

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

PRISCILLA DE ANDRADE COLONHESE GAMA

**ESTUDOS DESTINADOS À CONSTRUÇÃO DE ATERROS
REFORÇADOS NO LABORATÓRIO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2018

PRISCILLA DE ANDRADE COLONHESE GAMA

**ESTUDOS DESTINADOS À CONSTRUÇÃO DE ATERROS
REFORÇADOS NO LABORATÓRIO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado à Disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Ewerton Clayton Alves da Fonseca

CAMPO MOURÃO

2018



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

**ESTUDOS DESTINADOS À CONSTRUÇÃO DE ATERROS REFORÇADOS NO
LABORATÓRIO**

por

Priscilla de Andrade Colanhese Gama

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 10:30 h do dia 10 de agosto de 2018 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof.^a. Dr.^a. Fabiana Goia Rosa de Oliveira

(UTFPR)

Prof. Dr. Douglas Fukunaga Surco

(UTFPR)

Prof. Dr. Ewerton Clayton Alves da Fonseca

(UTFPR)

Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil: **Prof. Dr. Ronaldo Rigobello**

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Jesus e Nossa Senhora.

Dedico este trabalho aos meus pais Edvaldo e Elza, à minha irmã Karol e meu cunhado Alexandre. Também agradeço imensamente ao meu avô Geraldo e meu professor Moacyr, ambos contribuintes para a minha decisão de seguir carreira na área em que estou me formando. Às minhas amigas de infância Milka e Jeniffer, e também minha querida amiga Mayara que se foi muito cedo. Amo vocês!

Agradeço à Universidade Tecnológica Federal do Paraná de Campo Mourão, pelos anos de convivência e aprendizado com os alunos, professores e servidores que contribuíram para a minha formação e amadurecimento.

I'm really grateful to Southern Illinois University Edwardsville and Illinois State University, for the experience over my scholarship held by the Science Without Borders program, which gave me unique opportunities that I will never forget. To my mentor Dr. Osouli Abdolreza and my dear friend Sajjad, it was an edifying experience working on the IDOT research with you all. To all the friendships that I made abroad, especially Fernanda, Amanda, Mabi, Alexia, Eric, Anita, Ismail, Amanda, Alicia, Jesse, Andrew, I'll never forget you guys.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Ewerton Clayton Alves da Fonseca pelo auxílio, paciência, tempo investido e o vasto conhecimento transmitido durante a realização deste trabalho e a todos os professores do Departamento Acadêmico de Construção Civil pelos ensinamentos e atenção a mim investidos durante todos esses anos. Agradeço também aos técnicos, Fábio e Maiko, que me auxiliaram imensamente na realização dos ensaios nos laboratórios.

Aos colegas de curso e amigos, que foram muito importantes ao longo desses anos, e, espero que assim sempre o sejam ao longo da vida.

Finalmente, agradeço a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a minha formação.

RESUMO

Este trabalho estuda o dimensionamento de muros em solo mecanicamente estabilizados utilizando materiais adquiridos no comércio local. Os materiais selecionados para construir o aterro reforçado foram papel Kraft e areia. Estes materiais foram caracterizados mediante ensaios de laboratório e consultas à literatura técnica foram realizadas para que um possível dimensionamento do aterro reforçado fosse executado. Foram realizados dois dimensionamentos: um com o papel Kraft mobilizado ao longo de sua direção de fabricação e outro com a mobilização da resistência ocorrendo na direção perpendicular à direção de fabricação. Os resultados obtidos com os dimensionamentos sugerem uma economia de aproximadamente 30% de papel Kraft quando o mesmo é mobilizado ao longo da sua direção de fabricação.

Palavras-chave: Muros em solos mecanicamente estabilizados, Aterro reforçado, Solo reforçado, NBR 19286.

ABSTRACT

This paper studies the design of mechanically stabilized earth walls using materials purchased in the local commerce. The materials selected to build the reinforced landfill were Kraft paper and sand. These materials were characterized by laboratory tests and consultations to the technical literature were carried out hence a possible design of the reinforced landfill was executed. Two designs were carried out: one with the Kraft paper mobilized along its manufacturing direction and another with the mobilization of its resistance occurring in the perpendicular direction to the manufacturing direction. The obtained results with the design suggest an economy of approximately 30 % of Kraft paper when it is mobilized along its manufacturing direction.

Keywords: Mechanically stabilized earth walls, Reinforced Landfill, Reinforced Soil, NBR 19286.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção transversal típica de uma estrutura em terra armada.	14
Figura 2 – Perspectiva da escama que compõe o paramento (sem escala).....	17
Figura 3 – Início da montagem do paramento.	18
Figura 4 – MSME após a finalização da construção.	19
Figura 5 – Reforços metálicos fixados às escamas.....	20
Figura 6 – Comportamento do solo: (a) sem reforço; e (b) com reforço.....	26
Figura 7 – Linha de tração máxima.	28
Figura 8 – Comprimento de reforço na zona ativa.	33
Figura 9 – Tipos de análises para verificação da estabilidade externa de MSME.	34
Figura 10 – Peneiras utilizadas para realização da análise granulométrica.....	38
Figura 11 – Material granular depositado no interior do picnômetro.	39
Figura 12 – Água destilada inserida no picnômetro.	40
Figura 13 – Retirada das bolhas de ar com a bomba de vácuo.....	40
Figura 14 – Determinação da temperatura do conjunto água mais material granular no ensaio 2.	41
Figura 15 – Cilindro e funil utilizados no ensaio.	42
Figura 16 – Molde preenchido com o material granular.	43
Figura 17 – Molde com disco-base posicionado.	44
Figura 18 – Molde com sobrecargas.....	44
Figura 19 – Conjunto na mesa vibratória.	45
Figura 20 – Máquina universal para ensaios mecânicos.	46
Figura 21 – Esquema dos CPs.	47
Figura 22 – CPs de papel Kraft preparados na direção de fabricação.....	47
Figura 23 – CP na máquina de tração (a) no início do ensaio e (b) no fim do ensaio.....	48
Figura 24 – CPs rompidos.	48
Figura 25 – Geometria do aterro reforçado.	50
Figura 26 – Seção transversal do modelo reforçado com reforços de papel Kraft preparados na direção MD.....	57

Figura 27 – Seção transversal do MSME com reforços de papel Kraft preparados na direção CMD.	58
Figura 28 – Distribuição dos reforços de papel Kraft, preparados na direção MD, em cada camada de reforço.	60
Figura 29 – Distribuição dos reforços de papel Kraft, recordadas na direção CMD, a cada nível de reforço.	61
Figura 30 – Esquema da caixa para construção do aterro reforçado.	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação de impactos ambientais causados pela construção de MSME e Muros de Gravidade.....	15
Tabela 2 – Valores da espessura de sacrificio em milímetros.....	21
Tabela 3 – Densidade relativa de areais em função da compactação (Dr).....	26
Tabela 4 – Dados para o pré-dimensionamento do aterro reforçado.....	49
Tabela 5 – Principais características do solo empregado.....	51
Tabela 6 – Percentuais de areias presentes no solo empregado.....	52
Tabela 7 – Resultados de resistência à tração do papel Kraft.....	53
Tabela 8 – Resistências médias do papel Kraft em ambas as direções.....	54
Tabela 9 – Tensões verticais e horizontais atuantes em cada camada de papel.....	54
Tabela 10 – Verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft.....	55
Tabela 11 – Verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft no interior do maciço.....	55
Tabela 12 – Verificação da aderência solo-papel.....	56
Tabela 13 – Verificação da aderência solo-papel.....	56
Tabela 14 – Dados referentes à geometria do aterro reforçado.....	59
Tabela 15 – Verificação da estabilidade externa (Direção MD).....	62
Tabela 16 – Verificação da estabilidade externa (Direção CMD).....	62

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
2. OBJETIVOS	13
2.1. Objetivo Geral	13
2.2. Objetivos Específicos	13
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
3.1. Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados	14
3.2 Paramento, Solo de Fundação e Reforços Metálicos	16
3.2.1 Paramento	16
3.2.2 Solo de Fundação	19
3.2.3 Reforços Metálicos	20
3.3 Material de Aterro	22
3.3.1 Análise Granulométrica	22
3.3.2 Teor Umidade	23
3.3.3 Massa Específica das Partículas Sólidas	23
3.3.4 Índice de Vazios Máximo e Mínimo	23
3.3.5 Ângulo de Atrito de Materiais Granulares	24
3.4 Interação Solo-Reforço.....	26
3.5 Dimensionamento de Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados	27
3.5.1 Zonas Ativa e Resistente	27
3.5.2 Distribuição das Tensões de Tração nos Reforços	27
3.5.3 Verificação da Estabilidade Interna de Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados.....	28
3.5.3.1 Tensão Vertical e Horizontal Atuante em cada Nível de Reforço	29
3.5.3.2 Tensão Máxima Atuante em cada Reforço.....	29
3.5.3.3 Verificação da Ruptura dos Reforços no Interior do Maciço	30
3.5.3.4 Verificação da Aderência Solo-Reforço.....	30
3.5.3.5 Área de Influência do Reforço.....	31
3.5.3.6 Extensão dos Reforços na Zona Resistente	31
3.5.3.7 Extensão dos Reforços na Zona Ativa.....	33
3.5.4 Verificação da Estabilidade Externa de MSME	34
3.5.4.1. Segurança Contra o Deslizamento do Maciço ao Longo da Base	35

3.5.4.2. Segurança Contra o Tombamento do Maciço	35
3.5.4.3. Segurança Contra a Ruptura do Solo de Fundação	36
3.5.4.4. Segurança Contra a Ruptura Global	36
4. MATERIAIS E MÉTODOS	37
4.1. Aspectos Gerais	37
4.2. Material de Aterro	37
4.2.1. Caracterização do Material	37
4.2.1.1. Análise Granulométrica	37
4.2.1.2. Teor de Umidade	38
4.2.1.3. Massa Específica das Partículas Sólidas	39
4.2.1.4. Índice de Vazios Máximo	42
4.2.1.5. Índice de Vazios Mínimo	43
4.3. Resistência à Tração dos Reforços de Papel Kraft	45
4.4. Pré-dimensionamento do Aterro Reforçado	49
5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	51
5.1. Caracterização do Material de Aterro.....	51
5.1.1. Estimativa do ângulo de atrito da areia	53
5.2. Resistência à Tração dos Reforços de Papel Kraft.....	53
5.3. Dimensionamento do Aterro Reforçado.....	54
5.3.1. Verificação da estabilidade interna do aterro reforçado	54
5.3.1.1. Verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel kraft no interior do maciço.....	55
5.3.1.2. Verificação da aderência solo-papel.....	56
5.3.1.3. Comprimento dos reforços de papel kraft	57
5.3.2. Verificação da estabilidade externa do aterro reforçado	61
5.4. Caixa para Construção do Aterro Reforçado.....	62
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	64
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

1. INTRODUÇÃO

Existem muitas técnicas construtivas para contenção de solos, tais como: solo grampeado, cortinas atirantadas, estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR) etc. O emprego destas técnicas possibilita a construção de viadutos, pontes, pistas de aeroportos, dentre outras obras de arte.

Neste contexto, é comum a utilização de concreto armado para contenção de solo, porém, a depender da altura da parede de contenção, por exemplo, torna-se necessário o emprego de alternativas mais baratas e de fácil execução, tais como as ECSR (BECKER, 2006). No que se refere às ECSR, além do ponto de vista econômico, seu estudo também é de interesse sob o ponto de vista ambiental, pois nestes tipos de técnica não há necessidade do uso de elevados volumes de concreto, tal como ocorre em técnicas tradicionais que comumente utilizam o concreto armado.

A técnica conhecida como terra armada, hoje denominada muro em solo mecanicamente estabilizado com reforços metálicos, foi desenvolvida pelo engenheiro francês Henri Vidal, em 1957, que demonstrou que devido à incapacidade do solo de suportar forças de tração, tornou-se necessário a adição de reforços que se encarregassem de absorver estas solicitações. No Brasil esta tecnologia foi introduzida em 1980 e está sendo cada vez mais utilizada; alguns exemplos da utilização de muros em solo mecanicamente estabilizados (MSME) no Brasil são: Rodoanel Mário Covas (trecho Norte e Sul) em São Paulo, Parque Olímpico do Rio de Janeiro, Sistema Metroviário de Salvador etc.

Tendo em vista o crescente uso desta técnica no Brasil, o Programa de Educação Tutorial (PET) de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) do câmpus Campo Mourão, visa realizar uma atividade (o “desafio do aterro reforçado”, similar ao “desafio de taludes” já realizado pela Universidade Federal do Paraná (UFPR) e Universidade Estadual de Maringá (UEM), por exemplo) com a finalidade de integrar os estudantes do curso de graduação e proporcionar mais conhecimento em um dos ramos da Geotecnia. Assim sendo, este trabalho objetiva também contribuir para a realização da competição interna supracitada, no sentido dar suporte técnico ao PET.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Este trabalho estuda e caracteriza materiais capazes de constituir e representar (de forma simplificada) um MSME a ser construído no laboratório.

2.2. Objetivos Específicos

- Caracterizar experimentalmente os possíveis materiais constituintes do aterro reforçado;
- Determinar, e quando necessário, estimar os parâmetros de resistência dos materiais envolvidos neste estudo, mediante resultados de ensaios de laboratório e correlações disponíveis na literatura técnica, respectivamente;
- Estudar a norma técnica brasileira relacionada ao dimensionamento de MSME (NBR 19286);
- Realizar um possível dimensionamento do aterro reforçado.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

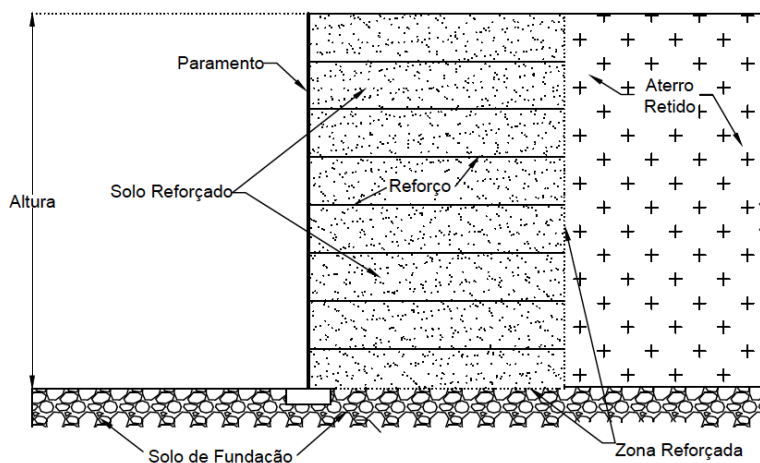
Neste capítulo, alguns tópicos considerados mais relevantes para a elaboração e compreensão deste trabalho serão apresentados. Os mesmos foram selecionados mediante consultas à literatura técnica sobre o tema deste trabalho. O MSME foi a técnica escolhida para ser tratada neste trabalho.

3.1. Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados

Solos são materiais que resistem satisfatoriamente às tensões de compressão, porém, muitas vezes não possuem resistência à tração considerável. Por este motivo, técnicas de reforço de solos foram propostas para que fosse possível construir estruturas geotécnicas que resistam às solicitações de tração. A primeira proposta moderna de reforço de solos foi feita pelo engenheiro francês Henri Vidal, em 1957. Este engenheiro criou a técnica de reforço de solos conhecida como Terra Armada, na qual é utilizada a devida compactação do solo e a introdução de reforços metálicos galvanizados resistentes à tração (CRAIG, 2007).

O método construtivo desta técnica consiste basicamente na sobreposição sucessiva de reforços metálicos e material granular adequadamente compactado até ser atingida a altura pré-estabelecida no projeto (BRIAUD, 2013). A face da estrutura (paramento) é constituída, em geral, de escamas feitas de concreto armado. Na Figura 1 é apresentada a seção transversal típica de um MSME.

Figura 1 – Seção transversal típica de uma estrutura em terra armada.



Fonte: Autoria Própria.

A utilização de reforços no solo permite a construção de MSME com alturas elevadas e com desempenho satisfatório em relação ao uso de outras técnicas de contenção de solo. Estruturas de até 43 metros de altura já foram construídas com sucesso nos Estados Unidos, sendo uma delas localizada no Aeroporto Internacional de Seattle – Tacoma, construída em 2015, com a utilização reforços metálicos no solo, porém, estas alturas não são comuns em obras para finalidades viárias (NHI, 2009).

Obras convencionais de infraestrutura viária necessitam de aterros mais baixos, porém causam danos ao meio ambiente devido às emissões de gases poluentes originados do transporte de materiais, ocorrência de atropelamento de animais e instabilidade dos cortes de taludes para a construção de rodovias (SIMONETTI, 2010). A utilização de uma técnica menos nociva à natureza como MSME quando comparada ao uso de estruturas em concreto é interessante. Na Tabela 1 mostra-se a comparação entre os impactos ambientais gerados com a construção de uma MSME e um muro de gravidade, ambos com quarenta metros de extensão. O estudo foi feito no Aeroporto Internacional Washington Dulles localizado no estado da Virgínia (EUA).

Tabela 1 – Comparação de impactos ambientais causados pela construção de MSME e Muros de Gravidade.

Impacto Ambiental (a cada 40 metros de extensão)					
Insumos			Emissões Atmosféricas		
Consumo de Energia (GJ)	Depleção Abiótica (Kg Sb)	Formação de foto-oxidantes (kg C₂H₄)	Acidificação (kg SO₂)	Mudanças Climáticas (kg CO₂)	
MSME	860	700	69	540	99.000
Muro de Gravidade	2.200	910	147	1.310	420.000

Fonte: Adaptado O'RIORDAN (2011).

Os MSME geralmente são mais baratos e fáceis de executar em relação às técnicas tradicionais, por isso, em questão de quatro décadas, passaram de “status” de tecnologia incipiente ao de tecnologia de ponta, com grande aceitação e demanda (EHRlich & BECKER, 2009). No Brasil, o uso de MSME começou a partir de 1980, porém nas últimas décadas houve

grande impulso devido à utilização de geossintéticos e outros sistemas construtivos de grande desempenho (BECKER, 2006).

Geossintético é um termo que abrange materiais poliméricos flexíveis utilizados em obras geotécnicas. Alguns exemplos destes materiais são: geotêxteis, geogrelhas e geomembranas (NHI, 2009). Dentre estas opções, o geotêxtil é o mais versátil, pois além de ser utilizado em MSME, também pode ser usado para exercer outras funções, tais como dreno, filtro e separador de materiais. As geogrelhas são materiais poliméricos fabricados com o objetivo específico de reforçar solos. Possuem estrutura plana, muito aberta e em formato de grelha (EHRLICH & BECKER, 2009).

A técnica da Terra Armada consiste na inserção de reforços resistentes à tração no solo para alterar as características internas do maciço a ser estabilizado, fornecendo a este um comportamento mecanicamente mais favorável, pois, os reforços metálicos proporcionam uma redistribuição de esforços nas zonas suscetíveis à movimentação do solo, tornando o sistema resistente e estável; assim, estruturas em terra armada são mais resistentes e sofrem menos deformações (MAPARAGEM, 2011).

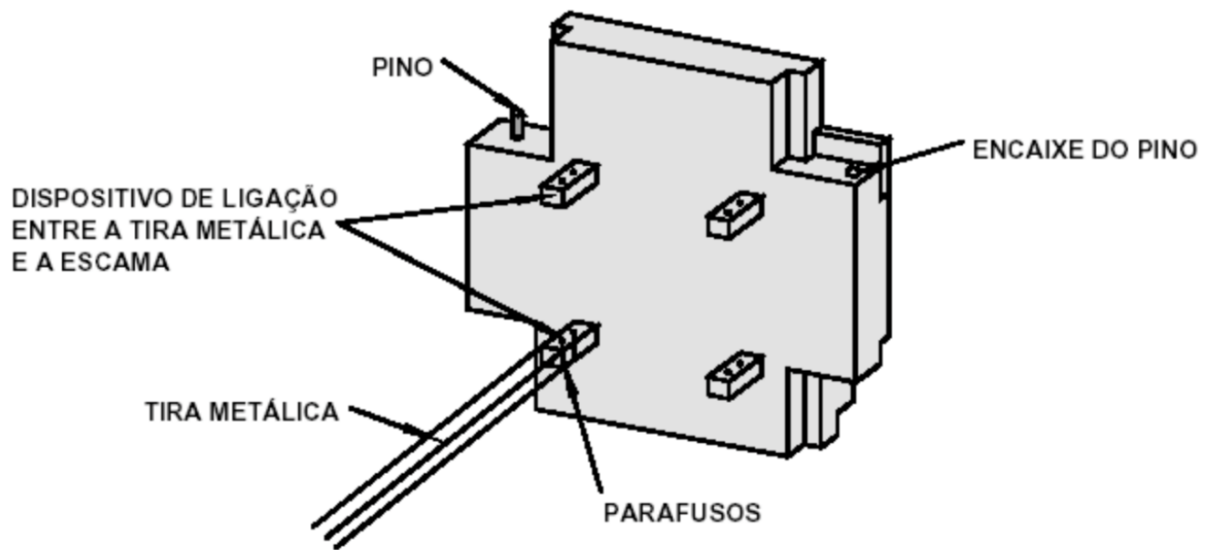
3.2 Paramento, Solo de Fundação e Reforços Metálicos

3.2.1 Paramento

O paramento de MSME constitui-se do encaixe sucessivo de peças de concreto pré-moldadas denominadas escamas, com resistência característica (f_{ck}) compatível com as hipóteses de cálculo estrutural. O concreto utilizado na fabricação das escamas deve ser ensaiado conforme a NBR 5739 (1994) e devem ser evitados aceleradores de pega ou outros aditivos nocivos à galvanização das ligações embutidas nas escamas.

Na Figura 2 é ilustrada a ilustração da escama cruciforme de concreto pré-moldado que compõe o paramento.

Figura 2 – Perspectiva da escama que compõe o paramento (sem escala).

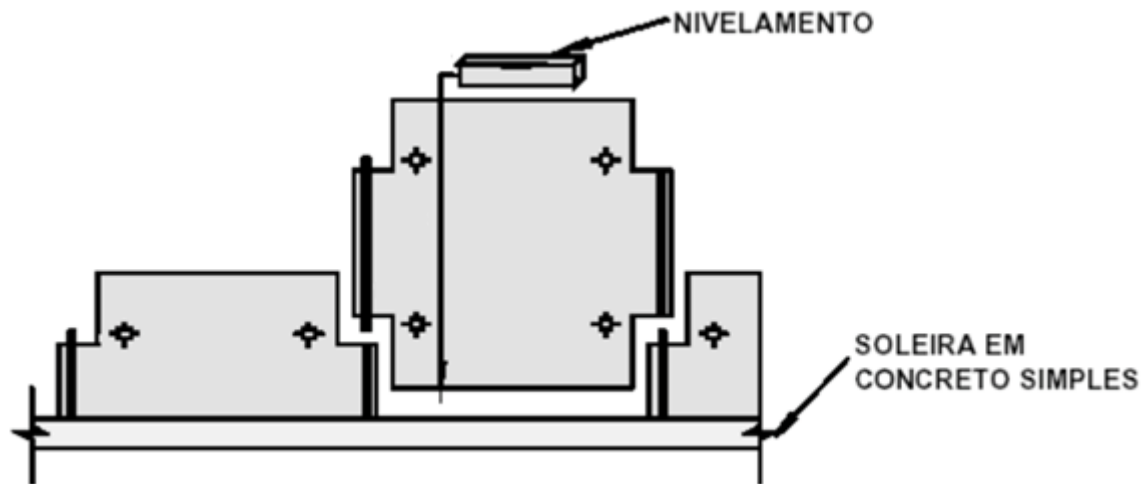


Fonte: Diretrizes Executivas de Serviços de Geotecnia – Prefeitura de Recife (2004).

Segundo Craig (2007) o paramento possui função estrutural secundária, uma vez que o maciço de solo é retido basicamente pela interação solo-reforço, porém é interessante que o paramento seja suficientemente flexível para suportar quaisquer eventuais deformações do aterro. A montagem do paramento e a construção do MSME ocorrem de forma concomitante, pois é necessário que os reforços metálicos estejam conectados às escamas para que a camada de solo depositada acima da tira seja compactada.

Por serem peças de concreto armado com dimensões consideráveis, as escamas do paramento não são movimentadas manualmente, sendo necessário o uso de maquinários para o transporte no campo. O paramento em escamas deve ser colocado sobre uma soleira de concreto simples ($f_{ck} \geq 15\text{MPa}$), com dimensões típicas de 35 cm de largura e 15 cm de altura. A soleira não tem função estrutural nem funciona como fundação, esta somente objetiva promover uma superfície limpa e nivelada para o início de montagem das escamas (NBR 19286, 2016). Na Figura 3 é demonstrada como as escamas são encaixadas no início da montagem do paramento, este encaixe se repete sucessivamente até o fim da construção do MSME.

Figura 3 – Início da montagem do paramento.



Fonte: Diretrizes Executivas de Serviços de Geotecnia – Prefeitura de Recife (2004).

As ligações galvanizadas são concretadas nas escamas pré-moldadas, e os reforços são conectados à essas ligações.

Para efeito de drenagem e articulação das escamas, deve-se conservar juntas entre as mesmas, e projetos de drenagem são necessários para que a estabilidade da estrutura seja mantida, principalmente se houver presença de material fino na composição do aterro (MAPARAGEM, 2011)

Na Figura 4 é demonstrado o aspecto final da face de uma MSME onde foi utilizada a técnica Terra Armada.

Figura 4 – MSME após a finalização da construção.



Fonte: National Highway Institute (2001).

3.2.2 Solo de Fundação

MSME comportam-se como aterros face ao solo de fundação. A flexibilidade e a grande área de contato da MSME com o solo de fundação, permitem suportar recalques diferenciais significativos e possibilitam adotar, em relação a ruptura do solo de fundação, coeficientes de segurança menores que os das fundações comuns. A articulação das escamas permite que elas se desloquem, umas em relação às outras, com deformações diferenciais da ordem de até 1:75 (NBR 19286, 2016).

Segundo a NBR 19286 (2016) o solo de fundação para a construção de MSME deve ser objeto de um reconhecimento normal, composto de sondagem à percussão e retirada de amostra deformada a cada metro. O espaçamento das sondagens deve permitir definir os perfis geotécnicos do local em que a obra se localizará. Um reconhecimento específico, como um estudo de recalques do solo de fundação, se torna necessário quando o aterro é usado ao mesmo tempo como arrimo de aterros e fundação de tabuleiros. O reconhecimento específico também

é necessário se o reconhecimento normal identificar a presença de solo de fundação com qualidade duvidosa (solos moles ou muito moles, por exemplo).

3.2.3 Reforços Metálicos

No campo, os reforços metálicos são conectados às escamas com uma ligação parafusada e posicionados entre as camadas de solo compactado, como demonstrado na Figura 5. Segundo a NBR 19286 (2016) os reforços são peças lineares que trabalham por atrito com o solo de preenchimento do aterro, sendo responsáveis pela maior parte da resistência interna à tração do MSME. Os reforços empregados devem apresentar as seguintes características:

- a) elevada resistência à tração, com ruptura do tipo não frágil;
- b) baixa deformabilidade sob cargas de serviço;
- c) conveniente interação (por atrito) com o material de preenchimento do aterro;
- d) flexibilidade suficiente para não limitar a deformabilidade vertical do maciço em terra armada, de modo a facilitar processos construtivos;
- e) alta durabilidade.

Figura 5 – Reforços metálicos fixados às escamas.



Fonte: Tierra Armada – Sustainable Technology (2007).

As dimensões dos reforços aço utilizados em MSME dependem das necessidades de cada obra e estas devem incluir um valor adicional (espessura de sacrifício) para compensar perdas por corrosão devido a agressividade do meio (EHRlich & BECKER, 2009). Estas espessuras são definidas segundo a NBR 19286 (2016). O dimensionamento da seção dos reforços é feito a partir de uma espessura de cálculo definida pela equação a seguir:

$$e_c = e_n - e_s \quad (\text{Eq. 01})$$

onde:

e_c é a espessura de cálculo do reforço;

e_n é a espessura nominal do reforço;

e_s é a espessura do reforço metálico, a qual é suscetível a ser consumida por corrosão ao longo da vida útil da obra.

Os valores da espessura de sacrifício estão dispostos na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores da espessura de sacrifício em milímetros.

Classificação da obra	Vida útil projetada							
	5 anos		30 anos		50 anos		70 anos	
	Material do reforço							
	A	AZ	A	AZ	A	AZ	A	AZ
Obras não inundáveis	0,50	0	1,50	0,5	2,25	9,75	3,00	1,00
Obras inundáveis por água doce	0,5	0	2,00	1,00	3,00	1,25	4,00	1,50
Obras inundáveis por água salgada	1,00	0	3,00	-	4,00	-	5,00	-
Obras Especiais	A ser determinado em cada caso, por estudo especial							

A = aço sem revestimento
AZ = aço zincado

Fonte: NBR 19286 (2016).

Os reforços e ligações são obtidos a partir de tiras laminadas de aço, zincadas por imersão a quente e devem atender às especificações de tração da NBR ISO 6892-1 (2013). Em relação à zincagem, deve ser utilizado o especificado na NBR 6323 (2016) (NBR 19286, 2016).

3.3 Material de Aterro

MSME necessitam de materiais granulares de alta qualidade, para que a interação solo-reforço seja satisfatória. O atrito entre o reforço e o solo é requerido para a estabilidade da MSME e para que isso ocorra, o solo granular deve possuir elevado ângulo de atrito. Esta característica geralmente elimina a utilização de solos plásticos, principalmente em climas temperados (NHI, 2009).

Em climas temperados, a utilização de solos não plásticos (granulares) ($IP < 4\%$) é preferível, porém, por ser um país de clima tropical, o Brasil possui solos com características que diferem do clima temperado, permitindo assim, o emprego de solos lateríticos sem que haja uma tendência à plastificação exagerada ou fluência do maciço. Assim, para a realidade brasileira, recomenda-se o emprego de solos com índice de plasticidade de até 20% (EHRlich & BECKER, 2009).

3.3.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica de solos é feita segundo a NBR 7181 (2016). O objetivo é obter a curva granulométrica, o que possibilita estimar os diâmetros equivalentes das partículas sólidas que constituem o solo. Segundo Craig (2007), alguns parâmetros podem ser obtidos por meio da análise da curva granulométrica, como os índices D_{10} , D_{30} , D_{60} , Coeficiente de Curvatura (CC) e Coeficiente de Não Uniformidade (CNU). A abertura de malha (diâmetro equivalente) da peneira pela qual 10%, em massa, de partículas sólidas passam, é indicado por D_{10} , este também é chamado diâmetro efetivo. Outros diâmetros como D_{30} e D_{60} são definidos de maneira similar. A inclinação e o formato da curva granulométrica podem ser descritos por intermédio do Coeficiente de Não Uniformidade (CNU) e do Coeficiente de Curvatura (CC), definidos pelas equações abaixo, respectivamente.

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Eq. 02})$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} \quad (\text{Eq. 03})$$

Quanto maior o valor do CNU, menos uniforme são os diâmetros das partículas que constituem o solo.

O coeficiente de curvatura CC indica possíveis discontinuidades na curva granulométrica do solo como, por exemplo, ausência de determinado diâmetro de partícula sólida na amostra, ou concentração elevada de partículas maiores (PINTO, 2006).

3.3.2 Teor Umidade

Na massa de solo úmido, os grãos estão envoltos por moléculas de água, nestas condições, os contatos entre as partículas podem ser feitos pelas moléculas de água a elas aderidas. A determinação da umidade é importante pois as deformações e resistência dos solos quando solicitados por carregamentos externos dependem destes contatos entre as partículas (PINTO, 2006).

A umidade é a relação entre a massa de água e a massa dos sólidos e é expressa pela letra w . Para a determinação do teor de umidade, a amostra de solo é pesada em seu estado natural e depois seca em estufa a 105°C, e após a secagem, a amostra é novamente pesada. Com a massa das duas fases, o teor de umidade pode ser determinado.

3.3.3 Massa Específica das Partículas Sólidas

A massa específica das partículas sólidas é uma característica intrínseca ao solo analisado e é obtida com a relação entre a massa das partículas sólidas e o seu volume. É expressa pelo símbolo ρ_s e determinada no laboratório para cada solo. Esta grandeza tem íntima relação com a constituição mineralógica dos solos, por exemplo: areias constituídas predominantemente de quartzo, em geral, apresentam ρ_s da ordem 2,65 g/cm³ (PINTO, 2006).

3.3.4 Índice de Vazios Máximo e Mínimo

O índice de vazios é a relação entre o volume de poros (vazios) e o volume das partículas sólidas do solo. É expresso pela letra e e não pode ser determinado diretamente, sendo

necessária a determinação de outros parâmetros para a sua estimativa. Em geral, costumam-se situar entre 0,5 e 1,5, porém argilas orgânicas podem apresentar índices de vazios superiores a 3,0.

Para solos não coesivos, os índices de vazios máximo e mínimo são parâmetros básicos para avaliação do estado de compactidade do solo. Se uma areia pura e seca, for depositada em um recipiente, por meio de um funil e a uma pequena altura de queda, por exemplo, esta areia ficará no seu estado mais fofo possível, desta maneira, é possível calcular o índice de vazios máximo (e_{max}) desta areia. Porém, se esta areia for submetida a uma vibração, ela se tornará compacta devido ao preenchimento dos espaços vazios por grãos, sendo assim possível calcular o seu índice de vazios mínimo (e_{min}) (PINTO, 2006).

3.3.5 Ângulo de Atrito de Materiais Granulares

O fenômeno do atrito nos solos é diferente do fenômeno de atrito entre dois corpos sólidos. Isto ocorre porque os solos são compostos de diversas partículas sólidas que deslizam entre si e rolam umas sobre as outras, formando poros que vão sendo preenchidos por estas partículas. Porém, formulações são necessárias para descrever de forma simplificada as condições em que ocorre a ruptura do solo. A resistência ao cisalhamento do solo é baseada na análise do estado de tensões em que ocorrerá a ruptura neste solo (TELES, 2013).

Se em um ponto qualquer no interior da massa de solo a tensão de cisalhamento, em um certo plano, se tornar igual à resistência de cisalhamento do solo, ocorrerá ruptura neste plano. De acordo com o princípio de que a resistência de uma massa de solo somente pode ser oferecida pelo esqueleto de partículas sólidas, a resistência ao cisalhamento (τ_f) pode ser expressa como uma função da tensão normal efetiva na ruptura (σ'_f) como mostra a equação abaixo; os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos são denominados c' e ϕ' .

$$\tau_f = c' + \sigma'_f (tg \phi') \quad (\text{Eq. 04})$$

É importante frisar que c' e ϕ' são constantes matemáticas que definem um relacionamento linear entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal efetiva (CRAIG, 2007).

O ângulo de atrito e outros parâmetros de resistência dos solos podem ser determinados por meio de ensaios de laboratório em corpos de prova (CPs) de solo moldados a partir de

amostras representativas (CRAIG, 2007). Estes parâmetros são fundamentais para entender o comportamento mecânico do solo em estudo. O ângulo de atrito dos solos é determinado por meio, principalmente, de ensaios de cisalhamento direto (AASHTO R-296, 2010) e/ou compressão triaxial (AASHTO T-236, 2003). De acordo com a AASHTO LRFD “Bridge Design Specification” (2007), solos com ângulo de atrito de pelo menos 34° devem ser utilizados para a maioria dos MSME.

De Mello (1971) afirma que a resistência ao cisalhamento das areias não pode ser dissociada da sua densidade relativa. Assim sendo, estabeleceu uma correlação estatística entre estas variáveis, conforme mostrado a seguir:

$$(1,49 - D_r) \operatorname{tg} \phi' = 0,712 \quad (\text{Eq. 05})$$

onde:

D_r é a densidade relativa da areia;

ϕ' é o ângulo de atrito da areia, em graus.

Segundo Terzaghi (1953) a densidade relativa de areias tem grande influência no ângulo de atrito, pois areias muito compactas apresentam uma maior resistência com o aumento da profundidade, enquanto areias muito fofas praticamente não apresentam relação entre profundidade e resistência. A densidade relativa pode ser expressada pela equação abaixo.

$$D_r (\%) = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} \times 100\% \quad (\text{Eq. 06})$$

onde:

D_r é a densidade relativa;

e_{max} é o índice de vazios máximo;

e_{min} é o índice de vazios mínimo;

e é o índice de vazios da areia na natureza.

Na Tabela 3 apresenta-se os estados de compacidade de areias em função da sua densidade relativa (D_r).

Tabela 3 – Densidade relativa de areais em função da compactação (D_r).

Estado de compactidade	Densidade Relativa
Areia fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

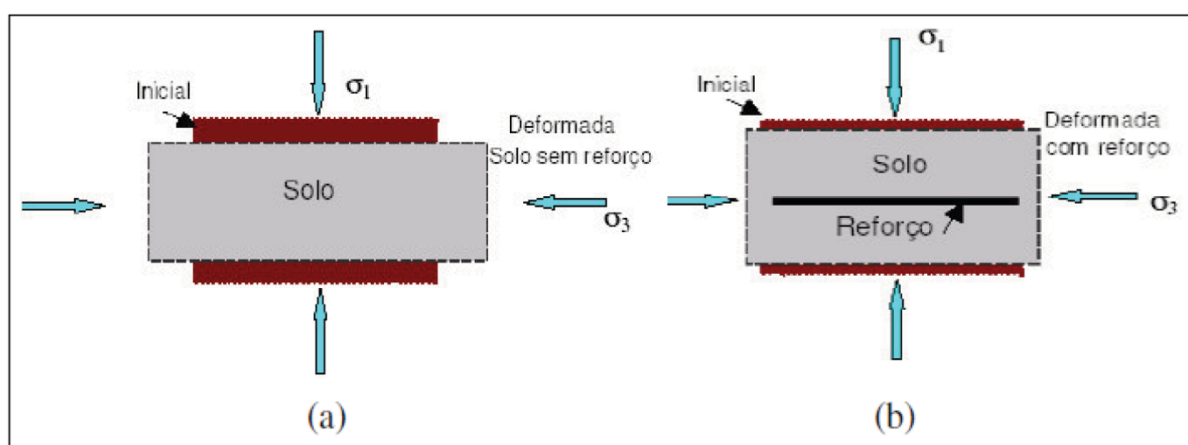
Fonte: PINTO (2006) (Adaptado).

3.4 Interação Solo-Reforço

Diversos tipos de materiais podem ser utilizados como reforço de uma MSME: reforços metálicos, geogrelhas, geotêxteis não tecidos ou geotêxteis tecidos (CRAIG, 2007).

Devido às tensões vertical e horizontal atuantes no interior do maciço de solo, o mesmo tende a sofrer deformações laterais. No entanto, com a presença de reforços, isto ocorre em menor proporção devido à pequena deformabilidade dos mesmos. Nos reforços, portanto, são desenvolvidas tensões de tração que impedem maiores deformações do sistema. Essas tensões são mobilizadas pelo solo, o qual tende a se movimentar com relação ao reforço, originando, assim, a interação solo-reforço, correspondente à tensão cisalhante desenvolvida na interface dos materiais (MAPARAGEM, 2011). Na Figura 6 ilustra-se a ocorrência do mecanismo supracitado.

Figura 6 – Comportamento do solo: (a) sem reforço; e (b) com reforço.



Fonte: MAPARAGEM, 2011.

3.5 Dimensionamento de Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados

Para o dimensionamento de um MSME é necessário realizar, previamente, o pré-dimensionamento da estrutura. Neste tópico são apresentados os principais conceitos para o dimensionamento de um MSME com reforços metálicos, como a verificação das estabilidades interna e externa da estrutura e a determinação do comprimento dos reforços.

3.5.1 Zonas Ativa e Resistente

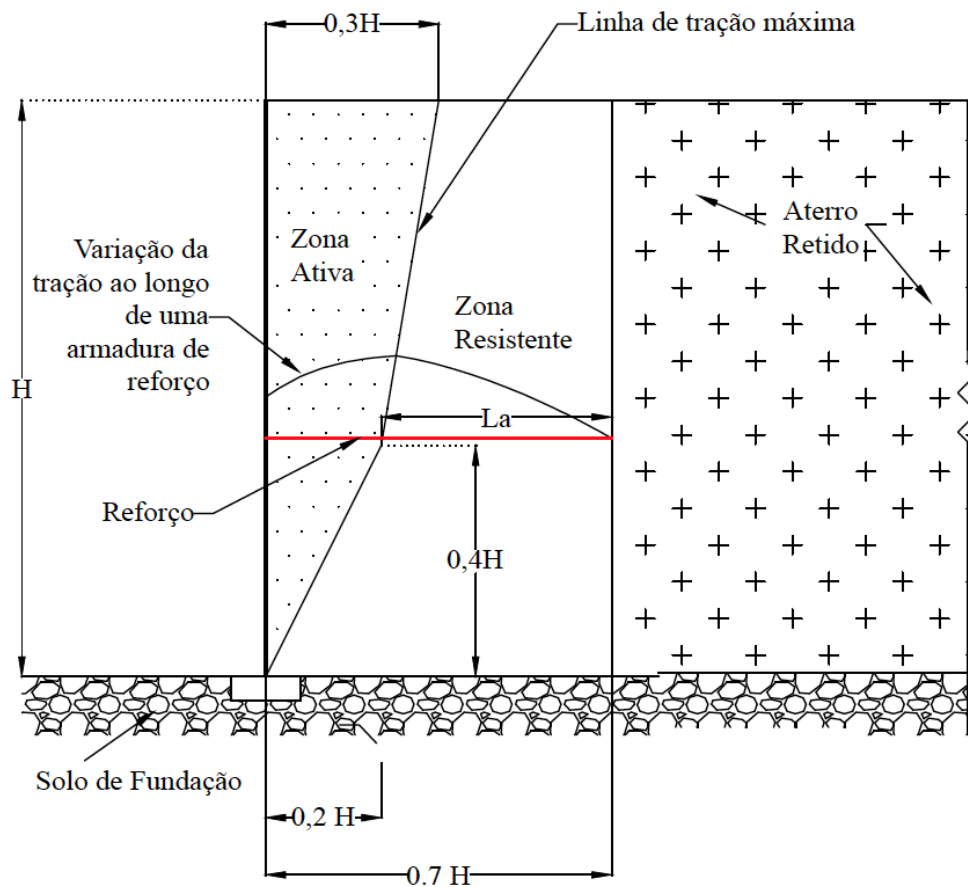
Em MSME é possível identificar no maciço reforçado duas zonas muito distintas: zona ativa, na qual as tensões tangenciais são transferidas do solo para o reforço e a zona resistente na qual as forças de tração nos reforços diminuem até as suas extremidades posteriores devido às tensões tangenciais reativas mobilizadas nas interfaces (FELIX, 1991). A variação de tração ao longo de um reforço é ilustrada na Figura 7. Desta maneira, na zona ativa o solo está na iminência de romper, enquanto na zona resistente o solo atua como ancoragem dos reforços.

O conceito básico de funcionamento de MSME tipo terra armada é a interação entre o aterro selecionado e os reforços, e quando corretamente dimensionados, estes materiais produzem um maciço integrado no qual os reforços resistem às solicitações internas de tração desenvolvidas no seu interior e o MSME passa a se comportar como um corpo “coeso” monolítico, resistindo, além de seu peso próprio, às cargas externas para as quais foi dimensionado (MAPARAGEM, 2011).

3.5.2 Distribuição das Tensões de Tração nos Reforços

Segundo a NBR 19286 (2016) quando os reforços dentro do maciço de solo são solicitados à tração, a interação solo-reforço se desenvolve devido ao atrito entre o solo e os reforços, fornecendo ao maciço de solo reforçado uma resistência na direção dos reforços. Nos níveis do aterro onde há a presença de reforços, a tração máxima não se desenvolve no ponto de fixação do reforço ao paramento, mas sim no interior do maciço. Na Figura 7 é ilustrado o lugar geométrico dos pontos de tração máxima, que passa pelo pé do paramento e atinge o topo do maciço a uma distância do paramento de aproximadamente 0,3 da altura do aterro.

Figura 7 – Linha de tração máxima.



Fonte: NBR 19286 (2016) (Adaptado).

A linha de tração máxima divide o maciço reforçado em duas zonas: uma zona ativa, na qual as tensões tangenciais devido a interação solo-reforço estão orientadas para o exterior do maciço, e uma zona resistente na qual as tensões estão orientadas para o interior do maciço. O comprimento de ancoragem na zona resistente (L_a) também é demonstrado na Figura 7.

3.5.3 Verificação da Estabilidade Interna de Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados

A verificação da estabilidade interna de um MSME tem como objetivo estabelecer a integridade da estrutura de contenção. Neste item são verificados a quantidade de reforços necessários para manter a estabilidade de um MSME e o comprimento necessário para a ancoragem dos reforços na área resistente.

3.5.3.1 Tensão Vertical e Horizontal Atuante em cada Nível de Reforço

Segundo Craig (2007) a tensão vertical atuante em cada nível de reforço é dada pela equação:

$$\sigma'_v(Z) = Z \times \gamma \quad (\text{Eq. 07})$$

onde:

$\sigma'_v(Z)$ é a tensão vertical em cada nível Z , em kN/m^2 ;

z é a profundidade do nível de reforço, em metros;

γ é o peso específico do material, em kN/m^3 .

Como cita Ubillús (2010) empuxos laterais (ativo, passivo e em repouso) do solo em uma estrutura de contenção (com face vertical e considerando um aterro de superfície horizontal) são normalmente calculados por meio do coeficiente de empuxo, que quando multiplicado pelo valor da tensão vertical efetiva no nível desejado, fornece a tensão horizontal atuante, como mostra a equação a seguir:

$$\sigma'_h(Z) = K_a \times \sigma'_v(Z) \quad (\text{Eq. 08})$$

onde:

$\sigma'_h(Z)$ é tensão horizontal em cada nível de profundidade Z , em kN/m^2 ;

$\sigma'_v(Z)$ é a tensão vertical em cada nível de profundidade Z , em kN/m^2 ;

K_a é o coeficiente de empuxo ativo.

3.5.3.2 Tensão Máxima Atuante em cada Reforço

Segundo a NBR 19286 (2016), sendo ΔH o espaçamento vertical entre duas camadas de reforços, colocadas à razão de N unidades por metro horizontal de paramento, cada reforço é solicitado por uma força que pode ser calculada com a equação a seguir:

$$T_{sol} = \frac{\Delta H}{N} \times \sigma'_h(Z) \quad (\text{Eq. 09})$$

onde:

T_{sol} é a força de tração a qual cada reforço é solicitado, em kN;

ΔH é o espaçamento vertical entre duas camadas de reforço, em m;

N é o número de reforços por metro linear horizontal de paramento;

$\sigma'_h(Z)$ é tensão horizontal em cada nível de profundidade Z , em kN/m².

3.5.3.3 Verificação da Ruptura dos Reforços no Interior do Maciço

A resistência à tração máxima do reforço é determinada com a equação abaixo.

$$T_{sol} \leq \bar{T}_{r1} = T_r \times \frac{1}{\gamma_r} \quad (\text{Eq. 10})$$

onde:

T_{sol} é a força de tração a qual cada reforço é solicitado, em kN;

\bar{T}_{r1} é a força-limite de tração, na seção plena dos reforços, em kN;

T_r é a carga máxima resistida pelos reforços, determinada em laboratório, em kN;

γ_r é o coeficiente de segurança normativo, definido como, pelo menos, 1,5.

3.5.3.4 Verificação da Aderência Solo-Reforço

De acordo com a NBR 19286 (2016) a verificação da aderência solo-reforço tem como objetivo assegurar que os reforços não deslizem em relação ao solo quando submetidos a esforços de tração, fator que comprometeria a interação solo-reforço, portanto, a força de tração máxima solicitante T_{sol} deve ser igual ou inferior a uma força-limite \bar{T}_f , calculada com a equação a seguir:

$$T_{sol} \leq \bar{T}_f = \frac{1}{\gamma_f} \times 2b \times f^* \times \int_{L-L_a}^L \sigma'_v(x) dx \quad (\text{Eq. 11})$$

onde:

T_{sol} é a força de tração equilibrada por cada reforço, em kN;

\bar{T}_f é a força-limite, em kN;

γ_f é o fator de segurança contra o arrancamento dos reforços;

b é a largura do reforço, em metros;

f^* é o coeficiente de atrito aparente de cálculo (constante para uma mesma camada de reforço);

L é o comprimento total do reforço, em metros;

L_a é o comprimento de aderência (comprimento de ancoragem), em metros;

$\sigma_v(x)$ é a tensão vertical a uma distância x do paramento, em kN/m².

3.5.3.5 Área de Influência do Reforço

A área de influência de cada reforço no paramento pode ser calculada com equação a seguir:

$$A_i = s_h \times \Delta H \quad (\text{Eq. 12})$$

onde:

A_i é a área de influência de um reforço, em m²;

s_h é o espaçamento horizontal entre os reforços, em metros;

ΔH é o espaçamento vertical entre os reforços, em metros.

3.5.3.6 Extensão dos Reforços na Zona Resistente

Os reforços se estendem por toda a zona reforçada, porém, a cada nível, o reforço tem uma função ativa e uma função resistente, estes comprimentos são iterados para que os comprimentos ativos e resistentes dos reforços a cada nível sejam obtidos. A extensão dos reforços na zona resistente pode ser determinada com a equação a seguir:

$$L_a = \frac{\gamma_f \times K_a \times A_i}{2 \times b \times f^*} \quad (\text{Eq. 13})$$

onde:

L_a é o comprimento de ancoragem na zona resistente, em metros;

γ_f é o fator de segurança contra o arrancamento dos reforços;

K_a é o coeficiente de empuxo ativo;

A_i é a área de influência do reforço na placa, em m²;

b é a largura dos reforços, em metros;

f^* é o coeficiente de aderência entre o solo e o reforço.

O coeficiente f^* é considerado constante ao longo de um determinado reforço, porém o valor de z varia em função da profundidade sendo contado do topo para a base, ao longo de toda a altura. A variação obedece à seguinte equação:

$$f^* = f_o^* \left(1 - \frac{z}{z_o}\right) + \text{tg } \phi' \left(\frac{z}{z_o}\right) \quad (\text{Eq. 14})$$

onde:

z = profundidade de cada camada de reforço, em metros;

$z_o = 6$ metros;

ϕ' = ângulo de atrito em graus.

Segundo a NBR 19286 (2016) o coeficiente f_o^* é determinado em função de inúmeros parâmetros (granulometria, angulosidade dos grãos, ângulos de atrito interno do solo etc), e pode ser avaliado com a equação a seguir:

$$f_o^* = 1,2 + \log_{10} CNU \quad (\text{Eq. 15})$$

onde:

CNU = coeficiente de não uniformidade do material de aterro, determinado pela Equação 02.

3.5.3.7 Extensão dos Reforços na Zona Ativa

A extensão dos reforços na zona ativa (L_r) é calculada com as equações abaixo provenientes de relações trigonométricas baseadas nos triângulos formados pela linha de tração máxima dentro do MSME conforme ilustrado na Figura 8.

$$L_r = \frac{H - z}{2} \quad \text{se } H - z \leq 0,4 H \quad (\text{Eq. 16})$$

$$L_r = 0,2 H + 0,167 (0,6 H - z) \quad \text{se } H - z > 0,4 H \quad (\text{Eq. 17})$$

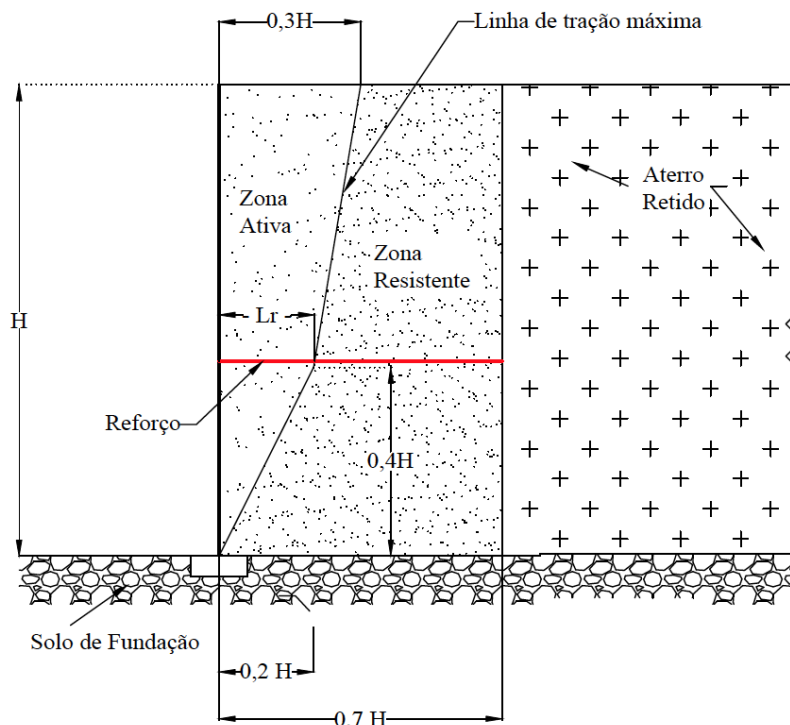
onde:

L_r é o comprimento dos reforços na zona ativa (zona de ruptura), em metros;

z é a profundidade em que o reforço está posicionado, em metros;

H é a altura mecânica do MSME, em metros.

Figura 8 – Comprimento de reforço na zona ativa.



Fonte: Autoria Própria.

O comprimento total dos reforços em cada nível é determinado pela soma do comprimento dos reforços na zona resistente (L_a) e o comprimento dos reforços na zona ativa (L_r), de acordo com a equação a seguir:

$$L = L_a + L_r \quad (\text{Eq. 18})$$

onde:

L = comprimento total dos reforços, em metros;

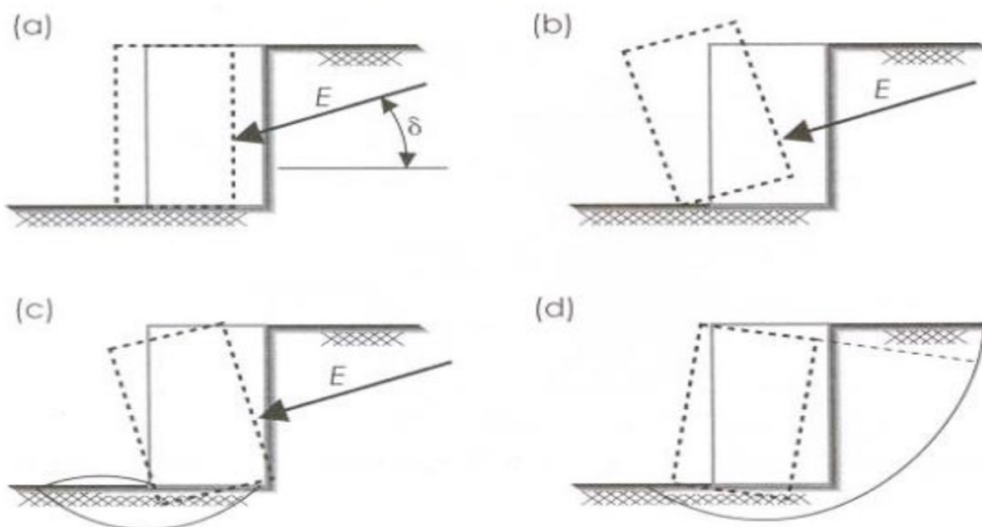
L_a = comprimento na zona resistente (comprimento de ancoragem) dos reforços, em metros;

L_r = comprimento dos reforços na zona ativa (zona de ruptura), em metros.

3.5.4 Verificação da Estabilidade Externa de MSME

Segundo a NBR 19286 (2016) a estabilidade externa de MSME assemelha-se às obras de contenção por gravidade, exceto no que se refere a sua capacidade de tolerar deformações (longitudinais e transversais), que é maior do que a capacidade de muros de gravidade. Os estados limites últimos para a estabilidade externa de MSME são demonstrados na Figura 9.

Figura 9 – Tipos de análises para verificação da estabilidade externa de MSME.



Fonte: VENTEMATTI, (2015).

onde:

- a) deslizamento do maciço ao longo da base;
- b) tombamento do maciço;
- c) ruptura do solo da fundação;
- d) ruptura global.

3.5.4.1. Segurança Contra o Deslizamento do Maciço ao Longo da Base

Segundo a NBR 19286 (2016) para que a segurança contra o deslizamento do maciço seja verificada, o carregamento horizontal (Q_h) deve ser inferior à resistência de cálculo do MSME (\bar{Q}_h).

A resistência de cálculo do MSME pode ser obtida pela equação a seguir:

$$\bar{Q}_h = \frac{1}{\gamma_d} \times tg(\phi') \times Q_v \quad (\text{Eq. 19})$$

onde:

\bar{Q}_h é a resistência de cálculo do MSME, em kN/m;

γ_d é o coeficiente de segurança mínimo contra o deslizamento igual a 1,5;

ϕ' é o ângulo de atrito, em graus;

Q_v é o carregamento vertical atuante, em kN/m.

O carregamento horizontal (Q_h) ao qual está submetido o MSME é a somatória dos empuxos originados pelo empuxo ativo total causado pelo peso próprio e pelo empuxo causado pelo carregamento aplicado no MSME.

3.5.4.2. Segurança Contra o Tombamento do Maciço

De acordo com a NBR 19286 (2016), deve-se garantir que a resultante dos esforços externos solicitantes atue no terço central da base do MSME, com equação a seguir é possível verificar se tal condição é atendida.

$$\frac{M_o}{Q_v} \leq \frac{B}{6} \quad (\text{Eq. 20})$$

onde:

M_o é o momento dos esforços externos solicitantes em relação ao centro geométrico da base, em kN.m;

Q_v é o carregamento vertical atuante, em kN;

B é a largura da base do MSME, em metros.

3.5.4.3. Segurança Contra a Ruptura do Solo de Fundação

A tensão vertical aplicada na base do maciço, deve ser inferior à pressão admissível calculada a partir da tensão de ruptura do solo de fundação, sendo esta determinada em ensaios “in situ”, em ensaios em laboratório ou por meio de equações consagradas da mecânica do solo (NBR 19286, 2016).

3.5.4.4. Segurança Contra a Ruptura Global

A possibilidade de ruptura ao longo de grandes planos envolvendo o maciço deve ser analisada, e para solos razoavelmente homogêneos, o cálculo é feito considerando superfícies circulares, com coeficientes de segurança à ruptura igual ou maiores que 1,5.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Aspectos Gerais

Neste capítulo apresentam-se os materiais e métodos que foram utilizados para construir o aterro reforçado. Os materiais foram caracterizados por meio de ensaios de laboratório, a fim de representar, na medida do possível, um MSME. Após a caracterização dos materiais empregados neste trabalho, os parâmetros de resistência dos mesmos foram estimados mediante correlações disponíveis na literatura técnica sobre o tema e o dimensionamento do aterro reforçado foi realizado.

4.2. Material de Aterro

O solo empregado como aterro foi um material granular obtido no comércio local da cidade de Campo Mourão - PR. Os ensaios destinados à caracterização deste material foram feitos no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, câmpus Campo Mourão (UTFPR-CM), a partir da determinação da curva granulométrica (NBR 7181, 2016), dos índices de vazios mínimo e máximo (ASTM D4253, 2016 e ASTM D4254, 2016, respectivamente) e da densidade relativa média dos grãos de areia (NBR 6458, 2016).

4.2.1. Caracterização do Material

4.2.1.1. Análise Granulométrica

A análise granulométrica do material granular foi feita no Laboratório de Mecânica dos Solos da UTFPR-CM segundo a NBR 7181 (2016); foram realizados dois ensaios para a determinação da curva granulométrica. Para este ensaio foram utilizadas as peneiras com aberturas de 4,75 mm; 2,36 mm; 1,18 mm; 0,6 mm; 0,3 mm; 0,15 mm; 0,075 mm como demonstrado na Figura 10.

Figura 10 – Peneiras utilizadas para realização da análise granulométrica.



Fonte: Autoria Própria.

Para realização do ensaio de granulometria, primeiramente o solo foi submetido ao processo de secagem ao ar. Em seguida, duas amostras de 500 g foram coletadas. Estas amostras foram ensaiadas e o conteúdo retido em cada peneira foi pesado para a construção da curva granulométrica.

4.2.1.2. Teor de Umidade

A determinação da umidade foi realizada segundo o anexo A da NBR 6457 (2016). Seis amostras foram colocadas em estufa, previamente “pesadas”, com material granular.

Os cálculos para a determinação da umidade foram feitos a partir da equação abaixo.

$$w = \frac{M_2 - M_3}{M_3 - M_1} \times 100 \quad (\text{Eq. 21})$$

onde:

w é o teor de umidade da areia (%);

M_1 é a massa do recipiente, em gramas;

M_2 é a massa do recipiente mais solo úmido, em gramas;

M_3 é a massa do recipiente mais solo seco, em gramas.

4.2.1.3. Massa Específica das Partículas Sólidas

A determinação da massa específica dos grãos do solo foi feita baseada no Anexo B da NBR 6458 (2016). Este ensaio foi executado duas vezes afim de avaliar a repetitividade dos resultados obtidos. Primeiramente, 60 g de material granular foi pesado e colocado, com o auxílio de um funil, no interior do picnômetro de 500 ml, como demonstrado na Figura 11.

Figura 11 – Material granular depositado no interior do picnômetro.



Fonte: Aatoria Própria.

Após isto, água destilada foi adicionada ao picnômetro, conforme a Figura 12.

Figura 12 – Água destilada inserida no picnômetro.



Fonte: Autorial Própria.

O picnômetro foi preenchido até cerca da metade de seu volume e então foi aplicado vácuo por quinze minutos para a retirada das bolhas de ar, conforme demonstrado na Figura 13. Esse processo se repetiu mais duas vezes, primeiramente com o picnômetro preenchido até cerca de um centímetro abaixo da marca de calibração e depois com o picnômetro totalmente preenchido. Após este procedimento, o conjunto foi pesado e a temperatura foi determinada como é demonstrado na Figura 14.

Figura 13 – Retirada das bolhas de ar com a bomba de vácuo.



Fonte: Autorial Própria.

Figura 14 – Determinação da temperatura do conjunto água mais material granular no ensaio 2.



Fonte: Aatoria Própria.

A determinação da massa específica dos grãos foi feita com a utilização da equação abaixo.

$$\rho_s = \frac{M_1 \times 100 / (100 + w)}{[M_1 \times 100 / (100 + w)] + M_3 - M_2} \times \rho_w(t) \quad (\text{Eq. 22})$$

onde:

ρ_s é a massa específica dos grãos, em g/cm^3 ;

M_1 é a massa do material granular úmido, em gramas;

M_2 é a massa do picnômetro + material granular + água, até a marca de referência, à temperatura T de ensaio, em gramas;

M_3 é a massa do picnômetro preenchido com água até a marca de referência, à temperatura T do ensaio, em gramas;

w é o teor de umidade inicial da amostra (%);

ρ_w é a massa específica da água, à temperatura T de ensaio, em g/cm^3 .

4.2.1.4. Índice de Vazios Máximo

A determinação do índice de vazios máximo do material granular foi feita segundo a ASTM D4254 (2016). O método utilizado para este ensaio foi o Método A. Neste ensaio foram utilizados cilindros com volume de aproximadamente 1000 cm³ e um funil adaptado com bico de quinze centímetros como se pode ser observado na Figura 15.

Figura 15 – Cilindro e funil utilizados no ensaio.



Fonte: Aatoria Própria.

Primeiramente o molde vazio foi pesado e após isso foi preenchido com material granular com o funil. O bico do funil foi posicionado no centro do cilindro e a uma altura constante de aproximadamente um centímetro acima do material granular depositado, para promover o estado mais fofo possível. Deste modo, o cilindro foi preenchido até aproximadamente dois centímetros acima de sua altura, o material granular foi então nivelado com uma régua para retirar o excesso de material granular e o cilindro foi novamente pesado e a massa específica aparente seca mínima foi calculada com a divisão da massa de material granular previamente “pesada” pelo volume do cilindro.

O índice de vazios máximo do material granular foi calculado com a equação abaixo.

$$e_{max} = \frac{\rho_s}{\rho_{d,min}} - 1 \quad (\text{Eq. 23})$$

onde:

e_{max} é o índice de vazios máximo do material granular;

ρ_s é a massa específica dos grãos, determinada segundo a NBR 6458 (2016);

$\rho_{d,min}$ é a massa específica aparente seca mínima do material granular, em g/cm³.

4.2.1.5. Índice de Vazios Mínimo

A determinação do índice de vazios mínimo do material granular foi feita baseada na ASTM 4253 (2016). O método utilizado para a determinação do índice de vazios se utiliza de mesa vibratória de peneiramento. Primeiramente, foi determinada a massa do molde cilíndrico e após a “pesagem”, o molde foi preenchido com areia até aproximadamente dois centímetros acima da borda superior, como demonstrado na Figura 16.

Figura 16 – Molde preenchido com o material granular.



Fonte: Autoria Própria.

Após o preenchimento, o molde foi vibrado com uma barra de metal para melhorar o ajuste das partículas do material granular, logo após a mesma foi nivelada com a régua de metal, o conjunto foi pesado e o disco base foi posicionado como demonstra a Figura 17.

Figura 17 – Molde com disco-base posicionado.



Fonte: Autoria Própria.

O disco tem a função de distribuir o peso uniformemente sobre o solo. Após o posicionamento do disco a sobrecarga de 14kPa foi adicionada, como demonstrado na Figura 18.

Figura 18 – Molde com sobrecargas.



Fonte: Autoria Própria.

O conjunto foi vibrado em uma mesa vibratória como demonstrado na Figura 19, até a massa de solo atingir a constância de volume.

Figura 19 – Conjunto na mesa vibratória.



Fonte: Autoria Própria.

Após a vibração do material granular até a constância de volume, as três amostras obtiveram um decréscimo de altura e a massa específica aparente seca máxima foi calculada dividindo a massa previamente “pesada”, antes da compactação por vibração, e o volume obtido após a vibração. O índice de vazios mínimo do solo foi determinado com a divisão da massa específica dos grãos do material granular pela massa específica aparente seca máxima do material menos um.

4.3. Resistência à Tração dos Reforços de Papel Kraft

A determinação da resistência à tração dos reforços de papel Kraft foi executada no Laboratório de Estruturas da UTFPR do câmpus Campo Mourão. As normas utilizadas foram a NBR ISO 9862 (2013) e a NBR ISO 10319 (2013). Os CPs utilizados neste trabalho foram adaptados, já que as normas se referem a CPs de geossintéticos.

Para execução dos ensaios foi utilizada, conforme a Figura 20, uma máquina para ensaios à tração, modelo EMIC DL30000F, com capacidade de 300 kN.

Figura 20 – Máquina universal para ensaios mecânicos.

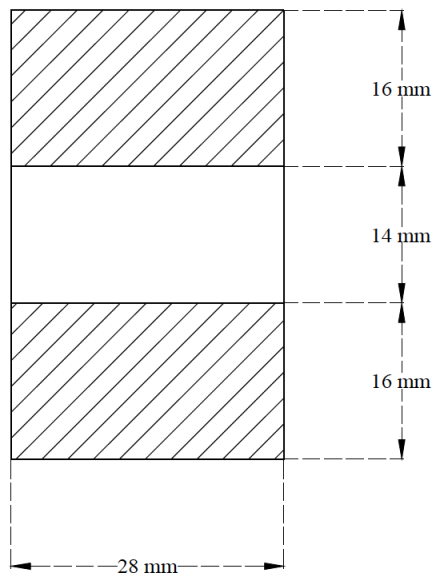


Fonte: Aatoria Própria.

As garras utilizadas para realização dos ensaios possuem 16 mm de altura e 28 mm de largura cada. A NBR ISO 10319 (2013) recomenda que os CPs tenham comprimento correspondente a metade da sua largura. Portanto, como as garras possuem largura de 28 mm, os CPs foram preparados de modo a garantir uma distância de 14 mm entre as garras.

Um esquema dos CPs pode ser observado na Figura 21. As partes hachuradas da figura correspondem às partes do papel que ficaram em contato com as garras.

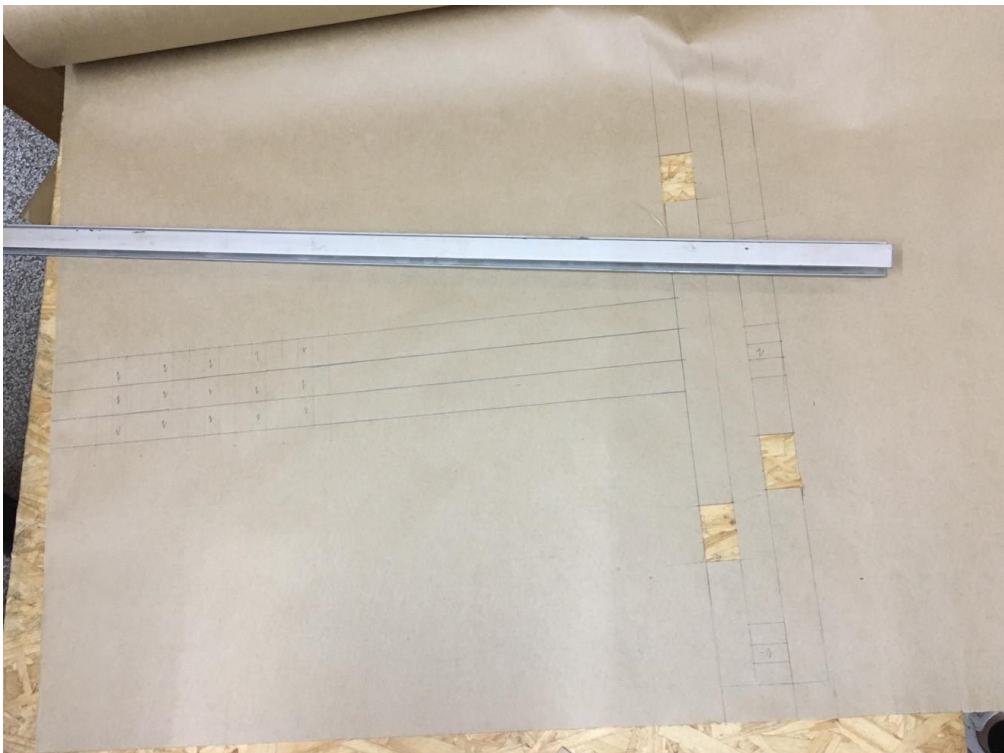
Figura 21 – Esquema dos CPs.



Fonte: Autoria Própria.

Cinco CPs foram preparados a partir da folha de papel Kraft em ambas as direções, isto é, na direção de fabricação (MD – “machine direction”) e transversalmente à direção de fabricação (CMD – “cross machine direction”), conforme a Figura 22.

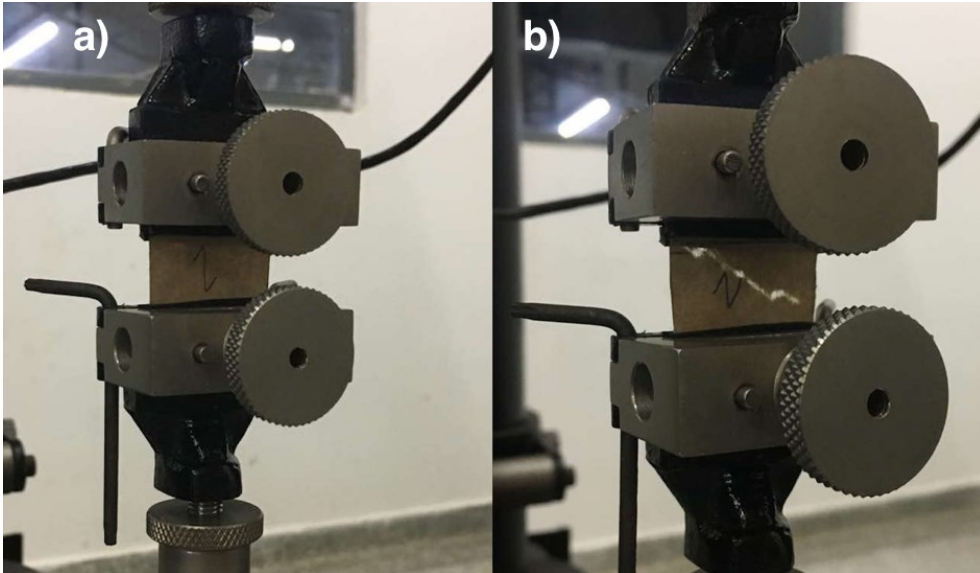
Figura 22 – CPs de papel Kraft preparados na direção de fabricação.



Fonte: Autoria Própria.

Os CPs foram posicionados na máquina de tração e ensaiados até sua ruptura, e são demonstrados na Figura 23.

Figura 23 – CP na máquina de tração (a) no início do ensaio e (b) no fim do ensaio.



Fonte: Autoria Própria.

Os CPs rompidos podem ser observados na Figura 24.

Figura 24 – CPs rompidos.



Fonte: Autoria Própria.

4.4. Pré-dimensionamento do Aterro Reforçado

O pré-dimensionamento do aterro reforçado foi feito segundo a NBR 19286 (2016), considerando uma sobrecarga aplicada de 10 kPa. Os dados necessários para a execução do pré-dimensionamento podem ser observados na Tabela 4.

Tabela 4 – Dados para o pré-dimensionamento do aterro reforçado.

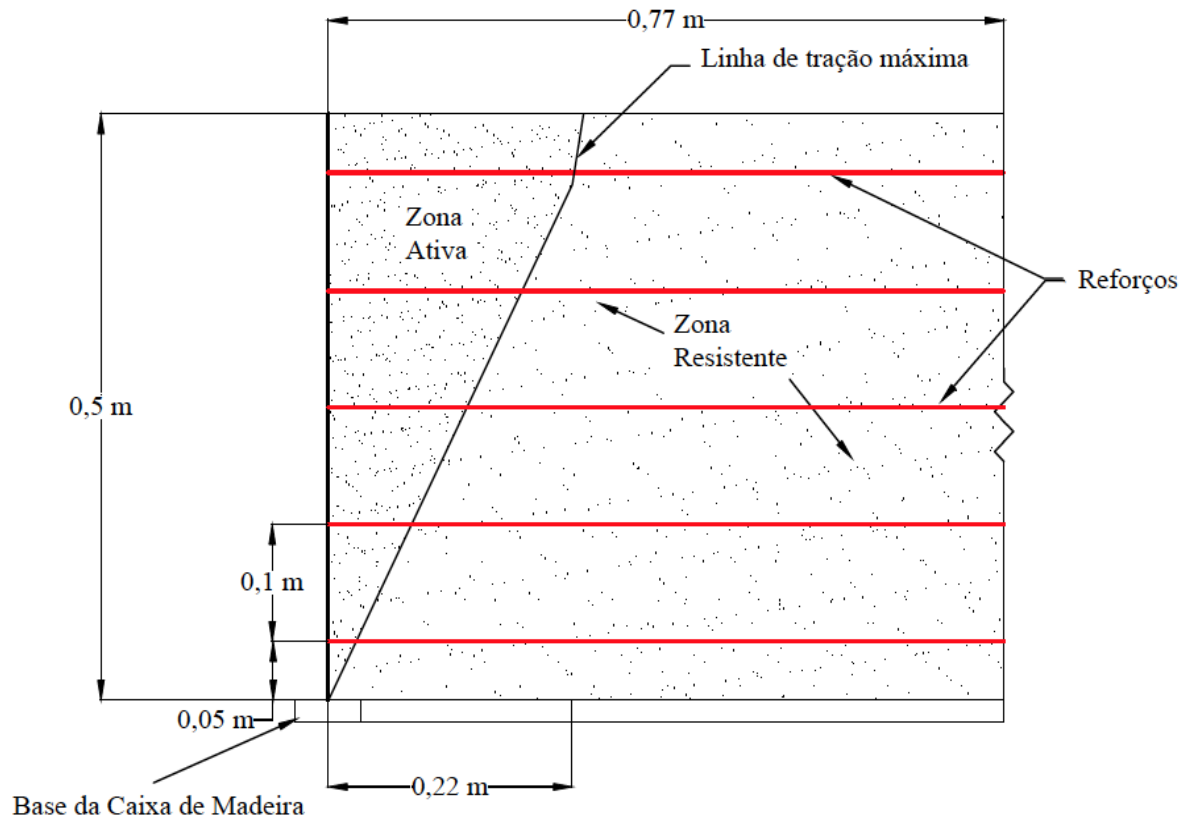
Altura adotada para o aterro	0,50 m
Altura equivalente de aterro	0,60 m
Altura mecânica do aterro	1,10 m
Comprimento inicial dos reforços (0,7H)	0,77 m
Largura do aterro reforçado	1,00 m
Espaçamento vertical entre os reforços	0,10 m
Largura dos reforços de papel Kraft	0,015 m
Quantidade de reforços de papel Kraft adotadas, na direção MD, para cada camada de reforço	8
Quantidade de reforços de papel Kraft adotadas, na direção CMD, para cada camada de reforço	14

Fonte: Autoria Própria.

Primeiramente, foi adotado o comprimento dos reforços igual a 70% da altura mecânica do MSME, sendo esta correspondente a altura do aterro de 0,5 metro mais a altura equivalente de aterro.

Na Figura 25 é possível observar a geometria do aterro reforçado na fase de pré-dimensionamento, com comprimentos adotados para os reforços de 0,77 m.

Figura 25 – Geometria do aterro reforçado.



Fonte: NBR 19286 (2016).

Os resultados referentes ao dimensionamento da estrutura são apresentados no capítulo seguinte.

5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Inicialmente, neste capítulo, apresentam-se os resultados obtidos por meio dos experimentos realizados para a caracterização dos materiais empregados neste trabalho. Em seguida, os resultados obtidos mediante o dimensionamento do MSME são apresentados.

5.1. Caracterização do Material de Aterro

Neste trabalho foi utilizado como material de aterro um solo adquirido no comércio local. Baseando-se nas curvas granulométricas obtidas e no Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), constatou-se que o solo é uma areia mal graduada (SP), apresentando 69% dos grãos com diâmetro equivalentes entre 0,2 e 0,6 mm. Segundo a NBR 6502 (1995) o solo avaliado é classificado como areia média. Na Tabela 5 são apresentadas as principais características do solo ensaiado.

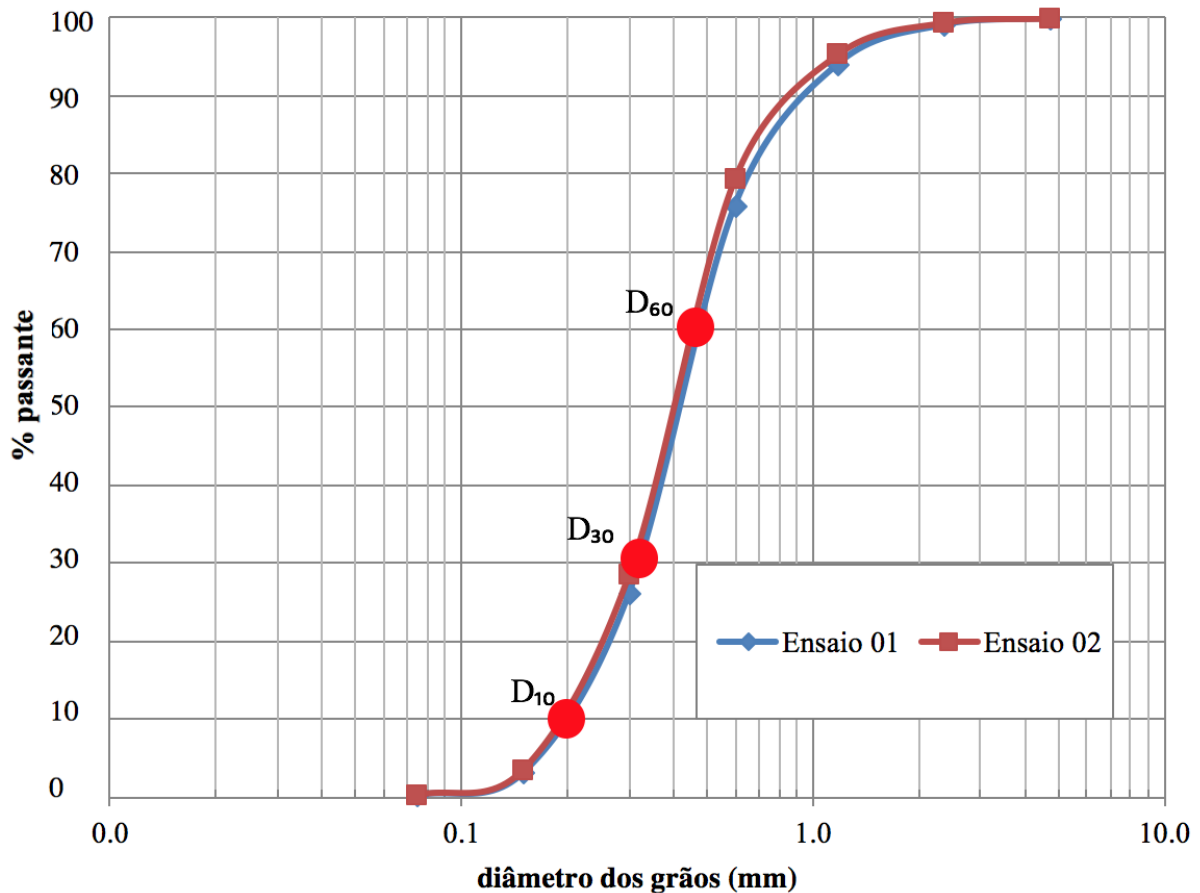
Tabela 5 – Principais características do solo empregado.

Parâmetro	Normatização	Valor
D_{10} (mm)		0,20
D_{30} (mm)		0,32
D_{60} (mm)	NBR 7181 (2016)	0,46
CNU (-)		2,3
CC (-)		1,1
w (%)	NBR 6457 (2016)	0,11
ρ_s (g/cm ³)	NBR 6458 (2016)	2,64
e_{max} (-)	ASTM D4254 (2016)	0,74
e_{min} (-)	ASTM D4253 (2016)	0,45
$\rho_{d,max}$ (g/cm ³)	ASTM D4253 (2016)	1,81
$\rho_{d,min}$ (g/cm ³)	ASTM D4254 (2016)	1,52

Fonte: Autoria Própria.

No Gráfico 01 são apresentadas as curvas granulométricas do material empregado.

Gráfico 01 – Curva Granulométrica do material de aterro.



Fonte: Autoria Própria.

Na Tabela 6 apresentam-se os percentuais de areias obtidos a partir da análise das curvas granulométricas.

Tabela 6 – Percentuais de areias presentes no solo empregado.

Areia Fina (0,06 < d < 0,2) (mm)	Areia Média (0,2 < d < 0,6) (mm)	Areia Grossa (0,6 < d < 2,0) (mm)
10%	69%	21%

Fonte: Autoria Própria.

Duas análises granulométricas foram executadas a fim de avaliar a repetitividade dos resultados obtidos. O ensaio de sedimentação não foi realizado, pois o material não apresentou quantidades significativas de material fino, ou seja, material passante na peneira com abertura de 0,075 mm, conforme mostra o Gráfico 01

5.1.1. Estimativa do ângulo de atrito da areia

A determinação do ângulo de atrito da areia (no laboratório) não foi feita, uma vez que os equipamentos necessários para realização de ensaios tais como cisalhamento direto e compressão triaxial encontram-se indisponíveis. Assim sendo, o ângulo de atrito da areia utilizada neste trabalho foi estimado a partir da correlação proposta por De Mello (1971) (Eq. 05).

Neste trabalho, adotou-se densidade relativa (D_r) igual a 65%, com a finalidade de se trabalhar com a areia no seu estado médio a compacto.

O ângulo de atrito estimado para a areia empregada neste trabalho resultou em $40,2^\circ$, considerando-se o grau de compactação admitido para o material de aterro.

5.2. Resistência à Tração dos Reforços de Papel Kraft

Dez CPs foram preparados para a determinação da resistência à tração do papel Kraft, cinco em cada direção. Na Tabela 7 apresentam-se as principais características do papel Kraft obtidas mediante ensaios de resistência à tração.

Tabela 7 – Resultados de resistência à tração do papel Kraft.

CP	Espessura (mm)	Gramatura (g/m ²)	$J_{2\%}$ (kN/m)	ϵ_{\max} (%)	T_{\max} (kN/m)
CP1 MD	0,15	80	50	13,86	5,75
CP2 MD	0,15	80	45	13,97	5,25
CP3 MD	0,15	80	50	14,23	5,36
CP4 MD	0,15	80	40	14,18	5,42
CP5 MD	0,15	80	50	13,18	5,42
CP1 CMD	0,15	80	25	14,33	2,64
CP2 CMD	0,15	80	25	15,84	2,98
CP3 CMD	0,15	80	25	13,95	2,93
CP4 CMD	0,15	80	25	14,33	2,95
CP5 CMD	0,15	80	25	12,05	2,38

Fonte: Autoria Própria.

Os resultados médios de resistência à tração, obtidos a partir dos dados apresentados na Tabela 7 são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 – Resistências médias do papel Kraft em ambas as direções.

Direção	$J_{2\%}$ (kN/m)	ϵ_{\max} (%)	T_{\max} (kN/m)
MD	47	13,88	5,44
CMD	25	14,30	2,78

Fonte: Autoria Própria.

5.3. Dimensionamento do Aterro Reforçado

O aterro reforçado foi dimensionado com os reforços de papel Kraft preparados nas direções MD e CMD e com a largura de 0,015 cm

5.3.1. Verificação da estabilidade interna do aterro reforçado

Neste tópico são apresentados os resultados referentes a estabilidade interna do aterro reforçado. Duas verificações relacionadas à estabilidade interna foram realizadas: a verificação da ruptura dos reforços no interior do maciço e a verificação da aderência solo-reforço. As tensões verticais e horizontais atuantes em cada nível de reforço foram determinadas com as equações 07 e 08, respectivamente, e estão descritas na Tabela 9.

Tabela 9 – Tensões verticais e horizontais atuantes em cada camada de papel.

Camada	Profundidade (m)	Tensão Vertical (σ'_v) (kPa)	Tensão Horizontal (σ'_h) (kPa)
5	0,65	10,8	2,3
4	0,75	12,5	2,7
3	0,85	14,2	3,1
2	0,95	15,8	3,4
1	1,05	17,5	3,8

Fonte: Autoria Própria.

5.3.1.1. Verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel kraft no interior do maciço

Os dados referentes à verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft no interior do maciço, preparadas na direção MD, estão descritos na Tabela 10.

Tabela 10 – Verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft.

Camada	Profundidade (m)	Força de Tração Solicitante (T_{sol}) (kN)	Força Limite de Tração (\bar{T}_{r1}) (kN)	Segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft no interior do maciço ($T_{sol} \leq \bar{T}_{r1}$)
5	0,65	0,03	0,05	Verificado
4	0,75	0,03	0,05	Verificado
3	0,85	0,04	0,05	Verificado
2	0,95	0,04	0,05	Verificado
1	1,05	0,05	0,05	Verificado

Fonte: Autoria Própria.

Os dados referentes à verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft, preparados na direção CMD, estão descritos na Tabela 11.

Tabela 11 – Verificação da segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft no interior do maciço.

Camada	Profundidade (m)	Força de Tração Solicitante (T_{sol}) (kN)	Força Limite de Tração (\bar{T}_{r1}) (kN)	Segurança contra a ruptura dos reforços de papel Kraft no interior do maciço ($T_{sol} \leq \bar{T}_{r1}$)
5	0,65	0,016	0,027	Verificado
4	0,75	0,019	0,027	Verificado
3	0,85	0,022	0,027	Verificado
2	0,95	0,024	0,027	Verificado
1	1,05	0,027	0,027	Verificado

Fonte: Autoria Própria.

5.3.1.2. Verificação da aderência solo-papel

Os dados referentes à verificação da aderência solo-papel, com reforços preparados na direção MD, estão descritos na Tabela 12.

Tabela 12 – Verificação da aderência solo-papel.

Camada	Profundidade (m)	Força de tração Solicitante (T_{sol}) (kN)	Força Limite de Tração (\bar{T}_f) (kN)	Verificação da aderência solo- papel ($T_{sol} \leq \bar{T}_f$)
5	0,65	0,03	0,2	Verificado
4	0,75	0,03	0,2	Verificado
3	0,85	0,04	0,3	Verificado
2	0,95	0,04	0,3	Verificado
1	1,05	0,05	0,4	Verificado

Fonte: Autoria Própria.

Os dados referentes à verificação da aderência solo-papel, com reforços preparados na direção CMD, estão descritos na Tabela 13.

Tabela 13 – Verificação da aderência solo-papel.

Camada	Profundidade (m)	Força de tração Solicitante (T_{sol}) (kN)	Força Limite de Tração (\bar{T}_f) (kN)	Verificação da aderência solo- papel ($T_{sol} < \bar{T}_f$)
5	0,65	0,016	0,2	Verificado
4	0,75	0,019	0,2	Verificado
3	0,85	0,022	0,3	Verificado
2	0,95	0,024	0,3	Verificado
1	1,05	0,027	0,4	Verificado

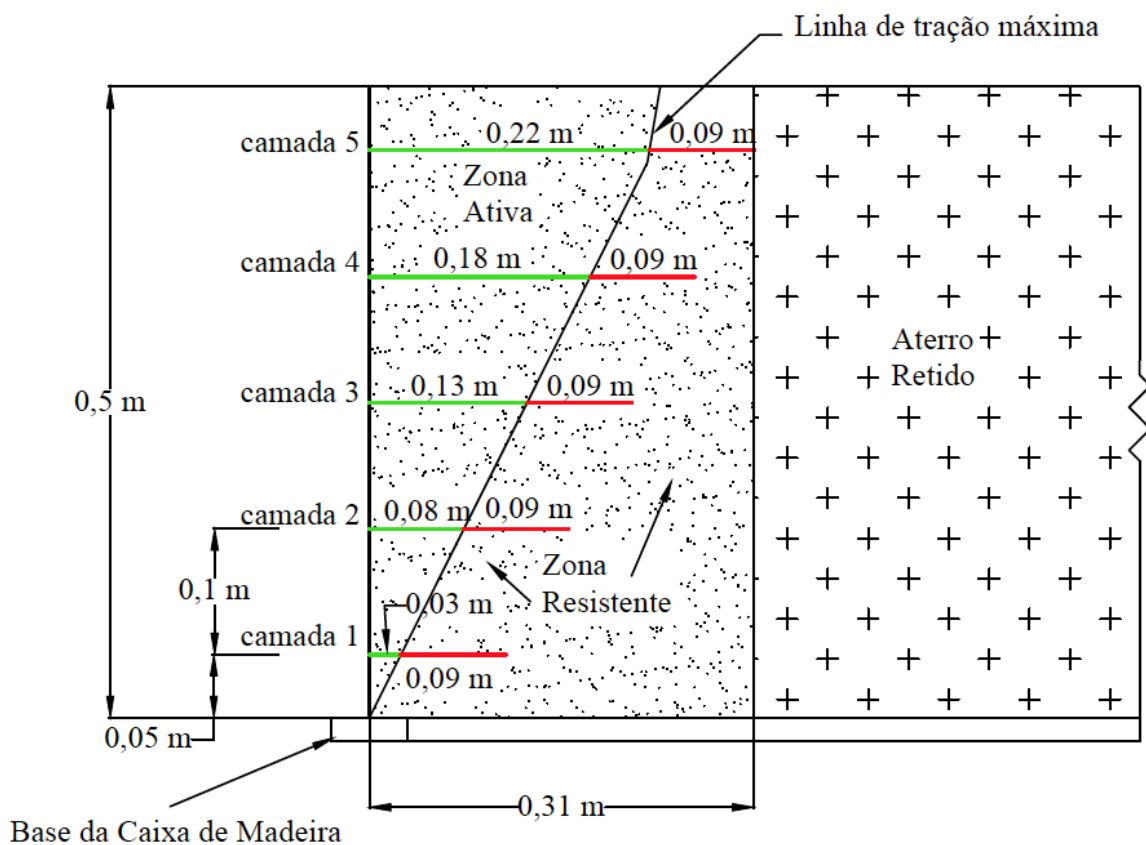
Fonte: Autoria Própria.

5.3.1.3. Comprimento dos reforços de papel kraft

Os comprimentos dos reforços de papel Kraft nas direções MD e CMD na zona resistente foram calculados com a equação 13 e os comprimentos dos reforços de papel Kraft na zona ativa com as equações 16 e 17.

Na Figura 26 são demonstrados, em cada camada, os comprimentos de papel Kraft preparados na direção MD.

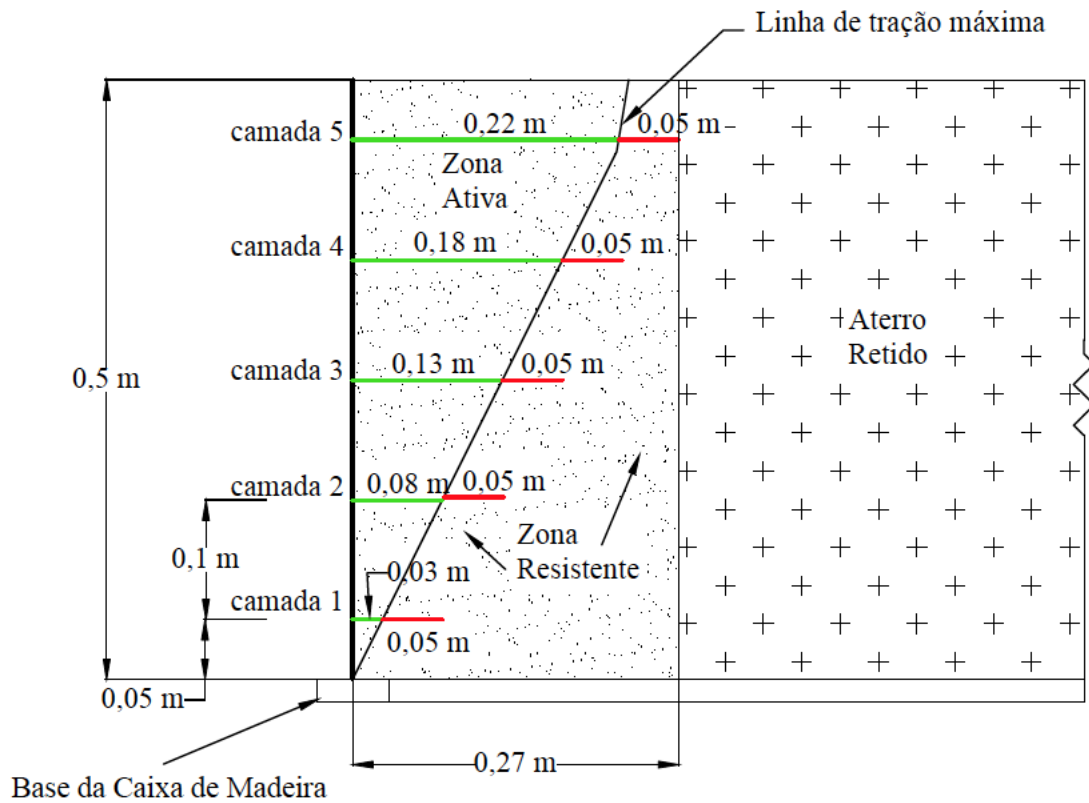
Figura 26 – Seção transversal do modelo reforçado com reforços de papel Kraft preparados na direção MD.



Fonte: Autoria Própria.

Na Figura 27 são demonstrados, a cada camada de papel, os comprimentos de papel Kraft preparados na direção CMD.

Figura 27 – Seção transversal do MSME com reforços de papel Kraft preparados na direção CMD.



Fonte: Autoria Própria.

Os dados referentes à geometria do aterro reforçado com largura de 0,5 metros são apresentados na Tabela 14.

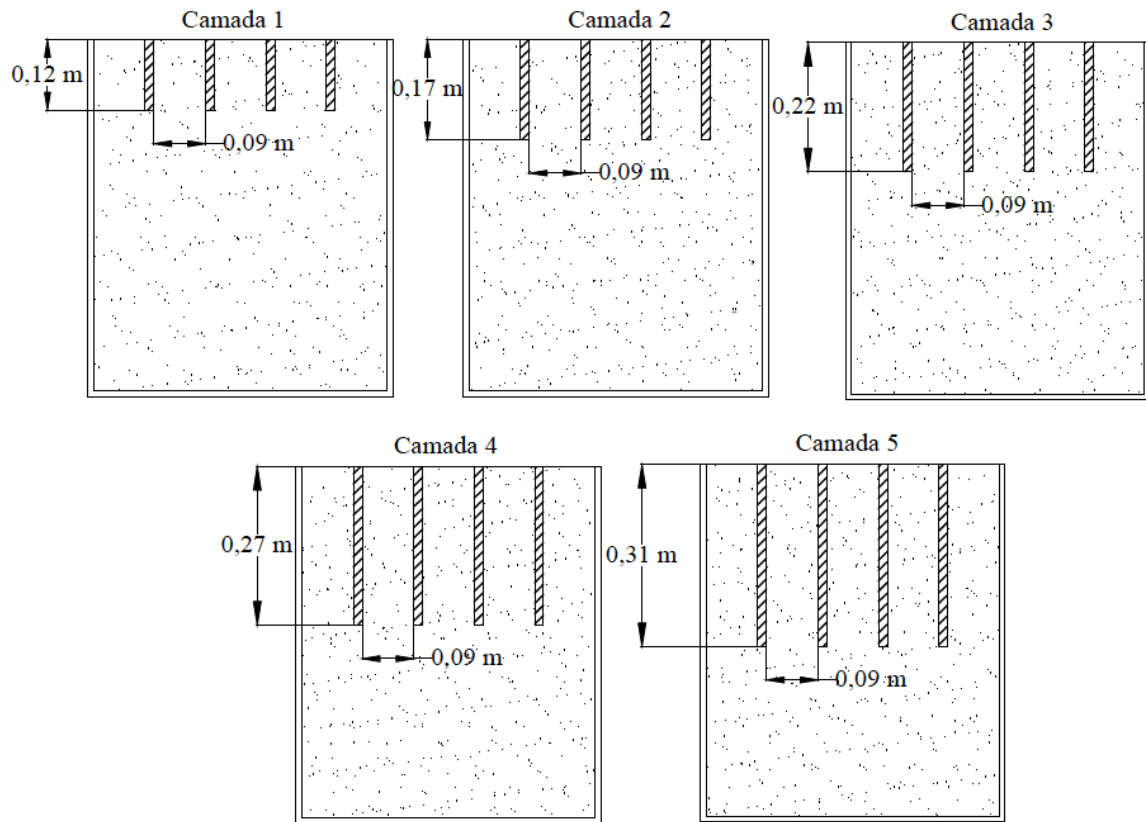
Tabela 14 – Dados referentes à geometria do aterro reforçado.

Direção de mobilização do papel Kraft	Profundidade em que o reforço está instalado (m)	Altura da camada (m)	Quantidade de reforços na camada	Espaçamento Horizontal entre os reforços (m)	Área total de papel Kraft (m²)
MD	0,65	0,45	4	0,09	0,0654
	0,75	0,35	4	0,09	
	0,85	0,25	4	0,09	
	0,95	0,15	4	0,09	
	1,05	0,05	4	0,09	
CMD	0,65	0,45	7	0,05	0,0935
	0,75	0,35	7	0,05	
	0,85	0,25	7	0,05	
	0,95	0,15	7	0,05	
	1,05	0,05	7	0,05	

Fonte: Autoria Própria.

A distribuição dos reforços de papel Kraft, preparados na direção MD, em cada camada pode ser visualizada na Figura 28.

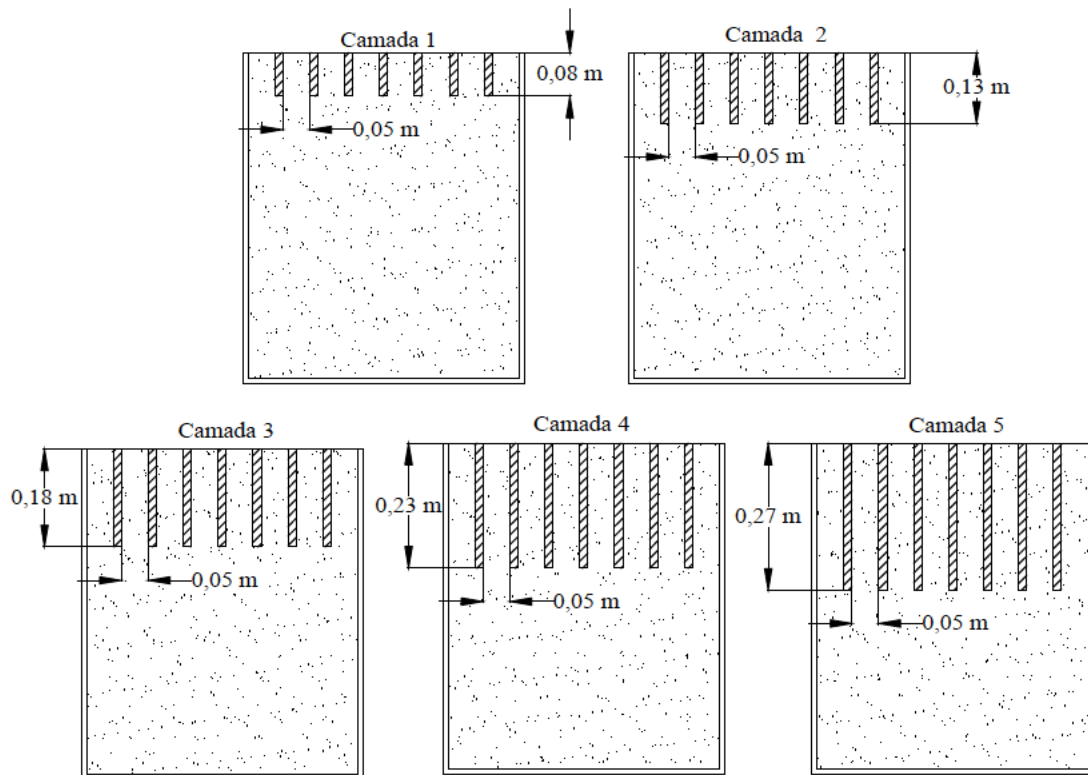
Figura 28 – Distribuição dos reforços de papel Kraft, preparados na direção MD, em cada camada de reforço.



Fonte: Autoria Própria.

A distribuição dos reforços de papel Kraft, preparadas na direção CMD, a cada nível são demonstradas na Figura 29.

Figura 29 – Distribuição dos reforços de papel Kraft, recordadas na direção CMD, a cada nível de reforço.



Fonte: Autoria Própria.

5.3.2. Verificação da estabilidade externa do aterro reforçado

No que tange a estabilidade externa, neste trabalho foram verificados os estados limites de deslizamento do maciço ao longo da base, pois os outros estados limites últimos envolvem mecanismos que ocorrem no solo de fundação, o que não ocorrerá no aterro reforçado, pois a caixa onde o aterro reforçado será construído estará sobre uma base considerada rígida.

Os dados referentes à verificação da estabilidade externa do aterro reforçado, com reforços de papel Kraft preparados na direção MD estão descritos na Tabela 15.

Tabela 15 – Verificação da estabilidade externa (Direção MD).

Carregamento horizontal (Q_h) (kN/m)	Carregamento vertical atuante (Q_v) (kN/m)	Resistência de cálculo do aterro reforçado (\bar{Q}_h) (kN/m)	Verificação da estabilidade externa do aterro reforçado ($Q_h < \bar{Q}_h$)
0,7	3,4	1,9	Verificado
1,0	3,9	2,2	Verificado
1,3	4,4	2,5	Verificado
1,6	4,9	2,8	Verificado
2,0	5,4	3,0	Verificado

Fonte: Autoria Própria.

Os dados referentes à verificação da estabilidade externa do aterro reforçado, com reforços de papel Kraft preparadas na direção CMD estão descritos na Tabela 16.

Tabela 16 – Verificação da estabilidade externa (Direção CMD).

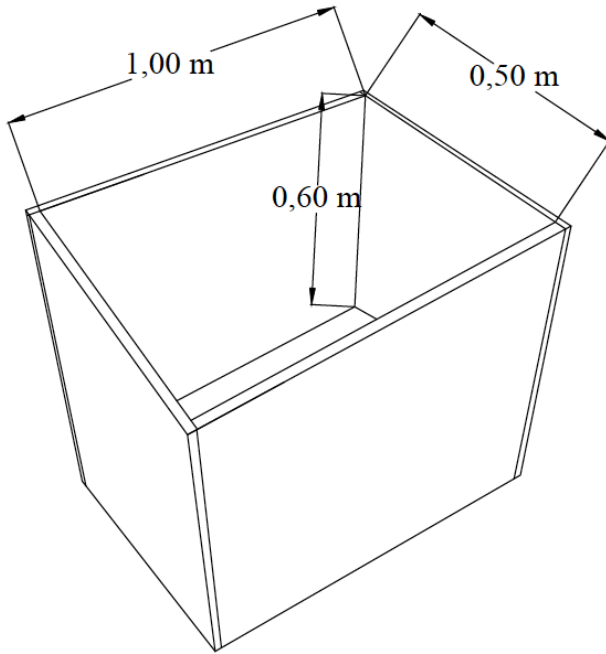
Carregamento horizontal (Q_h) (kN/m)	Carregamento vertical atuante (Q_v) (kN/m)	Resistência de cálculo do aterro reforçado (\bar{Q}_h) (kN/m)	Verificação da estabilidade externa do aterro reforçado ($Q_h < \bar{Q}_h$)
0,7	2,9	1,6	Verificado
1,0	3,4	1,9	Verificado
1,3	3,8	2,1	Verificado
1,6	4,3	2,4	Verificado
2,0	4,7	2,6	Verificado

Fonte: Autoria Própria.

5.4. Caixa para Construção do Aterro Reforçado

A partir dos resultados obtidos com o dimensionamento do aterro reforçado, as dimensões da caixa foram adotadas e são ilustradas na Figura 30. A caixa é composta por quatro faces verticais, sem topo, sendo a face frontal removível. Esta face é removida após o final da construção do aterro reforçado.

Figura 30 – Esquema da caixa para construção do aterro reforçado.



Fonte: Autoria Própria.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Este trabalho avaliou experimentalmente os materiais (solo e papel) capazes de constituir o aterro reforçado. Concluiu-se que o material de aterro se tratava de uma areia média e mal graduada. O material escolhido para representar o reforço do aterro foi papel Kraft, e este foi ensaiado à tração, com CPs preparados na direção de fabricação e na direção transversal à direção de fabricação, este último apresentando, aproximadamente, metade da resistência dos CPs recortados na direção de fabricação. Os resultados obtidos possibilitaram o dimensionamento do aterro, e a verificação da estabilidade interna e externa do aterro reforçado foram realizadas. A utilização do papel Kraft preparado na direção de fabricação apresentou uma economia de aproximadamente 30% do material. Além disso, a partir do dimensionamento foi possível determinar as possíveis dimensões da caixa onde o mesmo será construído. As principais conclusões deste trabalho estão sumariadas abaixo:

- O solo a ser empregado deve ser um material granular similar à areia mal graduada (ou areia média) utilizada neste estudo;
- O reforço do aterro a ser empregado na construção do aterro reforçado deve ser um material com características semelhantes ao papel empregado neste estudo,
- Se forem empregados outros materiais que não os utilizados neste trabalho, novas caracterizações dos materiais necessitarão ser realizadas;
- Uma caixa com 1,00 m x 0,50 m x 0,60 m pode ser empregada na construção do aterro reforçado;
- A fim de proporcionar a visualização do mecanismo de ruptura dos aterros reforçados, recomenda-se que pelo menos uma das faces laterais seja de acrílico. Além disso, é interessante reduzir o atrito entre as paredes da caixa e o solo com o polimento das mesmas.

6.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

A partir dos resultados obtidos neste estudo algumas sugestões para trabalhos futuros encontram-se listadas a seguir, a fim de tornar possível a concretização da atividade idealizada pelo grupo PET de Engenharia Civil da UTFPR-CM.

- Estudar aspectos relacionados ao material que representará o paramento do aterro reforçado;
- Idealizar possíveis sistemas de aplicação da sobrecarga no aterro reforçado;
- Estudar distintas formas de “ancorar” os reforços de papel ao paramento do aterro reforçado;
- Construir, no laboratório, diferentes configurações de aterros reforçados a partir de distintos dimensionamentos possíveis, para avaliar se os mesmos suportam as cargas pré-estabelecidas nos dimensionamentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo: Análise Granulométrica.** 12 p. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** 1 p. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** 12 p. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** 4 p. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1: Materiais Metálicos – Ensaio de Tração à temperatura ambiente.** 70 p. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 19286: Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados – Especificação.** 22 p. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6323: Galvanização por imersão a quente de produtos de aço e ferro fundido – Especificação.** 33 p. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e Solos.** 18 p. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 9862: Geossintéticos – Amostragem e preparação de corpos de prova para ensaios.** 4 p. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10319: Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga.** 11 p. Rio de Janeiro, 2013.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **LRFD Bridge Design Specifications**. 4. ed. 333 p. Washington, DC: 2007.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **T 236: Standard Method of Test for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. 8 p. Washington, DC: 2003.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **T 296: Standard Method of Test for Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression**. 11 p. Washington, DC: 2010.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **D4253: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table**. 14 p. Washington, DC: 2016.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **D4254: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density**. 9 p. Washington, DC: 2016.

BECKER, L.D.B. **Comportamento de Geogrelhas em Muro de Solo Reforçado e em Ensaios de Arrancamento**. 322 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BRIAUD, J-L. **Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils**. Texas: Wiley, 2013.

CRAIG, R.F. **Mecânica dos Solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

DE MELLO, V. F. B. **The standard penetration test**. *Pan American Soil Conference*, 4. San Juan, 1971.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND REINFORCED SOIL SLOPES No. FHWA-NHI-10-024, NHI Course No. 132042 and 132043., 2009, 332 p.

EHRlich, M.; BECKER, L.D.B. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

FELIX, C.M.S. **Comportamento dos Muros de Terra Armada.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Universidade do Porto, Porto, 1991.

MAPARAGEM, A.S. **Avaliação da Interação Solo-Fitas Metálicas e Poliméricas Para Soluções em Terra Armada em Solos Não Convencionais.** Dissertação (Mestrado) - Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND REINFORCED SOIL SLOPES DESIGN & CONSTRUCTION GUIDELINES No. FHWA-NHI-00-043, NHI Course No. 132042., 2001, 418 p.

MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B. (1987). **Reinforcement of Earth Slopes and Embankments.** Transportation Research Board. 330 p. Washington, DC: 1987.

O'RIORDAN, N.; NICHOLSON, D.; HUGHES, L. and PHEAR, A. Examining the carbon footprint and reducing the environmental impact of slope engineering options. **Ground Engineering**, Londres, p. 28-30, fev. 2011.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RECIFE (Município). Secretaria de Serviços Públicos. **Diretrizes Executivas de Serviços de Geotecnia. Recife**, 2004. 46 p.

SIMONETTI, H. **Estudo de Impactos Ambientais Gerados pelas Rodovias:** sistematização do processo de elaboração de EIA/RIMA. 55 P. Trabalho de Diplomação (Graduação em

Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

TELES, G.L.V. **ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DA AREIA DE HOKKSUND.** Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

TERZAGHI, K. **FIFTY YEARS OF SUBSOIL EXPLORATION.** 3rd ICSMFE. Vol 3. Zürich, 1953, 10p.

TIERRA ARMADA – SUSTAINABLE TECHNOLOGY. Disponível em: <<http://www.tierraarmada.com>>. Acesso em: 22 jul. 2018.

UBILLÚS, T. V. B. **Avaliação do Comportamento Dinâmico de um Muro de Gravidade.** Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2010.

VENTEMATTI, J. C. Manual Brasileiro De Geossintéticos 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2015.