

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

EDUARDO FERNANDO SCHEFFLER

**VERIFICAÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EXECUTADAS EM BLOCOS DE
CONCRETO E SOLO REFORÇADO**

São Leopoldo
2018

EDUARDO FERNANDO SCHEFFLER

**VERIFICAÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EXECUTADAS EM BLOCOS DE
CONCRETO E SOLO REFORÇADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Graduado em
Engenharia Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos familiares pelo incentivo e ajuda que me deram durante toda a trajetória acadêmica. Mário, Silvia, Ana Paula e Arthur, vocês fizeram parte desta conquista, sem dúvidas!

Aos professores, funcionários e amigos da Unisinos por cada conhecimento que foi compartilhado, em especial ao orientador Prof. Dr. Felipe Gobbi pela disponibilidade e atenção prestada durante toda a elaboração do trabalho.

RESUMO

O propósito deste trabalho consiste na verificação de muros de arrimo de gravidade, simulando a sua construção com blocos de concreto de dimensões 50 x 50 x 100 cm, os quais são produzidos por uma concreteira localizada na cidade de Gramado/RS, com concretos recusados pelos seus clientes que retornam até a concreteira. Foi verificada a altura máxima suportada pelo muro para as situações em que o mesmo apresentasse a disposição dos blocos resultando em base de 50 cm e em seguida apresentasse base de 100 cm sendo utilizado apenas os blocos de concreto. Na sequência, foi testada a alternativa de reforçar o solo utilizando malha metálica e, como faceamento, estes mesmos blocos, onde foi verificada uma nova altura que o muro pode suportar com a presença destes reforços. Como resultados para um solo hipotético, foram definidas as alturas máximas de 1 m para o muro com 50 cm de base, de 2 m para o muro com 100 cm de base e foi testado um muro com altura de 6 m utilizando solo reforçado. Os estudos indicam a viabilidade do muro proposto para alturas inferiores a 6 m e a potencialidade para alturas maiores, desde que adotada a técnica de solo reforçado devem ser realizados para tal estudos futuros.

Palavras-chave: Muro de arrimo. Solo reforçado. Blocos de concreto. Contenções.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Muro de arrimo e seus elementos principais	17
Figura 2 – Muro de arrimo perfil retangular	18
Figura 3 – Muro de arrimo perfil trapezoidal.....	19
Figura 4 – Muro de arrimo perfil escalonado	19
Figura 5 – Muro de arrimo de flexão comum.....	21
Figura 6 – Tombamento de um muro de arrimo	24
Figura 7 – Deslizamento de um muro de arrimo	25
Figura 8 – Exemplo de um esquema de drenagem para uma sapata.....	25
Figura 9 – Ruptura do solo.....	26
Figura 10 – Muro reforçado com geogrelha	29
Figura 11 – Disposição dos blocos de concreto para base igual a 50 cm.....	38
Figura 12 – Disposição dos blocos de concreto para base igual a 100 cm.....	38
Figura 13 – Muro de base 0,5 m e altura 1 m.....	41
Figura 14 – Muro de base 1 m e altura 2 m	46
Figura 15 – Muro de base 0,5 m e altura 0,5 m.....	51
Figura 16 – Muro de base 1 m e altura 1,5 m.....	57
Figura 17 – Camadas de reforço para o cálculo de $T_{máx}$	66
Figura 18 – Ábacos utilizados para o dimensionamento de estruturas com face vertical	74

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 – Bloco utilizado para os cálculos das verificações.....	31
Fotografia 2 – Formas utilizadas para a execução dos blocos de concreto	32
Fotografia 3 – Parte interna das formas utilizadas para a execução dos blocos de concreto	32

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados	45
Gráfico 2 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados	45
Gráfico 3 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados	50
Gráfico 4 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados	50
Gráfico 5 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados	55
Gráfico 6 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados	56
Gráfico 7 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados	61
Gráfico 8 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados	61
Gráfico 9 – Ângulo de atrito interno x altura máxima do muro para os parâmetros de solo considerados	63
Gráfico 10 – Ângulo de atrito interno x altura máxima do muro para os parâmetros de solo considerados	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura	46
Tabela 2 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura	51
Tabela 3 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura	56
Tabela 4 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura verificada ..	62
Tabela 5 – Determinação de $T_{m\acute{a}x}$	66
Tabela 6 – Verificação da estabilidade ao arrancamento.....	68
Tabela 7 – Resumo das verificações realizadas e sua respectiva altura máxima.....	69
Tabela 8 – Especificações técnicas malha DELTAX G80/2	73

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
Ea	Empuxo Ativo do Solo
Ew	Empuxo Hidrostático
Ep	Empuxo Passivo do Solo
FS	Fator de Segurança
γ	Peso Específico do Solo
γ_w	Peso Específico da Água
ϕ	Ângulo de Atrito Interno do Solo
Lr	Comprimento do Reforço
H	Altura da Estrutura
Hw	Altura do nível da água
Ka	Coefficiente de Empuxo Ativo
Kp	Coefficiente de Empuxo Passivo
Fe	Força Estabilizante
Fi	Força Instabilizante
Me	Momento Estabilizante
Mi	Momento Instabilizante
Pr	Resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal
Le	Comprimento de embutimento do reforço na zona resistente
β	Parâmetro de deformabilidade dos reforços
σ'_z	Tensão vertical efetiva
σ'_{zc}	Tensão máxima a qual o solo já foi submetido
Pa	Pressão atmosférica
Jr	Módulo de rigidez do reforço a tração
Si	Índice de rigidez relativa solo reforço
Sv	Espaçamento vertical entre os reforços
n	Expoente dos módulos do modelo hiperbólico
Tmáx	Força máxima de tração no reforço
ω	Inclinação da face na estrutura

k

Módulo tangente inicial da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 TEMA OU PROBLEMA	13
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	14
1.3 OBJETIVOS	14
1.3.1 Objetivo Geral	14
1.3.2 Objetivos Específicos	14
1.4 JUSTIFICATIVA	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1 CONCEITO MURO DE ARRIMO	16
2.2 TIPOS DE MUROS DE ARRIMO	17
2.2.1 Muros de Arrimo por Gravidade	17
2.2.1.1 Solo Reforçado.....	19
2.2.2 Muros de Arrimo por Flexão	20
2.3 EMPUXOS DE TERRA	21
2.3.1 Força de Empuxo Resultante	22
2.3.2 Teoria de Coulomb	22
2.3.3 Teoria de Rankine	22
2.4 CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	23
2.4.1 Tombamento	23
2.4.2 Deslizamento da Base	24
2.4.3 Drenagem	25
2.4.4 Ruptura do Solo	26
2.5 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	27
2.6 TIPOS DE REFORÇOS E CARACTERÍSTICAS	27
2.6.1 Geotêxteis Tecidos e Geotêxteis não Tecidos	28
2.6.2 Geogrelhas	28
2.6.3 Reforços Metálicos	29
2.7 FACEAMENTO DAS ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	30
3 METODOLOGIA	31
3.1 SOLO, FACEAMENTO E REFORÇO	31
3.2 DIMENSIONAMENTO.....	33
3.2.1 Estabilidade Externa da Estrutura	33

3.2.2 Estabilidade Interna da Estrutura	34
3.3 VERIFICAÇÕES A SER REALIZADAS.....	37
3.3.1 Altura Máxima sem Utilização de Reforço no Solo	37
3.3.2 Altura Máxima sem Utilização de Reforço no Solo, considerando enterramento do muro	38
3.3.3 Altura Máxima em Função do Ângulo de Atrito Interno do Solo, sem Reforço no Solo.....	39
3.3.4 Utilização de Reforço no Solo.....	39
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	41
4.1 ALTURA MÁXIMA SEM UTILIZAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO	41
4.1.1 Base 0,5 m e Altura 1,0 m	41
4.1.1.1 Cálculo do Empuxo Ativo	41
4.1.1.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático	42
4.1.1.3 Cálculo do Momento de Tombamento.....	42
4.1.1.4 Cálculo do Peso do Muro	42
4.1.1.5 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro	42
4.1.1.6 Verificação da Segurança ao Tombamento	42
4.1.1.7 Verificação da Segurança ao Deslizamento	43
4.1.1.8 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações.....	43
4.1.2 Base 1,0m e Altura 2,0m	46
4.1.2.1 Cálculo do Empuxo Ativo	46
4.1.2.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático	47
4.1.2.3 Cálculo do Momento de Tombamento.....	47
4.1.2.4 Cálculo do Peso do Muro	47
4.1.2.5 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro	47
4.1.2.6 Verificação da Segurança ao Tombamento	48
4.1.2.7 Verificação da Segurança ao Deslizamento	48
4.1.2.8 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações.....	48
4.2 ALTURA MÁXIMA SEM UTILIZAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO, CONSIDERANDO ENTERRAMENTO DO MURO.....	51
4.2.1 Base 0,5m e Altura 0,5m	51
4.2.1.1 Cálculo do Empuxo Ativo	51
4.2.1.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático	52
4.2.1.3 Cálculo do Empuxo Passivo.....	52

4.2.1.4 Cálculo do Momento de Tombamento e Momento Resistente	53
4.2.1.5 Cálculo do Peso do Muro	53
4.2.1.6 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro	53
4.2.1.7 Verificação da Segurança ao Tombamento	53
4.2.1.8 Verificação da Segurança ao Deslizamento	54
4.2.1.9 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações.....	54
4.2.2 Base 1,0m e Altura 1,5m	57
4.2.2.1 Cálculo do Empuxo Ativo	57
4.2.2.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático	57
4.2.2.3 Cálculo do Empuxo Passivo.....	58
4.2.2.4 Cálculo do Momento de Tombamento e Momento Resistente.....	58
4.2.2.5 Cálculo do Peso do Muro	58
4.2.2.6 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro	59
4.2.2.7 Verificação da Segurança ao Tombamento	59
4.2.2.8 Verificação da Segurança ao Deslizamento	59
4.2.2.9 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações.....	59
4.3 ALTURA MÁXIMA EM FUNÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO, SEM REFORÇO NO SOLO	62
4.4 UTILIZAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO	64
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	69
5.1 CONCLUSÃO.....	69
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	70
REFERÊNCIAS.....	71

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que as estruturas de contenção recebem um papel importante na execução de projetos de obras de engenharia, pois proporcionam segurança e estabilidade de cortes e aterros que ocorrem durante uma obra, seja ela contenção de taludes ou alguma outra forma de contenção. Essas estruturas muitas vezes necessitam de alturas específicas em projetos e dependendo do material e forma com o qual for executado, tornam-se inviáveis.

As estruturas de contenção consistem em uma parcela importante do orçamento de obras de infraestrutura, e por este motivo, toda ação que vise otimizar obras de contenção, possui interesse direto em todo o mercado de engenharia civil.

Um exemplo a ser citado, e que será o escopo do presente trabalho, são os muros de arrimo de gravidade construídos com a utilização de blocos de concreto pré-moldados oriundos de concretos negados em obras. Dependendo das dimensões e do peso dos blocos, o muro pode não atingir uma determinada altura desejada ou especificada em projeto, por não atender às exigências estabelecidas em norma, sendo assim, necessário a inclusão de alguma outra alternativa.

Frente a estas condições, uma solução de engenharia que pode auxiliar bastante nesse acréscimo de altura do muro, consiste na inclusão de reforços no solo, ou seja, muros de solo reforçado. Este tipo de muro ganha destaque por ser viável não apenas no seu custo, mas também em questões estruturais, quando comparadas a outras soluções existentes na atualidade.

Assim, o presente trabalho irá avaliar e demonstrar essa diferença de altura que consegue-se obter com a inclusão de reforços no solo em união a utilização de blocos de concreto pré-moldados, os quais serão calculados conforme métodos de projetos de estruturas de solo reforçado.

1.1 TEMA OU PROBLEMA

Um projeto de muro de arrimo muitas vezes exige uma determinada altura que acaba restringindo o uso de determinados materiais com os quais se deseja realizar a execução da obra. Sendo assim, a necessidade pela busca de novas alternativas, ou alternativas complementares, torna-se imprescindível. A utilização de reforços no

solo é uma opção que pode trazer benefícios para as estruturas de contenção, por estes proporcionarem boas características mecânicas.

Diante disto, o presente trabalho visa a comparação e os benefícios que esses reforços podem proporcionar à estrutura de contenção quando utilizados em conjunto a blocos de concreto pré-moldados como faceamento.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O presente trabalho consiste na verificação e comparação de um muro de arrimo de gravidade constituído por blocos de concreto pré-moldados de dimensões 50 cm x 50 cm x 100 cm, e sua união como faceamento com o uso de reforço no solo, o qual será verificado com a utilização de malha de aço especial com tensão de escoamento de 1770 MPa.

1.3 OBJETIVOS

Neste item serão apresentados os objetivos do trabalho, os quais estão divididos em gerais e específicos.

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento de um muro de arrimo de blocos de concreto pré-moldados comparando-o quando executado em conjunto ao solo reforçado.

1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são:

- a) Verificar a altura máxima que um muro de arrimo de gravidade pode ser construído considerando um terreno hipotético, com a utilização de blocos de concreto pré-moldados de dimensões 50 cm x 50 cm x 100 cm;
- b) Verificar a nova altura máxima que um muro de arrimo de gravidade pode ser construído, fazendo a utilização de solo reforçado em conjunto com os blocos de concreto pré-moldados de dimensões 50 cm x 50 cm x 100 cm como faceamento;

c) Comparação das alturas para as duas alternativas.

1.4 JUSTIFICATIVA

A utilização de reforços no solo pode otimizar estas estruturas e viabilizar obras mais econômicas, superando algumas desvantagens presentes em situações sem o seu emprego. Este trabalho verifica o real comportamento do conjunto composto pelo bloco de concreto pré-moldado e solo reforçado, a fim de gerar uma nova alternativa aos projetistas. O aproveitamento do concreto recusado pelas obras para a elaboração dos blocos para construção dos muros de arrimo trata-se de uma alternativa vantajosa em relação aos aspectos ambientais, a partir do momento em que o mesmo não é simplesmente descartado.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 CONCEITO MURO DE ARRIMO

Os muros de arrimo são estruturas que se enquadram entre as construções mais antigas realizadas pelos seres humanos, desde as primeiras construções feitas em pedras. Os modelos de cálculo para o dimensionamento destas estruturas começaram a ser utilizados a partir do século XVIII, com a apresentação de um trabalho realizado por Coulomb. (BARROS, 2017).

Moliterno (1994) complementa que a teoria de Coulomb baseia-se na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza pela perda de resistência a cisalhamento ou atrito.

Sendo assim, um muro de arrimo basicamente garante a segurança de um determinado talude, com a função de suportar os empuxos de terra que são gerados. Sendo assim, são estruturas de extrema importância em obras e projetos variados na engenharia. (EHRlich E BECKER, 2009).

Em meio a efeitos semelhantes a estes citados, como o do empuxo, deve-se destacar o termo estabilidade, pois este é a garantia de que uma obra geotécnica ao receber determinados carregamentos, não entrará em colapso nem irá romper. (BUDHU, 2013).

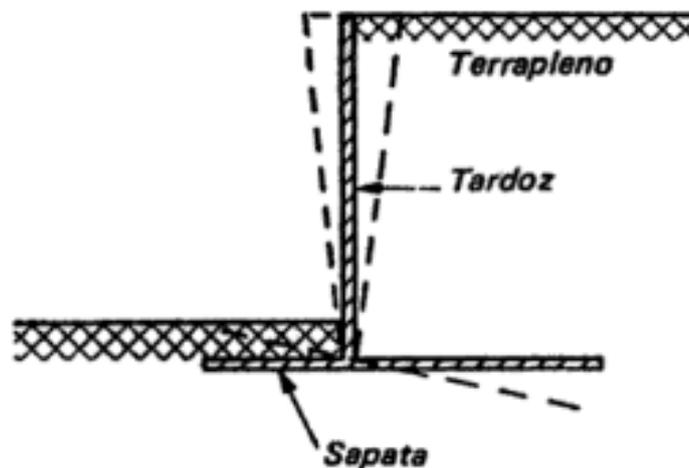
Os muros de arrimo, apesar de serem tratados diversas vezes apenas como um detalhe nas obras, podem acabar impactando no orçamento das mesmas, devido ao seu alto custo que muitas vezes se torna mais elevado que a própria edificação em questão. (MOLITERNO, 1994).

Segundo Moliterno (1994, p. 2),

O projeto de um muro de arrimo, como acontece com qualquer outro tipo de estrutura, consiste essencialmente na repetição sucessiva de 2 passos:
Determinação ou estimativa das dimensões
Verificação da estabilidade aos esforços atuantes.
Para a escolha das dimensões, o projetista lança mão da própria experiência e observação ou, ainda, pode ser orientada por fórmulas empíricas.
Determinadas as forças que atuam na estrutura, tais como o seu peso próprio, empuxos causados pela pressão da terra, eventuais cargas aplicadas no topo do muro e as reações do solo, podemos ter a ideia da estabilidade.

Guerrin, Lavaur e Lauand (2003) complementam que um muro de arrimo constitui-se de dois elementos principais, conforme figura 1 abaixo, sendo eles o tardoz (ou ainda cortina, painel ou muro), o qual pode ser totalmente vertical, ou inclinado, cuja face está em contato com o solo. O outro elemento é a sapata de fundação, a qual geralmente apresenta direção horizontal, podendo também ser inclinada na mesma direção do terraplano, o qual repousa uma parte no tardoz e outra na sapata.

Figura 1 – Muro de arrimo e seus elementos principais



Fonte: Guerrin, Lavaur e Lauand (2003)

2.2 TIPOS DE MUROS DE ARRIMO

Serão descritos a seguir os principais tipos de muro de arrimo, sendo os de gravidade o foco deste trabalho.

2.2.1 Muros de Arrimo por Gravidade

Os muros de arrimo por gravidade são estruturas as quais sua estabilidade depende do seu peso próprio, e são dimensionados para não apresentarem tensões de tração. Esta condição visa a garantia da sua resistência contra as ações laterais atuantes sobre o muro. (DOMINGUES, 1997).

Para que haja equilíbrio na estrutura, as cargas verticais devem ser, pelo menos, iguais ao dobro das cargas geradas pelo empuxo. Se tratando de muros de

arrimo por gravidade, isso somente é possível considerando-se o peso próprio do muro. (MOLITERNO, 1994).

A realização da compactação do solo para este tipo de muro de arrimo é um ponto de extrema importância a ser ressaltado. A necessidade de escavação de um terreno natural que ocorre frequentemente durante a execução de uma obra, resulta numa heterogeneidade entre a camada de materiais de aterro e a camada de solo natural, o que pode acarretar em uma superfície de deslizamento. (BARROS, 2017).

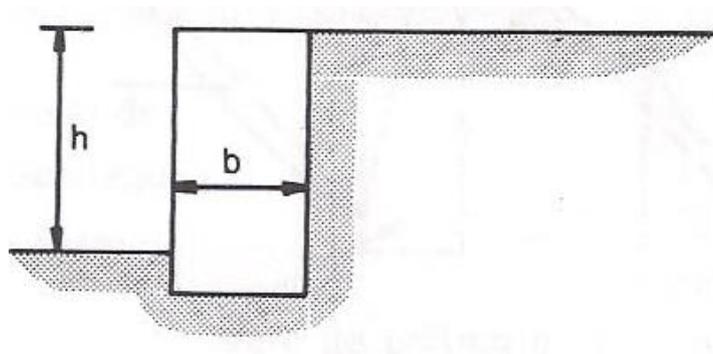
Os muros de arrimo por gravidade podem ser diversos, variando desde material até forma e processo ao qual o mesmo é construído. Pode-se dizer que há uma forte ligação entre material e forma, pois tendo a definição do material, a forma é definida e apresentada na sequência. (FERNANDES, 2014).

Referente aos materiais com os quais os muros de gravidade são construídos, estes são variados, podendo ser em gabiões, concreto ciclópico, ou até mesmo outras combinações de materiais. Uma grande vantagem deste tipo de muro é em relação ao seu processo executivo, pelo fato de o mesmo não possuir requisito em mão de obra especializada, devido à sua facilidade construtiva. (BARROS, 2017).

Quanto às formas, Moliterno (1994) acrescenta que os muros de arrimo por gravidade podem apresentar perfil retangular, trapezoidal ou escalonado.

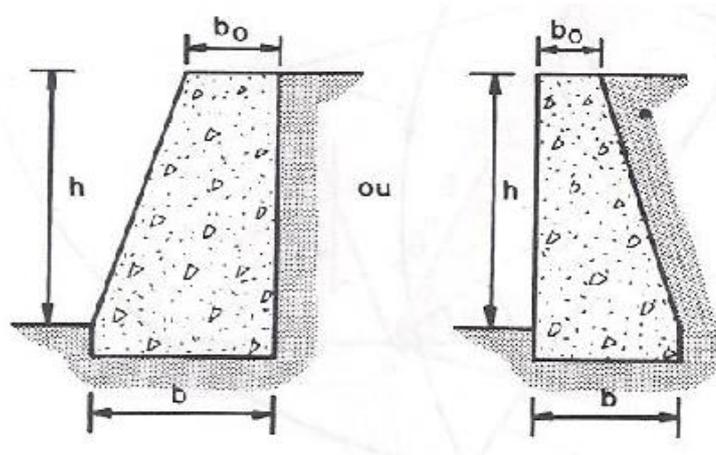
As figuras abaixo representam os respectivos perfis descritos pelo mesmo autor.

Figura 2 – Muro de arrimo perfil retangular



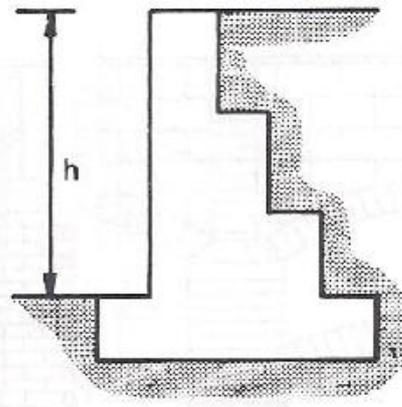
Fonte: Moliterno (1994)

Figura 3 – Muro de arrimo perfil trapezoidal



Fonte: Moliterno (1994)

Figura 4 – Muro de arrimo perfil escalonado



Fonte: Moliterno (1994)

2.2.1.1 Solo Reforçado

Os muros executados em solo reforçado tem sido uma alternativa aos muros convencionais nos últimos anos tornando-se populares devido à sua alta flexibilidade e bases alargadas. Sua relação custo-benefício tem se mostrado melhor em uma grande variedade dentre as estruturas existentes. (BUDHU, 2013).

Sua introdução entre estas demais alternativas ocorreu devido às necessidades que foram surgindo de construções de muros para contenção de solos com alturas

mais elevadas, o que impacta em um alto custo se tratando de contenções executadas como as de concreto armado ou ciclópico. (EHRlich E BECKER, 2009).

O solo ao ser compactado de maneira adequada, passa a apresentar boa resistência tanto à compressão quanto ao cisalhamento, o que não acontece em relação aos esforços de tração. A associação do solo juntamente com os reforços, passam a melhorar as características mecânicas deste composto. (EHRlich E BECKER, 2009).

Conforme Ehrlich e Becker (2009), “os reforços atuam de maneira similar a uma “costura”, solidarizando a região onde o solo seria potencialmente instável com a região estável e impedindo a ruptura do talude”.

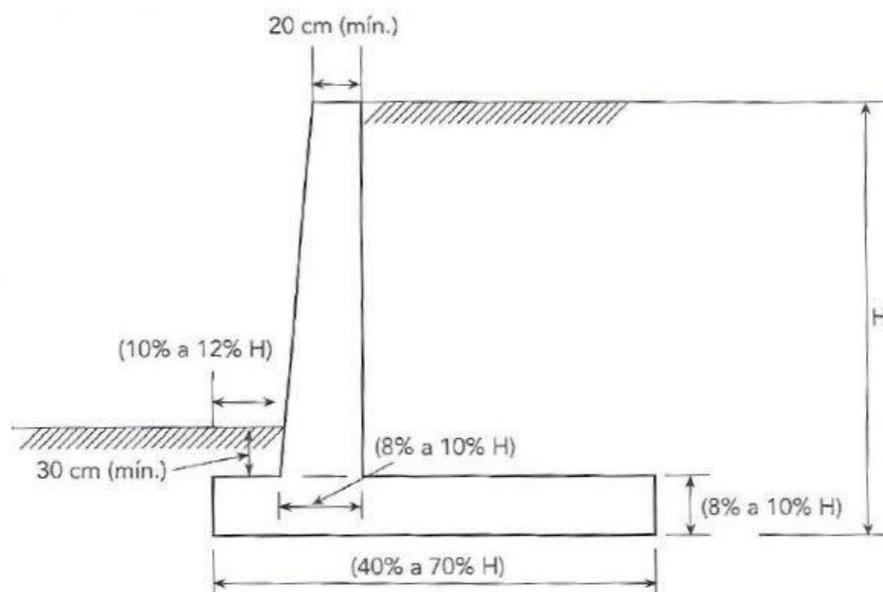
2.2.2 Muros de Arrimo por Flexão

Os muros de arrimo por flexão, diferentemente dos muros de gravidade dependem não só do peso próprio da estrutura, mas também contam com uma parcela de solo junto à ela. (CARVALHO et al, 1991).

Este tipo de muro apresenta uma grande variedade de aplicações, podendo ser utilizados tanto temporariamente quanto permanentemente. No primeiro caso, sua utilização se dá para períodos de escavações de uma determinada obra, sendo que no segundo caso visa a contenção de solo e/ou água. (BUDHU, 2013).

Um muro de flexão geralmente é constituído de duas partes principais: uma laje de fundo e uma outra vertical (ou então, subvertical), as quais trabalham à flexão, podendo ainda, adicionalmente, conter vigas de enrijecimento. (CARVALHO et al, 1991).

Figura 5 – Muro de arrimo de flexão comum



Fonte: Marchetti (2008)

Geralmente a construção deste tipo de muro se dá em concreto armado e em formato de “L”, não sendo muito utilizados em alturas superiores a 5m devido ao elevado custo que o mesmo apresenta nestas situações. (GERSCOVICH, 2010).

2.3 EMPUXOS DE TERRA

Define-se como empuxo de terra, a força resultante das pressões exercidas lateralmente pelo solo, sobre uma determinada estrutura de contenção ou fundação, sendo essas forças oriundas do peso próprio do solo ou de cargas atuantes sobre o mesmo. Seu valor depende da deformação que a estrutura sofre sob a ação do empuxo, e sua determinação é a etapa mais importante em uma análise de muros de arrimo. (BARROS, 2017).

O mesmo autor ainda complementa que, no caso de muros de arrimo de gravidade, estes são dimensionados sob a ação do empuxo ativo, pelo fato de permitirem a deformação do solo arrimado de forma que haja a mobilização total da sua resistência.

2.3.1 Força de Empuxo Resultante

Na verificação da estabilidade global de um muro ou de uma estrutura de contenção, existe uma força que ser determinada, a qual define a ação horizontal atuante sobre o mesmo: a força de empuxo resultante. Esta força é obtida através da integração dos empuxos ativos e passivos que atuam ao longo da estrutura de contenção. A resultante desse empuxo será uma força perpendicular ao muro, caso o mesmo seja liso e não apresente faces inclinadas. (CRAIG, 2014)

2.3.2 Teoria de Coulomb

A Teoria de Coulomb, a qual é conhecida como a teoria do equilíbrio limite, é popularmente utilizada em projetos de estruturas de contenção. Esta teoria faz uma análise das forças atuantes em uma cunha de terra, estando a mesma prestes a deslizar, ou seja, está na sua condição limite de equilíbrio, considerando o atrito existente entre o muro e o solo. O empuxo ativo total é subestimado nesta teoria, enquanto a resistência passiva total é superestimada, ou seja, são fornecidos limites superiores para a carga total de ruptura da estrutura de contenção. (CRAIG, 2014).

Barros (2017) complementa que a grande vantagem da Teoria de Coulomb está associada ao atrito existente entre o muro e o solo sobre o qual o mesmo se encontra, além da possibilidade de realização de verificações em muros que não apresentem paramentos totalmente verticais, apresentando inclinações.

2.3.3 Teoria de Rankine

Na Teoria de Rankine, os empuxos de terra são determinados através dos métodos de equilíbrio-limite, no qual a cunha de solo que está em contato com a estrutura esteja em estado de plastificação, ativo ou passivo. As tensões de origem externa são resultantes de forças aplicadas na superfície do terreno e do peso próprio da cunha de solo. (GERSCOVICH, SARAMAGO e DANZIGER, 2016).

A Teoria de Rankine estabelece algumas hipóteses, tais como, a homogeneidade do solo, além do solo ser isotrópico; o terreno apresenta superfície plana; a ruptura do maciço ocorre ao mesmo tempo em todos os pontos e ocorre sob o estado plano de deformação; o solo e a estrutura de contenção apresentam contato

liso, ou seja, sem mobilização da resistência e o paramento da estrutura de contenção é vertical. (GERSCOVICH, SARAMAGO e DANZIGER, 2016).

2.4 CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Para a verificação da estabilidade externa de um muro de arrimo, o mesmo deve apresentar estabilidade não só ao tombamento e deslizamento, mas também à capacidade das cargas atuantes nas fundações, e ainda estar seguro a uma ruptura geral. Considera-se nesta verificação, para o caso dos solos reforçados, uma análise como um muro convencional de gravidade, pois assim o mesmo passa a garantir sua estabilidade na zona não reforçada. (EHRlich E BECKER, 2009).

São descritas a seguir, as condições de estabilidade: tombamento e deslizamento da base, além de condições referentes à drenagem e ruptura do solo.

2.4.1 Tombamento

O tombamento pode acontecer em determinadas partes de um muro ou como um todo. Na primeira situação, as causas associam-se à defeitos de materiais de construção ou então do solo onde o muro se encontra. No caso de o muro tombar como um todo, vale para muros rígidos, e dependem somente de defeitos no solo ou então projetos mal feitos. (GUSMÃO FILHO, 2006).

Quando o momento estabilizante decorrente do peso próprio da estrutura não for suficiente em relação aos gerados pelo empuxo ativo do solo, o tombamento passa a acontecer. (BARROS, 2017).

O fator de segurança quanto ao tombamento é obtido pela razão entre o momento estabilizante e o momento instabilizante, de acordo com a equação abaixo:

$$FS = \frac{Me}{Mi}$$

Onde:

FS = fator de segurança ao tombamento

Me = momento estabilizante

Mi = momento instabilizante

A figura 6 representa um caso de tombamento em muro de arrimo de gravidade.

Figura 6 – Tombamento de um muro de arrimo



Fonte: Craig (2011)

2.4.2 Deslizamento da Base

Haverá o deslizamento da base do muro se não houver o equilíbrio do empuxo ativo por uma reação maior na base. A tensão de cisalhamento, ao se igualar à resistência de cisalhamento em uma superfície de escorregamento, faz com que o muro se mova e saia de alinhamento, e a solução para situações como estas seria a retirada de aterro ou aumento de sapata, criando condições contra o deslizamento. (GUSMÃO FILHO, 2006).

O fator de segurança ao deslizamento é obtido pela razão entre a força estabilizante e a força instabilizante, de acordo com a equação abaixo:

$$FS = \frac{F_e}{F_i}$$

Onde:

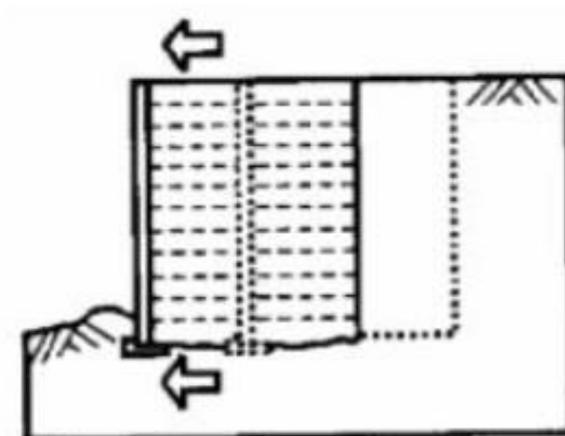
FS = fator de segurança ao deslizamento

F_e = força estabilizante

F_i = força instabilizante

A figura 7 representa uma situação de deslizamento de um muro de arrimo.

Figura 7 – Deslizamento de um muro de arrimo



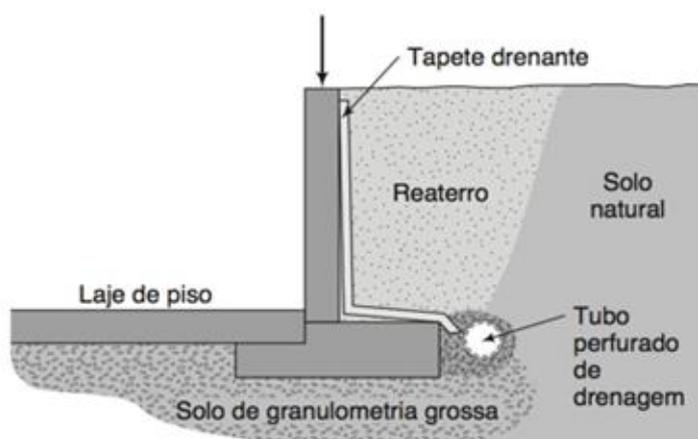
Fonte: Craig (2011)

2.4.3 Drenagem

Dentre as causas de ruptura que podem ocorrer em uma estrutura de contenção e os fatores relacionados à ela, pode-se citar a água. Por este motivo, deve-se prever uma drenagem que faça o escoamento superficial da água, a fim de evitar que a mesma entre na área de fundação. Cuidados com vazamentos e rupturas de tubulações, ou qualquer sistema de abastecimento próximos à estrutura também devem ser tomados. (BUDHU, 2013).

Na figura 8 pode-se ver um exemplo de um esquema de drenagem para uma sapata.

Figura 8 – Exemplo de um esquema de drenagem para uma sapata



Fonte: Budhu (2013)

Em situações nas quais os muros de arrimo são construídos à beira de rios, podem ocorrer inundações e a água subir inundando o muro, trazendo materiais que ficam sobre o mesmo após a água descer pelas laterais. No caso de o muro não estar dimensionado para receber estes carregamentos inesperados, haverá o rompimento do mesmo. (GUSMÃO FILHO, 2006).

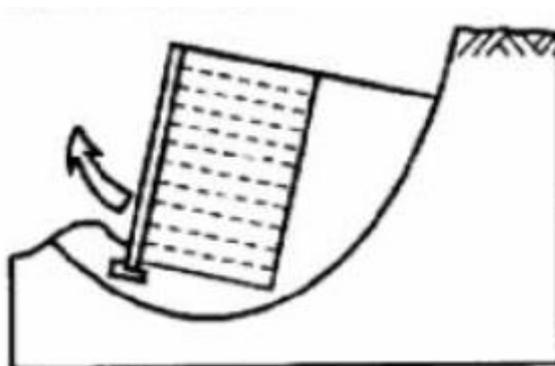
Para os muros de arrimo que são aterrados, pode-se fazer a utilização de drenos, para os quais existem alternativas como o uso de camadas de alvenaria vazada, granular ou geotêxtil, sendo estes colocados na parte de trás dos muros. (BARNES, 2016).

2.4.4 Ruptura do Solo

A causa mais comum de ruptura se dá em solos de argila média ou mole. Deve haver a substituição, compactação ou estabilização do mesmo, e até o alargamento da sapata pode servir de alternativa. O que não deve-se fazer é ignorar sua presença, como frequentemente acontece em obras, pois mesmo que apenas parte do muro seja afetado por solo mole, o mesmo irá recalcar nessa região, ficando o restante sobre a cota original, fazendo com que haja o rompimento do muro devido a essa diferença entre as cotas. (GUSMÃO FILHO, 2006).

A figura 9 representa uma situação de ruptura do solo em um muro de arrimo.

Figura 9 – Ruptura do solo



Fonte: Craig (2011)

2.5 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

Para que haja a determinação do empuxo ativo atuante sobre a estrutura de contenção, deve-se haver a seleção correta dos parâmetros do solo, tais como o peso específico, ângulo de atrito interno e coesão.

A determinação do peso específico de um determinado solo pode ser feita através de ensaios “in situ”, como exemplo o funil de areia, ou então através de valores já tabelados de acordo com cada tipo de solo. No caso da determinação do ângulo de atrito interno, este é determinado através de ensaios de resistência ao cisalhamento, como exemplo têm-se os ensaios de cisalhamento direto ou compressão triaxial. Por fim, a coesão é um parâmetro cujo valor adotado geralmente é nulo. Isso ocorre devido ao fato de o maciço arrimado ser um reaterro, o que faz com que a coesão efetiva seja muito pequena, inclusive para os solos argilosos. (BARROS, 2017).

A realização de ensaios para determinação dos parâmetros dos solos não são escopo deste trabalho.

2.6 TIPOS DE REFORÇOS E CARACTERÍSTICAS

As estruturas de contenção em solo reforçado podem receber diversos tipos de reforços em materiais variados, sendo que para a escolha do tipo, são analisadas principalmente questões econômicas, visto que qualquer um deles podem ser utilizados, contanto que se tenha conhecimento de suas propriedades mecânicas e reológicas. (EHRlich E BECKER, 2009).

A função dos reforços consiste em melhorar a estabilidade interna do solo. Essa melhoria ocorre com a diminuição das forças de ruptura e o aumento das forças de cisalhamento resistentes à ruptura que atuam no solo, sendo a maioria dos reforços elementos de baixa rigidez à flexão, as quais devem resistir às forças de tração. (BARNES, 2016).

De acordo com Gusmão Filho (2006), entre os materiais usuais, está a utilização de geossintéticos ou então de tiras metálicas, os quais são conectadas ao elemento de faceamento, constituindo um muro conhecido como terra armada.

Dentre as principais vantagens da utilização de geossintéticos, está a redução do tempo de construção da obra, a não necessidade de mão de obra qualificada,

construção de taludes e aterros com inclinações mais elevadas, entre outras. (VERTEMATTI, 2004).

São descritos a seguir os tipos de reforços utilizados comumente com suas respectivas características.

2.6.1 Geotêxteis Tecidos e Geotêxteis não Tecidos

Os primeiros geossintéticos utilizados na geotecnia foram os geotêxteis. O início da sua utilização se deu no ano de 1950, nos Estados Unidos, onde era utilizado basicamente para drenagem e controle de erosão. Na Europa seu uso foi feito a partir de 1960 e no Brasil somente em 1970, sendo que nos anos seguintes, começaram a surgir novos materiais sintéticos de alta resistência à tração. (EHRlich E BECKER, 2009).

Os geotêxteis tecidos são reforços que passam por processos convencionais de tecelagem, onde há o derretimento dos polímeros e a passagem por um extrusor. Após adquirirem as formas dos furos do extrusor, passam por um resfriamento e são tecidos em duas direções: longitudinal e transversal. (EHRlich E BECKER, 2009).

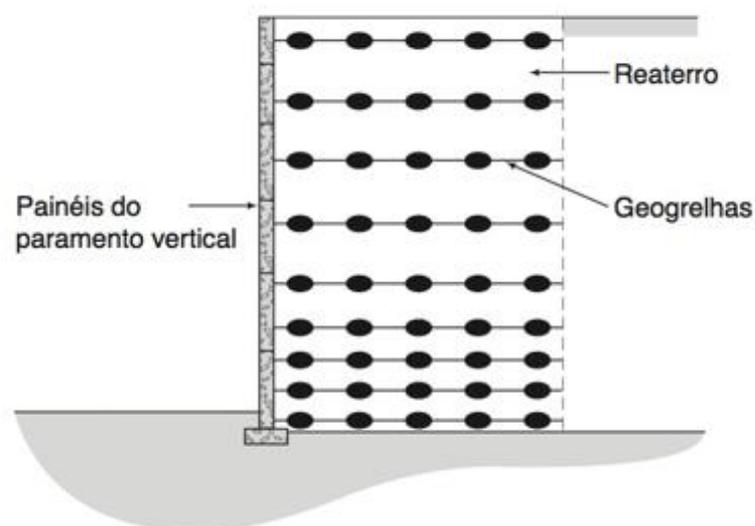
Os geotêxteis não tecidos, diferentemente dos tecidos, os filamentos são lançados, sobrepostos, aleatoriamente sobre esteiras. A ligação dos filamentos ocorre por meio de processos térmicos, produtos químicos ou por meio de agulhas. Feita a ligação, os geotêxteis podem ser prensados visando a facilidade na hora do armazenamento e facilitando o seu transporte. As propriedades físicas e mecânicas são mais constantes em relação aos geotêxteis tecidos. (EHRlich E BECKER, 2009).

2.6.2 Geogrelhas

As geogrelhas são reforços mais utilizados atualmente, por se tratarem de alternativas mais baratas em relação aos demais tipos de reforços, além da sua maior facilidade de execução. (EHRlich E BECKER, 2009).

Conforme figura 10, pode-se ver a ilustração de um exemplo de muro reforçado com geogrelha.

Figura 10 – Muro reforçado com geogrelha



Fonte: Budhu (2013)

Estes reforços podem apresentar elevada resistência à tração, não só em uma direção mas também em duas, sendo assim classificadas em unidirecionais ou bidirecionais, respectivamente. Os materiais mais usuais na sua fabricação são polietileno de alta densidade, poliéster ou álcool de polivilina, materiais estes que apresentam baixa deformabilidade e elevada resistência a tração. (EHRlich E BECKER, 2009).

2.6.3 Reforços Metálicos

O reforço metálico, antigamente, foi o tipo de reforço mais utilizado, sendo suas dimensões variadas para cada tipo e necessidade de obra. Um ponto importante neste tipo de reforço está na determinação da sua espessura, onde devem ser previstas perdas que venham a ocorrer devido à corrosão. Pode-se utilizar inclusive as malhas de gabião como reforço metálico, sempre levando em conta a mesma observação referente à espessura, citado anteriormente em relação à corrosão. (EHRlich E BECKER, 2009).

2.7 FACEAMENTO DAS ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

As estruturas de contenção de solo reforçado recebem um faceamento que é ligado nas extremidades dos elementos de reforço, sendo sua principal função a de impedir o escapamento do solo. Outra função que o faceamento pode proporcionar está relacionada à estética da estrutura. Este faceamento deve ser flexível o suficiente de modo que absorva qualquer deformação que possa ocorrer no aterro. (CRAIG, 2014).

O faceamento das estruturas de solo reforçado não apresenta contribuição para a estabilidade da estrutura, e portanto, o mesmo acaba sendo desconsiderado nos cálculos de dimensionamento. (GERSCOVICH, 2010).

Segundo Becker (2006), o faceamento de uma estrutura em solo reforçado pode ser constituído de blocos de concreto pré-moldados, paredes de alvenaria e até mesmo pelos próprios reforços enrolados, o chamado auto-envelopamento, entre outras opções.

3 METODOLOGIA

No presente capítulo deste trabalho é apresentada a descrição dos modelos de cálculos adotados para as verificações realizadas dos muros, bem como os parâmetros utilizados para o solo e para o faceamento do muro, como as dimensões dos blocos e reforço.

3.1 SOLO, FACEAMENTO E REFORÇO

Para os cálculos das verificações, foram adotados valores de parâmetros do solo semelhantes aos de uma areia siltosa, como peso específico igual a 18 kN/m^3 , ângulo de atrito interno igual a 30° e coesão nula, ou seja, 0 kPa . Foram adotados estes valores por serem representativos de solos utilizados como reaterro em execuções de estruturas de contenção.

O faceamento do muro é constituído pelos blocos de concreto, demonstrados na fotografia 1, os quais apresentam dimensões de $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$ e são executados em formas metálicas, demonstradas nas fotografias 2 e 3. Os blocos apresentam dois encaixes cada um deles, possibilitando uma melhor sobreposição e fixação de um bloco sobre o outro.

Fotografia 1 – Bloco utilizado para os cálculos das verificações



Fonte: Autor

Fotografia 2 – Formas utilizadas para a execução dos blocos de concreto



Fonte: Autor

Fotografia 3 – Parte interna das formas utilizadas para a execução dos blocos de concreto



Fonte: Autor

O reforço utilizado na verificação será uma tela metálica composta por fios de aço de alta resistência (1770 MPa) utilizada para contenção e instabilidades de rochas e taludes, modelo Deltax G80/2, fornecedora Geobrug. A mesma apresenta diâmetro

de 2mm e resistência nominal para tração longitudinal de 53 kN/m. Os dados técnicos da malha podem ser verificados na tabela do anexo A, disponibilizada pelo fabricante.

3.2 DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento e verificação da estabilidade externa da estrutura, adotou-se o método proposto por Rankine. Já o dimensionamento da estrutura de solo reforçado, ou seja, as verificações da estabilidade interna, é realizado seguindo o método proposto por Ehrlich e Mitchell (1994). Os procedimentos de cálculo são descritos a seguir, sendo que o estudo dos métodos propostos não são escopo deste trabalho.

3.2.1 Estabilidade Externa da Estrutura

a) Determinação do Empuxo Ativo

O cálculo do empuxo ativo (E_a) é dado por:

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

Sendo o coeficiente de empuxo ativo (K_a) calculado segundo Rankine, através da fórmula:

$$K_a = \tan^2 * \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

b) Determinação do Empuxo Hidrostático

O cálculo do empuxo hidrostático (E_w) é dado por:

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2$$

c) Verificação ao Deslizamento

A verificação ao deslizamento deve apresentar um fator de segurança igual ou superior a 1,5, de acordo com a NBR 11.682/2009 sendo calculado através da equação:

$$FS = \frac{Fe}{Fi}$$

d) Verificação ao Tombamento

A verificação ao tombamento deve apresentar um fator de segurança igual ou superior a 2, de acordo com a NBR 11.682/2009 sendo calculado através da equação:

$$FS = \frac{Me}{Mi}$$

e) Verificação à Ruptura do Solo

A verificação à Ruptura do solo deve apresentar um fator de segurança igual ou superior a 3, segundo a NBR 11.682/2009, sendo que a tensão admissível deve ser igual ou inferior a um terço da tensão de ruptura do solo, conforme inequação abaixo:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{rup}}{3}$$

3.2.2 Estabilidade Interna da Estrutura

Para a verificação da estabilidade interna da estrutura, são definidos os reforços de forma a evitar que ocorra a ruptura pela força de tração ou arrancamento da zona resistente. São determinados o comprimento, resistência e quantidade de reforços através da tensão máxima ($T_{m\acute{a}x}$) que atuará nos reforços. A seguir são descritas as etapas para o dimensionamento da estrutura em solo reforçado em relação à estabilidade interna.

a) *Determinação da Tensão Vertical Resultante da Compactação*

A determinação da tensão resultante da compactação pelos equipamentos que serão utilizados na execução do muro deve ser realizada.

b) *Determinação da Tensão Vertical Geostática no Nível do Reforço*

Cada um dos reforços situam-se a uma determinada profundidade z. Através da equação indicada por Meyerhof (1955), tem-se:

$$\sigma'z = \frac{\gamma' * z}{\left(1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) * \left(\frac{z}{Lr}\right)^2\right)}$$

c) *Determinação da Tensão $\sigma'zc$*

A tensão vertical atuante em cada um dos níveis de reforço é determinada seguindo algumas observações. Para os casos em que a tensão vertical geostática ($\sigma'z$) é menor que a tensão vertical resultante da compactação ($\sigma'zc,i$), tem-se $\sigma'zc = \sigma'zc,i$. Para profundidades maiores, onde a tensão geostática é maior, tem-se $\sigma'zc = \sigma'z$.

d) *Determinação do Parâmetro de Deformabilidade do Reforço*

Este parâmetro, utilizado para as futuras leituras dos ábacos, varia conforme a rigidez do reforço utilizado no dimensionamento, sendo determinado conforme equação a seguir:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{Pa}\right)^n}{Si}$$

Sendo Si determinado através da seguinte equação:

$$S_i = \frac{J_r}{k * P_a * S_v}$$

Desta equação temos J_r que é o módulo de rigidez do reforço à tração; k é parâmetro do solo, sendo o módulo de tangente inicial; n também é parâmetro do solo, sendo o módulo expoente; P_a é a pressão atmosférica e S_v o espaçamento vertical entre os reforços.

e) Determinação da Força de Tração Máxima

Esta força é determinada com o auxílio dos ábacos propostos pelo método, a partir dos valores obtidos de β , σ'_z e σ'_{zc} . Os ábacos encontram-se nos anexos deste trabalho.

f) Determinação das Características do Reforço e Verificação da Resistência Admissível

Com o valor da força de tração máxima, é feita a escolha do reforço mais adequado para as camadas da estrutura e, ainda, é feita a verificação da sua resistência.

g) Verificação da Estabilidade ao Arrancamento

Determina-se o comprimento de embutimento (L_e), o qual depende da profundidade de cada um dos reforços. A equação é a que segue:

$$L_e = L_r - (H - z) * \left[\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - \frac{1}{\tan\omega} \right]$$

h) Determinação da Resistência ao Arrancamento

Através de características do contato solo-reforço e das tensões geostáticas verticais atuantes em cada reforço, determina-se a resistência ao arrancamento através da equação:

$$Pr = 2F^* * \alpha * \sigma'v * Le \geq FS * Tmáx$$

Sendo α o fator de efeito de escala e F^* o fator de resistência ao arrancamento, o qual depende das características de cada tipo de reforço.

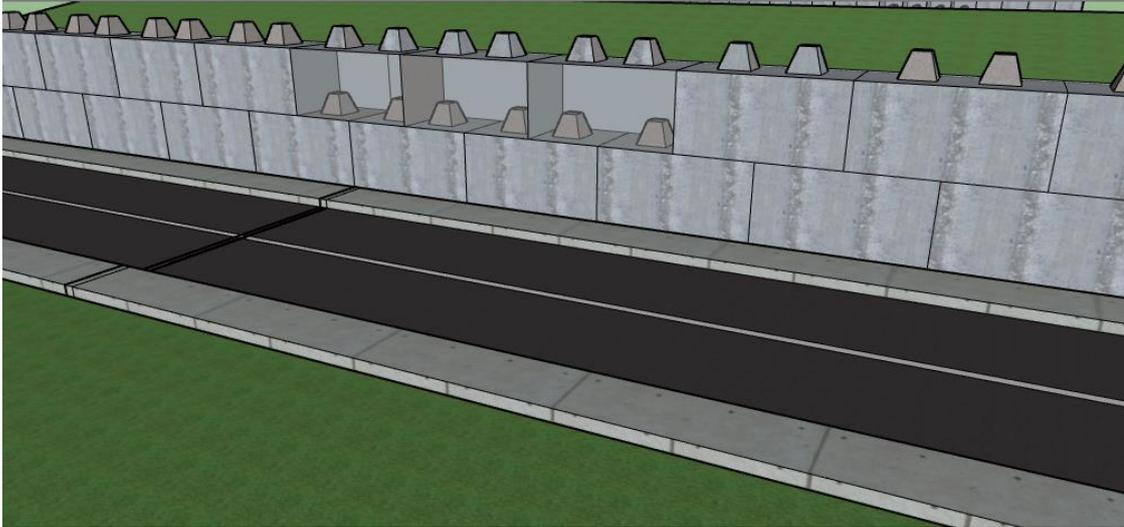
3.3 VERIFICAÇÕES A SER REALIZADAS

A seguir são descritas as verificações a ser realizadas no presente trabalho.

3.3.1 Altura Máxima sem Utilização de Reforço no Solo

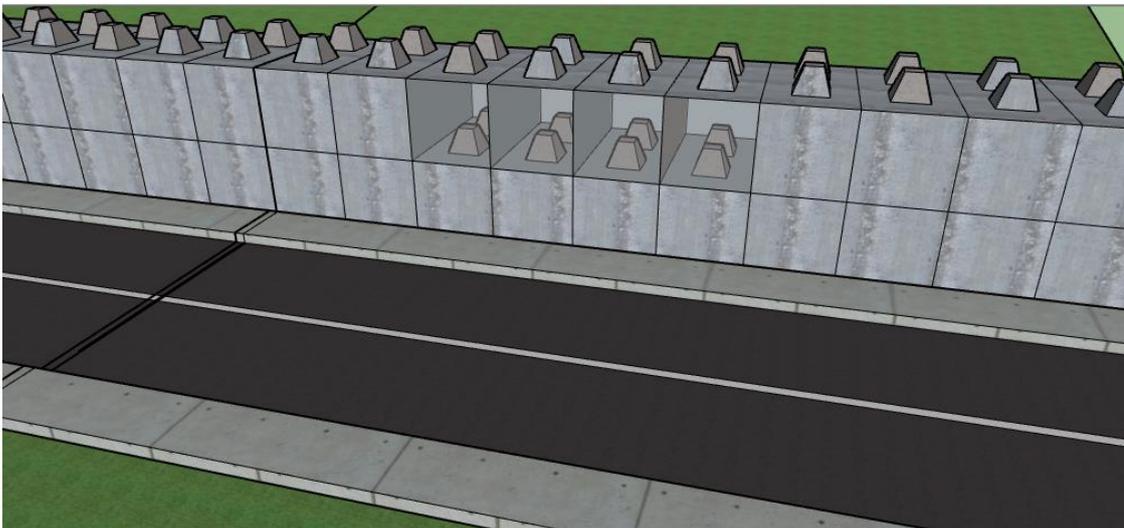
A verificação da altura máxima suportada pelos blocos de concreto é realizada através das condições de estabilidade externa das estruturas de contenção: tombamento, deslizamento da base e tensões nas fundações, descritas anteriormente. A obtenção desta altura máxima do muro, quando não executado com a utilização de reforços no solo, é realizada em duas análises, apresentando estas diferentes bases para o muro. Na primeira verificação, os blocos são dispostos de modo que o muro apresente 50 cm de base (Figura 11). Na segunda verificação, os blocos são dispostos de modo que o muro apresente base de 100 cm (Figura 12). As alturas consideradas para as verificações consistem em alturas múltiplas da total de um bloco moldado, ou seja, múltiplas de 50 cm. A presença de água considerada nesta verificação é igual a um terço da altura total do muro, visando o favorecimento do coeficiente de segurança, ou seja, diminuindo o valor do mesmo. Para esta verificação não é considerado nenhum enterramento do muro, ou seja, o mesmo fica apoiado sobre a superfície, eliminando a presença de empuxo passivo atuante na estrutura de contenção.

Figura 11 – Disposição dos blocos de concreto para base igual a 50 cm



Fonte: Autor

Figura 12 – Disposição dos blocos de concreto para base igual a 100 cm



Fonte: Autor

3.3.2 Altura Máxima sem Utilização de Reforço no Solo, considerando enterramento do muro

A verificação da altura máxima suportada pelos blocos de concreto é realizada através das condições de estabilidade externa das estruturas de contenção:

tombamento, deslizamento da base e tensões nas fundações descritas anteriormente. A obtenção desta altura máxima do muro, quando não executado com a utilização de reforços no solo, é realizada em duas análises, apresentando estas diferentes bases para o muro. Na primeira verificação, os blocos são dispostos de modo que o muro apresente 50 cm de base. Na segunda verificação, os blocos são dispostos de modo que o muro apresente base de 100 cm. As alturas consideradas para as verificações consistem em alturas múltiplas da total de um bloco moldado, ou seja, múltiplas de 50 cm. A presença de água considerada nesta verificação é igual a um terço da altura total do muro, visando o favorecimento do coeficiente de segurança, ou seja, diminuindo o valor do mesmo. Para a realização desta verificação, é considerado o enterramento de uma fiada de blocos do muro, ou seja, 50 cm do muro encontra-se abaixo do nível do solo.

3.3.3 Altura Máxima em Função do Ângulo de Atrito Interno do Solo, sem Reforço no Solo

Nesta verificação, o ângulo de atrito interno do solo é variado entre os valores de 20° a 46°, sendo função da altura máxima suportada pelo muro. Os parâmetros do solo para esta verificação permanecem os mesmos estabelecidos anteriormente. A verificação da altura máxima suportada pelos blocos de concreto é realizada através das condições de estabilidade das estruturas de contenção: tombamento, deslizamento da base e tensões nas fundações, descritas anteriormente. Trata-se este, de um estudo paramétrico, no qual seus resultados não devem ser utilizados como simples ábaco para futuras construções.

3.3.4 Utilização de Reforço no Solo

A verificação de um muro de solo reforçado com os blocos considerados neste estudo e malha metálica, é realizada através das condições de estabilidade externa das estruturas de contenção: tombamento, deslizamento da base e tensões nas fundações, e das condições de estabilidade interna: força de tração máxima e determinação da estabilidade ao arrancamento, ambas descritas anteriormente. A altura considerada para a verificação, consiste em uma altura igual a 6 m. Nesta

configuração, outras alturas podem ser verificadas, o que será comentado posteriormente.

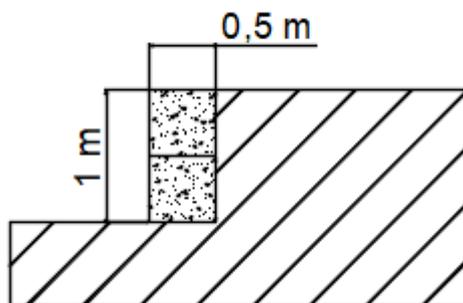
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 ALTURA MÁXIMA SEM UTILIZAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO

A seguir são apresentadas as alturas máximas de acordo com as verificações realizadas, para as bases de 0,5 m e 1,0 m. Os cálculos demonstrados a seguir referem-se apenas a situação em que ainda é possível a construção do muro dentro dos fatores de segurança estabelecidos, ou seja, o último caso antes de ser reprovado pelas verificações.

4.1.1 Base 0,5 m e Altura 1,0 m

Figura 13 – Muro de base 0,5 m e altura 1 m



Fonte: Autor

4.1.1.1 Cálculo do Empuxo Ativo

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

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

$$K_a = 0,33$$

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

$$E_a = \frac{1}{2} * 18 * 1^2 * 0,33$$

$$Ea = 3 \text{ kN/m}$$

4.1.1.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático

$$Ew = \frac{1}{2} * \gamma_w * Hw^2$$

$$Ew = \frac{1}{2} * 10 * 0,33^2$$

$$Ew = 0,540 \text{ kN/m}$$

4.1.1.3 Cálculo do Momento de Tombamento

$$Mt = Ea * \frac{H}{3} + Ew * \frac{Hw}{3}$$

$$Mt = 3 * 0,33 + 0,54 * 0,11$$

$$Mt = 1,06 \text{ kNm}$$

4.1.1.4 Cálculo do Peso do Muro

$$P = \gamma * A$$

$$P = 24 * 0,5 * 1$$

$$P = 12 \text{ kN/m}$$

4.1.1.5 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro

$$Mr = P * d$$

$$Mr = 12 * \left(\frac{0,5}{2}\right)$$

$$Mr = 3 \text{ kNm}$$

4.1.1.6 Verificação da Segurança ao Tombamento

$$FS = \frac{Me}{Mi}$$

$$FS = \frac{3}{1,06}$$

$$FS = 2,83$$

4.1.1.7 Verificação da Segurança ao Deslizamento

$$FS = \frac{Fe}{Fi}$$

$$FS = \frac{12 * \tan(30^\circ)}{(3 + 0,54)}$$

$$FS = 1,95$$

4.1.1.8 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações

$$e' = \frac{3 - 1,06}{6}$$

$$e' = 0,16 \text{ m}$$

$$e = \frac{0,5}{2} - 0,16$$

$$e = 0,083 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{12}{0,5} * \left(1 + \frac{6 * (0,083)}{0,5} \right) = 49,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{12}{0,5} * \left(1 - \frac{6 * (0,083)}{0,5} \right) = -1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Nq = e^{\pi * \tan \phi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Nq = e^{\pi * \tan 30^\circ} * \tan^2 \left(45 + \frac{30^\circ}{2} \right)$$

$$Nq = 18,40$$

$$Nc = (Nq - 1) * \cotan \phi$$

$$Nc = (18,40 - 1) * \cotan 30^\circ$$

$$Nc = 30,14$$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \emptyset$$

$$N\gamma = 2 * (18,40 + 1) * \tan 30^\circ$$

$$N\gamma = 22,40$$

$$pr = c * Nc + \gamma * b * N\gamma + \gamma * h * Nq$$

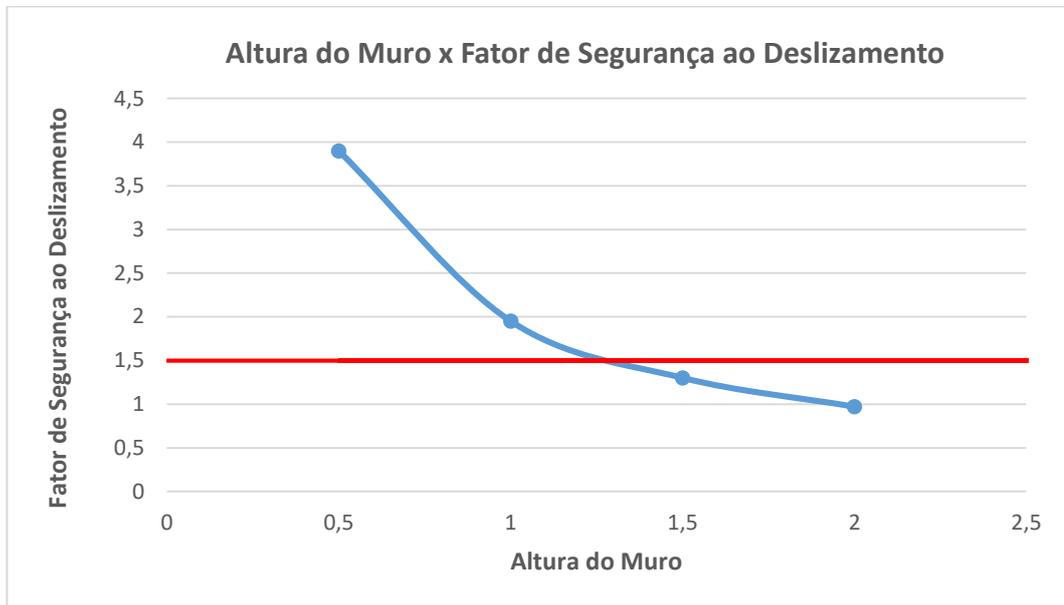
$$pr = 0 * 30,14 + 17 * 0,5 + 22,40 + 17 * 1 * 18,40$$

$$pr = 532,84 \text{ kN/m}^2$$

$$pr = \frac{532,84}{3} = 177,61 \text{ kN/m}^2 \text{ (Fator de segurança = 3)}$$

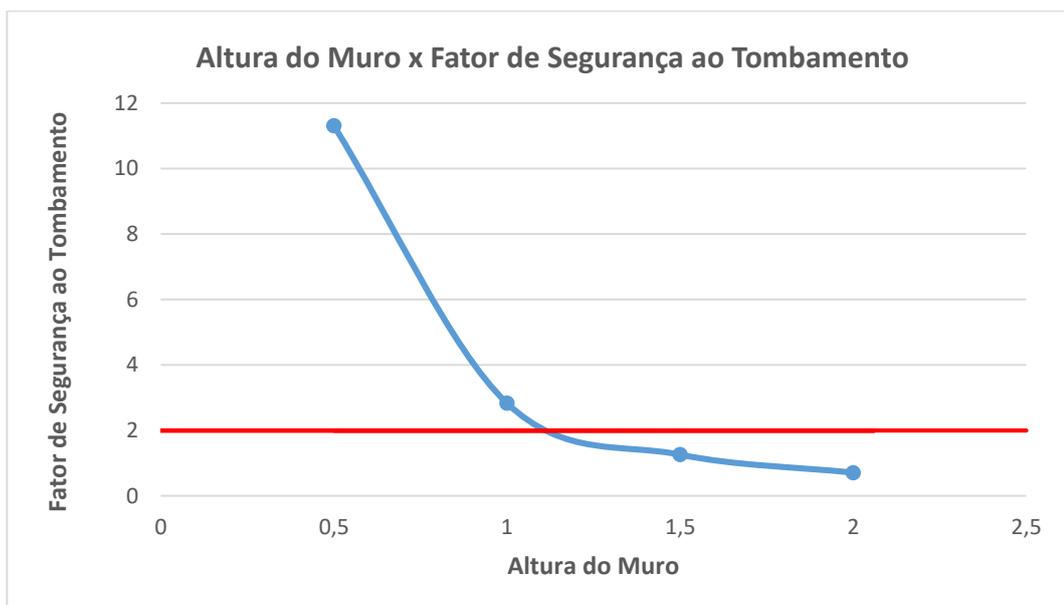
Os gráficos a seguir demonstram os resultados obtidos dos fatores de segurança em função da altura do muro. Os gráficos 1 e 2 são provenientes de resultados da verificação ao deslizamento e tombamento, respectivamente, sem enterramento do muro no solo, para base igual a 0,5m.

Gráfico 1 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

Gráfico 2 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

A tabela 1 apresenta os valores das tensões admissíveis e tensões máximas e mínimas atuantes em função de cada uma das alturas especificadas para o muro.

Tabela 1 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura

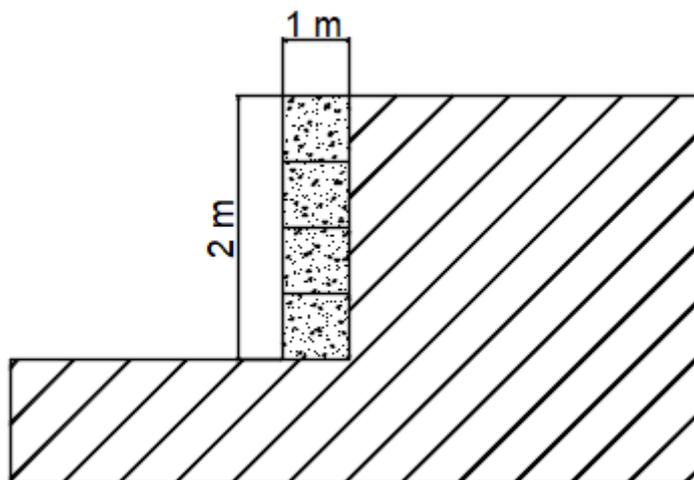
Altura do Muro (m)	σ admissível (kN/m ²)	σ máxima (kN/m ²)	σ mínima (kN/m ²)
0,5	122,41	15,19	8,81
1	177,61	49,48	-1,48
1,5	232,82	122	-50

Fonte: Autor

Através da análise da mesma, verifica-se que para este caso, nesta verificação, a altura máxima fica em 1 m de altura, atendendo a tensão máxima admissível.

4.1.2 Base 1,0m e Altura 2,0m

Figura 14 – Muro de base 1 m e altura 2 m



Fonte: Autor

4.1.2.1 Cálculo do Empuxo Ativo

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

$$Ka = \tan^2 * (45^\circ - \frac{30^\circ}{2})$$

$$Ka = 0,33$$

$$Ea = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Ka$$

$$Ea = \frac{1}{2} * 18 * 2^2 * 0,33$$

$$Ea = 12 \text{ kN/m}$$

4.1.2.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático

$$Ew = \frac{1}{2} * \gamma_w * Hw^2$$

$$Ew = \frac{1}{2} * 10 * 0,67^2$$

$$Ew = 2,22 \text{ kN/m}$$

4.1.2.3 Cálculo do Momento de Tombamento

$$Mt = Ea * \frac{H}{3} + Ew * \frac{Hw}{3}$$

$$Mt = 12 * 0,67 + 2,22 * 0,22$$

$$Mt = 8,49 \text{ kNm}$$

4.1.2.4 Cálculo do Peso do Muro

$$P = \gamma * A$$

$$P = 24 * 1 * 2$$

$$P = 48 \text{ kN/m}$$

4.1.2.5 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro

$$Mr = P * d$$

$$Mr = 48 * \left(\frac{1}{2}\right)$$

$$Mr = 24 \text{ kNm}$$

4.1.2.6 Verificação da Segurança ao Tombamento

$$FS = \frac{Me}{Mi}$$

$$FS = \frac{24}{8,49}$$

$$FS = 2,83$$

4.1.2.7 Verificação da Segurança ao Deslizamento

$$FS = \frac{Fe}{Fi}$$

$$FS = \frac{48 * \tan(30^\circ)}{(12 + 2,22)}$$

$$FS = 1,95$$

4.1.2.8 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações

$$e' = \frac{24 - 8,49}{48}$$

$$e' = 0,32 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{2} - 0,32$$

$$e = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{48}{1} * \left(1 + \frac{6 * (0,18)}{1}\right) = 98,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{48}{1} * \left(1 - \frac{6 * (0,18)}{1}\right) = -2,9 \text{ kN/m}^2$$

$$Nq = e^{\pi \cdot \tan \phi} * \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Nq = e^{\pi \cdot \tan 30^\circ} * \tan^2\left(45 + \frac{30^\circ}{2}\right)$$

$$Nq = 18,40$$

$$Nc = (Nq - 1) * \cotan \phi$$

$$Nc = (18,40 - 1) * \cotan 30^\circ$$

$$Nc = 30,14$$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \phi$$

$$N\gamma = 2 * (18,40 + 1) * \tan 30^\circ$$

$$N\gamma = 22,40$$

$$pr = c * Nc + \gamma * b * N\gamma + \gamma * h * Nq$$

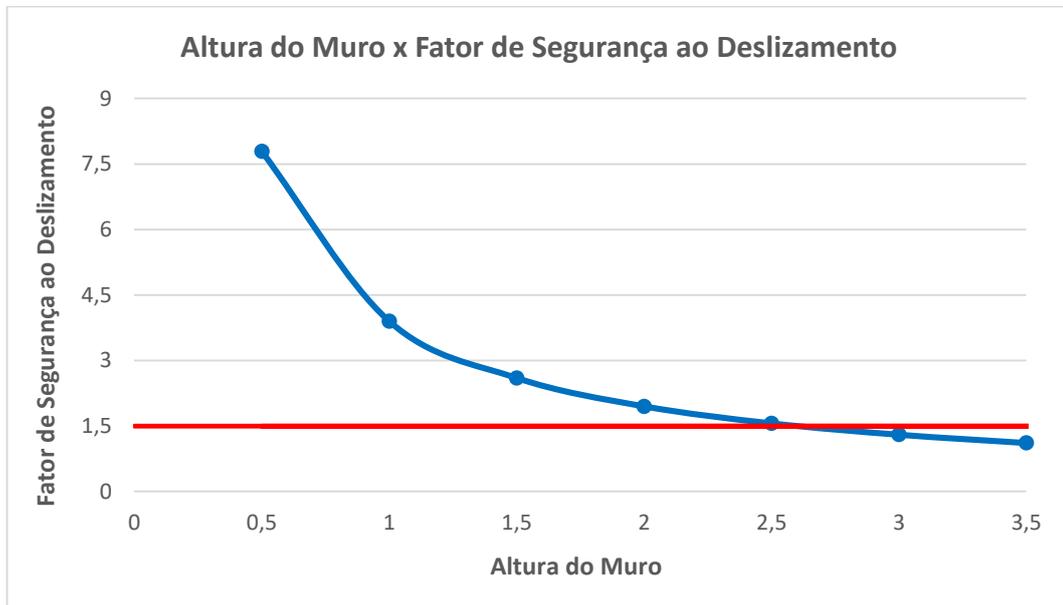
$$pr = 0 * 30,14 + 18 * 1 * 22,40 + 18 * 2 * 18,40$$

$$pr = 1065,69 \text{ kN/m}^2$$

$$pr = \frac{1065,69}{3} = 355,23 \text{ kN/m}^2 \text{ (Fator de segurança} = 3)$$

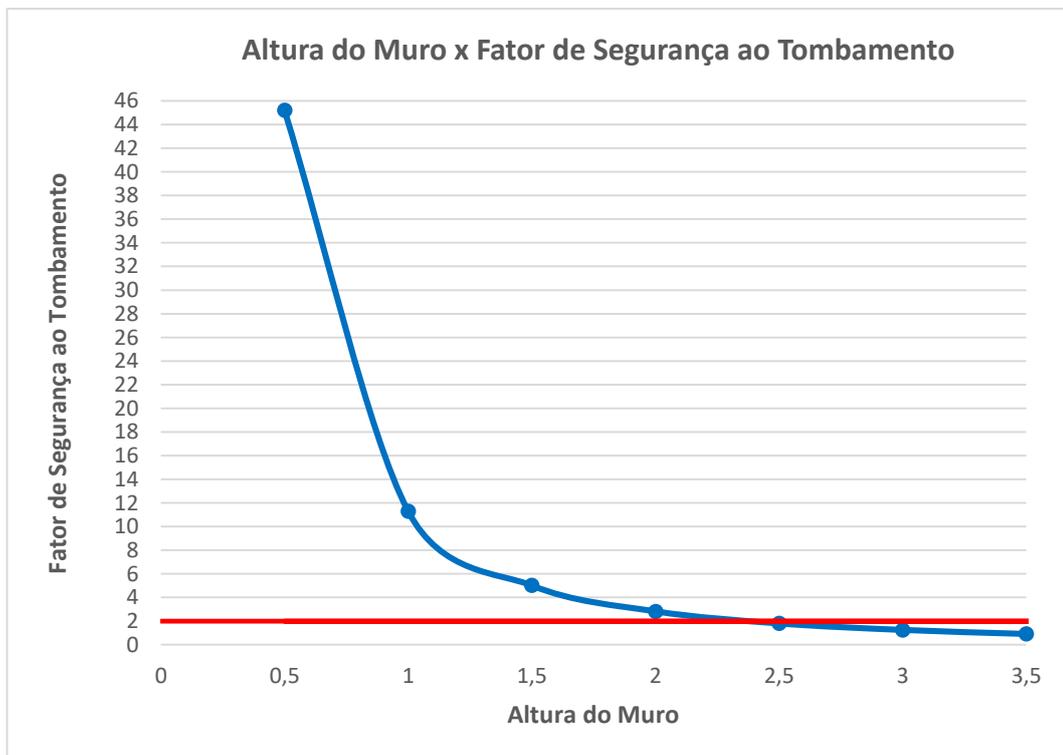
Os gráficos a seguir demonstram os resultados obtidos dos fatores de segurança em função da altura do muro. Os gráficos 3 e 4 são provenientes de resultados da verificação ao deslizamento e tombamento, respectivamente, sem enterramento do muro no solo, para base igual a 1,0 m.

Gráfico 3 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

Gráfico 4 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

A tabela 2 apresenta os valores das tensões admissíveis e tensões máximas e mínimas atuantes em função de cada uma das alturas especificadas para o muro.

Tabela 2 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura

Altura do Muro (m)	σ admissível (kN/m ²)	σ máxima (kN/m ²)	σ mínima (kN/m ²)
0,5	189,62	12,8	11,2
1	244,82	30,37	17,63
1,5	300,03	57,5	14,5
2	355,23	98,96	-2,9

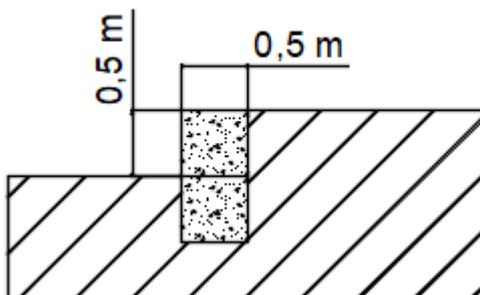
Fonte: Autor

Através da análise da mesma, verifica-se que para este caso, nesta verificação, a altura máxima fica em 2 m de altura, atendendo a tensão máxima admissível.

4.2 ALTURA MÁXIMA SEM UTILIZAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO, CONSIDERANDO ENTERRAMENTO DO MURO

4.2.1 Base 0,5m e Altura 0,5m

Figura 15 – Muro de base 0,5 m e altura 0,5 m



Fonte: Autor

4.2.1.1 Cálculo do Empuxo Ativo

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

$$K_a = \tan^2 * (45^\circ - \frac{30^\circ}{2})$$

$$K_a = 0,33$$

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

$$E_a = \frac{1}{2} * 18 * 1^2 * 0,33$$

$$E_a = 3 \text{ kN/m}$$

4.2.1.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2$$

$$E_w = \frac{1}{2} * 10 * 0,33^2$$

$$E_w = 0,545 \text{ kN/m}$$

4.2.1.3 Cálculo do Empuxo Passivo

$$K_p = \tan^2 * (45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$K_p = \tan^2 * (45^\circ + \frac{30^\circ}{2})$$

$$K_p = 3$$

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p$$

$$E_p = \frac{1}{2} * 18 * 0,5^2 * 0,33$$

$$E_p = 6,75 \text{ kN/m}$$

4.2.1.4 Cálculo do Momento de Tombamento e Momento Resistente

$$Mt = Ea * \frac{h}{3} + Ew * \frac{hw}{3}$$

$$Mt = 3 * 0,33 + 0,545 * 0,11$$

$$Mt = 1,06 \text{ kNm}$$

$$MRep = Ep * \frac{H}{3}$$

$$MRep = 6,75 * 0,17$$

$$MRep = 1,148 \text{ kNm}$$

4.2.1.5 Cálculo do Peso do Muro

$$P = \gamma * A$$

$$P = 24 * 1 * 0,5$$

$$P = 12 \text{ kN/m}$$

4.2.1.6 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro

$$Mr = P * d$$

$$Mr = 12 * \left(\frac{0,5}{2}\right)$$

$$Mr = 3 \text{ kNm}$$

4.2.1.7 Verificação da Segurança ao Tombamento

$$FS = \frac{Me}{Mi}$$

$$FS = \frac{1,148 + 3}{1,06}$$

$$FS = 3,89$$

4.2.1.8 Verificação da Segurança ao Deslizamento

$$FS = \frac{Fe}{Fi}$$

$$FS = \frac{12 * \tan(30^\circ) + 6,75}{3}$$

$$FS = 4,56$$

4.2.1.9 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações

$$e' = \frac{1,125 + 3 - 1,06}{12}$$

$$e' = 0,26 \text{ m}$$

$$e = \frac{0,5}{2} - 0,26$$

$$e = -0,01 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{12}{0,5} * \left(1 - \frac{6 * (-0,01)}{0,5} \right) = 26,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{12}{0,5} * \left(1 - \frac{6 * (-0,01)}{0,5} \right) = 21,12 \text{ kN/m}^2$$

$$Nq = e^{\pi * \tan \phi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Nq = e^{\pi * \tan 30^\circ} * \tan^2 \left(45 + \frac{30^\circ}{2} \right)$$

$$Nq = 18,40$$

$$Nc = (Nq - 1) * \cotan \phi$$

$$Nc = (18,40 - 1) * \cotan 30^\circ$$

$$Nc = 30,14$$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \phi$$

$$N\gamma = 2 * (18,40 + 1) * \tan 30^\circ$$

$$N\gamma = 22,40$$

$$pr = c * Nc + \gamma * b * N\gamma + \gamma * h * Nq$$

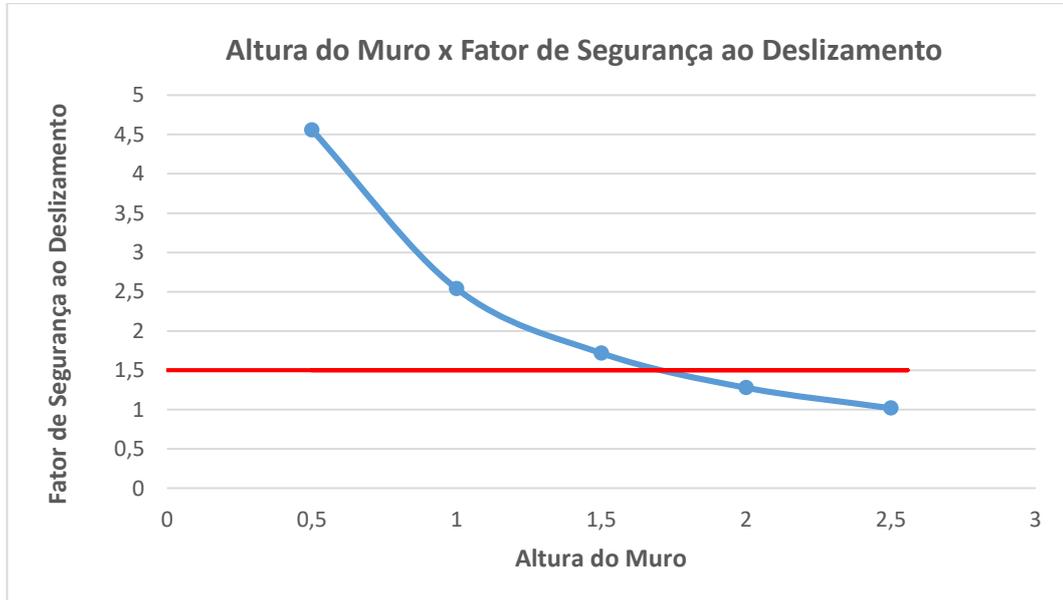
$$pr = 0 * 30,14 + 18 * 0,5 * 22,40 + 18 * 1 * 18,40$$

$$pr = 532,84 \text{ kN/m}^2$$

$$pr = \frac{532,84}{3} = 177,61 \text{ kN/m}^2 \text{ (Fator de segurança} = 3)$$

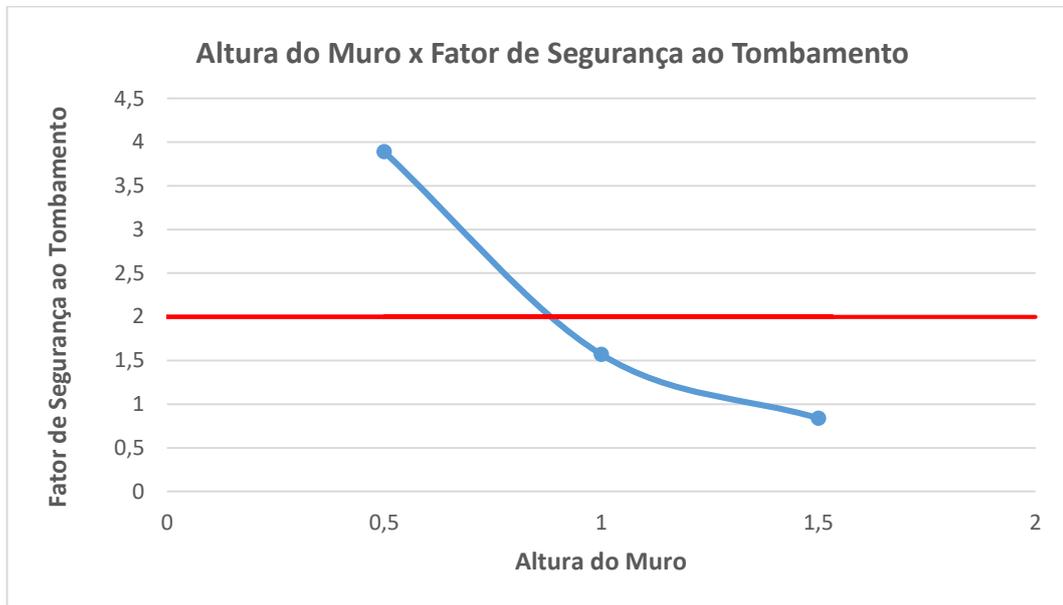
Os gráficos a seguir demonstram os resultados obtidos dos fatores de segurança em função da altura do muro. Os gráficos 5 e 6 são provenientes de resultados da verificação ao deslizamento e tombamento, respectivamente, com enterramento do muro no solo, para base igual a 0,5m.

Gráfico 5 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

Gráfico 6 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

A tabela 3 apresenta os valores das tensões admissíveis e tensões máximas e mínimas atuantes em função de cada uma das alturas especificadas para o muro.

Tabela 3 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura

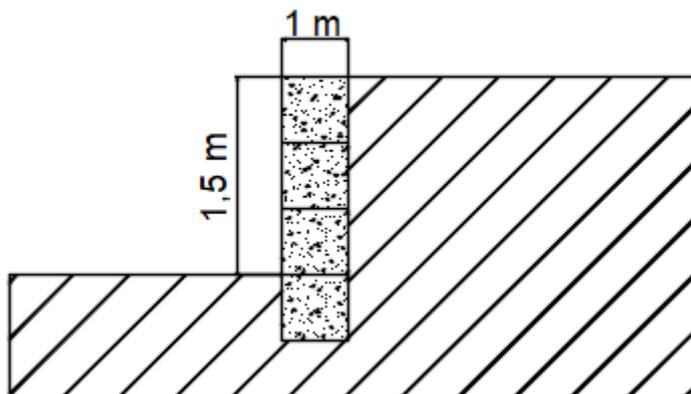
Altura do Muro (m)	σ admissível (kN/m ²)	σ máxima (kN/m ²)	σ mínima (kN/m ²)
0,5	177,61	26,88	21,12
1	232,82	95	-23
1,5	288,02	224,85	-128,85

Fonte: Autor

Através da análise da mesma, verifica-se que para este caso, nesta verificação, a altura máxima fica em 0,5 m de altura, atendendo a tensão máxima admissível.

4.2.2 Base 1,0m e Altura 1,5m

Figura 16 – Muro de base 1 m e altura 1,5 m



Fonte: Autor

4.2.2.1 Cálculo do Empuxo Ativo

$$Ka = \tan^2 * \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Ka = \tan^2 * \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right)$$

$$Ka = 0,33$$

$$Ea = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Ka$$

$$Ea = \frac{1}{2} * 18 * 2^2 * 0,33$$

$$Ea = 12 \text{ kN/m}$$

4.2.2.2 Cálculo do Empuxo Hidrostático

$$Ew = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$$

$$Ew = \frac{1}{2} * 10 * 0,67^2$$

$$Ew = 2,22 \text{ kN/m}$$

4.2.2.3 Cálculo do Empuxo Passivo

$$Kp = \tan^2 * (45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$Kp = \tan^2 * (45^\circ + \frac{30^\circ}{2})$$

$$Kp = 3$$

$$Ep = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Kp$$

$$Ep = \frac{1}{2} * 18 * 0,5^2 * 0,33$$

$$Ep = 6,75 \text{ kN/m}$$

4.2.2.4 Cálculo do Momento de Tombamento e Momento Resistente

$$Mt = Ea * \frac{h}{3} + Ew * \frac{hw}{3}$$

$$Mt = 12 * 0,67 + 2,22 * 0,22$$

$$Mt = 8,49 \text{ kNm}$$

$$MRep = Ep * \frac{H}{3}$$

$$MRep = 6,75 * 0,17$$

$$MRep = 1,125 \text{ kNm}$$

4.2.2.5 Cálculo do Peso do Muro

$$P = \gamma * A$$

$$P = 24 * 2 * 1$$

$$P = 48 \text{ kN/m}$$

4.2.2.6 Cálculo do Momento Resultante do Peso do Muro

$$Mr = P * d$$

$$Mr = 48 * \left(\frac{1}{2}\right)$$

$$Mr = 24 \text{ kNm}$$

4.2.2.7 Verificação da Segurança ao Tombamento

$$FS = \frac{Me}{Mi}$$

$$FS = \frac{1,125 + 24}{8,49}$$

$$FS = 2,96$$

4.2.2.8 Verificação da Segurança ao Deslizamento

$$FS = \frac{Fe}{Fi}$$

$$FS = \frac{48 * \tan(30^\circ) + 6,75}{12}$$

$$FS = 2,87$$

4.2.2.9 Verificação da Segurança às Tensões nas Fundações

$$e' = \frac{1,125 + 24 - 8,49}{48}$$

$$e' = 0,35 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{2} - 0,35$$

$$e = 0,15 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{48}{1} * \left(1 + \frac{6 * (0,15)}{1}\right) = 92,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{mín} = \frac{48}{1} * \left(1 - \frac{6 * (0,15)}{1}\right) = 3,79 \text{ kN/m}^2$$

$$Nq = e^{\pi * \tan \phi} * \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Nq = e^{\pi * \tan 30^\circ} * \tan^2\left(45 + \frac{30^\circ}{2}\right)$$

$$Nq = 18,40$$

$$Nc = (Nq - 1) * \cotan \phi$$

$$Nc = (18,40 - 1) * \cotan 30^\circ$$

$$Nc = 30,14$$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \phi$$

$$N\gamma = 2 * (18,40 + 1) * \tan 30^\circ$$

$$N\gamma = 22,40$$

$$pr = c * Nc + \gamma * b * N\gamma + \gamma * h * Nq$$

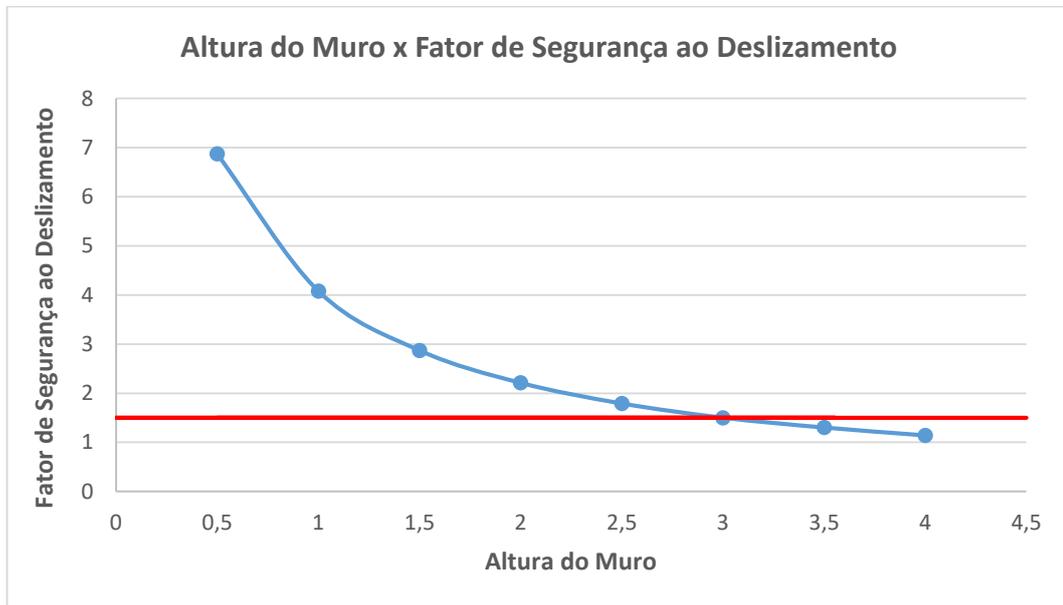
$$pr = 0 * 30,14 + 18 * 1 * 22,40 + 18 * 2 * 18,40$$

$$pr = 1065,69 \text{ kN/m}^2$$

$$pr = \frac{1065,69}{3} = 355,23 \text{ kN/m}^2 \text{ (Fator de segurança} = 3)$$

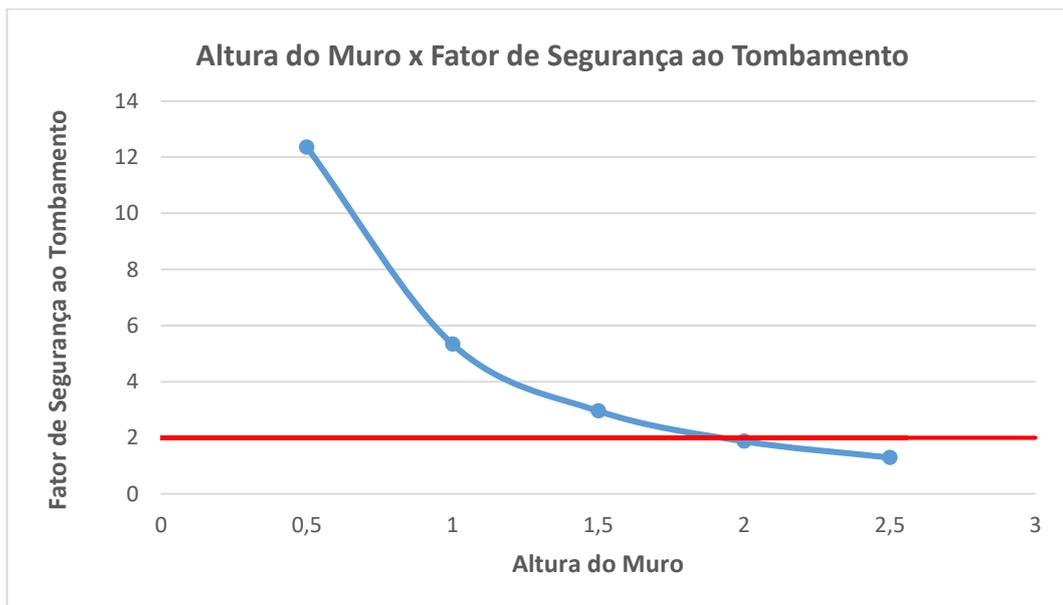
Os gráficos a seguir demonstram os resultados obtidos dos fatores de segurança em função da altura do muro. Os gráficos 7 e 8 são provenientes de resultados da verificação ao deslizamento e tombamento, respectivamente, com enterramento do muro no solo, para base igual a 1,0 m.

Gráfico 7 – Altura do muro x fator de segurança ao deslizamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

Gráfico 8 – Altura do muro x fator de segurança ao tombamento para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

A tabela 4 apresenta os valores das tensões admissíveis e tensões máximas e mínimas atuantes em função de cada uma das alturas especificadas para o muro.

Tabela 4 – Tensões admissíveis, máximas e mínimas para cada altura verificada

Altura do Muro (m)	σ admissível (kN/m ²)	σ máxima (kN/m ²)	σ mínima (kN/m ²)
0,5	244,82	24,38	23,62
1	300,03	50,75	21,25
1,5	355,23	92,21	3,79
2	410,43	152,79	-32,79

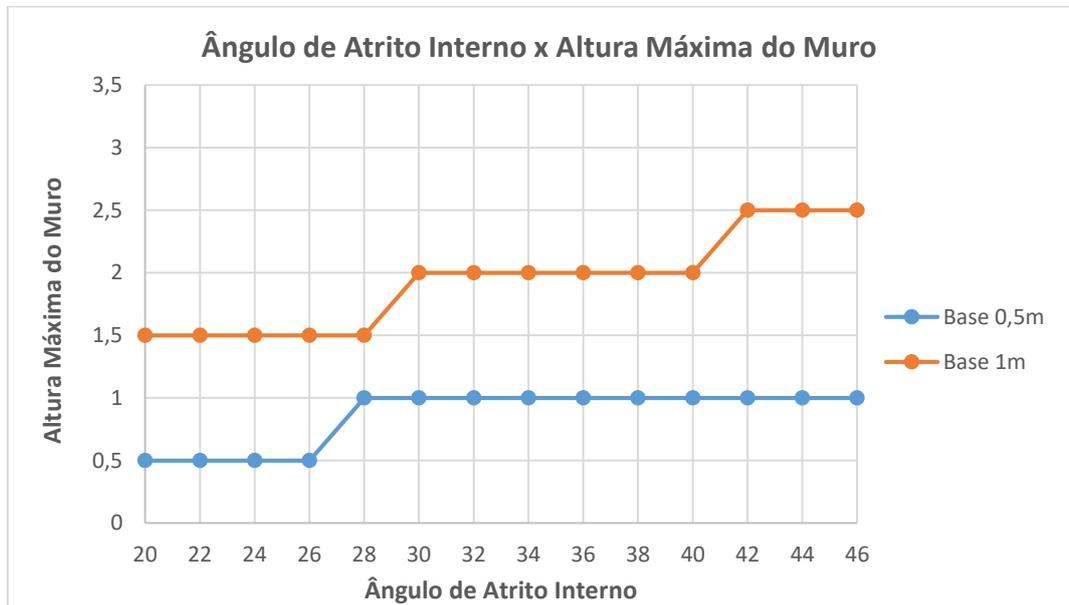
Fonte: Autor

Através da análise, verifica-se que para este caso, nesta verificação, a altura máxima fica em 1,5 m de altura, atendendo a tensão máxima admissível.

4.3 ALTURA MÁXIMA EM FUNÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO, SEM REFORÇO NO SOLO

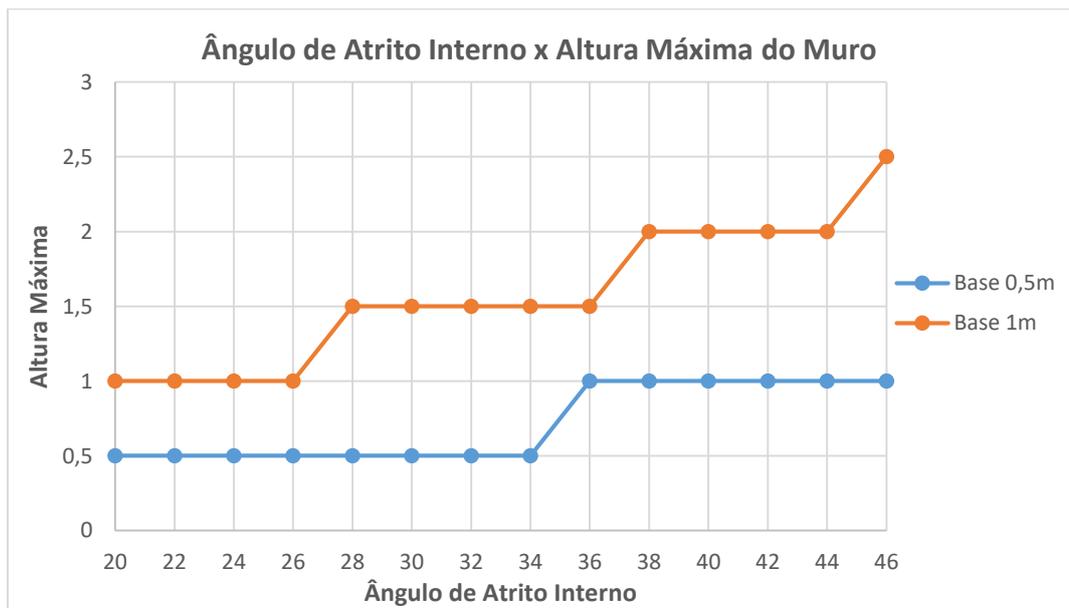
Os gráficos a seguir demonstram os resultados obtidos da altura máxima do muro em função do ângulo de atrito interno do solo. Os gráficos 9 e 10 são provenientes de resultados desta verificação sem enterramento do muro no solo e com enterramento do muro no solo, respectivamente, sendo demonstrados ainda em cada gráfico, os valores obtidos para as bases de 50 cm e 100 cm.

Gráfico 9 – Ângulo de atrito interno x altura máxima do muro para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

Gráfico 10 – Ângulo de atrito interno x altura máxima do muro para os parâmetros de solo considerados



Fonte: Autor

A análise dos gráficos 9 e 10 demonstram a influência da variação da altura do muro em função do ângulo de atrito interno do solo. Percebe-se que quanto maior o ângulo de atrito interno do solo, maiores alturas são possíveis para o muro, com base nas verificações ao deslizamento, tombamento e tensões nas fundações para os parâmetros utilizados.

4.4 UTILIZAÇÃO DE REFORÇO NO SOLO

a) *Determinação da Tensão Vertical Resultante da Compactação*

Este item foi escolhido por padrão, onde a tensão induzida por um compactador de percussão tipo Sapo, induz ao solo uma tensão vertical de 72 kPa.

b) *Determinação da Tensão Vertical Geostática no Nível do Reforço*

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' * z}{\left(1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) * \left(\frac{z}{Lr}\right)^2\right)}$$

$$\sigma'_z = \frac{18 * z}{\left(1 - \left(\frac{0,33}{3}\right) * \left(\frac{z}{5,2}\right)^2\right)}$$

$$\sigma'_z = \frac{18 * z}{(1 - 0,00407 * z^2)}$$

c) *Determinação da Tensão σ'_{zc}*

A tensão vertical atuante em cada um dos níveis de reforço é determinada seguindo algumas observações. Para os casos em que a tensão vertical geostática (σ'_z) é menor que a tensão vertical resultante da compactação ($\sigma'_{zc,i}$), tem-se $\sigma'_{zc} = \sigma'_{zc,i}$. Para profundidades maiores, onde a tensão geostática é maior, tem-se $\sigma'_{zc} = \sigma'_z$.

d) *Determinação do Parâmetro de Deformabilidade do reforço*

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{Pa}\right)^n}{Si}$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{101,3}\right)^{0,25}}{0,0996}$$

Sendo Si determinado através da seguinte equação:

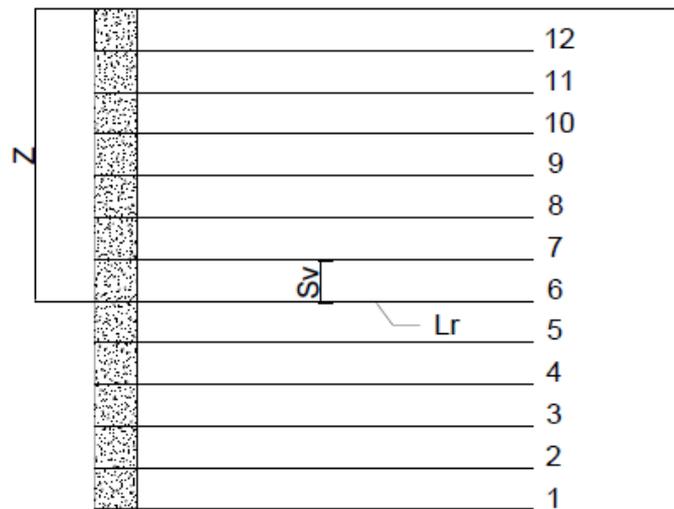
$$Si = \frac{Jr}{k * Pa * Sv}$$

$$Si = \frac{757}{150 * 101,3 * 0,5}$$

$$Si = 0,0996$$

e) *Determinação da Força de Tração Máxima (Tmáx)*

Esta força é determinada com o auxílio dos ábacos propostos pelo método, a partir dos valores obtidos de β , $\sigma'z$ e $\sigma'zc$. Os ábacos encontram-se no anexo B deste trabalho. A figura 17 representa as camadas de reforço para a determinação da força de tração de máxima.

Figura 17 – Camadas de reforço para o cálculo de T_{máx}

Fonte: Autor

Tabela 5 – Determinação de T_{máx}

Camada de reforço	Sv (m)	z (m)	Cota (m)	Lr (m)	Si (KPa)	σz (KPa)	σzc	σz/σzc	β	χ (ábaco)	Tmax (kN)
12	0,5	0,5	5,5	5,2	0,0996	9,009	72	0,125	9,219	0,23	8,28
11	0,5	1	5	5,2	0,0996	18,074	72	0,251	9,219	0,23	8,28
10	0,5	1,5	4,5	5,2	0,0996	27,252	72	0,378	9,219	0,23	8,28
9	0,5	2	4	5,2	0,0996	36,601	72	0,508	9,219	0,27	9,72
8	0,5	2,5	3,5	5,2	0,0996	46,185	72	0,641	9,219	0,28	10,08
7	0,5	3	3	5,2	0,0996	56,072	72	0,779	9,219	0,29	10,44
6	0,5	3,5	2,5	5,2	0,0996	66,336	72	0,921	9,415	0,29	10,44
5	0,5	4	2	5,2	0,0996	77,061	77,061	1	9,872	0,29	11,17
4	0,5	4,5	1,5	5,2	0,0996	88,344	88,344	1	10,340	0,29	12,81
3	0,5	5	1	5,2	0,0996	100,293	100,293	1	10,834	0,29	14,54
2	0,5	5,5	0,5	5,2	0,0996	113,037	113,037	1	11,371	0,29	16,39
1	0,5	6	0	5,2	0,0996	126,728	126,728	1	11,976	0,29	18,38

Fonte: Autor

f) Verificação da Estabilidade ao Arrancamento

$$L_e = L_r - (H - z) * \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{1}{\tan \omega} \right]$$

$$Le = 5,2 - (6 - z) * [\tan\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) - 0]$$

$$Le = 5,2 - 0,577 * (6 - z)$$

$$Pr = 2F^* * \alpha * \sigma'v * Le \geq FS * Tmáx$$

$$Pr = 2 * 0,57 * 0,6 * \sigma'v * Le \geq FS * Tmáx$$

Tabela 6 – Verificação da estabilidade ao arrancamento

Camada	z (m)	Le (m)	Pr (kN/m)	Tmáx (kN)	FS
1	0,5	2,03	12,509038	8,28	1,51
2	1	2,31	28,553535	8,28	3,45
3	1,5	2,6	48,447528	8,28	5,85
4	2	2,89	72,306323	9,72	7,44
5	2,5	3,18	100,35895	10,08	9,96
6	3	3,47	132,89423	10,44	12,73
7	3,5	3,76	170,26815	10,44	16,31
8	4	4,05	212,91619	11,14	19,11
9	4,5	4,33	260,76582	12,77	20,42
10	5	4,62	315,5836	14,48	21,79
11	5,5	4,91	377,62501	16,3	23,17
12	6	5,2	447,84309	18,26	24,53

Fonte: Autor

Para o atendimento ao fator de segurança igual a 1,5 é necessário que se estabeleça um comprimento de reforço igual a 5,2m. Para a utilização do reforço juntamente com os blocos de concreto, deve-se realizar o ensaio de arrancamento do reforço, segundo a ABNT NR ISO 10319:2013, com o objetivo de medir a resistência à conexão da geogrelha com os blocos de concreto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÃO

- Resumo das verificações realizadas

A tabela 7 apresenta as alturas para cada uma das verificações realizadas no decorrer do trabalho.

Tabela 7 – Resumo das verificações realizadas e sua respectiva altura máxima

VERIFICAÇÃO	ALTURA
Muro sem enterramento – Base 50 cm	1 m
Muro sem enterramento – Base 100 cm	2 m
Muro com enterramento – Base 50 cm	0,5 m
Muro sem enterramento – Base 100 cm	1,5 m
Muro com reforço no solo	6,0 m

Fonte: Autor

- Quanto à utilização dos blocos, sem reforço no solo

Conclui-se que a utilização dos blocos para a execução de um muro de arrimo sobre um solo com parâmetros semelhantes aos quais foram realizadas as verificações é possível para alturas de até 2 m para base de 1 m e alturas de até 1 m para base de 0,5 m de modo que o mesmo esteja nos padrões de segurança estabelecidos pela Norma. Esta altura varia de acordo com a decisão do enterramento do bloco no solo, além da disposição dos blocos que determina a dimensão da base do muro, e ainda, dos parâmetros do solo sobre qual o mesmo será executado. Percebe-se que o muro atinge alturas maiores quando a sua base passa de 50 cm para 100 cm, e também, quando o mesmo não apresenta enterramento. Porém, na prática, este enterramento geralmente se faz necessário, seja no próprio solo, ou bases alternativas como camadas de concreto magro ou brita. Este enterramento do muro, o qual gera o empuxo passivo, melhora as condições de estabilidade ao deslizamento do muro.

- Quanto à utilização dos blocos como faceamento com o solo reforçado

Conclui-se que a utilização de reforços no solo proporciona alturas bem mais elevadas em relação a não utilização de reforço, conforme verificado para os parâmetros adotados no presente trabalho, para os quais é possível a construção de um muro de 6 m de altura, sendo esta uma alternativa aos projetistas que necessitam de alturas mais elevadas para os muros. Para a utilização dos blocos como faceamento em relação à altura que foi calculado, faz-se necessário o ensaio de arrancamento da malha para a verificação da resistência na conexão entre o bloco e a geogrelha utilizada.

- Quanto à variação do ângulo de atrito interno em função da altura do muro

Conclui-se, ao variar o ângulo de atrito, que quanto maior o seu valor, o mesmo apresentará valores de resistência que permitem construções de muros mais elevadas. Este item foi apresentado de forma paramétrica neste estudo, e não recomenda-se a utilização dos resultados aqui apresentados como ábacos para projetos executivos, embora seus resultados possam ser adotados para estudos de viabilidade.

- Quanto ao método construtivo

Conclui-se que o reaproveitamento do concreto usinado recusado pelas obras pode ser utilizado na fabricação dos blocos abordados neste trabalho, apresentando-se inclusive como uma alternativa positiva ambientalmente.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após a conclusão deste trabalho e análise dos resultados obtidos através das verificações, sugere-se um estudo destes mesmos blocos, de maneira que os mesmos sejam dispostos em formato de muro de gabião, verificando o comportamento do mesmo. Para tal estudo, deve-se verificar a melhor alternativa de encaixe entre os blocos, efeito tipo lego, garantindo sua estabilidade.

Outra sugestão trata-se da verificação da resistência ao arrancamento de reforços nos blocos, para efetiva utilização como alternativa de projeto.

REFERÊNCIAS

- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9286**: Terra Armada. Rio de Janeiro. 1986. 20p.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 11682**: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro. 2009. 33p.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro. 1986. 9p.
- BARNES, Graham. **Mecânica dos solos**. 3.ed. RIO DE JANEIRO: Elsevier Editora Ltda, 2016.
- BARROS, P. L. de A. **Obras de Contenção - Manual Técnico**. Jundiaí: São Paulo. Maccaferri, 2017.
- BECKER, Leonardo de Bona; **Comportamento de Geogrelhas em Muro de Solo Reforçado e em Ensaio de Arrancamento**. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 2006.
https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/Busca_etds.php?strSecao=resultado&nrSeq=8794@1 acessado em 19/05/2018.
- BUDHU, M. **Fundações e estruturas de Contenção**; [tradução e revisão técnica] Luiz Antônio Vieira Carneiro, Maria Esther Soares Marques. - 1. ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2013.
- CARVALHO, P. A. S. et al; **Manual de Geotecnia: Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de Seus Problemas**. São Paulo, 1991. Instituto de Pesquisas tecnológicas (Publicação IPT; n. 1843).
- CRAIG, R. F.; **Mecânica dos Solos**. ed. 8. Rio de Janeiro, LTC, (2014).
- DOMINGUES, P.C; **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. São Carlos, 1997. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- EHRlich, M.; BECKER, L.(2009), **Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução**. Oficina de Textos, Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos, São Paulo, 126p
- FERNANDES, Manuel de Matos; **Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica**, v. 2, ed. 1. --São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de Contenção – Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.
- GERSCOVICH, Denise M. S.; SARAMAGO, Robson P.; DANZIGER, Bernadete R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C., e LAUAND, C. A.; **Tratado De Concreto Armado**, V.6: MUROS DE ARRIMO E CONTENÇÃO. São Paulo: Hemus, 2003.

GUSMÃO FILHO, Jaime; **Desempenho de obras geotécnicas**; Prefácio Faiçal Massad. - Recife : Ed. Universitária da UFPE, 2006.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. São Paulo, 2008, 1ª edição, Editora Blucher.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. Ed. 2. São Paulo. Edgard Blucher, (1994).

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**, 3ª edição Carlos de Sousa Pinto. São Paulo, 2006, Oficina de Textos.

VERTEMATTI, J. C., **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. ABINT Editora Edgard Blucher. 2004.

ANEXO A – ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA MALHA DELTAX G80/2

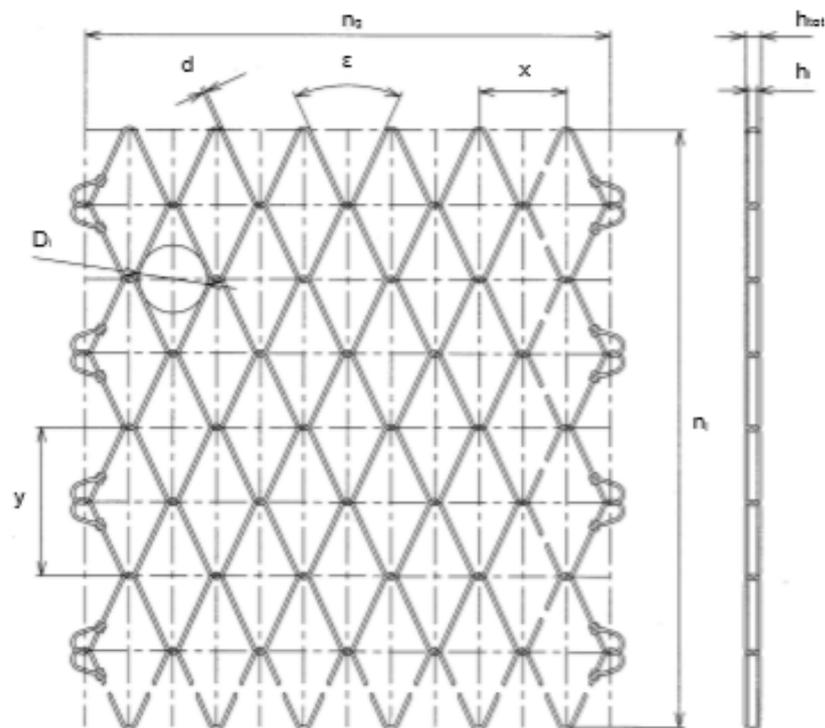
Tabela 8 – Especificações técnicas malha DELTAX G80/2

TECHNICAL DATA SHEET

High-tensile Rockfall Protection Netting DELTAX® G80/2

DELTAX® high-tensile rockfall protection netting ¹⁾		DELTAX® steel wire	
Mesh shape:	rhomboid	Wire diameter:	$d = 2.0 \text{ mm}$ ⁴⁾
Diagonal:	$x \cdot y = 101 \cdot 175 \text{ mm}$ (+/-5%)	Tensile strength:	$f_t \approx 1'770 \text{ N/mm}^2$ ⁴⁾
Mesh width:	$D_1 = 82 \text{ mm}$ (+/-5%)	Material:	high-tensile steel wire
Angle of mesh:	ε ca. 53 degrees	Tensile resistance of a wire:	$Z_w = 5.5 \text{ kN}$
Total height of mesh:	$h_{tot} = 8 \text{ mm}$ (+/-1 mm)	DELTAX® corrosion protection ²⁾	
Clearance of mesh:	$h = 4 \text{ mm}$ (+/-1 mm)	Corrosion protection:	GEOBRUGG ULTRACOATING®
No. of meshes longitudinal:	$n_1 = 5.7 \text{ pcs/m}$	Compound:	94.5% Zn / 5% Al + 0.5% special add-on
No. of meshes transversal:	$n_2 = 9.9 \text{ pcs/m}$	Salt spray performance: ⁴⁾	5% dark brown rust after > 2500 hours cp. Galvan ca. 500 h
Load capacity		DELTAX® mesh standard roll	
Tensile strength of mesh longitudinal:	$z_1 \approx 53 \text{ kN/m}^2$	Roll width:	$D_{roll} = 3.9 \text{ m}$
¹⁾ according to EN 10223-6		Roll length:	$l_{roll} = 30 \text{ m}$ (on request until 100 m)
²⁾ referring to LGA test report 12/2009		Total surface per roll:	$A_{roll} = 117 \text{ m}^2$
³⁾ according to EN 10218		Weight per m ² :	$g = 0.65 \text{ kg/m}^2$
⁴⁾ according to EN 10264-2 / EN 10016-1 and -2		Weight per mesh roll:	$G_{roll} = 76 \text{ kg}$
⁵⁾ according to EN 10244-2		Mesh edges:	mesh ends knotted
⁶⁾ according to EN ISO 9227			

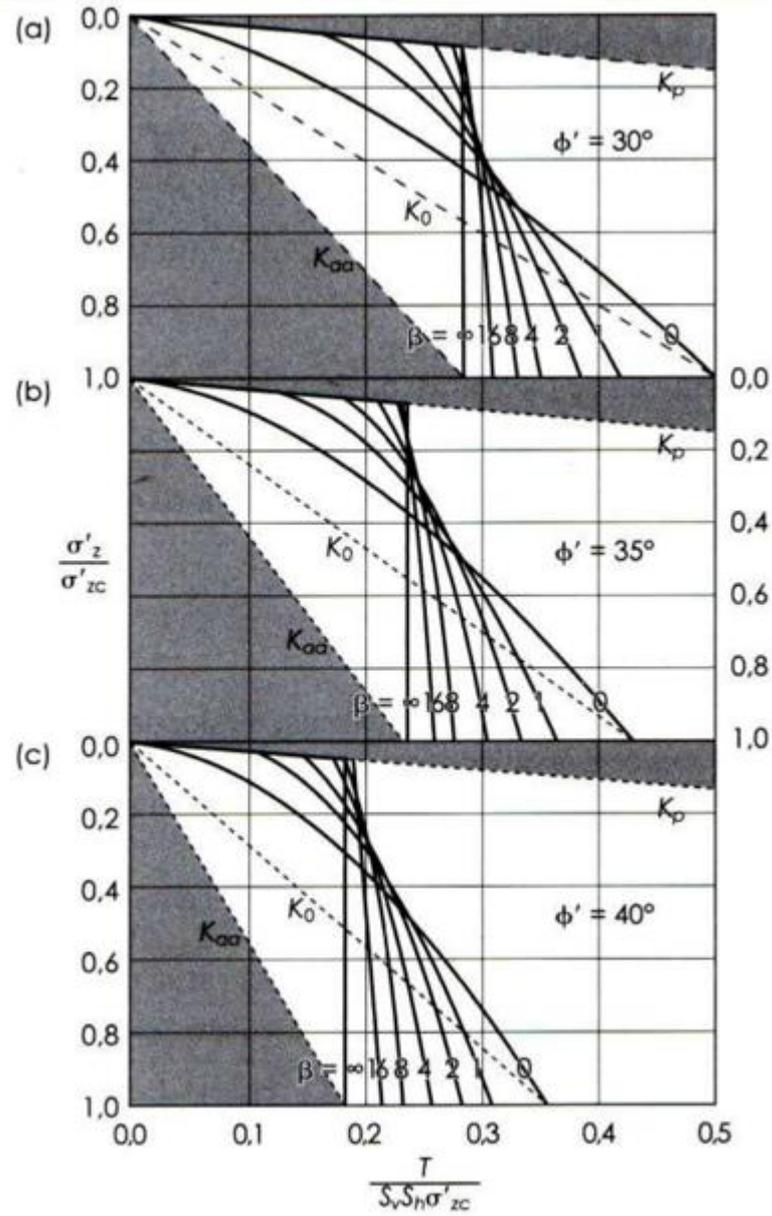
DELTAX® G80/2



Fonte: GeobruGG

ANEXO B – ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO

Figura 18 – Ábacos utilizados para o dimensionamento de estruturas com face vertical



Fonte: Vertematti (2004, p. 125)