa-se a presença de tirantes de reforço em várias profundidades $z = 0, S_V, 2S_V, \dots, NS_V$. A altura do muro é $NS_V = H$.

De acordo com a teoria de pressão ativa de Rankine no tópico 2.4.3 deste estudo:

$$\sigma_a = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (13)$$

Onde

σ_a – Pressão ativa de Rankine a qualquer profundidade z .

Para solos granulares com sobrecarga na parte superior do muro estabilizado tem-se que:

$$\sigma_v = \sigma_{v(1)} + \sigma_{v(2)} \quad (14)$$

Onde

$\sigma_{v(1)} = \gamma_1 z$ (Devido unicamente ao solo.

$$\sigma_{v(2)} = (\text{Devido a sobrecarga}).$$

A magnitude de $\sigma_{v(2)}$ se calcula usando o método 2:1 de distribuição de esforços conforme Das demonstra em seu livre Princípio de Engenharia de Fundações 4º ed. De acordo com Laba e Kennedy (1986),

$$\sigma_{v(2)} = \frac{q \cdot a'}{a' + z} \quad (\text{Para } z \leq 2b') \quad (15)$$

$$\sigma_{v(2)} = \frac{q \cdot a'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{Para } z > 2b') \quad (16)$$

Quando se agrega também uma sobrecarga na parte superior do muro a pressão lateral a qualquer profundidade é dada por:

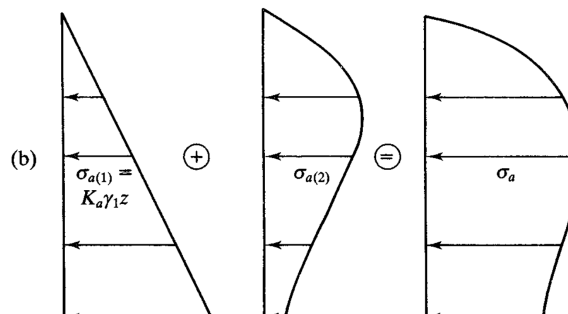
$$\sigma_a = \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)} \quad (17)$$

Onde

$$\sigma_{a(1)} = K_a \gamma_1 z \quad (\text{Devido unicamente ao solo}).$$

$$\sigma_{a(2)} = (\text{Devido a sobrecarga}).$$

Figura 2.23 - Gráfico de distribuição de Tensões.

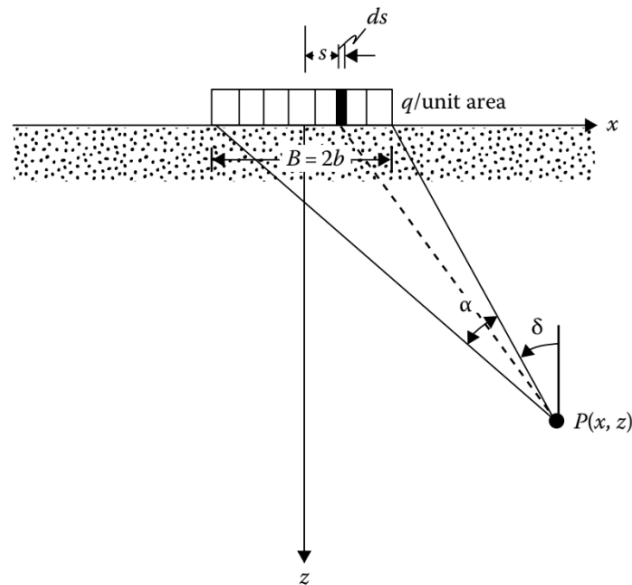


Fonte: Braja M. Das (2011).

A tensão $\sigma_{a(2)}$ é calculada por meio da equação 18:

$$\sigma_{a(2)} = \frac{q}{\Pi} [\alpha - \text{sen}(\alpha) \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (18)$$

Figura 2.24 - Relação de $\sigma_{a(2)}$ com sobrecarga.



Fonte: Braja M. Das (2011).

Onde

α = Ângulo formado pelo comprimento de extensão da sobrecarga

δ = Ângulo formado entre o paramento da terra armada e a sobrecarga

- **Força no tirante**

A força de tração atuando no tirante por longitude unitária de muro reforçado a qualquer profundidade z é:

$$T = \sigma_a \cdot S_V \cdot S_H \quad (19)$$

- **Fator de segurança contra falha do tirante**

Sabendo-se que as fitas de reforços podem falhar por ruptura bem como por arrancamento conforme descrito no tópico 2.4.5, o fator de segurança para ruptura da fita se determina por meio da equação 20:

$$FS_{(B)} = \frac{\text{RESISTÊNCIA POR FLUÊNCIA}}{\text{FORÇA MÁXIMA EM QUALQUER TIRANTE}}$$

$$FS_{(B)} = \frac{w \cdot t \cdot f_y}{\sigma_a \cdot S_V \cdot S_H} \quad (20)$$

onde

$FS_{(B)}$ – Fator de segurança contra ruptura das fitas de reforço

w – Largura das fitas de reforço

t – Espessura das fitas de reforço

f_y – Resistência ao escoamento do aço

De acordo com Das (2019) os tirantes de reforço ou as fitas a qualquer profundidade z , falharão por arrancamento se a resistência por fricção desenvolvida ao longo de suas superfícies for menor do que a força à qual os tirantes estão submetidos. O comprimento efetivo dos tirantes, ao longo do qual se desenvolve a resistência por fricção, é tomado de maneira conservadora como o comprimento que se estende além dos limites da zona de falha ativa de Rankine conforme a zona ABC na Figura 23. A linha BC na Figura 23 forma um ângulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ com a horizontal. Portanto a força F_R máxima de atrito em um tirante na profundidade que z é:

$$F_R = 2 \cdot l_e \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\phi_\mu) \quad (21)$$

onde

l_e – Comprimento do reforço

σ_v – Tensão vertical efetiva a uma profundidade z

ϕ_μ – Ângulo de atrito entre o solo e o tirante

O fator de segurança por falha a ruptura do elemento de reforço é dado por:

$$FS_{(p)} = \frac{F_R}{T} \quad (22)$$

onde

$FS_{(p)}$ – Fator de segurança contra arrancamento das fitas de reforço

Portanto, substituindo as equações (18) e (20) em (21), obtém-se que:

$$FS_{(p)} = \frac{2 \cdot l_e \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\phi_\mu)}{\sigma_a \cdot S_V \cdot S_H} \quad (23)$$

- **Comprimento total do tirante**

Tendo em vista que o comprimento total L do tirante para qualquer profundidade z é dado por:

$$L = l_r + l_e \quad (24)$$

onde

l_r – Comprimento dentro da zona de falha de Rankine

l_e – Comprimento efetivo

Para um fator de segurança $FS_{(p)}$, da equação 25:

$$l_e = \frac{FS_{(p)} \cdot \sigma_a \cdot S_V \cdot S_H}{2 \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\phi_\mu)} \quad (25)$$

Sendo l_r

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad (26)$$

Assim, combinando as equações (23), (24) e (25) obtém-se:

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(p)} \cdot \sigma_a \cdot S_V \cdot S_H}{2 \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\phi_\mu)} \quad (27)$$

2.6.2. ABNT NBR 9286 - TERRA ARMADA ESPECIFICAÇÃO

A Norma Brasileira NBR 9286 (1986), que estabelecia condições exigíveis para o projeto e execução de terrenos reforçados, com ênfase nos terrenos reforçados por terra armada, foi oficialmente cancelada, porém apesar de sua desativação, ainda persiste uma significativa utilização prática. Na antiga normativa eram estabelecidas condições gerais para o dimensionamento de um muro de terra armada, incluindo o cálculo do comprimento das fitas no qual se determinava o valor do coeficiente de atrito aparente solo-armadura f^* . Este coeficiente pode ser calculado utilizando as equações 28, 29 e 30 a seguir, as quais são influenciadas pela relação entre a altura do muro e a profundidade analisada.

$$f^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma_v} \quad (28)$$

Onde

$\tau_{m\acute{a}x}$ – Tensão tangencial máxima mobilizada no contato solo – armadura

σ_v – Tensão efetiva vertical média do nível considerado

$$f^* = f_0^* \left(1 - \frac{H}{z_0}\right) + tg_{\phi_0} \left(\frac{H}{z_0}\right), \text{ para } H < z_0 \quad (29)$$

$$f^* = tg_{\phi_0} \text{ para } H \geq z_0 \quad (30)$$

onde

$$z_0 = 6m$$

ϕ_0 – Ângulo de atrito interno mínimo de solos com critérios específicos

Sendo f_0^* determinado em função da granulometria e do coeficiente de uniformidade da amostra de solo e pode ser encontrado pela equação 31:

$$f_0^* = 1,2 + \log(Cu) \quad \text{sendo } Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (31)$$

Esta norma estabelece, porém, que em casos de dados faltantes, adota-se f_0^* com valor igual a 1,5. Por fim o comprimento de fita de acordo com a metodologia da NBR 9286 (1986), é definido por meio da equação 32.

$$L = (H - z) \cdot \tan g\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{FS_{ancoragem} \cdot S_V \cdot S_H \cdot \sigma_h}{2 \cdot w \cdot f^* \cdot \sigma_v} \quad (32)$$

Quanto ao ângulo de atrito entre os grãos, este está diretamente correlacionado com a densidade relativa do solo D_r e a granulometria dos grãos.

Uma possibilidade de cálculo do ângulo de atrito é por meio da teoria de Mello (1971), na qual se tem que:

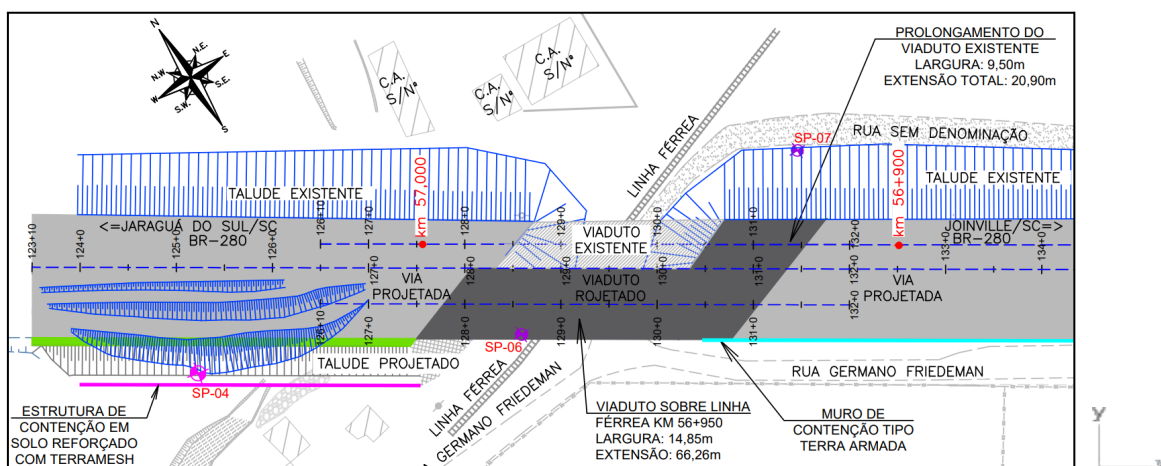
$$(1,48 - D_r)tg(\phi) = 0,712 \quad (33)$$

ϕ – Ângulo de atrito

D_r – Densidade relativa do solo

A duplicação do viaduto neste local implica a inclusão, no viaduto projetado, de elementos de ligação, como um muro com terra armada no sentido Joinville e um sistema de contenção do tipo gabiões Sistema Terramesh® no sentido Jaraguá do Sul, conforme destacado nas cores magenta e cyan na Figura 3.2.

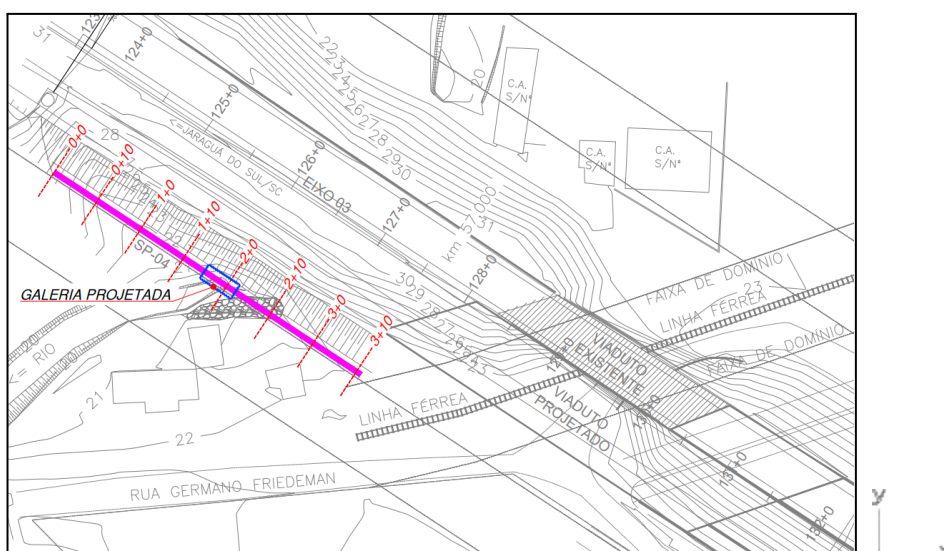
Figura 3.2 - Planta Baixa do viaduto Linha Férrea.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

A Figura 3.3 destaca a extensão em planta baixa onde o sistema Terramesh foi empregado como medida de contenção para a obra projetada.

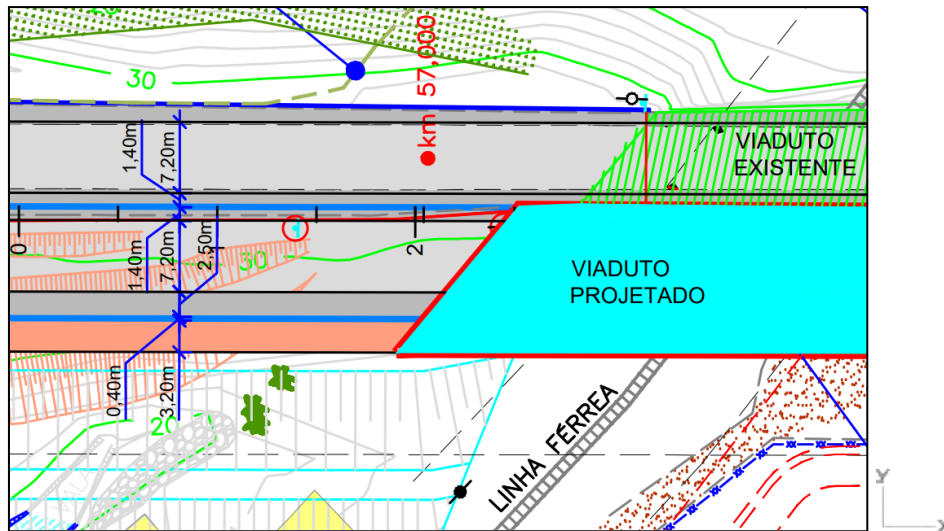
Figura 3.3 - Planta de Localização do sistema Terramesh.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

A Figura 3.4, exibe as dimensões da pista projetada.

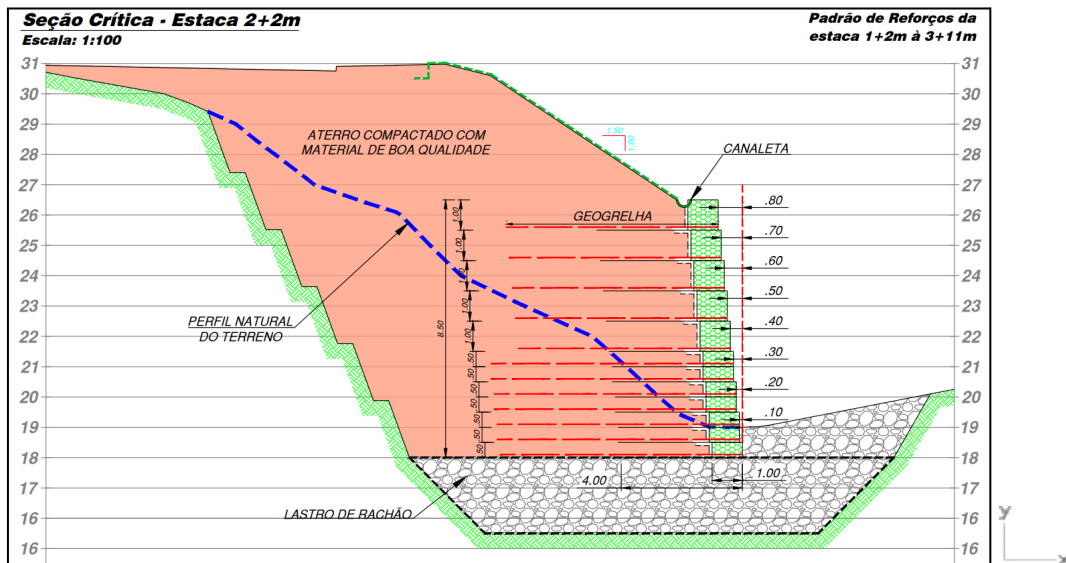
Figura 3.4 - Dimensões da via projetada.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

A Figura 3.5 apresenta um corte de seção nas proximidades da estaca 2+2 m ilustrando de maneira genérica a implementação do sistema Terramesh.

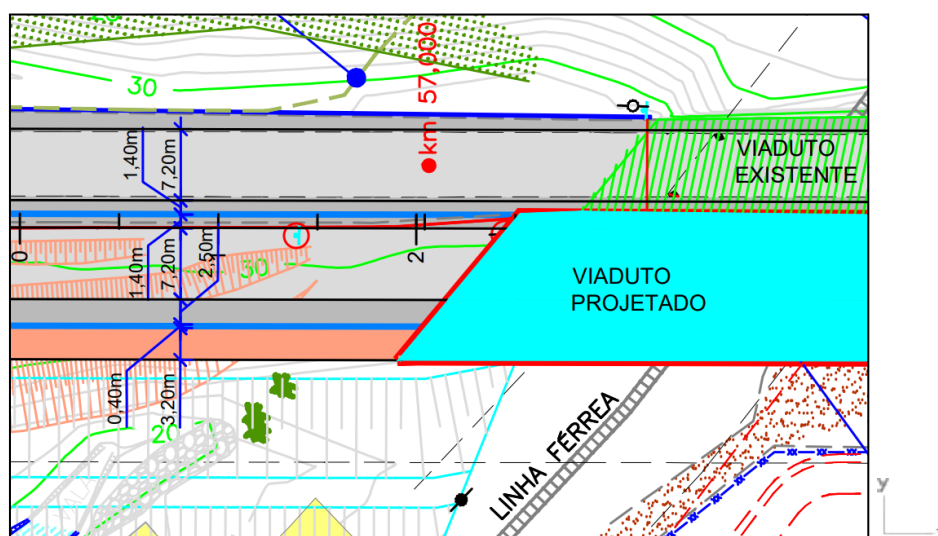
Figura 3.5 - Seção Crítica do sistema Terramesh.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

Observa-se que as larguras usadas para o cálculo de a' e b' da Figura 2.22b do capítulo 2.6.1, foram consideradas de acordo com as dimensões da pista projetada, tal como mostra a Figura 3.6.

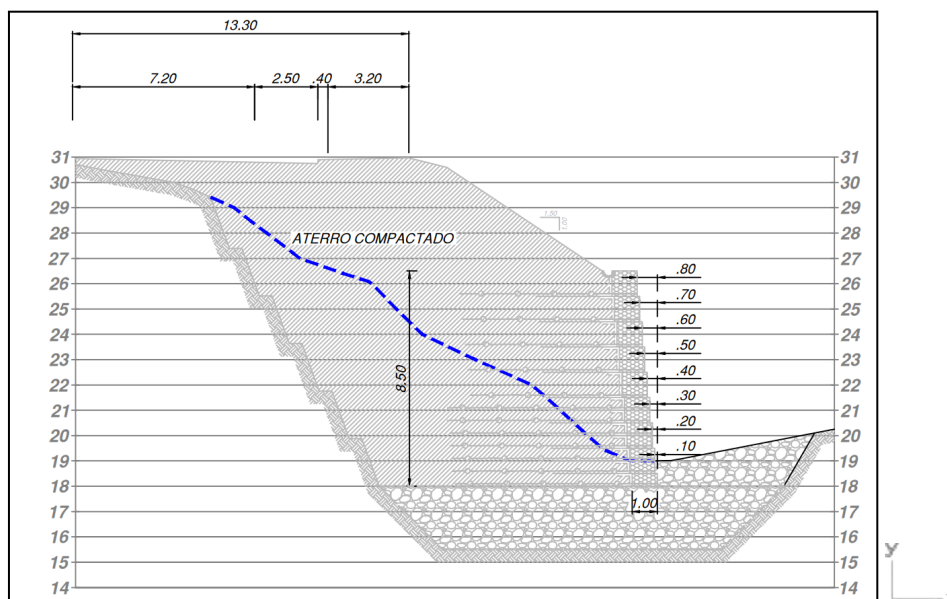
Figura 3.6 - Dimensões da via projetada.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

Portanto, conforme demonstra a Figura 3.7., a pista de rolamento possui largura de 7,20 metros, acompanhada por um acostamento de 2,50 metros. Entre a pista de rolamento e um espaço designado para ciclovias e pedestres, uma barreira do tipo New Jersey de 0,40m. O espaço destinado à ciclovia e à circulação pedestre é definido por uma largura total de 3,20 metros.

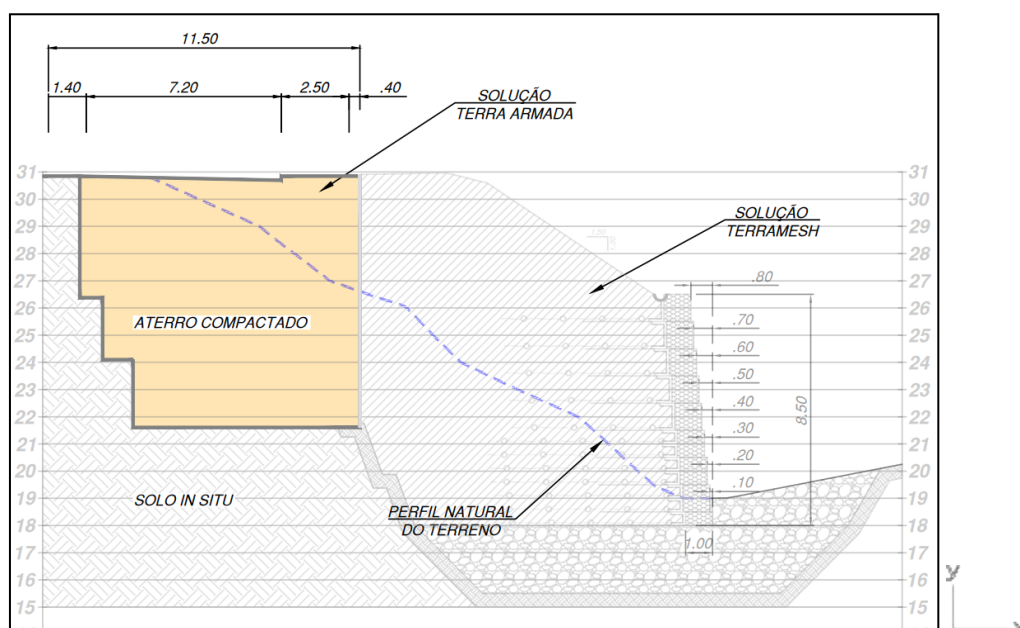
Figura 3.7 - Dimensões da pista no sistema Terramesh.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

Portanto, com base nas considerações e informações apresentadas, a Figura 3.8 ilustra o objetivo proposto deste estudo no qual o sistema de terra armada é mostrado com destaque, onde será verificada sua viabilidade e o sistema Terramesh® é representado como plano de fundo como obra de referência.

Figura 3.8 - Dimensões da pista no sistema Terra Armada.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

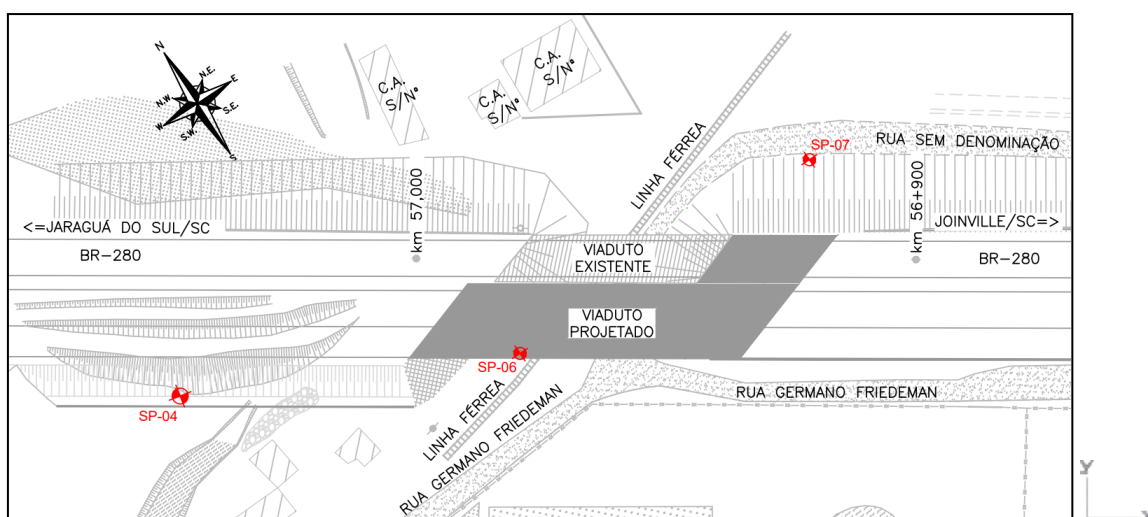
3.2. DADOS TÉCNICOS

Esta seção expõe dados pertinentes ao estudo geotécnico e ao relatório de dimensionamento da Terramesh, adquiridos junto à Azimute Engenharia com autorização para fins acadêmicos. Também foram consultadas fontes governamentais, como o site do governo de Santa Catarina, e o corpo técnico da Secretaria de Infraestrutura e Mobilidade Urbana (SIE).

3.2.1. Estudo Geotécnico

O estudo geotécnico foi conduzido pela empresa Azimute, em conformidade com as diretrizes estabelecidas na Instrução de Serviço IS-07 de 1998, parte das Diretrizes para a Elaboração de Projetos Rodoviários do DEINFRA/SC. A Figura 3.9 abaixo apresenta os locais nos quais foram realizadas sondagens nos períodos de 2012 e 2016.

Figura 3.9 - Planta Baixa dos ensaios SPT.

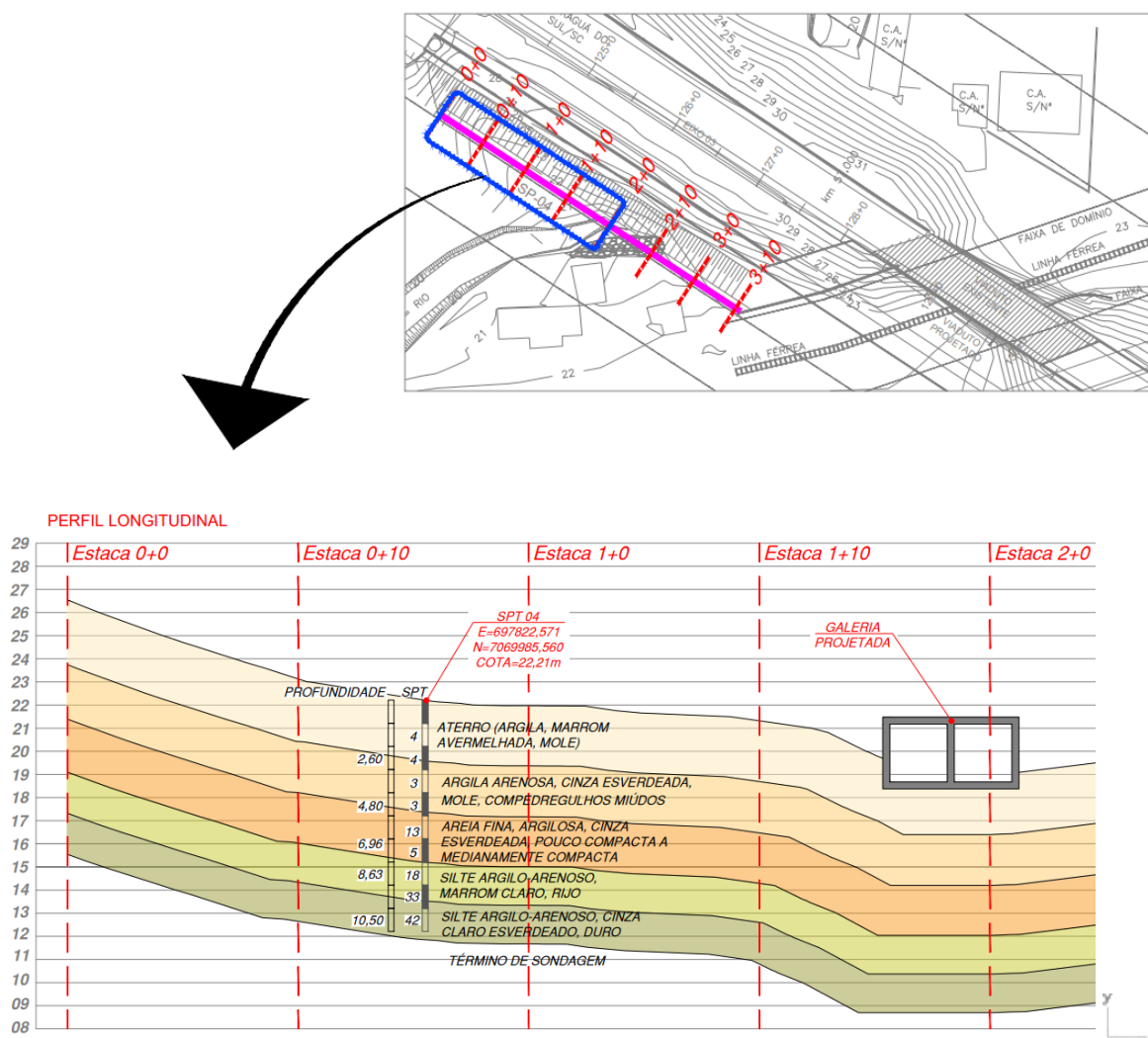


Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

Com base na análise dos registros de sondagem SPT, foi desenvolvido um perfil geotécnico, conforme representado na Figura 3.10. O perfil geotécnico foi derivado dos resultados do ensaio SPT que apresentaram maior criticidade. O objetivo primordial consistiu na realização de uma caracterização detalhada, tanto

qualitativa quanto quantitativa, das condições do subleito. Esse processo visou identificar condicionantes e problemas geotécnicos, a fim de que, posteriormente, o cenário mais crítico seja considerado no dimensionamento da estrutura de terra armada.

Figura 3.10 - Perfil geotécnico representativo da região de estudo.



Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

Ao final, é possível inferir o perfil geotécnico do local com base nos ensaios SPT que foram conduzidos. A Figura 3.10 apresenta de maneira aproximada a configuração desse perfil.

3.2.2. Relatório Técnico MACSTARS 2000

O relatório técnico resultante do dimensionamento do muro de contenção Terramesh, conduzido por meio do software MACSTARS 2000 da Maccaferri, abrange dados técnicos significativos. Um papel crucial na etapa subsequente de dimensionamento do sistema de terra armada será desempenhado por essas informações. Em fases posteriores, esses dados serão empregados para o projeto do novo sistema de terra armada, utilizando os mesmos coeficientes para ângulo de atrito, coesão e peso específico natural do solo.

Figura 3.11 - Relatório de dimensionamento MACSTARS 2000 Maccaferri .

PROPRIEDADES DO SOLO			
Solo: ATERRO Descrição:			
Coesão	[kN/m ²]	:	5.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	30.00
Peso unitário – acima do Nível de água	[kN/m ³]	:	18.00
Peso unitário – abaixo do Nível de água	[kN/m ³]	:	18.00
Solo: LASTRO Descrição:			
Coesão	[kN/m ²]	:	0.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	45.00
Peso unitário – acima do Nível de água	[kN/m ³]	:	17.00
Peso unitário – abaixo do Nível de água	[kN/m ³]	:	17.00
Solo: SOLO 1 Descrição: Argila arenosa mole			
Coesão	[kN/m ²]	:	10.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	15.00
Peso unitário – acima do Nível de água	[kN/m ³]	:	17.00
Peso unitário – abaixo do Nível de água	[kN/m ³]	:	17.00
Solo: SOLO 2 Descrição: Areia fina/ Silte arilo-arenoso			
Coesão	[kN/m ²]	:	15.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	28.00
Peso unitário – acima do Nível de água	[kN/m ³]	:	18.00
Peso unitário – abaixo do Nível de água	[kN/m ³]	:	18.00

Fonte: Adaptado de Azimute Engenharia (2023).

As informações geotécnicas necessárias para o subsequente dimensionamento da terra armada são obtidas a partir da análise conjunta das Figuras 3.10 e 3.11. Portanto, a avaliação da viabilidade de implementação da técnica de Terra Armada, com base nos parâmetros fornecidos, pode ser conduzida por meio de uma análise de viabilidade no âmbito acadêmico.

4. ANÁLISE E DISCUSSÕES

O cálculo analítico adotado baseou-se na metodologia delineada no capítulo 2.6.1 - Dimensionamento Terra Armada, conforme descrito no livro "Princípios de Engenharia de Fundações" de autoria do Professor Braja M. Das, 4ª edição de 1999. Os parâmetros adotados para cálculo da terra armada foram os mesmos parâmetros apresentados no capítulo anterior, com exceção do parâmetro da altura do muro, definido como 9,30 metros. A escolha foi adotada para posicionar a base da terra armada sobre a camada de areia fina, caracterizada pelo SPT 13, ao invés da camada superior a mesma que é composta por argila arenosa mole, apresentando SPT 3 conforme pode ser verificado na Figura 3.9. Esta decisão foi fundamentada nas boas práticas de geotecnia, priorizando a camada mais resistente para o assentamento da base da terra armada.

Portanto adotou-se no dimensionamento os parâmetros da Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Parâmetros de dimensionamento da terra armada.

<i>Altura do muro</i>	9,30m
<i>Aterro granular</i>	$\phi' = 30^\circ$
	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
	$c' = 5 \text{ kPa}$
<i>Solo de Fundação</i>	$\phi' = 28^\circ$
	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
	$c' = 15 \text{ kPa}$
<i>Reforço de aço galvanizado</i>	$w = 0,04m$
	$S_V = 0,60m$
	$S_H = 0,60m$
	$f_y = 240 \text{ MPa}$
	$\phi_\mu = 20^\circ$
<i>requerido FS_B</i>	1,5
<i>requerido FS_p</i>	1,5
<i>Sobrecarga adotada</i>	20 kN/m ²

Considerando que as fitas metálicas nervuradas galvanizadas são do tipo SAE 1010/1020 com dimensões de 40x4mm, e que a obra em estudo é não inundável e sua vida útil é mínima de 50 anos, os resultados obtidos são demonstrados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Tabela de dimensionamento da terra armada.

Sh	Sv	z (m)	σ_a total(kPa)	σ_v total(kPa)	T (kN)	t (m)	Lr (m)	Le (m)	L (m)	L (m) (adotado em projeto)
0,6	0,6	0,600	5,562	29,496	2,002	3,13E-04	5,0229	3,0729	8,0959	10,000
0,6	0,6	1,200	10,747	39,151	3,869	6,05E-04	4,6765	4,4734	9,1499	10,000
0,6	0,6	1,800	15,233	48,938	5,484	8,57E-04	4,3301	5,0724	9,4025	10,000
0,6	0,6	2,400	19,351	58,836	6,966	1,09E-03	3,9837	5,3597	9,3434	10,000
0,6	0,6	3,000	23,034	68,828	8,292	1,30E-03	3,6373	5,4537	9,0910	10,000
0,6	0,6	3,600	26,711	78,898	9,616	1,50E-03	3,2909	5,5171	8,8080	10,000
0,6	0,6	4,200	30,034	89,038	10,812	1,69E-03	2,9445	5,4969	8,4414	10,000
0,6	0,6	4,800	33,321	99,236	11,995	1,87E-03	2,5981	5,4717	8,0698	9,000
0,6	0,6	5,400	36,712	109,486	13,216	2,07E-03	2,2517	5,4642	7,7159	9,000
0,6	0,6	6,000	40,044	119,862	14,416	2,25E-03	1,9053	5,4442	7,3495	9,000
0,6	0,6	6,600	43,209	130,422	15,555	2,43E-03	1,5588	5,3989	6,9577	9,000
0,6	0,6	7,200	46,550	140,991	16,758	2,62E-03	1,2124	5,3804	6,5928	8,000
0,6	0,6	7,800	49,744	151,569	17,908	2,80E-03	0,8660	5,3482	6,2142	8,000
0,6	0,6	8,400	53,221	162,155	19,160	2,99E-03	0,5196	5,3485	5,8681	8,000
0,6	0,6	9,000	56,560	172,750	20,362	3,18E-03	0,1732	5,3355	5,5087	8,000

Fonte: autoria própria (2023).

No dimensionamento do muro, foram realizadas verificações de estabilidade tanto externa quanto interna. No método de estabilidade interna, adotou-se uma superfície de ruptura plana com ângulo de $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ com o plano horizontal previsto na Teoria de Rankine e portanto os fatores de segurança analisados foram devidamente atendidos até esta fase da análise conforme demonstrado no Quadro 4.1.

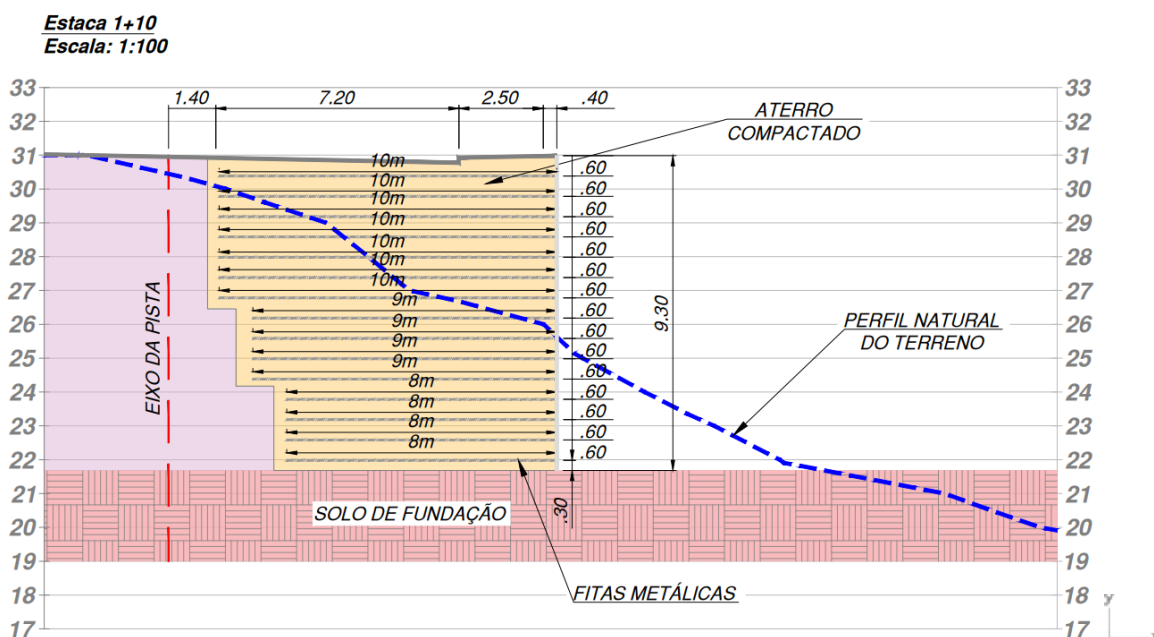
Quadro 4.1 – Parâmetros de dimensionamento da terra armada.

TOMBAMENTO	DESLIZAMENTO	CAPACIDADE DE CARGA
FS (calculado) = 8,8 FS (NBR 16920-1) = 2	FS (calculado) = 2,0 FS (NBR 16920-1) = 1,5	FS (calculado) = 8,1 FS (NBR 16920-1) = 3

Fonte: autoria própria (2023).

Sendo assim, o desenho, representado pela Figura 4.1, ilustra a configuração do muro com as fitas metálicas de acordo com o dimensionamento analítico.

Figura 4.1 - Seção transversal da terra armada.



Fonte: autoria própria (2023).

Após o pré-dimensionamento analítico e as verificações de estabilidade terem sido concluídos, a modelagem da estrutura de contenção foi realizada por meio do software GeoStudio a fim de verificar a estabilidade global da solução.

O SLOPE/W foi utilizado para analisar a estabilidade do muro de solo reforçado projetado.

O Quadro 4.2, exibe a legenda das cores, bem como todos os parâmetros utilizados no software.

Quadro 4.2 – Índices geotécnicos de entrada no software Geostudio.

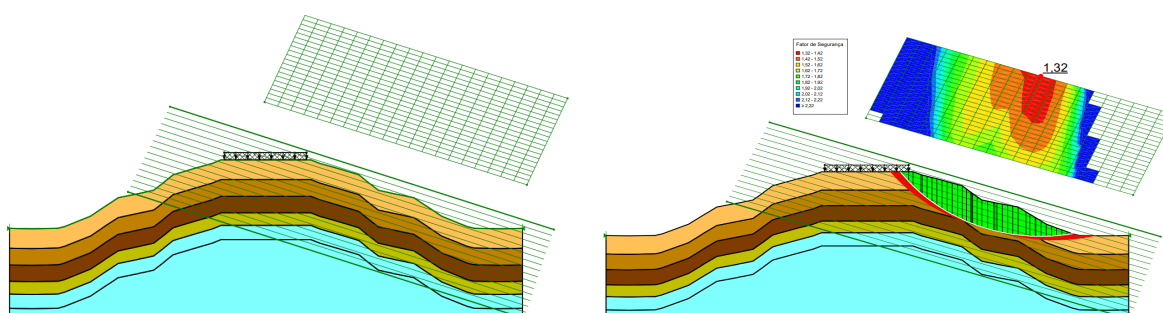
Cor	Nome	Modelo de Material de Estabilidade de Declive	Peso Especifico (kN/m ³)	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)
■	AREIA FINA, ARGILOSA, CINZA ESVERDEADA, POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA	Mohr-Coulomb	18	15	28
■	ARGILA ARENOSA, CINZA ESVERDEADA, MOLE, COM PEDREGULHOS MIÚDOS	Mohr-Coulomb	17	10	15
■	ATERRO (ARGILA, MARROM AVERMELHADA, MOLE)	Mohr-Coulomb	16,9	9	14,2
■	MATERIAL TESTE	Mohr-Coulomb	18	200	50
■	SILTE ARGILO-ARENOSO, CINZA CLARO ESVERDEADO, DURO	Mohr-Coulomb	19	9	35
■	SILTE ARGILO-ARENOSO, MARROM CLARO, RIJO	Mohr-Coulomb	19	10	32

Fonte: autoria própria (2023).

- Modelagem 1

A geometria da Modelagem 1 consiste em verificar a estabilidade global do sistema na configuração atual da rodovia, sem considerar a duplicação projetada. A análise envolve camadas de solo desenhadas com base nas dimensões apresentadas na Figura 4.2 da Seção 3.2.1, sendo também demonstrado um carregamento na superfície do terreno de 20 kN/m², informação esta fornecida pela empresa Azimute Engenharia.

Figura 4.2 - Modelagem 1.



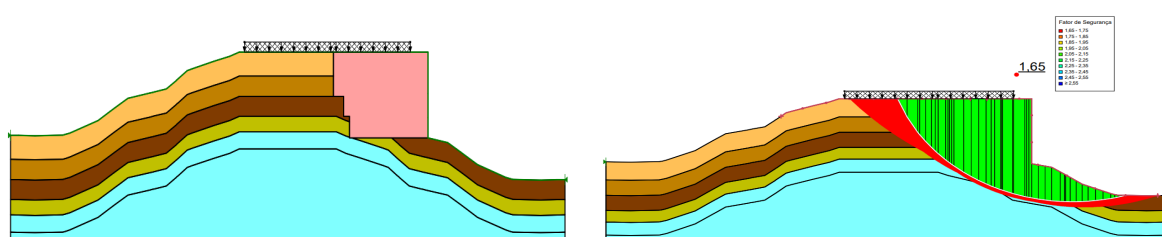
Fonte: autoria própria (2023).

Constata-se que o fator de segurança 1,32 está abaixo do limite estabelecido pela norma, que é 1,5. Nesse sentido, diante da perspectiva de projetar uma duplicação na pista existente, torna-se necessário estabilizar o solo.

- Modelagem 2

A Modelagem 2 tem por objetivo verificar a estabilidade global de todas as superfícies de escorregamento que passam fora da zona de terra reforçada. Nessa perspectiva, uma área em cor rosa denominada como material teste no Quadro 2, foi destacada na Figura 4.3, cujos parâmetros geotécnicos foram modificados para simular um elemento extremamente rígido e portanto induzindo o software a analisar somente as áreas fora da zona crítica potencial de ruptura.

Figura 4.3 - Modelagem 2.



Fonte: autoria própria (2023).

É constatado um fator de segurança de 1,65, o que significa que esse valor atende ao fator de segurança previsto pela norma, estipulado em 1,5. Dessa forma, a segurança das camadas mais profundas e globais do sistema é verificada.

- Modelagem 3

Na Modelagem 3, foram inseridas fitas metálicas como elementos de reforço na área de solo destacada. Os seguintes parâmetros de entrada foram inseridos conforme demonstra a Figura 4.5:

$$\frac{240 \text{ Mpa} * 127,2 \text{ mm}^2}{0,6 * 1000} = 50,88 \text{ kN/m} \quad (34)$$

Onde

Resistência ao escoamento do aço $f_y = 240 \text{ MPa}$

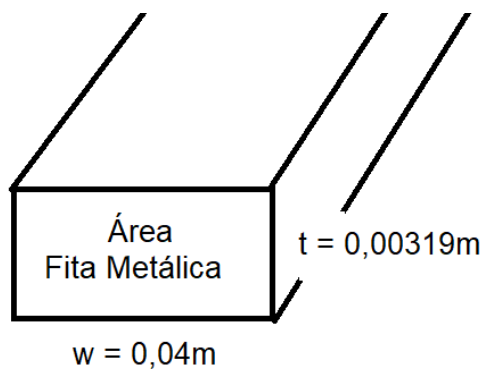
Área da seção transversal das fitas $= 127,2 \text{ mm}^2$

Espaçamento vertical entre as Fitas $S_v = 0,6 \text{ m}$

Resistência a tração $= 50,88 \text{ kN/m}$

O Fator de Redução para capacidade de tração foi adotado como 1,0.

Figura 4.4 - Área da seção transversal das fitas.



Fonte: autoria própria (2023).

Figura 4.5 - Painel de dados de elementos de reforços.

Nome: Cor:

Tipo:

Resistência ao Arrancamento

Res. ao Arranc. (F/Área):

Calcular a Res. ao Arrancamento:

Adesão na Interface:

Âng. de Atrito Interf.:

Fator de Área Sup.:

Fator de Redução:

Resistência à Tração

Resistência à Tração:

Fator de Redução à Tração:

Configurações de Cálculo

Orient. da Força:

(0 - Axial, 1 - Paralela à Base da Fita)

Condicionado a FS:

Distribuição da Força:

Especificações de Instalação

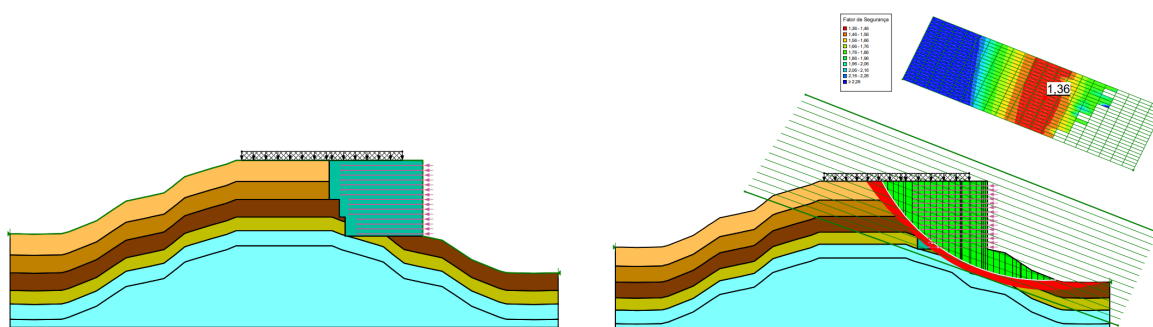
Ancorado na Face:

Resistência ao Arrancamento Fatorada:

Resistência à Tração Fatorada:

Fonte: Geostudio.

Figura 4.6 - Modelagem 3.



Fonte: autoria própria (2023).

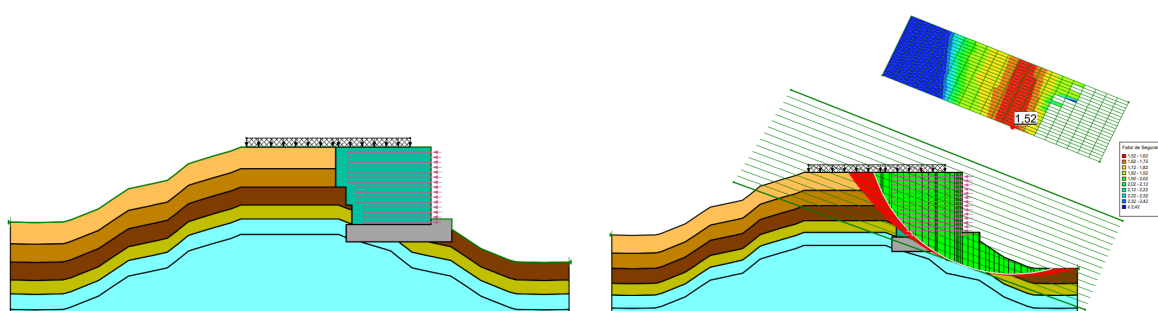
Verifica-se na Figura 4.6 que a inserção de fitas metálicas como elementos de reforço na área de solo destacada, não garante estabilidade ao sistema de acordo com as normativas vigentes uma vez que seu fator de segurança é de 1,36.

A situação atual requer a busca por uma alternativa similar ao sistema Terramesh, que substitui o solo na base da fundação de terra armada.

- Modelagem 4

A Modelagem 4 representa uma solução alternativa de troca de solo, essa abordagem visa verificar se a substituição do solo de fundação garante a estabilidade do sistema. Nota-se que o fator de segurança com a troca de solo é efetivamente de 1,52 na Figura 4.7, atendendo ao critério estabelecido de um fator de segurança de 1,5. Assim, esta solução demonstra-se viável.

Figura 4.7 - Modelagem 4.



Fonte: autoria própria (2023).

5. CONCLUSÕES

O propósito deste estudo consistiu em demonstrar, por meio de um caso prático, os procedimentos de cálculo e dimensionamento de um muro de solo reforçado em terra armada, utilizando abordagens metodológicas analíticas e numéricas. Durante o processo, constatou-se, por meio de análises analíticas, a necessidade de calcular o coeficiente de atrito com base em testes laboratoriais para uma inferência precisa desse parâmetro, conforme detalhado nos subtópicos 2.3.5 até 2.3.8. Foi observado em diversas análises que, frequentemente, recorre-se a um valor estimado para o coeficiente de atrito, resultando no subdimensionamento dos muros. Assim, os muros são subdimensionados devido à recorrente utilização deste valor estimado.

A importância dos parâmetros inseridos no programa geostudio é enfatizada, sendo essencial configurá-los de maneira condizente com a realidade, tanto em termos de geometria quanto de índices extraídos em campo. Apesar das modelagens finais demonstrarem ser uma solução viável em termos normativos mediante a troca de solo por uma camada de lastro, é relevante destacar que, no contexto do software geostudio, identificou-se uma carência de opções específicas destinadas aos reforços de fitas metálicas e embora o software ofereça diversas opções para diferentes tipos de reforços, a configuração de fitas metálicas teve que ser adaptada dentro da opção de geossintético. Sendo, portanto, uma oportunidade de aprimoramento nesse aspecto para casos que envolvem fitas metálicas a fim de melhorar o alinhamento entre o software e a realidade.

Quanto à estabilidade da estrutura em terra armada após a troca de solo, observa-se que atendeu aos requisitos previstos em norma. Contudo, considerando a presença de uma galeria nas proximidades do local da obra, conforme indicado na Figura 3.3, diversos outros aspectos precisam ser considerados. A terra armada, que geralmente oferece uma superfície plana e estável, demanda um sistema de drenagem eficaz para locais com presença de água, evitando acúmulo de água por trás da estrutura. Em contrapartida, o terramesh, solução adotada no projeto por incorporar gabiões ou elementos de contenção com espaçamentos abertos, permite uma drenagem mais natural, reduzindo o risco de acúmulo excessivo de água.

REFERÊNCIAS

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2008). AASHTO M 145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, USA, 9 p.

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, USA, 6 ed., 1661 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**. Estabilidade de Encostas. 2. ed. Rio de Janeiro, 2009.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9286**. Terra Armada. Especificações. 1. ed. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6323**. Galvanização por imersão a quente de produtos de aço e ferro fundido - Especificação. 3. ed. Rio de Janeiro, 2016.

ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2009). **Two-Dimensional Numerical Modelling of Earth Structures Reinforced by Geosynthetic and Metallic Strips**. In: GIGSA GeoAfrica 2009 Conference, Cape Town, South Africa, 10 p.

BAKEER, R.M., ABDEL-RAHMAN, A.H. & NAPOLITANO, P.J. (1998). **Geotextiles Friction Mobilization During Field Pullout Test**. Geotextile and Geomembranes, 16(2): 73-85.

BARROS, P. L. A. **Manual técnico de obras de contenção**. 1º edição, São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2008.

BERG, R.R., CHRISTOPHER, B.R. & SAMTANI, N.C. (2009a). **Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I**. Publication No. FHWA-NHI-10-024. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 332 p.

BONISSONI, L. **Dimensionamento e execução de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), 2017.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos**. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 4 edição norte-americana, São Paulo: Cengage Learning, 2011.

- DAS, Braja M. - **Advanced Soil Mechanics**. 5ª edição, CRC Press, 2019.
- DE MELLO, V. F. B. **Standard penetration test**. In: Proceedings of the IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1., p. 1-86, Porto Rico, 1971.
- EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução**. 1ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- ELIAS, V., CHRISTOPHER, B.R. & BERG, R.R. (2001). **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes**. Publication No. FHWA-NHI-00-043. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 394 p.
- FÉLIX, C. M. D. S. **Comportamento de Muros de Terra Armada**. 1991. 179 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Porto, 1991.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Estruturas de Contenção, Empuxos de Terra**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- LAJEVARDI, S.H., DIAS, D. & RACINAIS, J. (2013). **Analysis of Soil-Welded Steel Mesh Reinforcement Interface Interaction by Pull-Out Tests**. Geotextiles and Geomembranes, 40(1):48-57.
- MACCAFERRI. **Critérios gerais para projeto, especificação e aplicação de geossintéticos: Manual Técnico**. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2009. 321 p.
- MARANGON, Márcio. **Apostila de Mecânica dos Solos**. Universidade Federal de Juiz de Fora - NuGeo / Núcleo de Geotecnia: Minas Gerais. 192 p.
- MILLIGAN, G.W.E. & KOUJI, T. (1998). **The Pull-Out Resistance of Model Soil Nails**. Soils and Foundations, 38(2): 179-190.
- MOLITERNO, A. (1982). **Caderno de Muros de Arrimo**. 1ª edição, São Paulo: Blucher, 1982. 194 p.
- PEDROSO, E. O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. Dissertação de Mestrado, Escola de engenharia de São Carlos (USP), 2000.
- PIEROZAN, R. C. (2018). **Estudo de Resistência de Interface de Tiras de Metálicas e Poliméricas em Diferentes Solos**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-146/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 287 p.
- SANTOS, P. J. **CÁLCULO DO EMPUXO ATIVO COM DETERMINAÇÃO NUMÉRICA DA SUPERFÍCIE FREÁTICA**. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2010. 88p. Dissertação de Mestrado.

SILVA, N. H. **Muros de terra armada – verificação da segurança**. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Porto, 2012.

SCHLOSSER, F., and BASTICK, M. (1991). **Reinforced Earth**. Foundation Engineering Handbook, H.-Y. Fang, ed., Chapman & Hall, New York, 778-795.

SUKSIRIPATTANAPONG, C., HORPBULSUK, S., CHINKULKIJNIWAT, A. & CHAI, J.C. (2013). **Pullout Resistance of Bearing Reinforced Embedded in Coarse-Grained Soils**. Geotextiles and Geomembranes, 36(1): 44-54.

TEIXEIRA, S.H.C., BUENO, B.S. & ZORNBERG, M.A. (2007). **Pullout Resistance of Individual Longitudinal and Transverse Geogrid Ribs**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(1): 37-50.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

WANG, Z. & RICHWIEN, W. (2002). **A Study of Soil-Reinforcement Interface Friction**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(1): 92-94.

WELDU, M.T., HAN, J.H., RAHMANINEZHAD, S.M., PARSONS, R.L. & KAKRASUL, J.I. (2015). **Pullout Resistance of Mechanically Stabilized Earth Wall Steel Strip Reinforcement in Uniform Aggregate**. Kansas Department of Transportation, The University of Kansas, Kansas City, USA, 44 p.