



Universidade Federal de Sergipe (UFS)
Centro de Ciências Exatas e Tecnologia (CCET)
Departamento de Engenharia Civil (DEC)



Mariana Oliveira Andrade

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

São Cristóvão - SE

2018

Mariana Oliveira Andrade

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Sergipe (UFS), para
finalizar o componente curricular e conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Carlos Rezende
Cardoso Júnior

São Cristóvão – SE

2018

Fica concedida à Universidade Federal de Sergipe (UFS) permissão para reproduzir cópias desta monografia e emprestar ou vender tais cópias somente para fins acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste trabalho acadêmico pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Assinatura

ANDRADE, Mariana Oliveira.
ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO. / Mariana Oliveira Andrade
São Cristóvão, 2018.
108p.: il.
Trabalho Acadêmico Orientado. Centro de Ciências Exatas e Tecnologia,
Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão.
I. Universidade Federal de Sergipe/Sergipe. CDS
II. Título

Mariana Oliveira Andrade

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Sergipe (UFS), para
finalizar o componente curricular e conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Aprovado em: _____ de _____ de _____.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. MSc. Carlos Rezende Cardoso Júnior – Universidade Federal de Sergipe
(Orientador) Nota: _____

(1º Examinador) Nota: _____

(2º Examinador) Nota: _____

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida. Eu nada seria sem a fé que tenho Nele.

Aos meus pais, Carmen e Raielzo, que são absolutamente tudo na minha vida. Obrigada por todo amor, incentivo e apoio incondicional.

Às minhas irmãs, Marília e Andréa, por estarem sempre ao meu lado. Amo vocês.

A Luís, meu amor e melhor amigo, obrigada pelo apoio e compreensão.

Aos amigos que a Engenharia me deu, Netinho, Thay, Larine, Gardênia, Gabriel, Ismael, Thiago e aos Luan's, essa trajetória foi muito mais especial com a presença de vocês.

A todos os meus mestres da UFS, em especial ao meu orientador Carlos Rezende, pela orientação, dedicação, confiança, paciência e amizade durante a realização do meu TCC e também ao professor Demóstenes, responsável por despertar todo o meu interesse na Geotecnia.

Agradeço também à NASSAL, especialmente à equipe de Planejamento e Orçamento, por todo o aprendizado e amizade. Com certeza foram essenciais no meu crescimento profissional.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigada.

RESUMO

O desenvolvimento urbano e o crescimento populacional têm provocado cenários onde obras em terrenos com desníveis são cada vez mais comuns. Como consequência, operações de aterro e corte acompanhadas de obras de contenção se tornam necessárias, a fim de garantir estabilidade e segurança. As técnicas de contenção são utilizadas desde a pré-história e desde então vêm sendo estudadas e desenvolvidas. Com a evolução dos materiais, novas soluções foram criadas, como o uso de elementos com elevada resistência à tração para reforçar solos, denominado solo reforçado. Apesar de ser uma solução revolucionária e utilizada em diversas partes do mundo, ainda existem barreiras para a sua utilização. A principal razão seria a expectativa de que tal solução seria mais cara em comparação às estruturas de contenção convencionais e também que o processo construtivo poderia ser complicado. Este trabalho tem como objetivo comparar, sob a perspectiva técnica e econômica, cinco soluções de estruturas de contenção: muro de gravidade em alvenaria de pedra, muro de gravidade em concreto ciclópico, muro de flexão em concreto armado, solo reforçado com geogrelhas e solo reforçado com tiras metálicas. Para que fosse possível a comparação entre as soluções, as propriedades físicas e os parâmetros do solo foram padronizados. Para o material de aterro, foi adotado um solo areno-argiloso compactado, com peso específico de 19 kN/m^3 , coesão de 5 kPa e ângulo de atrito interno de 35° . Evidenciou-se a importância da análise de todos os fatores que influenciam na escolha da estrutura, como os custos diretos, os custos indiretos e também a estabilidade de cada sistema. O presente trabalho apresenta o dimensionamento, os levantamentos dos quantitativos e orçamentos detalhados para cada solução. O cálculo dos custos para a execução das soluções foi realizado com base nos custos unitários dos insumos e serviços, utilizando como referências a tabela SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, a tabela ORSE – Orçamento de obras de Sergipe e também cotações dos insumos e serviços com fornecedores. Os custos por metro linear construído em função da altura de contenção foram orçados e apresentados em forma de gráfico. A partir dos resultados, foi possível concluir que entre as soluções consideradas, as soluções em solo reforçado com geogrelha e terra armada foram as alternativas menos onerosas.

Palavras-chave: Estruturas de Contenção, Solo Reforçado, Muro de Gravidade, Muro de Flexão, Comparativo de Custos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Muros em alvenaria de pedra.....	7
Figura 2 - Muro gravidade em alvenaria de pedra com perfil escalonado.....	7
Figura 3 - Muro de flexão.....	9
Figura 4 - Muro de arrimo com contrafortes.....	10
Figura 5 - Estrutura de contenção em solo reforçado.....	13
Figura 6 - Tipos de faceamento.....	14
Figura 7 – Geogrelhas.....	15
Figura 8 - Geocompostos.....	15
Figura 9 - Resultados do teste axial.....	16
Figura 10 - Construção de solos reforçados.....	18
Figura 11 - Sistema auto-envelopado.....	19
Figura 12 - Geometria típica e parâmetros de projeto.....	20
Figura 13 - Esquema de Terra Armada.....	21
Figura 14 - Terra Armada ou solo armado.....	23
Figura 15 - Formatos dos painéis pré-moldados.....	24
Figura 16 - Reforços poliméricos.....	25
Figura 17 - Armaduras metálicas.....	25
Figura 18 - Grãos em contato com o reforço.....	26
Figura 19 - Princípios da Terra Armada.....	26
Figura 20 - Princípios da Terra Armada.....	27
Figura 21 - Execução da soleira.....	28
Figura 22 – Montagem e transporte dos painéis.....	29
Figura 23 - Encaixe dos painéis.....	29
Figura 24 – Execução terra armada.....	29
Figura 25 - Drenagem superficial.....	34
Figura 26 - Proteção superficial.....	35
Figura 27 - Sistemas de drenagem - Dreno inclinado.....	36
Figura 28 – Pré-dimensionamento em: (A) muro gravidade; (B) muro de flexão; (C) muro de flexão com contrafortes.....	37
Figura 29 - Parâmetros de dimensionamento.....	37
Figura 30 - Estabilidade externa.....	38
Figura 31 – Deslizamento.....	39

Figura 32 - Esforços atuantes.	41
Figura 33 - Capacidade de carga da fundação.	42
Figura 34 - Análise de estabilidade interna: (A) Ruptura dos reforços; (B) Arrancamento dos reforços; (C) Desprendimento da face; (D) Instabilidade local.	44
Figura 35 - Empuxo em estruturas de contenção.	47
Figura 36 - Comparativo de custos de obras de contenção H=3m.	49
Figura 37 - Comparativo de custos entre cinco soluções de muros de contenção.	49
Figura 38 – Esquema geral.	51
Figura 39- Pré-dimensionamento.	52
Figura 40 - Muro em alvenaria de pedra.	53
Figura 41 - Muros em concreto ciclópico.	55
Figura 42 - Pré-dimensionamento muros de flexão.	55
Figura 43 - Armaduras muros de flexão: 2,5m, 4,5m e 6,5m.	57
Figura 44 - Muros de flexão em vista 3D.	57
Figura 45 - Características técnicas das geogrelhas.	58
Figura 46 - Muros dimensionados: Solo reforçado com geogrelha.	60
Figura 47 - Mecanismo de ruptura.	63
Figura 48 - Muros dimensionados: Terra Armada.	64
Figura 49 - Gráfico comparativo de custos entre estruturas de contenção.	79

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS	1
1.2.1	Objetivo geral	1
1.2.2	Objetivos específicos	1
1.3	JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	2
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2	REVISÃO BILIOGRÁFICA	4
2.1	HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	4
2.2	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	5
2.3	TIPOS DE CONTENÇÕES.....	6
2.3.1	Muros de gravidade	6
2.3.2	Muros de flexão	9
2.3.3	Solo reforçado com geossintéticos	12
2.3.4	Terra Armada.....	20
2.4	VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	30
2.4.1	Muros de gravidade	30
2.4.2	Muros de flexão em concreto armado	30
2.4.3	Solo Reforçado	31
2.4.4	Terra armada.....	32
2.5	DRENAGEM.....	32
2.5.1	Drenagem superficial.....	33
2.5.2	Drenagem profunda	35
2.6	DIMENSIONAMENTO	36
2.6.1	Estabilidade dos muros de contenção	38
2.6.2	Cálculo dos esforços	47

3	METODOLOGIA APLICADA.....	50
3.1	ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTOS.....	50
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	52
4.1	DIMENSIONAMENTOS.....	52
4.1.1	Muro gravidade em alvenaria de pedra.....	52
4.1.2	Muro gravidade em concreto ciclópico.....	54
4.1.3	Muro flexão em concreto armado.....	55
4.1.4	Solo reforçado com geogrelha.....	57
4.1.5	Terra armada.....	60
4.2	CÁLCULO DOS CUSTOS.....	65
4.2.1	Muro em alvenaria de pedra.....	65
4.2.2	Muro em concreto ciclópico.....	68
4.2.3	Muro flexão em concreto armado.....	70
4.2.4	Solo reforçado com geogrelha.....	73
4.2.5	Solo reforçado com fitas metálicas.....	75
4.3	RESULTADOS.....	78
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	80
5.1	CONCLUSÕES.....	80
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	80
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	81
	APÊNDICE A – PLANILHAS DE CÁLCULO MURO DE GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA.....	84
	APÊNDICE B – PLANILHAS DE CÁLCULO MURO DE GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO.....	88
	APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO.....	92
	APÊNDICE D – PLANILHAS DE CÁLCULO SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA.....	96

APÊNDICE E – PLANILHAS DE CÁLCULO TERRA ARMADA102

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como consequência do desenvolvimento das áreas urbanas, locais com solos resistentes e adequados para a implantação de empreendimentos estão cada vez mais escassos. Devido a este problema, os projetos de contenções para terrenos com grandes desníveis e com solos de baixa resistência se tornaram progressivamente comuns e ainda mais importantes para a execução de uma obra.

Com a necessidade de cronogramas mais breves e de projetos mais complexos, houve uma evolução das estruturas de contenção. As técnicas de projeto, construção e monitoramento dessas estruturas evoluíram ao longo dos últimos anos e novos métodos e tecnologias continuam sendo desenvolvidos, muitas vezes com intuito de resolver problemas em locais restritos (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001).

Com o desenvolvimento das técnicas, a capacidade e a profundidade das escavações foi aumentada sem comprometer a segurança, envolvendo a adoção de muros de contenção com paredes mais espessas e o aprimoramento de solos reforçados.

As obras de estruturas de contenção são fundamentais quando o estado de equilíbrio original de um maciço de solo ou de rocha é modificado devido às solicitações que podem gerar deformações exageradas ou ainda o colapso. Sua finalidade é, sobretudo, suportar empuxos de terra, oferecendo seguridade a um talude (LUIZ, 2014).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivos gerais:

- Realizar um estudo comparativo de custos entre estruturas de contenção dos tipos: muro gravidade em alvenaria de pedra, muro gravidade em concreto ciclópico, muro flexão em concreto armado, solo reforçado com geogrelha e solo reforçado com tiras metálicas.

1.2.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, este trabalho pretende:

- Levantar quantitativos e custos para as soluções adotadas;
- Realizar um comparativo econômico entre as soluções para contenção, em função do desnível de contenção;

- Analisar quando se torna inviável o uso de muro de gravidade em função do volume de solo a se conter.

1.3 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A execução de uma estrutura de contenção pode expressar um significativo ônus financeiro na realização de uma obra em áreas acidentadas. Esta etapa da obra, em certas situações, pode apresentar uma grande parcela do orçamento, podendo ser até maior do que a própria edificação a ser construída, apesar de compreender uma pequena porcentagem do tempo total da obra.

Durante muitos anos, as principais estruturas utilizadas foram as de concreto armado e de gravidade. Todavia, a medida que a altura da contenção aumenta, os custos crescem significativamente.

Desta maneira, destaca-se a importância de sempre considerar diferentes alternativas de estruturas de contenção na elaboração de um projeto, com objetivo de atender a segurança necessária ao empreendimento e buscar os menores custos possíveis.

No aspecto técnico das diversas estruturas de contenção existentes, a literatura se encontra bem desenvolvida, contribuindo para o dimensionamento dos projetos. No entanto, quando se refere aos custos de construção envolvidos, poucos estudos são encontrados. Em diversas situações, o custo é um fator decisivo na escolha da solução a ser utilizada. Sendo assim, ressalta-se a importância de estudar e comparar economicamente as alternativas de projeto de estrutura de contenção para diferentes alturas.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em cinco capítulos, abrangendo a introdução.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica das estruturas de contenção estudadas. Neste capítulo são apresentados o histórico das contenções, tipos de contenções, vantagens e desvantagens, drenagem e conceitos de dimensionamento.

No Capítulo 3 são apresentados os aspectos gerais do estudo comparativo de custos.

Os parâmetros utilizados para os dimensionamentos, resultados obtidos, levantamentos quantitativos e cálculo dos custos estão expostos no Capítulo 4.

As considerações finais, sugestões para trabalhos futuros e conclusões estão retratadas no Capítulo 5.

Por fim, são apresentadas as referências utilizadas para a execução deste trabalho, seguindo dos apêndices onde encontram-se as planilhas de cálculo utilizadas para o dimensionamento das estruturas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Problemas referentes às habitações e suas individualidades são verificados pelo homem desde a antiguidade. Com o intuito de desenvolver os locais de edificação, diversas técnicas de construção foram utilizadas, e estas progrediram ao longo do tempo (BARROS, 2011). Esses problemas ainda são presentes dos dias de hoje, a exemplo do relevo e o solo. As obras de contenção que se objetivam solucionar problemas associados especialmente à estabilização de taludes podem ser destacadas nesse contexto. A sobreposição de grandes pedras e massa desfrutando da gravidade, foi uma das primeiras soluções utilizadas e continua sendo um método empregado na atualidade.

Diferentes tecnologias aplicadas na execução de obras de contenção surgiram com o desenvolvimento dos métodos construtivos e dos materiais empregados, tal como os muros de flexão.

O emprego de materiais naturais como elementos para reforço de solos é atividade usual desde antes de Cristo. Desde tempos pré-históricos as inclusões têm sido utilizadas. Primitivos utilizavam varas, ramos, bambus, palha e materiais fibrosos para reforçar moradias de argila. Um exemplo desta aplicação foi a construção dos Zigurates da Mesopotâmia e da muralha da china. Estão presentes em ambas as estruturas mesclas de argila e cascalho utilizando raízes como reforço (VERTEMATTI, 2004).

Henry Vidal realizou os primeiros trabalhos de concepção do comportamento mecânico de estruturas de contenção em solo reforçado. Na década de 60 e 70 o mesmo desenvolveu e patenteou uma técnica com reforços metálicos titulada de “Terra Armada”. Na mesma época, foram construídas as primeiras obras de estruturas de contenção empregando Geotêxteis. A utilização de geossintéticos para obras de reforço de solo e contenção vem crescendo gradualmente desde então e, no Brasil, a utilização de materiais geossintéticos começou em 1971, com a fabricação do primeiro geotêxtil não-tecido (MITCHELL; VILLET; BOARD, 1987).

Na década de 80, a primeira grande obra de solo reforçado foi realizada no Brasil. Utilizou-se nesta obra, geotêxteis para o reforço do aterro da rodovia, firmado sobre solo mole (CARVALHO; PEDROSA; WOLLE, 1986). Neste mesmo período, surgiram no Japão aterros estabilizados com geogrelhas. Koerner (1999) relata que nos anos 50 materiais sintéticos foram empregados a partir do desenvolvimento de geotêxteis tecidos pelas indústrias petroquímicas.

2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Cunha (1991) afirma que as estruturas de contenção, são obras que têm o propósito de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de solos ou rejeitos. Estas devem se incluir o máximo possível com o meio envolvente, tanto do lado paisagístico como ambiental. Também é significativo adotar soluções de fácil dimensionamento, resistência apropriada às necessidades e que assegurem extensa vida útil à obra.

Três princípios básicos devem ser levados em consideração para a definição do tipo de contenção a ser aplicada: fator econômico, físico e geotécnico. O primeiro está relacionado à disponibilidade de material adequados, mão-de-obra especializada, tempo de execução e custo final da estrutura. O segundo compõe-se, resumidamente, pela altura da estrutura de contenção e pelo espaço disponível para construção. Já o último considera a natureza geológica da região onde será implantada a obra, a capacidade de suporte do solo da base e a existência ou não de lençol freático (BARROS, 2011).

Um aspecto levantado por Moliterno (1980) é a importância de se atentar antes da execução da obra de contenção, à possibilidade de ocorrer movimentos lentos da encosta, decorrentes da fissuração da superfície e declividade das árvores.

As estruturas de contenção estão quase sempre presentes nas obras de fundações. São elementos indispensáveis em projetos de estradas, estabilização de encostas, barragens, subsolos para estacionamentos, entre outros. São utilizadas quando for necessário vencer um desnível e não houver a possibilidade de construção de um talude e quando se desejar efetuar um corte num terreno natural, otimizando o espaço e aumentando consideravelmente a inclinação do corte. A principal função destas estruturas é promover estabilidade e segurança (MEDEIROS, 2005).

As estruturas de contenção se dividem basicamente em dois grupos: estruturas de contenção convencionais (muros de gravidade, de flexão e gabiões) e estruturas de contenção em solo reforçado. Estas utilizam um sistema de estabilização interna, através de reforços, que podem ser sintéticos ou metálicos e se prologam no interior do solo além da cunha potencial de ruptura. Aqueles são estabilizadas externamente, através de uma estrutura que se contrapõe aos empuxos gerados pelo maciço de terra (PLÁCIDO; KAMIJI; BUENO, 2010).

Variados elementos podem ser utilizados na construção dos muros de gravidade, destacando-se o concreto armado, o concreto simples, alvenaria de pedra ou de tijolos, ou solo-cimento ensacado. É recomendado que os materiais constituintes das estruturas de contenção e suas geometrias sejam adequados às diversas situações, garantindo a

segurança e suportando as solicitações no decorrer de toda vida útil (GERSCOVICH, 2008).

As estruturas podem ser classificadas ainda como: estruturas rígidas e estruturas flexíveis. As constituídas de materiais inextensíveis, que não admitem nenhum tipo de deformação, são denominadas rígidas. As formadas por materiais deformáveis, que absorvem os esforços sem perder a estabilidade e capacidade, são designadas flexíveis (BARROS, 2011).

Vale ressaltar ainda a importância de um bom sistema de drenagem junto às estruturas de contenção, para redução das pressões da água na estrutura. O solo pode ser enfraquecido devido à abundância de água, gerando diversos problemas. Para os muros de arrimo, a saturação do maciço aumenta os esforços sobre o muro, desestabilizando o sistema (CEDERGREN, 1997).

As estruturas de contenção podem ser utilizadas em obras provisórias. No caso da construção de valas, elementos da estrutura são inseridos previamente à escavação e ao decorrer da escavação a estrutura é complementada. Quando a obra é finalizada, o reaterro é realizado e a estrutura pode ser retirada e reutilizada posteriormente. Já no caso das obras permanentes, a escavação é realizada primeiramente e deixa-se um espaço para a implantação da estrutura, no intuito de facilitar a execução. Após a conclusão desta etapa, o reaterro do espaço deixado é executado. Vale ressaltar que não são procedimentos obrigatórios para estruturas provisórias e permanentes, podendo haver exceções (VILAR; BUENO, 2004).

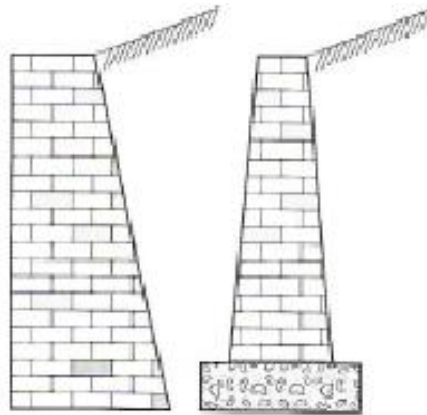
2.3 TIPOS DE CONTENÇÕES

2.3.1 Muros de gravidade

Os muros de gravidade são estruturas que resistem aos empuxos devido ao seu peso próprio, não há desenvolvimento de tensões de tração em nenhuma seção da estrutura. São utilizados comumente como contenção de pequenos desníveis, com altura de até cerca de 5 m. Podem ser construídos utilizando pedras, concreto ciclópico, gabiões, sacos de solo-cimento ou ainda, pneus usados. Os mais antigos e abundantes, são os muros de alvenaria de pedra. Em virtude do alto custo, a aplicação destes muros se tornou pouco frequente, especialmente em muros com maiores alturas (GERSCOVICH, 2008).

As Figura 1 e Figura 2 apresentam exemplos de muros em alvenaria de pedra.

Figura 1 - Muros em alvenaria de pedra.



Fonte: MARCHETTI, 2008.

Figura 2 - Muro gravidade em alvenaria de pedra com perfil escalonado.



Fonte: O autor.

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), quando compostos apenas por pedras arrumadas manualmente, os muros de gravidade dispensam sistemas de drenagem, visto que o próprio material é drenante. O processo construtivo é simples e possui baixo custo. Estes muros são indicados para contenção de taludes pequenos e a sua base deve possuir entre 0,5 a 1,0 m de largura, e estar apoiada em um nível abaixo ao da superfície do solo. Desta forma, o risco de ruptura por deslizamento é reduzido.

Ainda segundo Gerscovich (2008), para atingir maior rigidez e suportar maiores alturas, utiliza-se argamassa de cimento e areia no assentamento das pedras. A argamassa

auxilia no preenchimento dos vazios dos blocos de pedras e aumenta a rigidez. Com o uso da argamassa, entretanto, o muro perde sua capacidade drenante, tornando-se necessário o uso de dispositivos de drenagem.

Os muros de gravidade são caracterizados pelo lançamento e compactação do solo de aterro posteriormente à execução, ou durante a execução do muro, no caso dos gabiões. Devido a isto, se torna necessário muitas vezes a escavação do terreno natural. O volume de solo é comumente constituído por solo natural e aterro. Essa característica confere ao sistema uma heterogeneidade irremediável e pode existir uma superfície de deslizamento na área de contato entre o solo natural e o aterro (BARROS, 2011).

Barros (2011) afirma que tais estruturas podem ser construídas com materiais rígidos (concreto ciclópico, pedras argamassadas, etc) ou materiais flexíveis (gabiões, blocos articulados, etc). Os materiais rígidos exibem certas limitações pois exigem um bom terreno de fundação e não aceitam deformações. Já os flexíveis, são materiais deformáveis e se adequam aos movimentos do terreno sem reduzir sua eficiência.

2.3.1.1 Processo construtivo

A CEHOP – Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas explica o método executivo de muros de gravidade em alvenaria de pedra da seguinte forma:

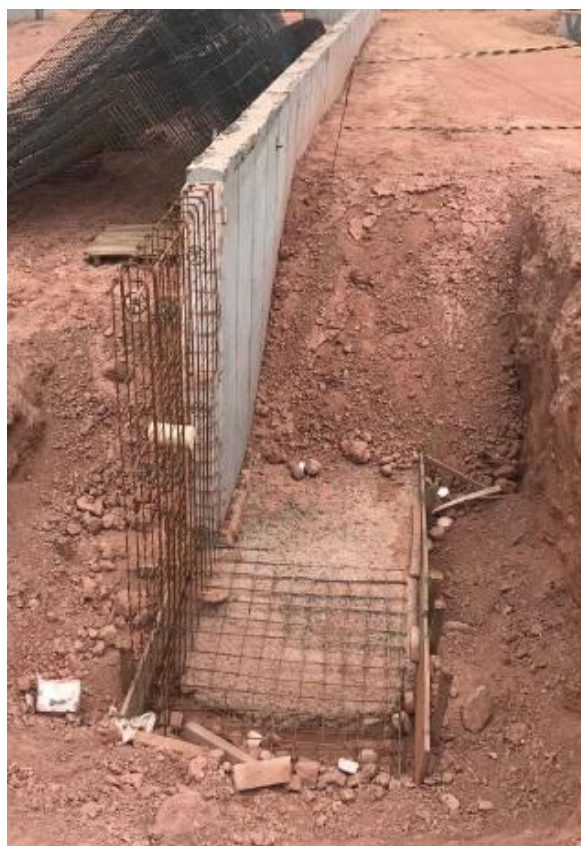
1. **Locação do muro:** Primeiramente são construídos gabaritos de madeira a cada 10 m, para definir a seção do muro conforme dimensões do projeto. São utilizadas linhas de nylon ou arame adequadamente esticados a fim de garantir o alinhamento.
2. **Escavação e compactação do fundo das cavas:** Após o alinhamento do muro, é realizada a escavação e a compactação do fundo das cavas, utilizando-se soquetes de 30 a 50 kg. Deve-se aplicar uma camada de concreto magro com 5 cm de espessura e 10 cm de largura maior do que a base do muro.
3. **Assentamento das pedras:** As pedras devem ser de boa qualidade e graduação uniforme. São assentadas com argamassa de cimento e areia conforme projeto. O assentamento das pedras é realizado colocando-as lado a lado em camadas horizontais e, em seguida a argamassa é lançada sobre a superfície, a fim de garantir a aderência com a camada seguinte.
4. **Recomendações:** Com a finalidade de evitar rachaduras, ocasionadas por variações de temperatura ou pequenas movimentações, é recomendado a

construção de juntas verticais ao longo do muro. Tais juntas podem ser em neoprene ou borracha. Os vazios entre as pedras devem ser preenchidos com pedras menores, de modo a proporcionar melhor coesão e maior estabilidade do muro. Deve-se prever também um sistema de drenagem. Nos casos em que o muro intercepta o lençol freático ou apresenta alta permeabilidade, é necessário executar uma camada de material filtrante em toda a altura do muro em contato com o terreno.

2.3.2 Muros de flexão

De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), os muros de flexão são estruturas esbeltas que possuem seção transversal em forma de “L” (Figura 3), na maioria dos casos. Podem também apresentar a seção transversal em forma de “T”, em situações que requeiram maiores alturas. São denominados desta forma, pela razão de resistirem aos empuxos por flexão, empregando parte do peso próprio do solo que se sustenta sobre a base da estrutura, para manter sua estabilidade.

Figura 3 - Muro de flexão.

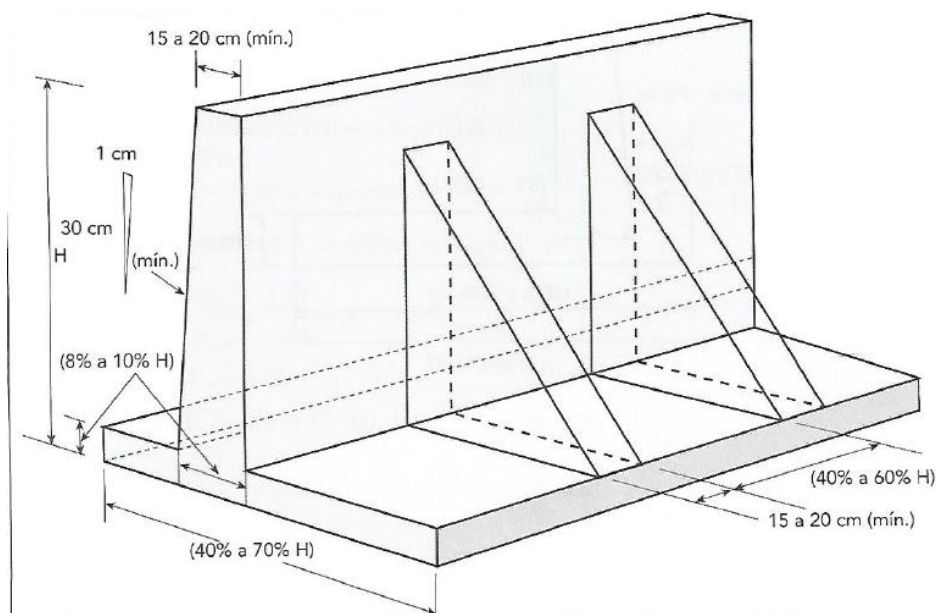


Fonte: O autor.

Por serem executadas em concreto armado, tornam-se inadequados para contenções com alturas acima de 5 m a 7 m, devido ao seu alto custo. A base da estrutura, normalmente possui largura de 50% a 70% da altura da estrutura. São estruturas mais leves que os muros de gravidade, eficientes no combate ao deslizamento e ao tombamento. Demandam armaduras para o combate dos esforços à flexão, exigem solos de fundação com capacidade de suporte adequada e também um sistema de drenagem apropriado (BASTOS; FARIAS, 2010).

Nos casos em que existem alturas maiores a serem contidas, se torna conveniente a utilização de contrafortes para complementar a estabilidade contra o tombamento (Figura 4). Estes geralmente são espaçados de aproximadamente 70% da altura do muro, e devem ser devidamente armados a fim de suportar a esforços de tração, quando se refere à laje de base interna. Nos casos menos frequentes, onde base da laje é externa ao retroaterro, os contrafortes atuam à compressão. São pouco habituais por promoverem perda do espaço disponível próximo à estrutura de contenção (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Figura 4 - Muro de arrimo com contrafortes.



Fonte: MARCHETTI, 2008.

Ainda segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), em certas circunstâncias, os muros de flexão associados a um adequado sistema de drenagem transformam-se na única solução viável para reforçar o maciço. Podem ainda empregar vigas de enrijecimento, ou serem ancorados na base com tirantes, a fim de melhorar a

estabilidade global como mostrado na Figura 13. Tal solução pode ser adotada quando há limitação de espaço útil para a construção da base com as dimensões requeridas, ou ainda quando a fundação do muro é composta por rocha sã ou alterada.

São compostos por uma laje de fundo horizontal e outra vertical. Tais lajes podem ser constituídas de concreto armado moldado *in loco* ou concreto pré-fabricado.

2.3.2.1 Processo construtivo

A CEHOP – Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas detalha o procedimento executivo dos muros de flexão:

1. Escavação: Após a locação do alinhamento do muro, é realizada a escavação. Para contenções de cortes, é realizada uma escavação adicional próxima ao muro a fim de oferecer segurança à área de trabalho, oferecendo um maior espaço para a realização dos serviços.
2. Compactação do fundo das cavas: Posteriormente à escavação, a compactação do fundo das cavas deve ser realizada, utilizando-se soquetes de 30 a 50 kg
3. Camada de concreto magro: Esta etapa envolve o lançamento de uma camada de regularização de concreto magro com 5 cm de espessura e 10 cm de largura maior que a base do muro. Servirá para criar uma superfície uniforme para posterior montagem das armaduras e concretagem.
4. Montagem das fôrmas e armação da base: As fôrmas e as armações da sapata (soleira) da fundação deverão ser montadas conforme indicação do projeto, deixando-se as armaduras que farão a conexão da base com a parede do muro nas correspondentes posições.
5. Concretagem da base do muro: Como dito anteriormente, a concretagem poderá ser realizada empregando concreto moldado *in loco* ou usinado. Contudo que o concreto utilizado respeite as características determinadas em projeto e respeite às prescrições das normas brasileiras.
6. Montagem das fôrmas e armação da parede: Após finalizada a base, deve-se montar as armações da laje vertical, seguindo as indicações do projeto. As fôrmas são montadas em seguida, e deverão ser estanques e assegurar a geometria do muro, conforme projeto.
7. Montagem do sistema de drenagem: Quando houver a ocorrência de águas do lençol freático, deve-se prever um sistema de drenagem. Habitualmente são utilizados dispositivos para drenagem chamados de barbacãs. Estes, quando

previstos em projeto, são assentados juntamente com as fôrmas em locais específicos e devem ser protegidos de acidentais desvios durante a concretagem.

8. Concretagem da parede do muro: Por fim, deve-se realizar a concretagem. Caso a parede possua uma elevada altura, é necessário ter atenção à altura de lançamento do concreto, pois pode ocorrer a segregação do mesmo e a redução da sua qualidade.
9. Execução do aterro: Na hipótese de contenção de aterros, a execução do aterro deve ser realizada e em seguida, sua compactação.

É recomendado o uso de juntas verticais ao longo da extensão do muro, a fim de evitar a ocorrência de rachaduras ocasionadas pelas retrações do concreto, pelas variações de temperatura ou ainda por movimentações do terreno de fundação. Estas juntas, que podem ser de neoprene ou borracha, devem estar afastadas entre si de 6 a 10 m, e serem colocadas durante a concretagem do muro (CEHOP).

Quando executado em corte, pode haver a necessidade de escoramento do terrapleno para a execução da estrutura de contenção. Deve-se estar especificado em projeto e, na ausência deste será determinado pela fiscalização, a qual avaliará as condições do terreno.

2.3.3 Solo reforçado com geossintéticos

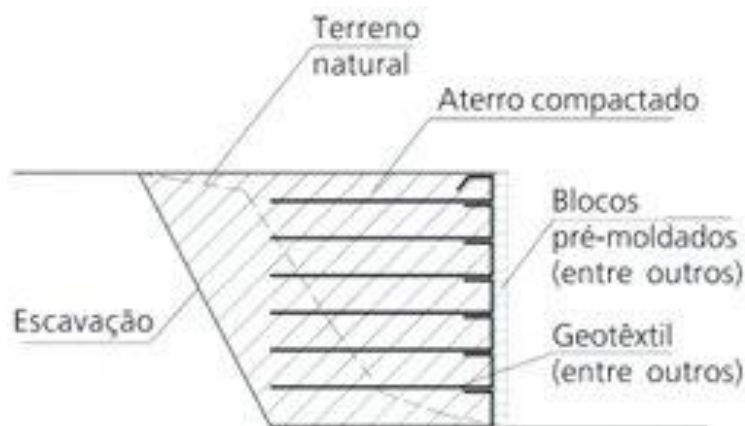
Segundo a ASTM International (ASTM D4439), geossintético é definido como um produto plano fabricado a partir de material polimérico e utilizados em combinação com solo, rocha, terra ou outro material relacionado à engenharia geotécnica como parte integrante de um projeto, estrutura ou sistema.

Os geossintéticos vêm se desenvolvendo rapidamente na engenharia com uma vasta possibilidade de aplicações: transporte, geotecnia, meio ambiente, hidráulica, entre outros. Além disso, estes materiais vêm se desenvolvendo rapidamente. Podem ser utilizados exercendo funções de reforço, filtração, drenagem, separação ou contenção de fluidos ou gases. O uso de geossintéticos tem basicamente dois objetivos: para ter um melhor desempenho ou para ser mais econômico dentre usar materiais tradicionais (KOERNER, 1999).

Segundo Bathurst (2009), taludes podem ser estabilizados através de camadas horizontais de reforços geossintéticos primários. O emprego de geossintéticos permite que taludes mais íngremes sejam construídos, possibilita a restauração dos mesmos ou

ainda aumento da sua resistência. Normalmente a face do talude é estabilizada a fim de ser protegida contra a erosão. Reforços secundários parcialmente curtos e pouco espaçados são utilizados ou envelopam-se as camadas de reforço na face. Para isto, pode ser necessário materiais geossintéticos como geocélulas ou geomantas, que geralmente são utilizadas para fixar a vegetação. A Figura 5 apresenta uma estrutura de contenção em solo reforçado.

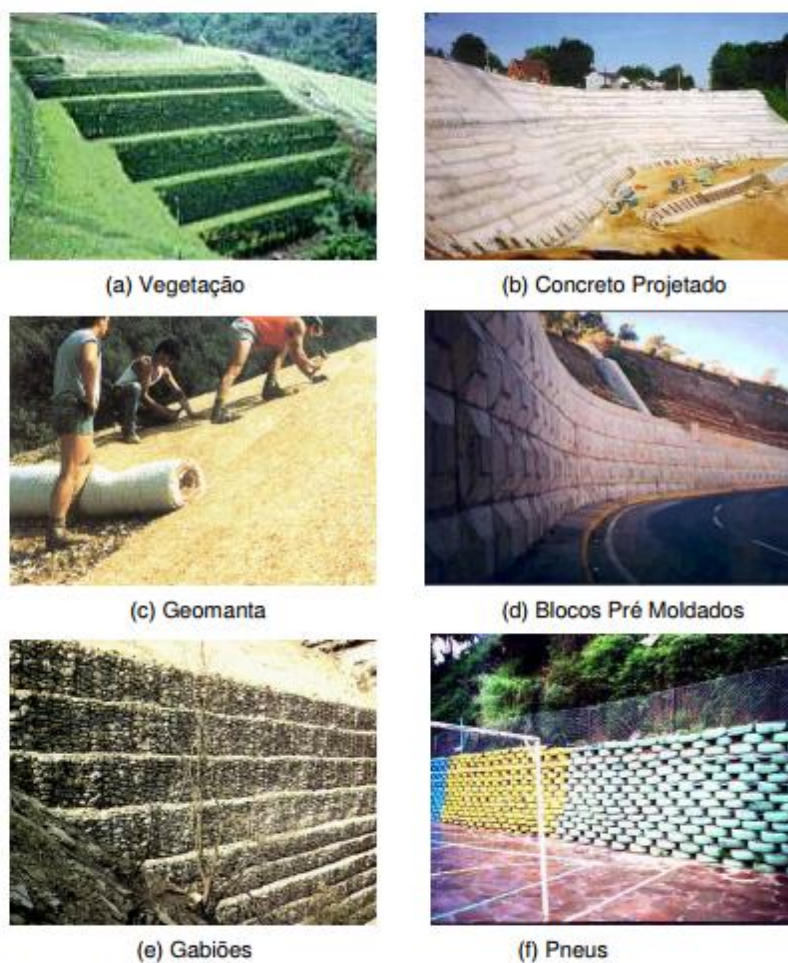
Figura 5 - Estrutura de contenção em solo reforçado.



Fonte: BARROS, 2011.

Os solos reforçados com geossintéticos possuem a mesma configuração que a Terra Armada. São compostos por: aterro, elemento de reforço e face. A face pode constituída ser pelo próprio envelopamento do solo, por blocos de concreto pré-moldado, parede de alvenaria, painéis de concreto, entre outros. A Figura 6 apresenta os diferentes tipos de faceamento. Para o reforço, podem ser empregados diferentes tipos de geossintéticos como geogrelhas, geotêxteis ou a combinação de ambos. Já para o aterro, é indicado o uso de solos granulares não coesivos (SIEIRA, 2003).

Figura 6 - Tipos de faceamento.



Fonte: SIEIRA, 2003.

2.3.3.1 Classificação dos geossintéticos

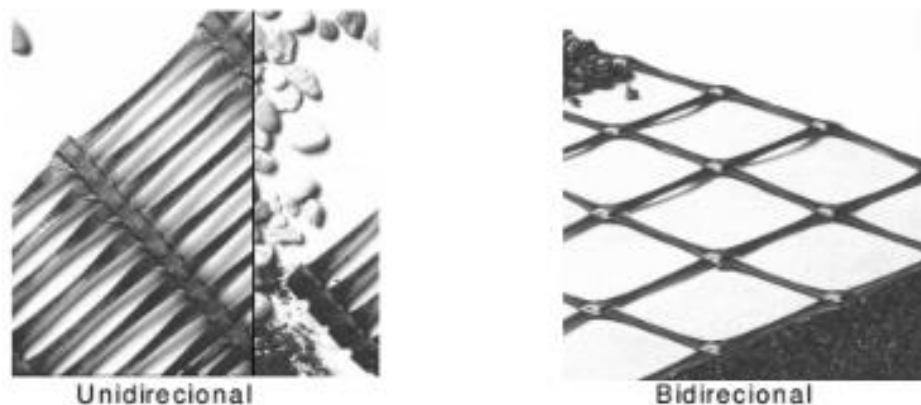
Koerner (1999) define os geossintéticos utilizados para reforço da seguinte forma:

Geotêxteis formam um dos maiores grupos de geossintéticos, e vêm crescendo nos últimos anos. São de fato têxteis no sentido tradicional, mas constituem-se em fibras sintéticas, ao invés de naturais como algodão ou lã. Deste modo, não sofrem com biodegradação e vida útil. Tais fibras são elaboradas em tecidos flexíveis e porosos por meio de máquinas ou são enroladas entre si, além de que algumas também são malha. Os geotêxteis são porosos ao fluxo de líquido e desempenham ao menos uma das seguintes funções: separação, reforço, filtração e/ou drenagem.

As **Geogrelhas** são plásticos formados em uma configuração muito aberta (forma de grelha), funcionam quase exclusivamente como materiais de reforço. São consideradas

unidirecionais quando exibem resistência à tração apenas em uma direção e bidirecionais quando mostra elevada resistência à tração em duas direções (Figura 7).

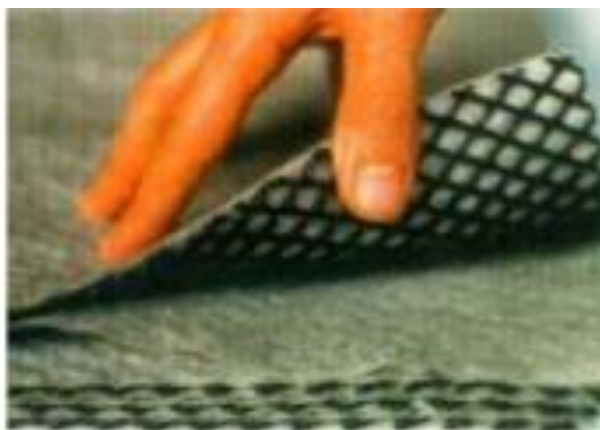
Figura 7 – Geogrelhas.



Fonte: SIEIRA, 2003.

Geocompostos são materiais industrializados e consistem em uma combinação de um ou mais geossintéticos. Podem ainda ser associados com outro material sintético ou com solo. Possuem função de reforço, filtração, drenagem, contenção ou separação.

Figura 8 - Geocompostos



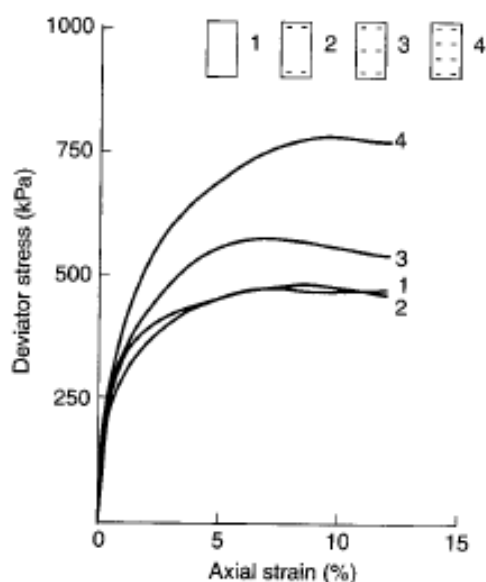
Fonte: SIEIRA, 2003.

2.3.3.2 Geossintéticos como reforço

A inserção de geossintéticos no maciço de solo oferece uma redistribuição de tensões, possibilitando a construção de obras de terra com geometria diferenciada e a redução do volume de aterro. A introdução destes elementos confere o aumento da resistência e a redução da deformabilidade do maciço. A estabilidade global do sistema é melhorada devido à transferência de esforços para os elementos resistentes (SIEIRA, 2003).

Koerner (1999) afirma que os geossintéticos são materiais que possuem boa resistência à tração e, por essa razão, podem complementar satisfatoriamente materiais com boa compressão, mas fracos em tensão, como os solos finos de baixa resistência. A Figura 9 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados por Broms (1977), onde mostra o comportamento do solo para diferentes configurações de solo e geossintético. A curva 1 representa o solo sem reforço, a curva 2 possui geossintéticos nos extremos e não apresenta um comportamento de resistência melhorado. Os resultados mostraram que se o reforço não for colocado na localização adequada, não terá efeito benéfico. Ao ser colocado no centro da amostra como na Curva 3, ou em camadas duplas como na Curva 4, o reforço interrompe potenciais planos de cisalhamento e tem a capacidade de aumentar a resistência ao cisalhamento total.

Figura 9 - Resultados do teste axial.



Fonte: KOERNER, 1999.

2.3.3.3 Processo construtivo

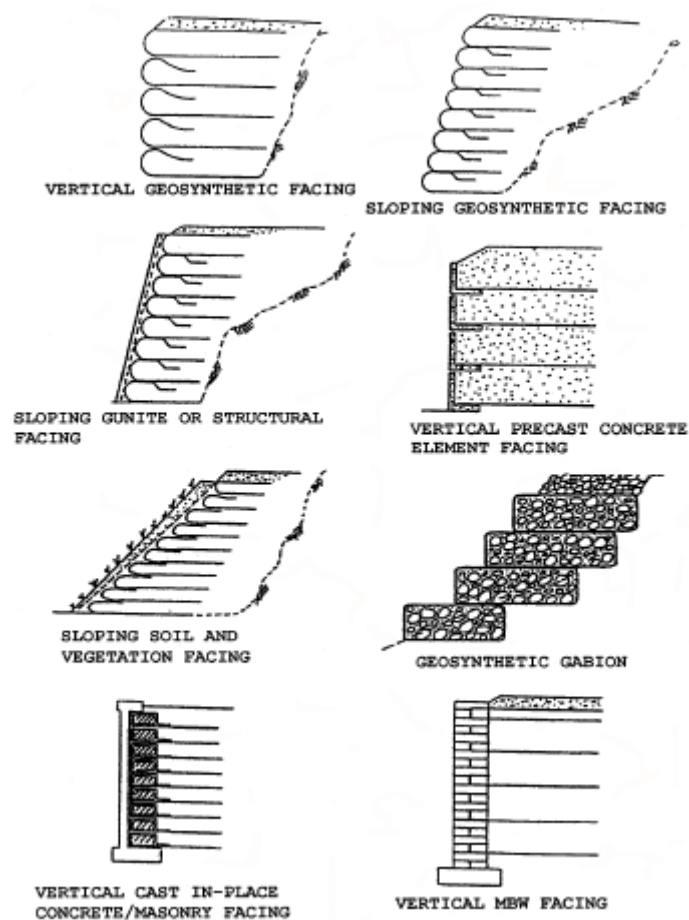
O procedimento construtivo é descomplicado, não exige equipamentos específicos e mão de obra especializada. Como consequência disto, é possível a execução dessas obras de contenção em locais de difícil acesso e também se reduz o tempo de execução.

Segundo Elias, Christopher e Berg (2001), o processo construtivo é consideravelmente simples e consiste em muitos dos elementos designados para a construção da Terra Armada. São resumidos da seguinte forma:

1. Preparação do local: Remoção dos detritos deslizantes, preparação do primeiro nível de aterro para colocação da primeira camada de reforço. Observar e aprovar a fundação antes da colocação do aterro e dispor os elementos de drenagem se necessário.
2. Camada de reforço: Deve ser colocada com a direção de força principal perpendicular à face do talude e deve-se proteger o reforço com pinos de retenção a fim de evitar o movimento durante a colocação do aterro. É recomendado uma sobreposição mínima de 150 mm ao longo das arestas perpendiculares à inclinação para estruturas envelopadas. Quando não são necessários reforços na face, pode-se dispensar a sobreposição e as bordas devem ser encostadas.
3. Camada de aterro: Esta etapa envolve a colocação do material de aterro na espessura indicada utilizando equipamentos e a sua compactação. Deve-se ter cuidado ao compactar o material, para evitar qualquer deformação ou movimento do reforço. Próximo à face devem ser utilizados equipamentos de compactação leves a fim de manter o alinhamento da face.
4. Construção da face: Os requisitos de revestimento do conjunto dependerão do tipo de solo, do ângulo de inclinação e do espaçamento de reforço.

Caso o revestimento seja necessário para prevenir a erosão, existem várias opções. Podem ser utilizados reforços com comprimento suficiente para estruturas envelopadas e, caso a inclinação do talude seja até cerca de 1H:1V, o revestimento pode não ser necessário. Neste caso, os reforços podem ser simplesmente estendidos até a face e deve-se prever um tratamento de revestimento. A Figura 10 apresenta os diversos tipos de revestimento utilizados.

Figura 10 - Construção de solos reforçados.

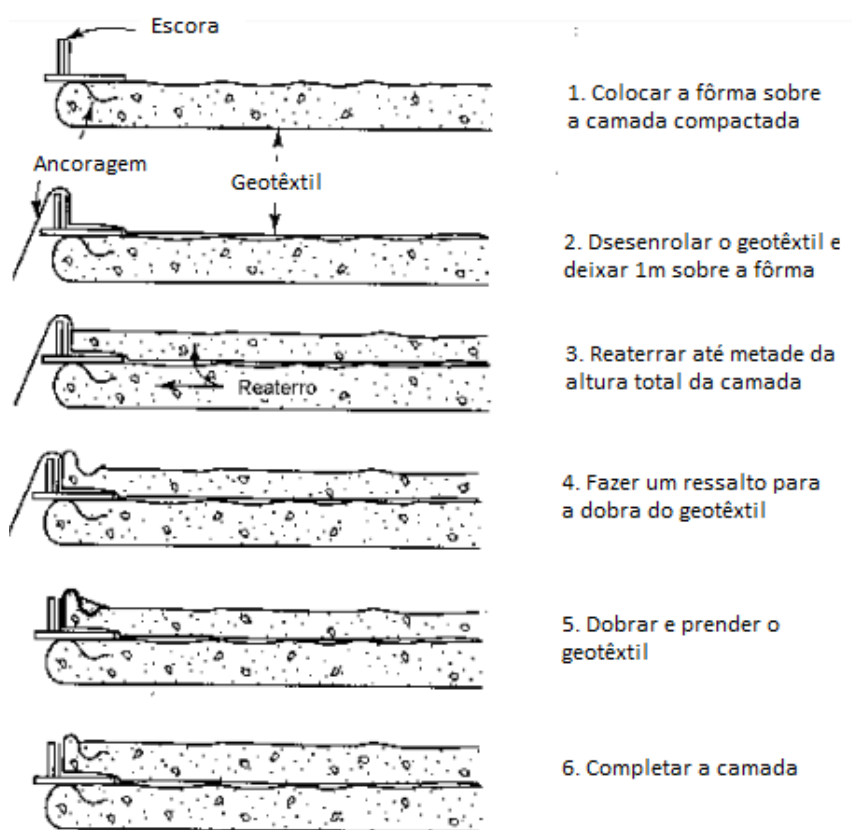


Fonte: ELIAS, CHRISTOPHER e BERG, 2001.

Para o envelopamento do solo, é recomendado deixar um acréscimo do reforço de no mínimo 1 m no aterro abaixo da camada posterior. Para taludes íngremes, pode ser necessário o uso de fôrmas para apoiar a face durante a construção, melhorando a compactação e proporcionando um acabamento mais suave. Além disso, telas de arames soldadas são frequentemente utilizadas para revestimento. (BERG; CHRISTOPHER; SAMTANI, 2009).

A Figura 11 apresenta a sequência de construção dos sistemas auto-envelopados de acordo com Koerner (1999).

Figura 11 - Sistema auto-envelopado.



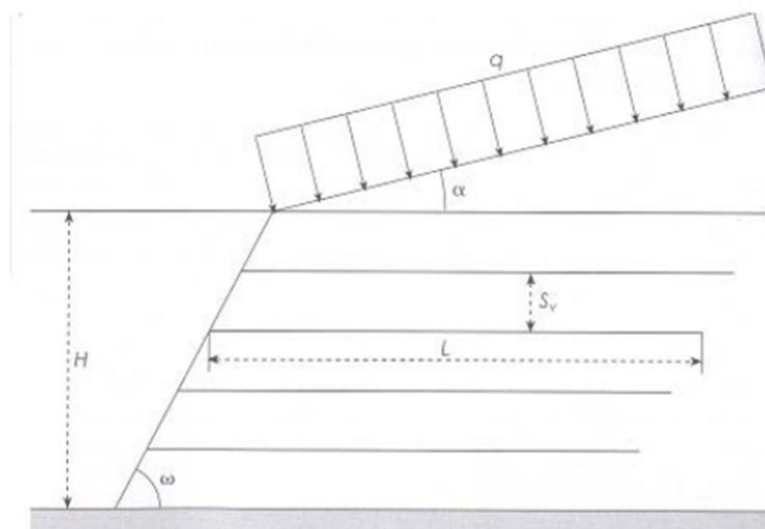
Fonte: KOERNER, 1999.

2.3.3.4 Parâmetros de projeto

Segundo Vertematti (2004), a Figura 12 apresenta o arranjo característico das estruturas em solo reforçado, com os parâmetros e características geométricas normalmente considerados em projeto. As variáveis aplicadas no dimensionamento são as seguintes:

- a. Altura do talude reforçado (H);
- b. Inclinação da estrutura de arrimo (ω);
- c. Ângulo de inclinação do terreno (α);
- d. Propriedades de resistência dos solos de aterro e de fundação;
- e. Resistência da interface do solo-geossintético;
- f. Resistência, comprimento (L) e espaçamento S_v do geossintético;
- g. Condições de compactação do aterro;
- h. Carregamentos externos (q);
- i. Fatores de segurança de estabilidade.

Figura 12 - Geometria típica e parâmetros de projeto.



Fonte: VERTEMATTI, 2004.

2.3.4 Terra Armada

Terra armada é um método construtivo com intuito de melhorar a capacidade de suporte do solo. O principal objetivo do reforço de um solo é a compensação da ausência de resistência do solo à tração, resultando no desenvolvimento das propriedades mecânicas devido a interação entre o reforço e o solo. Ao ser colocado elementos de reforço de tração no solo, a força do solo pode ser melhorada significativamente. A construção de encostas muito íngremes com segurança é permitida com o uso de um paramento externo que evita a desagregação do solo entre os elementos de reforço (BERG; CHRISTOPHER; SAMTANI, 2009).

O sistema é formado por três elementos: o solo do aterro, os elementos de reforço e os elementos de pele, que são geralmente pré-moldados e podem ser denominados também de paramento exterior. A Figura 13 apresenta o sistema de terra armada.

Figura 13 - Esquema de Terra Armada.



Fonte: ENGENHARIA, 2017.

As armaduras são tiras metálicas alongadas, geralmente de aço galvanizado e seus elementos de face são placas de concreto armado, também conhecidas como escamas. Este tipo de estrutura pode atingir alturas de até 20m. Por ser um método patenteado na França a execução deve ser supervisionada por uma empresa que detenha a patente (PLÁCIDO; KAMIJI; BUENO, 2010)

As estruturas em terra armada são alternativas econômicas para grande parte das aplicações em que os muros em concreto armado ou muros de gravidade foram utilizados. São estruturas aplicáveis na solução de diversos problemas. Estes compreendem áreas onde o acesso é restrito e aterros ou escavações em encostas laterais não podem ser executados. São estruturas adequadas para terrenos inclinados, terrenos sujeitos à instabilidade da inclinação ou em áreas onde o solo da fundação é fraco (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001).

No processo construtivo de muros de terra armada podem ser utilizados equipamentos e ferramentas corriqueiros e acessíveis. Não é necessário o uso de fôrmas e escoramentos. Tempo de espera para a cura do concreto é evitado. O aterro do volume

armado é realizado com equipamentos simples de terraplenagem, em contraste aos métodos caros e lentos das suas alternativas (SANTOS, 2004).

Os maciços “Terra Armada” ou Solo Armado para contenção diferem dos muros de arrimo visto que o solo do conjunto oferece também resistência aos empuxos. Isto se consegue através das tensões tangenciais que são geradas na área de interação entre o solo e o reforço, sendo transferidas para os reforços como força de tração que o solo não foi capaz de resistir. A terra do volume, juntamente com as armaduras forma um maciço integrado estabilizado (SANTOS, 2004).

2.3.4.1 Componentes

a) Material de aterro

Para que se consiga a interação esperada, o sistema solicita material de aterro de qualidade. Por isso é necessário ter atenção ao que será utilizado, pois deve-se ter boa resistência à tração, bom coeficiente de atrito ao solo, ductibilidade e boa interação de reforço de solo. Alguns casos dependem da pressão passiva sobre os elementos de reforços e, nesses casos, a qualidade material de aterro a ser utilizado é crítica. Geralmente os solos argilosos são eliminados pelos requisitos de desempenho (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001).

O uso de um material de enchimento de qualidade oferece ao sistema uma boa drenagem, maior durabilidade para o reforço metálico, além da facilidade de manipulação de compactação. Não que os aterros de menor qualidade não sejam devidos, pois pela perspectiva da capacidade de reforço eles poderiam ser utilizados (BERG; CHRISTOPHER; SAMTANI, 2009).

Como dito anteriormente, o material de aterro designado não deve ser exageradamente argiloso. As especificações iniciais elaboradas por Henri Vidal (VIDAL, 1994) consentiam apenas solos granulares sem a presença de matéria orgânica para os reforços metálicos. Com o surgimento dos reforços poliméricos de alta aderência, foi possível a utilização de solos com uma baixa percentagem de finos. As características do solo podem ser verificadas através de ensaios simples de caracterização (SILVA, 2012).

Segundo Silva (2012), deve-se ainda respeitar certos critérios, como o seu peso volumétrico e o teor de água. O solo deve ser granular compactado para um bom funcionamento do sistema, pois estes possuem boas características de drenagem e a transferência de tensão entre reforços e aterro é instantânea conforme as camadas de aterro são aplicadas. Nos casos em que o solo tem a granulometria indicada, porém é

pouco drenante, verifica-se a necessidade de avaliar um sistema de drenagem por trás e possivelmente abaixo do maciço. Se o solo de fundação for muito permeável, a camada de drenagem abaixo do maciço não é aconselhada, a fim de evitar infiltrações.

b) Elemento de pele

O elemento de pele deve ser previsto para impedir a erosão periférica e também para conferir ao conjunto um acabamento de bom aspecto. São compostos por painéis pré-fabricados em concreto armado e possuem função estética, além de oferecer proteção contra desprendimento e erosão (Figura 14). Em alguns casos, pode suportar as tensões de cisalhamento, proporcionando estabilidade adicional ao sistema. Além disso, pode proporcionar caminhos de drenagem. Os elementos pré-moldados de concreto podem ser feitos com várias formas e texturas para considerações estéticas como apresentado na Figura 15. A geometria das placas pode ser retangular, quadrada, cruciforme, diamante ou hexagonal, e estas possuem uma espessura mínima de 140mm (BERG; CHRISTOPHER; SAMTANI, 2009).

Figura 14 - Terra Armada ou solo armado



Fonte: O autor.

Figura 15 - Formatos dos painéis pré-moldados.



Fonte: BS EN 14475 (2006).

Os painéis de concreto pré-moldado devem ter uma espessura mínima de 140 mm. As dimensões típicas são de 1,5 m de altura e 1,5 ou 3 m de largura. Devem ainda ter resistência à temperatura e à tração (BERG; CHRISTOPHER; SAMTANI, 2009).

Estes devem ser instalados com uma inclinação para dentro de 15 mm e devem ser encravados numa profundidade que varia entre $H/20$ e $H/5$, sendo H a altura do muro. Para o caso de terrenos de fundação rochosos, não é necessário o encastramento. Os painéis possuem espaçamentos que conferem drenagem e impedem a passagem de finos. Tais espaçamentos oferecem ao paramento certa deformabilidade vertical, possibilitando assentamentos diferenciais limitados (SILVA, 2012).

c) Reforço

De acordo com Silva (2012), as funções principais dos reforços são a resistência aos esforços de tração e a mobilização por atrito de tensões tangenciais por toda sua extensão. As estruturas de terra armada exigem um bom atrito entre os elementos de reforço e o solo e, devido a isto, o material de reforço deve ter características de atrito elevada. Deve também ter grande ductibilidade e durabilidade.

Podem ser classificados, no que se refere à deformabilidade, como extensíveis ou inextensíveis. Estes são as tiras metálicas pouco deformáveis. Aqueles são os reforços poliméricos, que são deformáveis. Os mais utilizados na atualidade são os formados por malhas de tiras de aço galvanizado soldados. A durabilidade destas armaduras é conferida devido à galvanização, que evita a ocorrência da corrosão. A corrosão é evitada devido à camada de zinco que confere uma proteção catódica do aço. Os reforços poliméricos, no que lhe concerne, são constituídos por fios de poliéster de alta aderência. A superfície possui um acabamento serrilhado para garantir a interação entre o reforço e as partículas do solo (SILVA, 2012).

As Figuras 16 e 17 apresentam exemplos de reforços poliméricos e reforços em aço galvanizado.

Figura 16 - Reforços poliméricos.



Fonte: InfraGeo (2007).

Figura 17 - Armaduras metálicas.



Fonte: O autor.

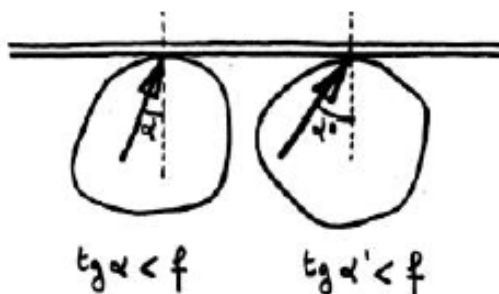
2.3.4.2 Princípios da terra armada

Vidal (1994) relata que a terra armada é uma técnica de contenção de solos capaz de vencer grandes alturas e resistir cargas elevadas, como as cargas de veículos, seu próprio peso e de maquinários. O solo granular sozinho, é considerado não coesivo. Quando algum reforço é adicionado ao solo, toda a massa exibe alguma coesão. Transforma-se num corpo de terra reforçada. Essa coesão surge do atrito entre os grãos do solo e o

reforço. Como o reforço pode ser colocado ao longo das direções dos três eixos, presume-se que um sistema de terra reforçada pode representar a coesão em todas as direções, com isso, pode-se construir estruturas em qualquer forma desejada. Resumindo, o atrito é a base da teoria de terra armada.

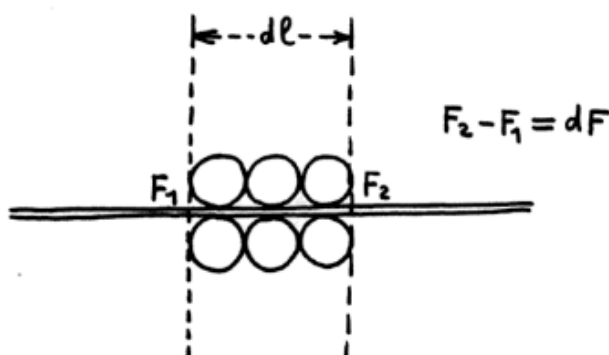
Vidal (1994) explica este princípio, considerando dois grãos de terra em contato com o reforço como mostrado na Figura 18. Se a força de contato faz um ângulo α com o plano perpendicular ao reforço (f sendo o coeficiente de atrito entre grãos e reforço), deve haver a relação $\tan \alpha < f$. No entanto, caso a tensão permaneça constante, não ocorrerá transmissão de atrito à terra ou ao segundo grão, não estabelecendo conexão entre os grãos vizinhos. Por outro lado, caso a tensão em um membro de reforço possua um valor F_1 imediatamente atrás do grão, e F_2 imediatamente após o grão, tudo se comporta como se o reforço estivesse criando uma conexão entre os dois grãos com uma tensão de $F_1 - F_2$, como mostrado na Figura 19.

Figura 18 - Grãos em contato com o reforço



Fonte: VIDAL (1996).

Figura 19 - Princípios da Terra Armada.

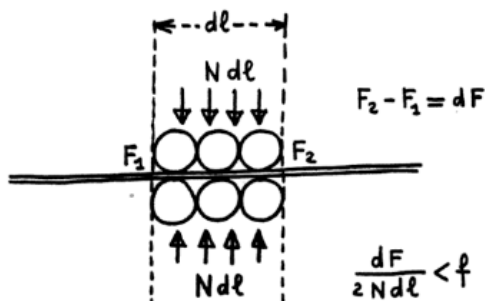


Fonte: VIDAL (1996).

Para que esta conexão realmente ocorra, a tensão $F_1 - F_2$ deve resultar da fricção sem deslizamentos entre a terra e o reforço. Sendo dl a distância entre F_1 e F_2 e a força

normal perpendicular ao plano N (Figura 20), é necessário verificar se o atrito está ocorrendo sem deslizar (VIDAL, 1994).

Figura 20 - Princípios da Terra Armada.



Fonte: VIDAL (1996).

Como resultado, se a relação abaixo for verificada, pode-se supor que o atrito granular nos dois lados do reforço esteja ocorrendo sem deslizamento, e com um fator de segurança s (VIDAL, 1994).

$$F_2 - F_1 < f \cdot 2Ndl \cdot s \quad (1)$$

2.3.4.3 Processo construtivo

Esta etapa é constituída por um volume de aterro, armaduras e um revestimento externo. A instalação é, sobretudo, uma execução de terraplenagem onde a agilidade do processo construtivo sujeita-se à velocidade na qual o solo possa ser espalhado e compactado. As estruturas de terra armada podem ser executadas em locais de difícil acesso e com pouco espaço físico. Berg, Christopher e Samtani (2009), explicam a técnica construtiva para a concepção do muro de terra armada:

1. Preparação do solo: Consiste na retirada dos materiais inadequados da área a ser ocupada pela estrutura de contenção. Vegetação, materiais instáveis e detritos devem ser removidos e o solo compactado. Caso a fundação seja instável, pode ser necessário realização da melhoria do solo ou compactação do mesmo.
2. Soleira de nivelamento (soleira): Base de concreto, servindo de fundação. Tem a finalidade de guiar a montagem do paramento externo, porém não possui função estrutural.
3. Colocação dos painéis pré-moldados: Apenas a primeira fiada deve estar apoiada em solo resistente, como solo compactado, com intuito de manter a

estabilidade e o alinhamento. A colocação das escamas deve ser desenvolvida em linhas horizontais sucessivas. O aterro deve ser executado simultaneamente com a elevação dos painéis.

4. Fixação de uma camada de armadura: São fixadas perpendicularmente às escamas. São conectadas aos painéis, à medida que o aterro compactado for elevado ao nível da conexão.
5. Compactação e espalhamento das camadas de aterro sobre as armaduras: Deve seguir a NBR 7182 - “Solo - Ensaio e compactação” e as especificações contidas em projeto. A execução deve ser cuidadosa, nas proximidades dos painéis deve-se evitar a vibração excessiva e as armaduras não devem ser deslocadas.

As Figuras 21, 22, 23 e 24 esquematizam o processo construtivo da terra armada.

Figura 21 - Execução da soleira.



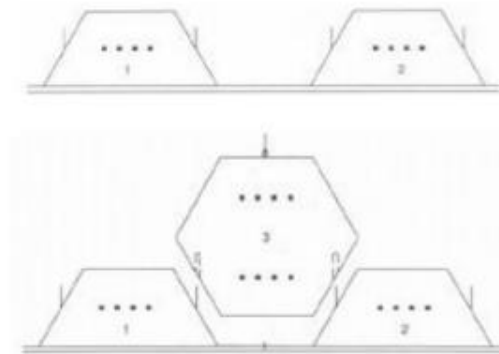
Fonte: O autor.

Figura 22 – Montagem e transporte dos painéis.



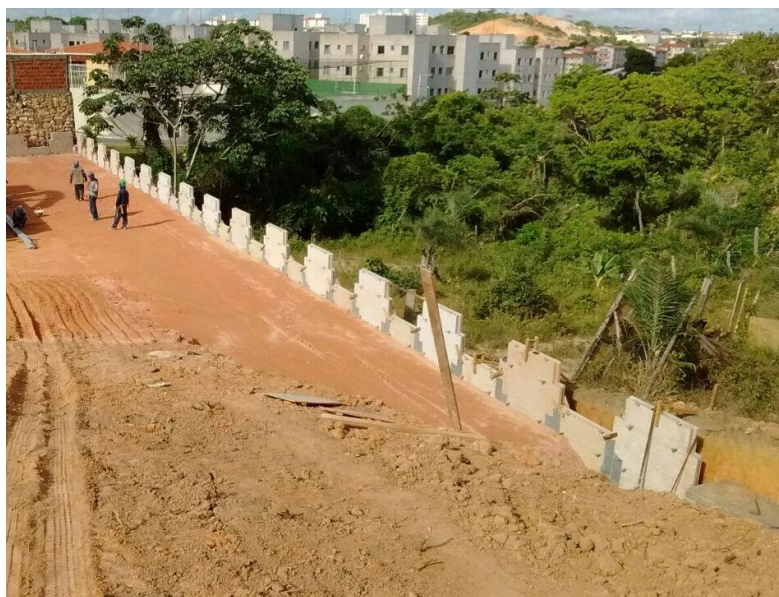
Fonte: Terra Armada Brasil (2012).

Figura 23 - Encaixe dos painéis.



Fonte: VLS (2008).

Figura 24 – Execução terra armada.



Fonte: O autor.

2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS

A seguir serão apresentadas as vantagens e desvantagens para as cinco concepções de estruturas de contenção estudadas.

2.4.1 Muros de gravidade

2.4.1.1 Vantagens

1. Facilidade de construção;
2. Quando em alvenaria de pedra sem argamassa, não exigem sistema de drenagem;
3. Baixo custo;
4. Acabamento estético natural e de integração paisagística;
5. Sistema durável, seguro e não requer manutenção;
6. Não necessita de equipamentos complexos e mão de obra qualificada.

2.4.1.2 Desvantagens

1. Limitadas alturas;
2. Para maiores alturas, se torna inviável devido ao alto custo;

2.4.2 Muros de flexão em concreto armado

A Frederick University (2008) explica as vantagens e desvantagens dos muros de flexão, normalmente construídos em concreto armado.

2.4.2.1 Vantagens

1. Estrutura versátil;
2. Seções transversais esbeltas;
3. Mais leves quando comparados aos muros de gravidade;
4. Não necessita de equipamentos complexos;
5. Podem ser utilizados diversos materiais como revestimento estético.

2.4.2.2 Desvantagens

1. Antieconômico para alturas acima de 5 a 7m;
2. Não é adequado para solos fofos;

3. Necessita de espaço para construção e aterro;
4. Propensas a falhas no deslizamento, muitas vezes exigem suporte;
5. Não é recomendável a construção dos muros de flexão próximo à prédios vizinhos.

2.4.3 Solo Reforçado

São diversas as vantagens dos solos reforçados com geossintéticos. No entanto, existem alguns problemas que devem ser abordados. Ambos são apresentados por Berg, Christopher e Samtani (2009).

2.4.3.1 Vantagens

1. Não necessita de solo de alta qualidade;
2. Possibilidade de construção com inclinações acentuadas;
3. Construção em locais de difícil acesso;
4. Redução do impacto ambiental;
5. Não necessita de mão de obra especializada;
6. Uso de equipamentos simples;
7. Redução do tempo de construção da obra;
8. Possibilidade de diversos acabamentos de face, oferecendo vantagem estética;
9. Redução dos custos.

2.4.3.2 Desvantagens

1. Exige grande espaço atrás do muro para obter largura suficiente para garantir a estabilidade interna e externa do sistema;
2. A depender do material de reforço, podem ser necessários cuidados com a degradação/deterioração de certos elementos expostos, tais como reforços com polímeros;
3. Como o sistema está em evolução, as especificações e técnicas ainda não foram totalmente padronizadas;
4. Requer uma responsabilidade compartilhada entre fornecedores, compradores e maior contribuição das empresas geotécnicas especializadas em uma área muitas vezes dominada por engenheiros estruturais.

2.4.4 Terra armada

2.4.4.1 Vantagens

As grandes vantagens do emprego dos muros de terra armada segundo Silva (2012) são:

1. Agilidade na execução: Fácil montagem, reduzindo custos e transtornos;
2. Tecnicamente viáveis para alturas acima de 25 metros;
3. Não necessita de mão-de-obra especializada;
4. Relação custo/benefício elevado;
5. Não necessita de grandes equipamentos;
6. Simplicidade no tratamento estético do paramento;
7. Requerem menos espaço a montante da estrutura para operações de construção;
8. Flexibilidade do paramento, permitindo fundações compressíveis e tolerando assentamentos diferenciais;
9. São rentáveis.

2.4.4.2 Desvantagens

Silva (2012) explica que essa técnica possui desvantagens e limitadores de execução, tais como:

1. Exige um espaço grande atrás da estrutura para obter a largura da parede suficiente para garantir a estabilidade interna e externa;
2. Necessita de preenchimento granular selecionado (o custo com um aterro de qualidade pode tornar o sistema não econômico);
3. Requerem projetos adequados para impedir a corrosão dos elementos de reforço e deterioração de certos tipos de elementos de revestimento;
4. Os solos reforçados não devem ser aplicados quando há a necessidade de escavações na base, quando a armadura estiver em contato com águas contaminadas e quando estiver previsto obras de drenagem no solo reforçado.

2.5 DRENAGEM

Diversos acidentes são causados devido à carência de drenagem, que ocasiona o acúmulo de água no maciço. O empuxo atuante pode ser elevado pelo acúmulo de água e o impacto da água pode ser direto ou indireto. É direto quando ocorre a concentração de água

próximo à face interna do muro e indireto quando a resistência ao cisalhamento do bloco é reduzida em virtude do aumento das pressões intersticiais (GERSCOVICH, 2008).

Para um adequado desempenho de uma estrutura de contenção, é indispensável o emprego de eficientes sistemas de drenagem. Pode-se reduzir ou até eliminar o impacto direto da água através de um sistema de drenagem eficaz. Para que essa eficácia seja alcançada, o sistema deve ser projetado cuidadosamente a fim de conferir vazão a precipitações atípicas e o material drenante deve ser pensado, para evitar qualquer entupimento e problemas futuros.

Segundo Barros (2011), a execução de obras de drenagem representa um dos processos mais eficazes e mais utilizados na estabilização de taludes de diversos tipos, nos casos onde a drenagem é adotada como solução e quando ela é um mecanismo adicional utilizado concomitantemente com obras de contenção. Mesmo neste último caso, ainda que sejam denominadas comumente como “obras auxiliares”, elas são indispensáveis. As obras de drenagem são divididas em dois tipos: drenagem superficial e drenagem profunda.

2.5.1 Drenagem superficial

O principal objetivo da drenagem superficial é a captação do escoamento das águas superficiais por meio de canaletas, sarjetas ou caixas de captação e, posteriormente, encaminhá-las para local adequado conforme apresentado na Figura 25. A captação destas águas deve ser realizada considerando-se toda a bacia de captação, e não apenas a área estudada. Sistemas de drenagem superficial devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando-se não só a área da região estudada como toda a bacia de captação. Os dispositivos utilizados no sistema são selecionados a depender da natureza da região, das condições geométricas do talude e também do tipo de material do maciço (BARROS, 2011).

Figura 25 - Drenagem superficial.



Fonte: GERSCOVICH, 2008.

Barros (2011) explica que, em locais de mudança de direção do escoamento, elementos dissipadores de energia ou de proteção são instalados com a finalidade de atenuar a força de erosão das águas, evitar obstruções e o transbordamento de condutos. Os dispositivos de drenagem apresentam grande suscetibilidade a entupimentos e à danos em sua estrutura, tornando-se inoperantes ou com limitações. Dessa forma, é importante mencionar que os sistemas de drenagem devem ter um planejamento de manutenção e de vistorias.

Aliados aos dispositivos de drenagem existem os sistemas de proteção dos taludes. Eles têm como função principal reduzir a infiltração da água e a erosão, resultantes das chuvas sobre o talude. Dividem-se em proteção com vegetação, indicada para taludes não naturais e proteção com impermeabilização como mostrado na Figura 26 (GERSCOVICH, 2008).

Figura 26 - Proteção superficial.



Fonte: GERSCOVICH, 2008.

2.5.2 Drenagem profunda

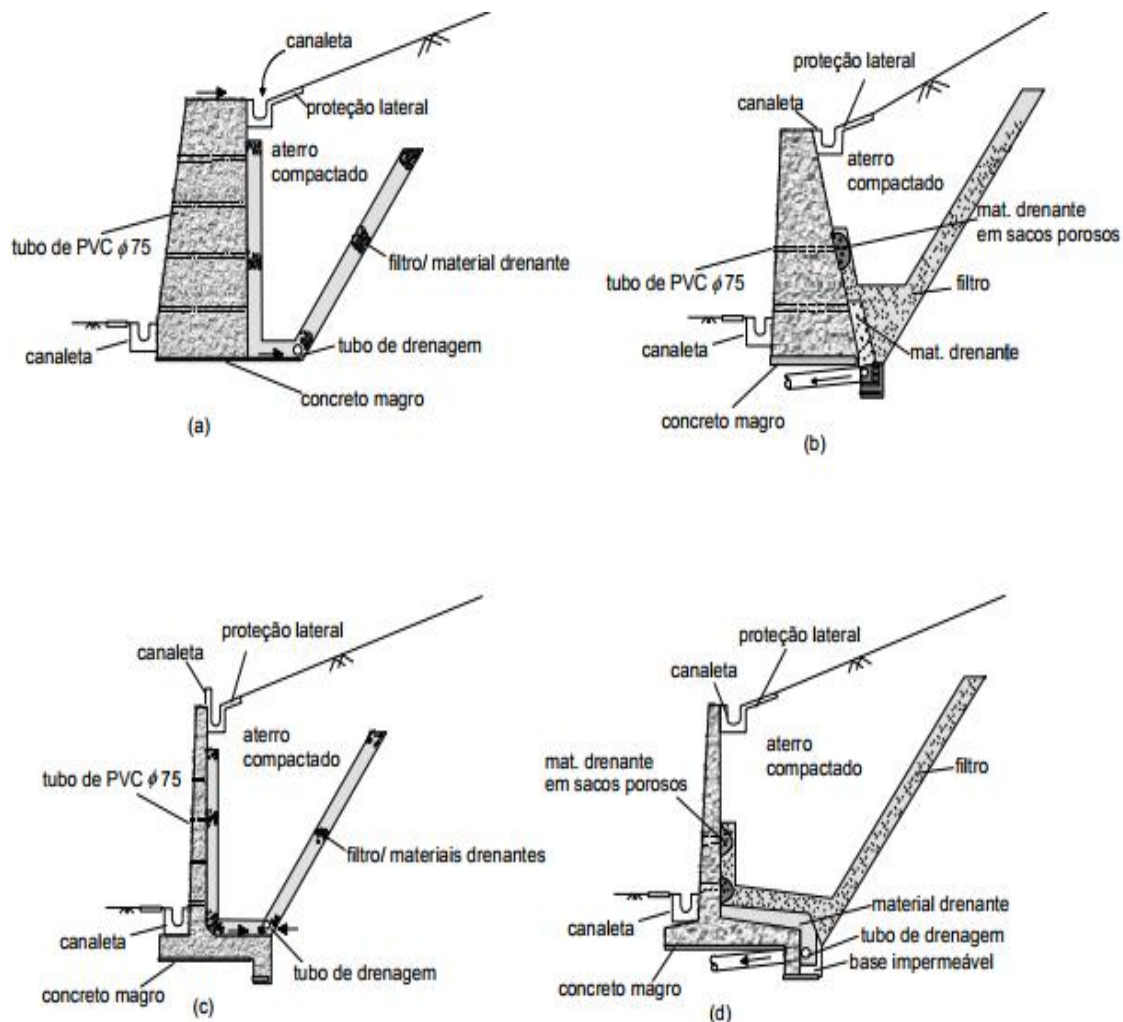
O objetivo da drenagem profunda é, sobretudo, possibilitar a retirada de água de percolação do solo, diminuindo as pressões internas e a vazão de percolação. Evidentemente, obras de drenagem superficial estarão associadas à retirada de água do maciço, objetivando conduzir o fluxo de água escoado do interior do solo. São utilizados drenos horizontais, drenos internos, filtros, geodrenos e trincheiras drenantes para este fim. Estes sistemas causam rebaixamento do nível piezométrico, sendo o volume de água escoado através dos drenos diretamente proporcional à permeabilidade do solo e ao gradiente hidráulico. Juntamente com o rebaixamento do nível piezométrico, o fluxo reduz gradativamente até se restabelecer um regime permanente. Para solos com baixa condutividade hidráulica, este fato pode significar a inexistência de um volume de água visível a olho nu, contudo, não deve ser associado à danificação do dreno (GERSCOVICH, 2008).

Os materiais filtrantes, além de drenarem o solo, preservam as características estruturais do solo, impedindo a erosão regressiva do solo e prevenindo a colmatção do mesmo. Os filtros devem ser projetados com a finalidade de permitir a retenção das partículas finas do solo e, simultaneamente o livre fluxo do fluido a ser drenado.

Barros (2011) afirma que, muros com propriedades drenantes também necessitam da instalação de filtro na face interna do muro, exceto quando o material de preenchimento funcione como filtro, impossibilitando o carreamento da parte fina do aterro.

A Figura 27 apresenta esquemas de sistemas de drenagem. Quando não for apropriado drenar a água para a frente do muro, podem ser instalados furos drenantes ou barbacãs.

Figura 27 - Sistemas de drenagem - Dreno inclinado.

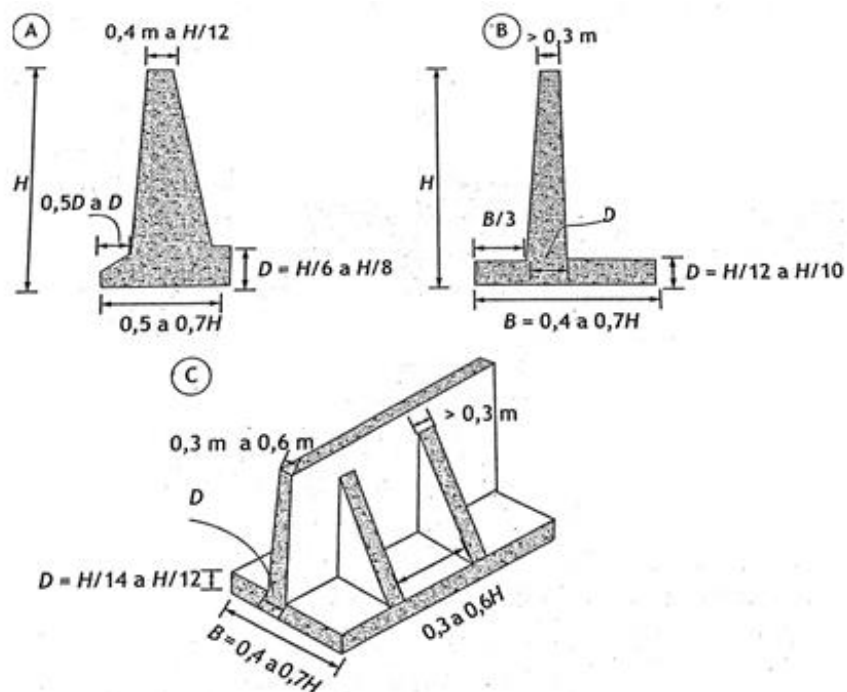


Fonte: GERSCOVICH, 2008.

2.6 DIMENSIONAMENTO

Moliterno (1980) afirma que para o dimensionamento de um muro de arrimo, primeiramente deve-se assumir um pré-dimensionamento, e em seguida as condições de estabilidade são verificadas verificar as condições de estabilidade. As dimensões da estrutura são determinadas através de critérios empíricos juntamente com dados de projetos anteriores. A Figura 28 apresenta alguns dos critérios para o pré-dimensionamento.

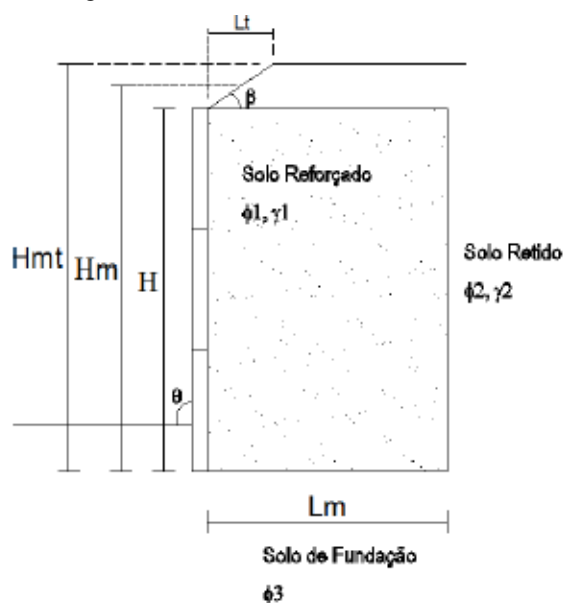
Figura 28 – Pré-dimensionamento em: (A) muro gravidade; (B) muro de flexão; (C) muro de flexão com contrafortes.



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

No caso de solo reforçado com geossintéticos ou da terra armada, também são definidos os parâmetros gerais, como sua geometria e as propriedades do solo (Figura 29).

Figura 29 - Parâmetros de dimensionamento.



Fonte: SILVA, 2012.

2.6.1 Estabilidade dos muros de contenção

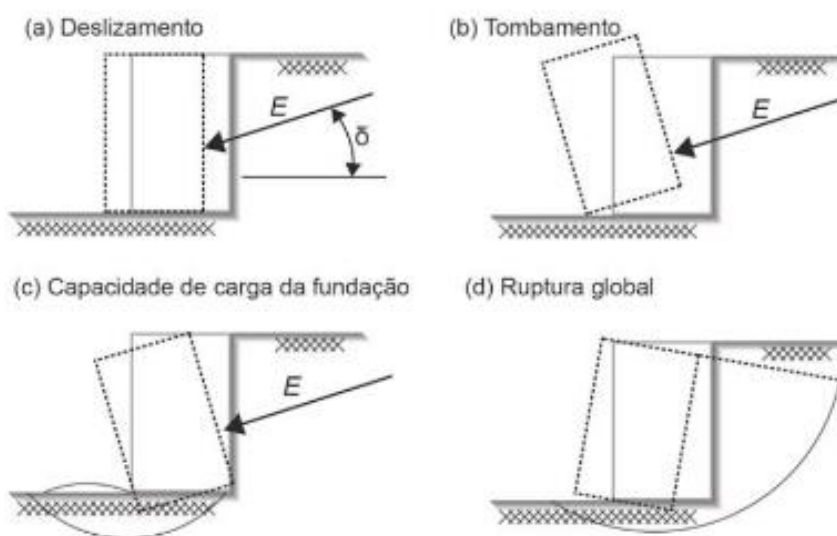
É essencial a verificação da segurança das estruturas de contenção em combate aos diversos tipos de ruptura. Independentemente do tipo de estrutura, as estabilidades interna e externa devem ser analisadas. Como dito anteriormente, primeiramente é realizado um pré-dimensionamento e posteriormente as condições de estabilidade são investigadas.

2.6.1.1 Estabilidade Externa

A análise da estabilidade externa das estruturas de contenção tem como objetivo garantir o equilíbrio do sistema. Na verificação de estabilidade externa são analisados 4 potenciais mecanismos de ruptura e estes são apresentados na Figura 30.

- Deslizamento na base (Figura 30.a);
- Tombamento (Figura 30.b);
- Ruptura do solo de fundação (Figura 30.c);
- Ruptura global (Figura 30.d).

Figura 30 - Estabilidade externa.



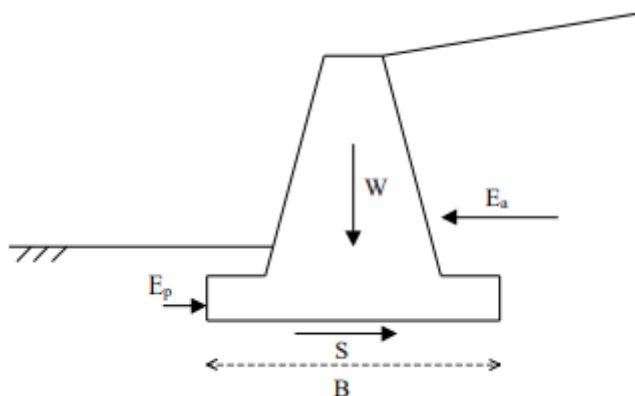
Fonte: GERSCOVICH, 2008.

a) Deslizamento

A verificação ao escorregamento tem como objetivo evitar o deslocamento da estrutura de contenção por ação dos esforços atuantes. A segurança contra o deslizamento é estabelecida através do equilíbrio dos esforços solicitantes. As componentes horizontais das forças atuantes (empuxo, sobrecarga, água e

esforços resistentes) são calculadas com a aplicação de um fator de segurança apropriado. A inclinação da base e a inserção de dentes na base são alternativas que auxiliam no aumento da estabilidade do muro contra o deslizamento (GERSCOVICH, 2008).

Figura 31 – Deslizamento.



Fonte: GERSCOVICH, 2008.

O fator de segurança contra o deslizamento é dado por:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Forças Resistentes}}{\Sigma \text{Forças Atuantes}} \geq 1,5 \quad (2)$$

Para as condições de equilíbrio de translação, é comum desprezar a colaboração do empuxo passivo, pois o solo na frente do muro pode ser retirado. Desta forma, a única força resistiva é a força de atrito exercida sobre a base do muro, e é definida por:

$$S = B \cdot [c'_w + \left(\frac{W}{B} - u\right) \tan \delta] \quad (3)$$

Sendo:

δ = Atrito solo-muro;

B= Largura da base do muro;

c'_w =Adesão solo-muro;

W= Somatório das forças verticais;

u= Poropressão.

As forças atuantes são representadas pelo empuxo ativo horizontal, E_{ah} , definido por:

$$E_{ah} = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (4)$$

Onde,

K_a = Coeficiente de empuxo ativo ($K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$);

γ = Peso específico do solo;

H = Altura do muro.

b) Tombamento

Para a análise da segurança contra o tombamento, o momento resistente deve ser superior ao momento atuante. Este é definido como o momento gerado pelo peso do muro e aquele corresponde ao momento do empuxo total atuante sobre o ponto A. Desta forma, evita-se que o muro tombe em torno da extremidade externa (ponto “A” da Figura 32) (GERSCOVICH, 2008).

Portanto, o fator de segurança contra o tombamento é definido como a razão entre o momento resistente e o momento atuante, com a aplicação de um fator de segurança, conforme equação a seguir (MARCHETTI, 2008).

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos Resistentes}}{\Sigma \text{Momentos Atuantes}} \geq 2,0 \quad (5)$$

O momento atuante é representado pelo empuxo horizontal atuando a 1/3 da altura do muro (favor da rotação). Desta forma, o fator de segurança contra o tombamento pode ser definido como:

$$FS = \frac{W \cdot X_{CGtotal}}{E_a \cdot \frac{H}{3}} \geq 2,0 \quad (6)$$

Onde,

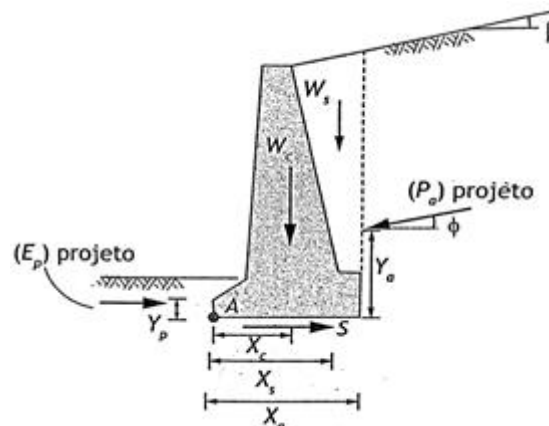
W = Peso do muro;

$X_{CGtotal}$ = Ponto de aplicação;

E_a = Empuxo ativo;

H= Altura do muro.

Figura 32 - Esforços atuantes.



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

c) Capacidade de carga da fundação

Em todos os casos, um muro de contenção deve ser fundado em algum tipo de material de base, seja rocha ou solo. Quando a estrutura de contenção é apoiada no solo, a estabilidade de suporte tende a ser mais crítica. A capacidade de carga resume-se na verificação da segurança em combate à ruptura e deformações excessivas do terreno de suporte.

Primeiramente, a posição da resultante das forças em relação à base do muro é determinada através do equilíbrio de momentos resistente e ativo em relação ao ponto A, resultando em:

$$x = \frac{M_{res} - M_{at}}{V} \quad (7)$$

Para a análise, o muro é considerado normalmente como rígido e admite-se uma distribuição linear das tensões. A fim de evitar pressões de tração na base do muro, a excentricidade deve estar localizada no terço central; ou seja, $e \leq B/6$ conforme apresentado na Figura 33 (BARROS, 2011).

Caso $e \geq x$, a resultante passa dentro do terço médio, então:

$$\sigma_{máx} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (8)$$

$$\sigma_{mín} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (9)$$

Sendo:

V = Resultante na direção vertical;

e = Excentricidade;

B = Largura da base.

Essa condição é satisfatória quando a tensão admissível do solo σ_{adm} for maior igual a tensão máxima $\sigma_{m\acute{a}x}$.

Se $e \leq x$, a resultante passa fora do terço médio e o diagrama será triangular.

A tensão máxima é calculada através da Equação 10, excluindo a zona de tração.

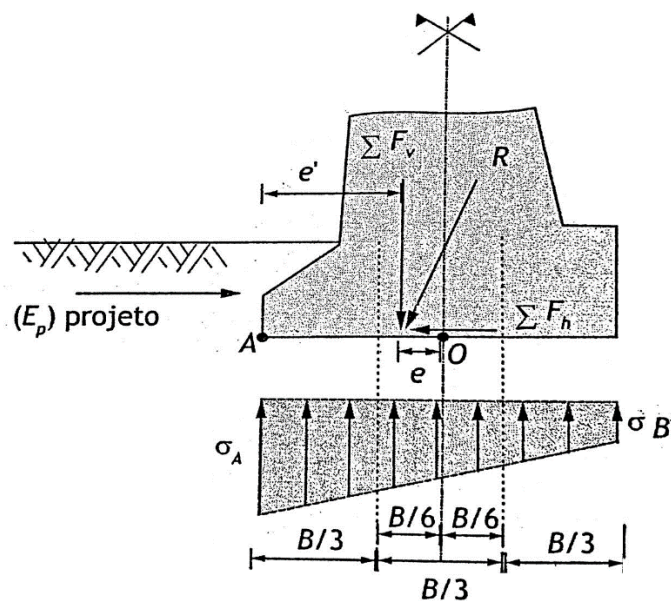
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2N}{3x} \quad (10)$$

Onde:

N = Resultante na direção vertical;

x = Ponto que passa a resultante, fora do terço médio.

Figura 33 - Capacidade de carga da fundação.



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

A tensão admissível do terreno σ_{adm} pode ser determinada através do método de Terzaghi-Prandtl (Terzaghi; Peck, 1967), conforme mostra a equação abaixo:

$$q_{m\acute{a}x} = c' N_c + q_s N_q + 0,5 \gamma_f B' N_\gamma \quad (11)$$

Onde:

$B' = B - 2e$ = largura equivalente da base do muro;

c' = coesão do solo;

γ_f = peso específico do solo de fundação;

N_c, N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga;

q_s = sobrecarga efetiva do nível da base da fundação.

d) Segurança contra a ruptura global

Esta verificação está pouco relacionada à estrutura de contenção. Refere-se ao terreno onde está construída, à segurança do conjunto solo-contenção. Tal ruptura ocorre especialmente quando existem camadas de solos menos resistentes abaixo da fundação da estrutura. A análise de estabilidade global é realizada pelo equilíbrio limite através de métodos convencionais e o fator de segurança mínimo varia entre 1,3 e 1,5.

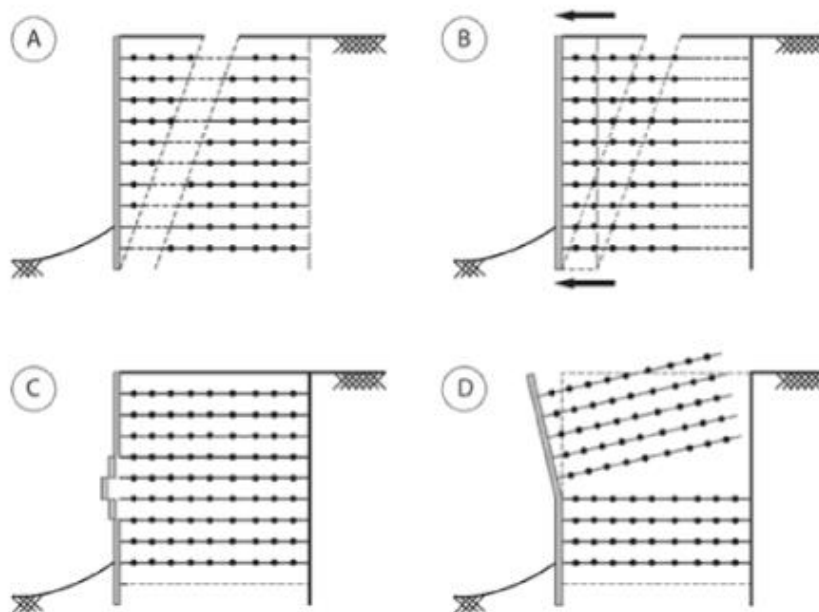
2.6.1.2 Estabilidade Interna

Deve ser verificada a possível ruptura interna das estruturas de contenção, além das verificações quanto à estabilidade externa. As estruturas de contenção podem ser submetidas a esforços internos em excesso, originados pelo carregamento externo do empuxo ou por sobrecargas empregues diretamente sobre ela. Desta forma, para cada tipo de estrutura são realizadas verificações de forma específica.

Os muros de gravidade são compostos por elementos rígidos como pedras e concreto ciclópico. Devido a isto, a estabilidade interna não é um fator preocupante. Já para os muros de flexão, por serem constituídos de concreto armado, é necessária a verificação da estabilidade interna, analisando a tração nas armaduras e a compressão do concreto (LUIZ, 2014).

No caso da terra armada ou solo reforçado com geossintéticos, a análise de estabilidade interna deve assegurar que não ocorram colapsos por tração, arrancamentos dos elementos de reforço ou instabilidade na face (Figura 34). Para tal, deve-se realizar a verificação da máxima tensão de tração do reforço, da resistência ao arrancamento, da conexão dos reforços com o sistema de faceamento e da instabilidade de trechos (ERLICH; BECKER, 2009).

Figura 34 - Análise de estabilidade interna: (A) Ruptura dos reforços; (B) Arrancamento dos reforços; (C) Desprendimento da face; (D) Instabilidade local.



Fonte: ERLICH; BECKER, 2009.

Mitchell, Villet e Board (1987), explicam as cinco verificações necessárias:

a) Máxima tensão de tração do reforço

É uma das principais particularidades na verificação de estabilidade interna. A fim de evitar que os reforços se rompam, o valor da tração máxima ($T_{máx}$) atuante não deverá ser maior que o valor esperado para a resistência de projeto do reforço, levando em consideração as condições ambientais, tempo de projeto e utilizando um fator de segurança.

O método considera uma superfície de ruptura plana com uma inclinação da superfície potencial de ruptura igual à inclinação da cunha ativa de Rankine ($45^\circ + \phi/2$). Tal método combate o empuxo de Rankine através das inclusões, ou seja, cada camada de solo reforçado suporta uma parcela do empuxo.

O fator de segurança para a análise da ruptura do reforço, em cada camada, é a relação entre as forças resistentes, que neste caso é a força de tração admissível do geotêxtil, e as forças resistivas, que nada mais é do que a força de tração gerada no reforço pelo maciço. A relação é mostrada pela Equação (12), e a força admissível é dada pela Equação (13).

$$FS = \frac{\Sigma \text{Forças Resistentes}}{\Sigma \text{Forças Atuantes}} = \frac{T_{adm}}{k_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \geq 1,0 \quad (12)$$

Onde:

k_a = Coeficiente de empuxo ativo;

γ = Peso específico do aterro reforçado;

S_v = Espaçamento vertical entre as camadas de reforços;

S_h = Espaçamento horizontal entre as camadas de reforços;

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_{di} \cdot FS_{cr} \cdot FS_{dq} \cdot FS_{db}} \quad (13)$$

Sendo:

T_{ult} = Resistência à tração máxima, obtida do ensaio de tração não confinada.

Os fatores de redução utilizados para a determinação da força de tração admissível do reforço encontram-se na tabela a seguir.

Tabela 1 - Fatores de redução para maciços reforçados.

Tipo de fator de redução da resistência à tração	Símbolos	Valores
Fator de redução quanto a danos de instalação	FS _{di}	1,1 a 2,0
Fator de redução quanto à fluência	FS _{cr}	2,0 a 4,0
Fator de redução quanto à degradação química	FS _{dq}	1,0 a 1,5
Fator de redução quanto à degradação biológica	FS _{db}	1,0 a 1,3

Fonte: KOERNER, 1999.

A partir da Equação 12, obtém-se o espaçamento vertical da estrutura reforçada.

$$S_v = \frac{T_{adm}}{FS \cdot k_a \cdot \gamma \cdot z} \quad (14)$$

Onde:

k_a = Coeficiente de empuxo ativo;

γ = Peso específico do aterro reforçado;

S_v = Espaçamento vertical entre as camadas de reforços;

T_{adm} = Tensão admissível.

b) Resistência ao arrancamento

O reforço deve ter um embutimento mínimo na zona resistente, com a finalidade de evitar arrancamentos. O valor da tração máxima, considerando um fator de segurança, não deve exceder o valor da resistência de arrancamento do reforço embutido na zona resistente.

Segundo Mitchell, Villet e Board (1987), esta análise tem como finalidade fornecer o comprimento total do reforço, que é dividido em duas parcelas: o comprimento livre, que é o comprimento que está dentro da zona ativa e não contribui para resistir ao arrancamento, e o comprimento de ancoragem, que está na zona passiva e atua efetivamente na resistência ao arrancamento. O comprimento livre pode ser encontrado através da equação a seguir.

$$Ll = (H - z) \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (15)$$

Onde:

H = Altura do solo reforçado;

z = Altura de solo acima do nível de reforço considerado.

Mitchell, Villet e Board (1987) recomendam um coeficiente de segurança para a resistência ao arrancamento de 1,50 a 1,75. O comprimento de ancoragem (L_a) em cada reforço pode ser determinado pela Equação 16. É indicado um comprimento mínimo de 1,0m.

$$L_e = \frac{k_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot FS}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\delta)} \quad (16)$$

Onde:

δ = Coeficiente de atrito entre o solo e a inclusão.

O comprimento total de reforço é a soma do comprimento ancorado e o comprimento livre.

c) Conexão dos reforços com o sistema de face

A conexão entre os reforços e o faceamento deve assegurar a transferência de tração, do reforço para a face. Do ponto de vista mecânico, a função da face é garantir a estabilidade do solo localizado entre as camadas de reforço, nas proximidades da face. O valor da resistência da conexão deve ser superior à máxima sollicitação no reforço junto à face, evitando o desprendimento.

d) Instabilidade local

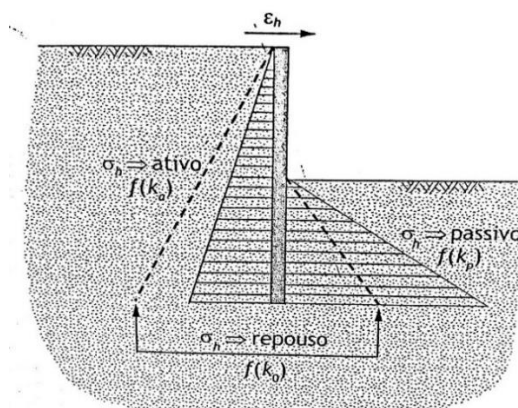
A instabilidade dos trechos deve ser verificada similarmente, tal como em qualquer sistema de contenção incremental.

2.6.2 Cálculo dos esforços

Segundo Gerscovich (2008), o empuxo de terra é a resultante das tensões horizontais atuantes nas estruturas de contenção. A resultante do empuxo de terra e a distribuição de tensões horizontais ao longo da estrutura, varia com o processo de interação solo-estrutura durante o processo construtivo. O empuxo atua sobre a estrutura e promove deslizamentos horizontais que modificam a distribuição e o valor do empuxo.

Os deslocamentos horizontais (Δh), no dimensionamento das estruturas de contenção, definem o estado de tensões no solo e são segmentados em três categorias: empuxo ativo, empuxo passivo e estado de repouso (Figura 35). A primeira é quando o solo exerce esforço sobre a estrutura, empurrando-a e reduzindo as tensões horizontais (σ'_x) até o limite plástico. Quando a estrutura é empurrada contra o solo, aumentando a tensão horizontal (σ'_x), denomina-se estado passivo. Por fim, o estado de repouso ocorre quando não existem deformações laterais (LUIZ, 2014).

Figura 35 - Empuxo em estruturas de contenção.



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

Gerscovich (2008) explica que, para o cálculo dos esforços, são utilizadas as teorias de Rankine e Coulomb, através dos métodos de equilíbrio-limite. Ambas atendem ao equilíbrio de esforços verticais e horizontais, porém não satisfazem o equilíbrio de momentos. Pressupõem ainda, que a superfície de ruptura é plana, e na prática esta é curva.

O método de Coulomb, por introduzir a mobilização da resistência no tardoz do muro, que é um comportamento mais próximo da realidade, é vantajoso. Entretanto, não fornece a localização resultante do empuxo e é um processo mais trabalhoso. O método de Rankine normalmente é o mais empregado em cálculos de empuxo ativo, visto que a curvatura da superfície de ruptura é pequena e o método é simples e a favor da segurança.

O Quadro 1 apresenta a comparação entre os métodos de Rankine e Coulomb (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Quadro 1 - Comparação entre as características dos métodos de Rankine e Coulomb.

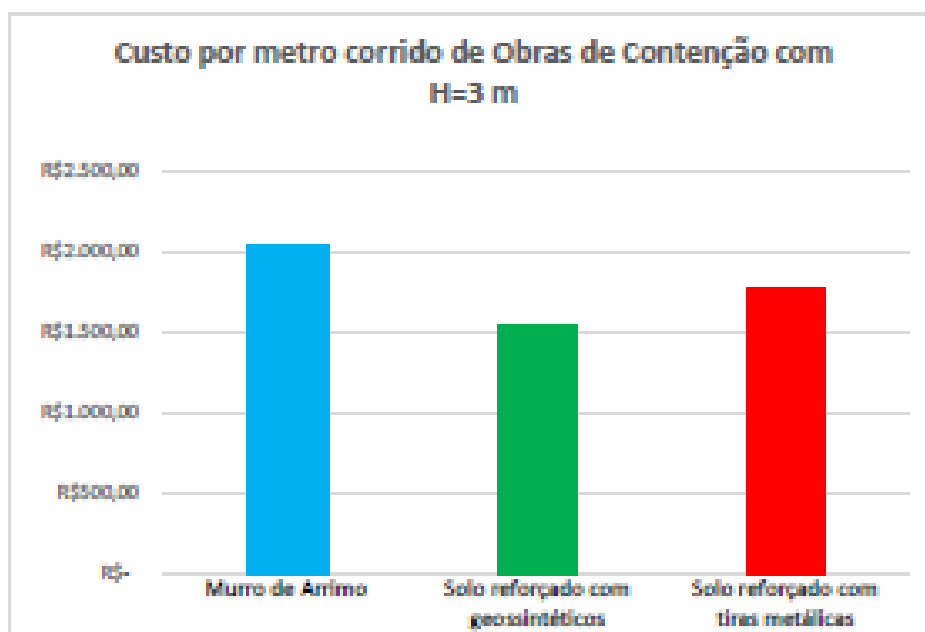
Método	Características	
	Positivas	Negativas
Rankine	<ul style="list-style-type: none"> • A favor da segurança • As soluções são simples, especialmente quando o retroaterro é horizontal • Dificilmente se dispõe dos valores dos parâmetros de resistência solo-muro (δ) • O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total E_a • Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro 	<ul style="list-style-type: none"> • A superfície de ruptura é plana • A superfície de contato muro-retroaterro deve ser plana e vertical • A parede não interfere na cunha de ruptura; isto é, não existe resistência mobilizada no contato solo-muro
Coulomb	<ul style="list-style-type: none"> • Incorpora mobilização de resistência no contato muro-retroaterro • Solução simples, somente para retroaterro uniforme com terrapleno horizontal 	<ul style="list-style-type: none"> • A superfície de contato muro-retroaterro deve ser plana • A cunha analisada é contida por superfícies planas; a superfície de ruptura é plana • Não determina a distribuição de empuxo • Requer os parâmetros de resistência solo-muro (δ)

Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016.

2.7 COMPARATIVO DE CUSTOS

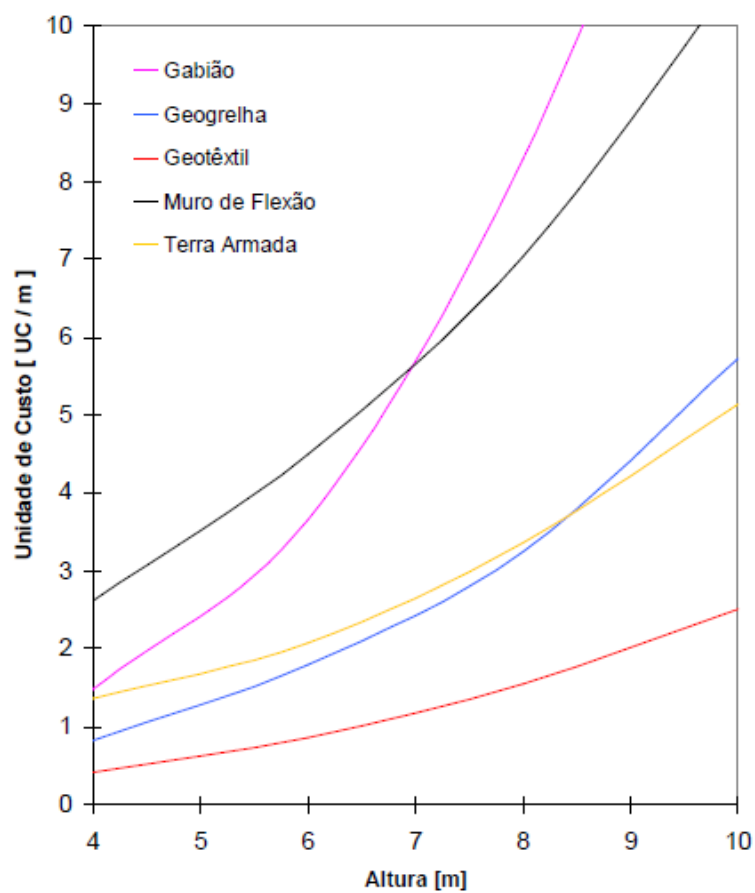
Em trabalhos anteriores, onde foram comparados os custos entre tipos de estruturas de contenção, os autores afirmam que de forma geral, as soluções em solo reforçado com geossintéticos e com fitas metálicas, são as menos onerosas. Lima (2016) comparou as soluções: muro de arrimo, solo reforçado com geossintético e solo reforçado com geogrelha (Figura 36) e Plácido, Kamiiji e Bueno (2010), compararam as soluções: gabião, solo reforçado com geogrelha, solo reforçado com geotêxtil, muro de flexão e terra armada (Figura 37). Ambos apresentaram como soluções mais econômicas, as estruturas em solo reforçado.

Figura 36 - Comparativo de custos de obras de contenção H=3m.



Fonte: LIMA, 2016.

Figura 37 - Comparativo de custos entre cinco soluções de muros de contenção.



Fonte: PLÁCIDO, KAMIJI e BUENO, 2010.

3 METODOLOGIA APLICADA

3.1 ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTOS

Com a finalidade de permitir a comparação entre as cinco alternativas de contenção: alvenaria de pedra, concreto ciclópico, muro de flexão em concreto armado, solo reforçado com geossintéticos e terra armada, as características geométricas e os parâmetros do solo foram padronizados. Os cálculos foram elaborados considerando contenções para desníveis de 2,5, 4,5 e 6,5 metros. A partir da Tabela 2, apresentada por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), foi considerado um solo de aterro compactado, com peso específico de 19kN/m^3 , ângulo de atrito interno de 35° e coesão de 5kPa .

Tabela 2 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros.

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte arenoargiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5-20
Colúvio <i>in situ</i>	15 - 20	27 - 35	0-15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0

Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016.

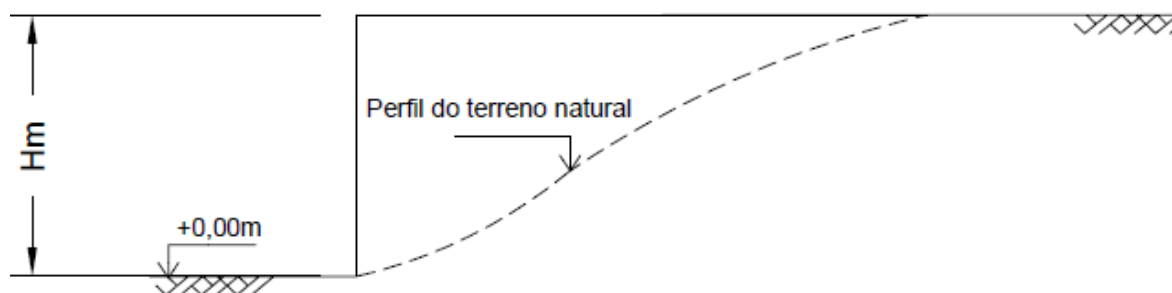
As dimensões da obra pressuposta, as especificações de projeto e os parâmetros do solo estão apresentados na Tabela 3. A Figura 38 apresenta um esquema geral do terreno natural adotado, com tensão admissível de 300 kPa , onde será necessário a construção de uma estrutura de contenção para aterro.

Tabela 3 – Elementos do projeto.

DADOS			
Parâmetros do solo			
Desnível do terreno	Hm	Variável	m
Sobrecarga no terreno junto ao muro	q	0,5	tf/m ²
Coesão	c	0,5	tf/m ²
Ângulo de atrito interno do solo	φ	35	graus
Massa específica do aterro	γ_n	1,9	tf/m ³
Tensão admissível do terreno de fundação	σ_s	30	tf/m ²
Dimensões da obra			
Altura 1	Hm	2,5	m
Altura 2	Hm	4,5	m
Altura 3	Hm	6,5	m

Fonte: O autor.

Figura 38 – Esquema geral.



Fonte: O autor.

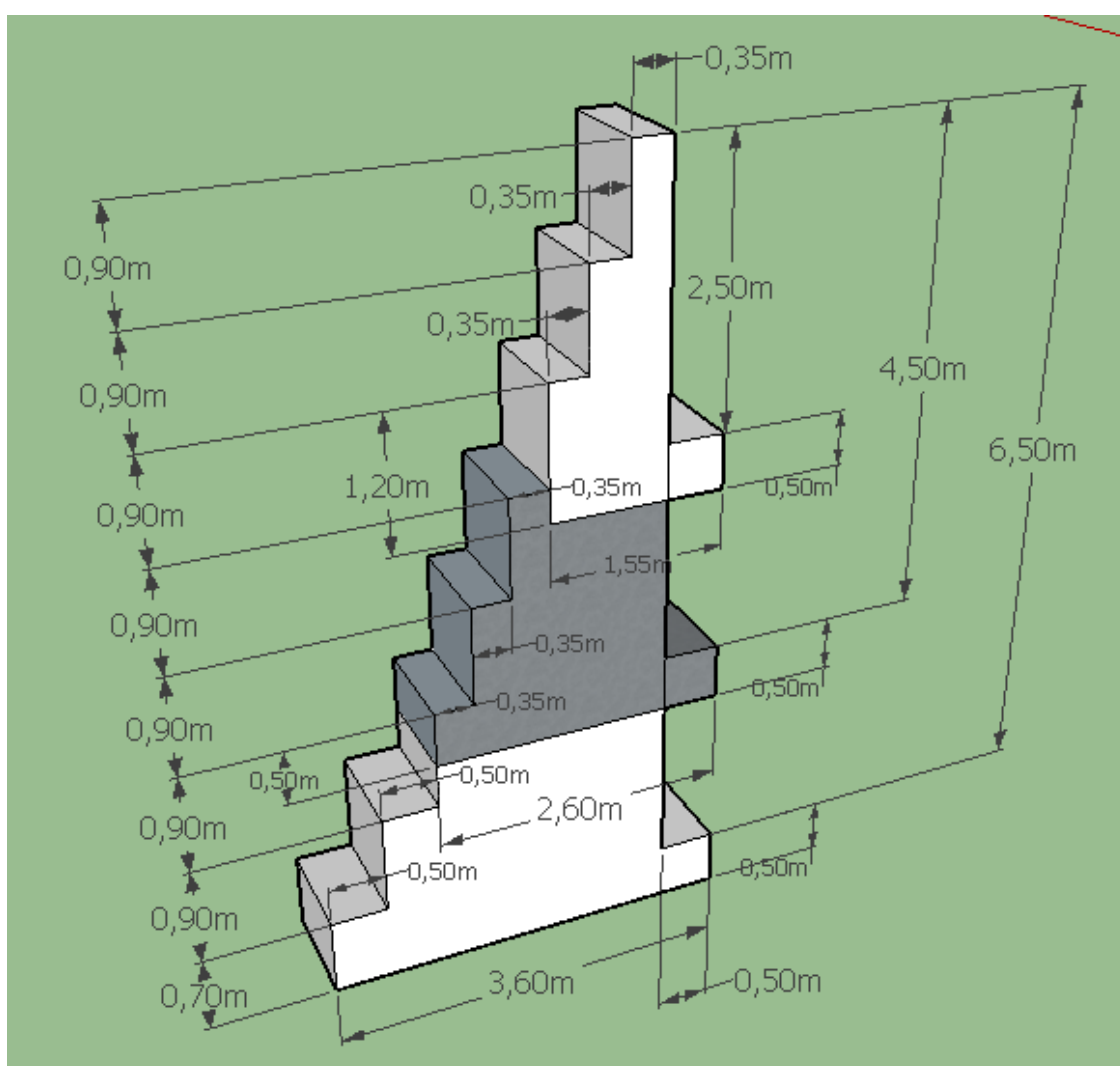
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DIMENSIONAMENTOS

4.1.1 Muro gravidade em alvenaria de pedra

O dimensionamento dos muros foi feito seguindo os conceitos Moliterno (1980). Inicialmente foi realizado o pré-dimensionamento para as três alturas, como mostrado na Figura 39, para depois serem efetuadas as verificações de estabilidade.

Figura 39- Pré-dimensionamento.



Fonte: O autor.

As verificações de segurança foram realizadas a partir de planilhas eletrônicas, que foram elaboradas seguindo o subcapítulo 2.6 deste trabalho. O desenvolvimento dos cálculos segue nos Apêndices A.1, A.2 e A.3, referentes às alturas de 2,5, 4,5 e 6,5 metros, respectivamente.

Para o dimensionamento, foi desprezado o valor do empuxo passivo, a favor da segurança. O cálculo do empuxo, para todos os muros, foi realizado pelo método de Rankine e os fatores de segurança contra o deslizamento e o tombamento encontrados para as três alturas atenderam aos valores mínimos exigidos.

Por último, foi realizada a verificação quanto à capacidade de carga da fundação. Nesta etapa do dimensionamento, pode ser observado que os valores das tensões mínimas encontrados para as três alturas foram negativos. Por consequência, para cada desnível, foi necessário calcular a tensão máxima como material não resistente à tração. Os valores encontrados nos três casos foram menores do que a tensão admissível do terreno, portanto, a segurança também foi atendida para este parâmetro.

A Tabela 4 apresenta o resumo dos valores encontrados para os três desníveis.

Tabela 4 - Análise da estabilidade: Muro de gravidade.

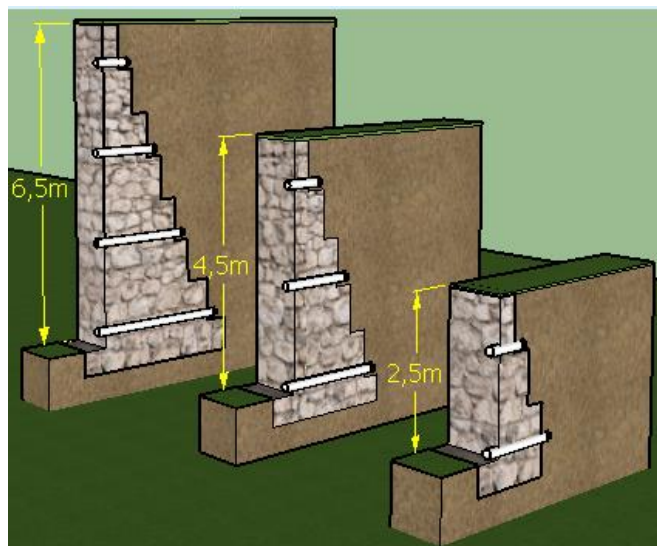
Resumo da Análise da estabilidade: Alvenaria de Pedra (p/ 1m de contenção)							
DESNÍVEL		2,5 m		4,5 m		6,5 m	
Peso próprio (muro + solo)	P.P.	7,44	tf	22,84	tf	26,16	tf
Momento resistente	M.R.	6,20	tf.m	29,39	tf.m	81,41	tf.m
Força de atrito	Fat	4,09	tf	12,56	tf	25,44	tf
Coordenada do centro de gravidade	Yg	1,17	m	1,84	m	2,51	m
Coefficiente do empuxo ativo	ka	0,27		0,27		0,27	
Empuxo inicial	E0	0,27	tf/m	0,27	tf/m	0,27	tf/m
Empuxo resultante	Eresult	2,35	tf/m	6,49	tf/m	12,69	tf/m
Momento atuante	Ma	2,76	tf.m	11,95	tf.m	31,82	tf.m
Empuxo passivo	Ep	0,00	tf/m	0,00	tf/m	0,00	tf/m
Fator de segurança: deslizamento	Fstransl.	1,74		1,94		2,00	
Fator de segurança: tombamento	Fstomb.	2,25		2,46		2,56	
Verificação da capacidade de carga	Tensão Máxima	10,73	tf/m ²	19,93	tf/m ²	28,76	tf/m ²

Fonte: O autor.

A verificação da estabilidade global foi realizada através do software Geoslope®, atendendo a um coeficiente de segurança mínimo de 1,5 para os três casos.

A representação gráfica dos muros dimensionados encontra-se na Figura 40.

Figura 40 - Muro em alvenaria de pedra.



Fonte: O autor.

4.1.2 Muro gravidade em concreto ciclópico

O dimensionamento dos muros de gravidade em concreto ciclópico foi realizado de maneira similar aos de alvenaria de pedra, modificando apenas o peso específico dos muros de $\gamma = 2,3 \text{ tf/m}^3$ para $\gamma = 2,2 \text{ tf/m}^3$.

As dimensões dos muros permaneceram as mesmas e os cálculos foram efetuados através das planilhas eletrônicas elaboradas seguindo o subcapítulo 2.6 do presente trabalho. Todas as verificações de estabilidade foram atendidas para os coeficientes de segurança mínimos requeridos e o desenvolvimento dos cálculos estão apresentados nos Apêndices B.1, B.2 E B.3, referente às alturas de 2,5, 4,5 e 6,5 metros.

A estabilidade global do sistema foi verificada com o auxílio do software Geo-Slope® e o fator de segurança mínimo de 1,5 foi atendido para os três casos.

A Tabela 5 apresenta o resumo dos valores encontrados para os três desníveis.

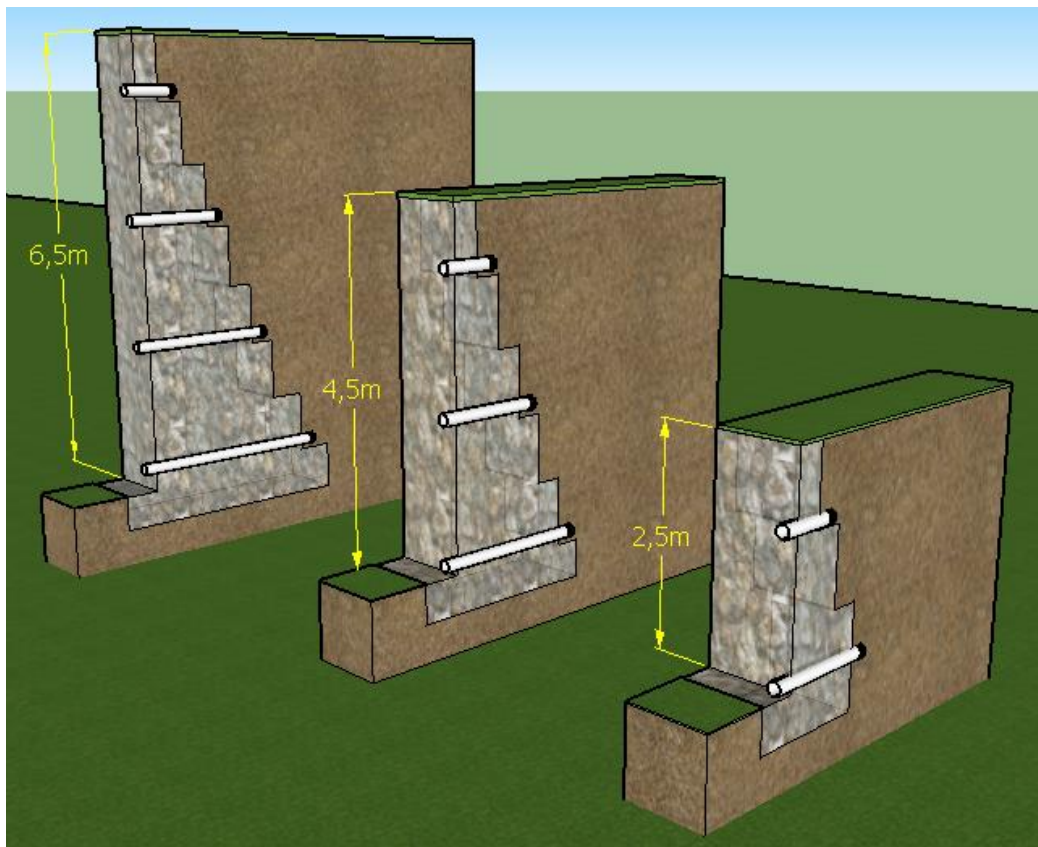
Tabela 5 - Resumo da análise de estabilidade: Concreto ciclópico.

Resumo da Análise da estabilidade: Concreto ciclópico (p/ 1m de contenção)							
DESNÍVEL		2,5 m		4,5 m		6,5 m	
Peso próprio (muro + solo)	P.P.	7,20	tf	22,23	tf	25,03	tf
Momento resistente	M.R.	5,99	tf.m	28,68	tf.m	79,71	tf.m
Força de atrito	Fat	3,96	tf	12,23	tf	24,81	tf
Coordenada do centro de gravidade	Yg	1,17	m	1,84	m	2,51	m
Coeficiente do empuxo ativo	ka	0,27		0,27		0,27	
Empuxo inicial	E0	0,27	tf/m	0,27	tf/m	0,27	tf/m
Empuxo resultante	Eresult	2,35	tf/m	6,49	tf/m	12,69	tf/m
Momento atuante	Ma	2,76	tf.m	11,95	tf.m	31,82	tf.m
Empuxo passivo	Ep	0,00	tf/m	0,00	tf/m	0,00	tf/m
Fator de segurança: deslizamento	Fstransl.	1,68		1,88		1,96	
Fator de segurança: tombamento	Fstomb.	2,17		2,40		2,50	
Verificação da capacidade de carga	Tensão Máxima	10,69	tf/m ²	19,69	tf/m ²	28,34	tf/m ²

Fonte: O autor.

Os muros dimensionados estão representados na Figura 41.

Figura 41 - Muros em concreto ciclópico.

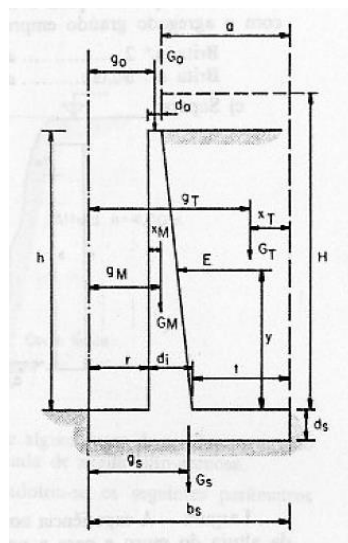


Fonte: O autor.

4.1.3 Muro flexão em concreto armado

O cálculo dos muros de flexão foi realizado a partir das planilhas eletrônicas elaboradas seguindo os princípios de Moliterno (1980). Inicialmente, as dimensões do pré-dimensionamento foram adotadas, conforme a Figura 42, para os três desníveis.

Figura 42 - Pré-dimensionamento muros de flexão.



Fonte: O autor.

Após o pré-dimensionamento, foram realizados os cálculos para análise da estabilidade. Os dados de entrada, etapas de cálculo e as verificações de segurança estão apresentados nos Apêndices C.1, C.2 e C.3, inerentes às alturas de 2,5, 4,5 e 6,5, respectivamente. Pode ser observado que as dimensões escolhidas estão dentro dos intervalos do pré-dimensionamento, e as verificações de estabilidade para os três desníveis foram atendidas. A Tabela 6 apresenta as dimensões adotadas e a Tabela 7 o resumo dos resultados encontrados.

Tabela 6 - Dimensões adotadas: Muro de flexão.

DIMENSÕES DOS MUROS				
DIMENSÕES		2,5 m	4,5 m	6,5 m
Topo do muro	do	0,20 m	0,40 m	0,50 m
Base do muro	di	0,35 m	0,45 m	0,70 m
Base da sapata	bs	2,00 m	3,00 m	4,50 m
Ponta da sapata	r	0,60 m	0,85 m	1,00 m
Talão da sapata	t	1,05 m	1,70 m	2,80 m
Espessura da sapata	ds	0,40 m	0,50 m	0,75 m

Fonte: O autor.

A Tabela 7 apresenta o resumo dos resultados encontrados.

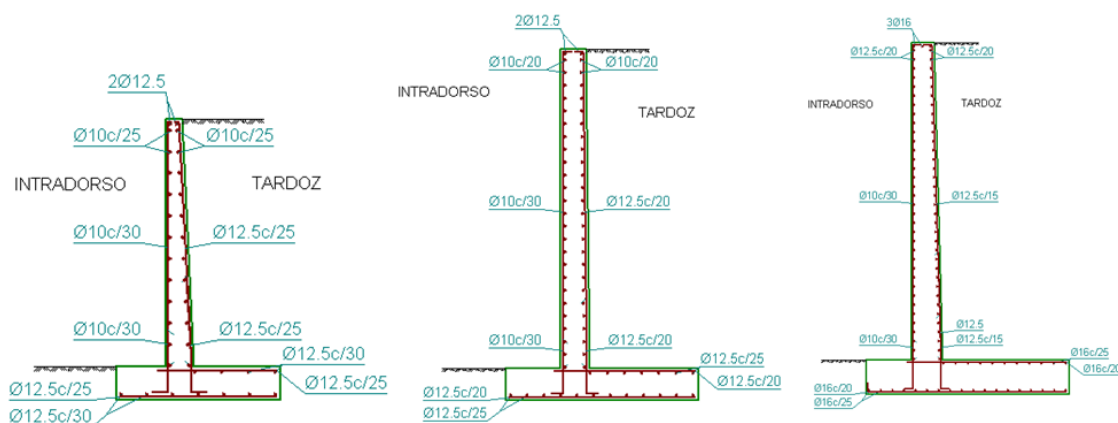
Tabela 7 - Resumo da análise de estabilidade: Muro flexão.

Resumo da Análise da estabilidade: Muro flexão (p/ 1m de contenção)							
DESNÍVEL		2,5 m		4,5 m		6,5 m	
Peso do muro	GM	1,82	tf/m	4,68	tf/m	9,24	tf/m
Peso da sapata	GS	1,76	tf/m	3,30	tf/m	7,43	tf/m
Peso da terra	GT	6,41	tf/m	16,39	tf/m	38,57	tf/m
Empuxo ativo	Ea	1,94	tf/m	5,81	tf/m	11,74	tf/m
Coefficiente do empuxo	Ka	0,27		0,27		0,27	
Momento resistente	M	11,98	tf.m	43,24	tf.m	141,31	tf.m
Momento atuante	Me	2,86	tf.m	13,05	tf.m	37,16	tf.m
Momento total	Mtotal	9,11	tf.m	30,18	tf.m	104,15	tf.m
Empuxo passivo	Ep	0,00	tf/m	0,00	tf/m	0,00	tf/m
Fator de segurança: deslizamento	Fstransl.	2,83		2,31		2,59	
Fator de segurança: tombamento	Fstomb.	4,18		3,31		3,80	
Verificação da capacidade de carga	Tensão Máxima	6,31	tf/m ²	12,36	tf/m ²	18,24	tf/m ²

Fonte: O autor.

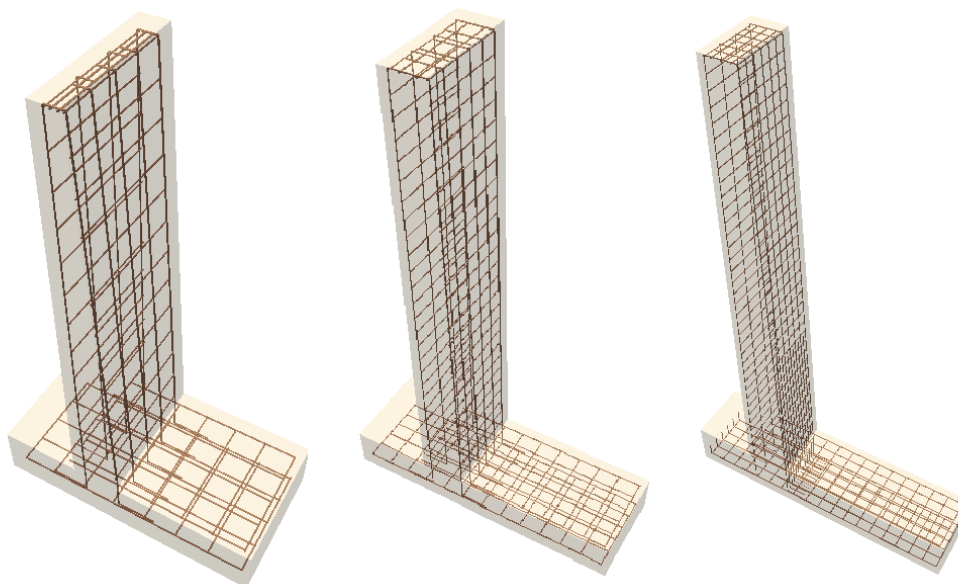
A verificação da estabilidade global e o dimensionamento das armaduras, foram realizadas utilizando o software Cypecad®. A partir das dimensões dos muros e os parâmetros do solo, o software calcula as armaduras, fornece os diagramas de esforços, comportamento do terreno e verifica o círculo de deslizamento mais desfavorável para a análise da estabilidade global dos muros. A estabilidade global dos muros foi verificada através do software atendendo a um coeficiente de segurança mínimo de 1,5. As armaduras dimensionadas estão apresentadas na Figura 43.

Figura 43 - Armaduras muros de flexão: 2,5m, 4,5m e 6,5m.



A Figura 44 apresenta os muros dimensionados em vista 3D, onde é possível visualizar as armaduras de aço CA-50, com bitolas de $\text{Ø}10$ e $\text{Ø}12.5\text{mm}$, e seus respectivos espaçamentos.

Figura 44 - Muros de flexão em vista 3D.



Fonte: O autor.

4.1.4 Solo reforçado com geogrelha

O dimensionamento dos muros do tipo solo reforçado com geogrelha foi realizado seguindo também o subcapítulo 2.6 deste trabalho. O cálculo do empuxo e as verificações de estabilidade externa (deslizamento, tombamento e capacidade de carga) foram realizados de maneira similar aos muros de gravidade e flexão. A verificação da estabilidade global foi efetuada através do software Geoslope®.

Como dito anteriormente, para o solo reforçado com geogrelha, é necessário realizar as verificações de estabilidade interna: ruptura do reforço, arrancamento do reforço e conexão do reforço com a face. O método utilizado para as verificações de estabilidade interna foi o proposto por Mitchell & Villet (1897), originalmente desenvolvido para o cálculo da estabilidade interna de solos reforçados com fitas metálicas, e posteriormente sendo adaptado para solos reforçados com geossintéticos. As equações utilizadas para o dimensionamento encontram-se no item 2.6.1.2 do presente trabalho.

Primeiramente, foi fixado o espaçamento entre reforços S_v , visando facilitar a execução da obra, evitando possíveis erros. Definido o espaçamento vertical, foi determinado o número de camadas de reforço. Os reforços escolhidos para os muros de altura de 2,5, 4,5 e 6,5 foram as geogrelhas da Maccaferri WG40, WG60 e WG90, respectivamente. As especificações técnicas das geogrelhas encontram-se na Figura 45.

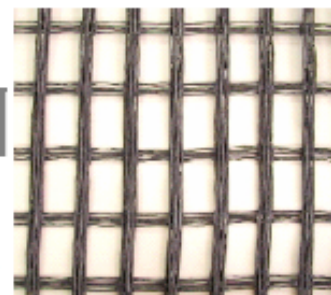
Figura 45 - Características técnicas das geogrelhas.

MacGrid® WG

Geogrelha Tecida

Características técnicas

MacGrid® WG é uma geogrelha tecida de poliéster revestida com PVC, indicada para estabilização de estruturas de contenção em solo reforçado e reforço de aterros sobre solos moles.



Propriedades mecânicas			WG 40	WG 60	WG 90*	WG 120*
Resist. longitudinal à tração	kN/m	ASTM D6637	47	61	94	120
Resist. transversal à tração	kN/m	ASTM D6637	28	30	30	30
Deformação na ruptura	%	ASTM D6637	12.4	13.0	11.7	12.5

*Valores sob Arranque

Fonte: Maccaferri (2018).

Definido o tipo de reforço e o número de camadas, a resistência de tração de projeto dos reforços foi determinada através da minoração da mesma com os fatores de redução apresentados na Tabela 1.

Para os três muros, a verificação da ruptura do reforço foi realizada para a segunda camada de reforço e os fatores de segurança encontrados atendem aos valores mínimos requeridos. Considerando que a segunda camada de reforço é a camada que possui maior

força horizontal, é evidente que para as demais camadas o fator de segurança mínimo será atendido, não sendo necessário realizar a verificação para as demais camadas de reforço.

Posteriormente, a verificação ao arrancamento foi realizada para todas as camadas de reforço. Para os três muros, todas as camadas foram aprovadas com um fator de segurança mínimo de 1,5.

O resumo dos resultados encontrados está apresentado na Tabela 8 e os dados de entrada e parâmetros do reforço e desenvolvimento dos cálculos encontram-se nos Apêndices D.1, D.2 e D.3, referentes às alturas de 2,5, 4,5 e 6,5 metros.

Tabela 8 – Resumo da análise da estabilidade: Solo reforçado com geogrelha.

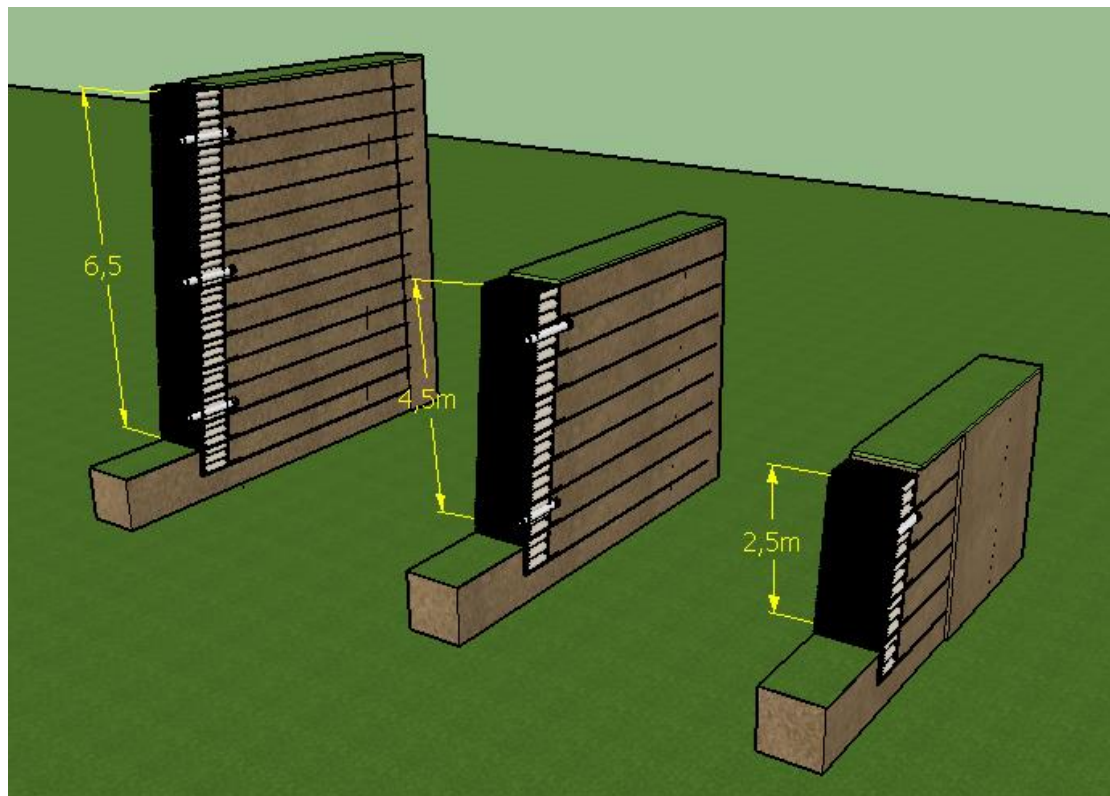
Resumo da Análise da estabilidade: Solo reforçado com geogrelha (p/ 1m de contenção)							
DESNÍVEL		2,5 m		4,5 m		6,5 m	
Tipo de reforço		Geogrelha WG40		Geogrelha WG60		Geogrelha WG90	
Nº de camadas de reforço	nº	5		8		14	
Comprimento do reforço	Lr	1,80	m	4,00	m	5,50	m
Fator de redução	Fred.	3,48		3,48		3,50	
Resistência à tração da geogrelha	Tadm	1,35	tf/m	1,75	tf/m	2,69	tf/m
Empuxo ativo	Ea	0,57	tf/m	3,13	tf/m	7,76	tf/m
Empuxo devido a sobrecarga	Es	0,34	tf/m	0,61	tf/m	0,88	tf/m
Empuxo total	Ettotal	0,91	tf/m	3,74	tf/m	8,64	tf/m
Fator de segurança: deslizamento	Fsdesliz.	7,64		7,11		6,10	
Fator de segurança: tombamento	Fstomb.	12,63		15,15		12,13	
Verificação da capacidade de carga	Tensão Máx.	6,48	tf/m ²	10,67	tf/m ²	15,40	tf/m ²
Ruptura do reforço (2ª camada)	Fsrup.	2,81		1,55		1,75	
FS ao arrancamento (2ª camada)	Farran 2	21,64		40,97		60,96	
FS ao arrancamento (3ª camada)	Farran 3	13,05		32,58		57,53	
FS ao arrancamento (4ª camada)	Farran 4	6,54		25,08		50,32	
FS ao arrancamento (5ª camada)	Farran 5	2,11		18,46		43,55	
FS ao arrancamento (6ª camada)	Farran 6	-		12,73		37,24	
FS ao arrancamento (7ª camada)	Farran 7	-		7,88		31,38	
FS ao arrancamento (8ª camada)	Farran 8	-		3,91		25,97	
FS ao arrancamento (9ª camada)	Farran 9	-		-		11,76	
FS ao arrancamento (10ª camada)	Farran 10	-		-		10,56	
FS ao arrancamento (11ª camada)	Farran 11	-		-		8,40	
FS ao arrancamento (12ª camada)	Farran 12	-		-		6,89	
FS ao arrancamento (13ª camada)	Farran 13	-		-		5,14	
FS ao arrancamento (14ª camada)	Farran 14	-		-		3,17	

Fonte: O autor.

O fator de segurança global dos sistemas foi calculado utilizando-se o método de Morgenstern-Price através do software Geo-Slope®. O fator de segurança mínimo encontrado foi de 1,549, atendendo então aos requisitos mínimos.

A representação gráfica dos muros dimensionados encontra-se na Figura abaixo.

Figura 46 - Muros dimensionados: Solo reforçado com geogrelha.



Fonte: O autor.

4.1.5 Terra armada

O dimensionamento dos muros do tipo solo reforçado com tiras metálicas, foi realizado seguindo as instruções de cálculo propostas pela NBR 9286 (ABNT, 1986), que atualmente encontra-se cancelada, para a verificação da estabilidade interna e a verificação da estabilidade externa foi realizada de maneira similar às demais soluções, seguindo o subcapítulo 2.6 deste trabalho.

Primeiramente, os espaçamentos entre as fitas foram definidos. O espaçamento vertical adotado foi de 0,75 metros e o espaçamento horizontal foi de 0,90 metros, para os três dimensionamentos. Em seguida, as verificações de estabilidade interna foram analisadas.

A partir das definições da NBR 9286 (ABNT, 1986), as verificações de estabilidade interna do dimensionamento da estrutura de contenção em terra armada apresentam-se a seguir:

- a) Força de tração máxima na armadura para cada nível de reforço ($T_{máx}$):

$$T_{máx} = \frac{S_v \cdot \sigma_h}{1/S_h} \quad (17)$$

Em que:

S_v = Espaçamento vertical entre reforços;

S_h = Espaçamento horizontal entre reforços;

σ_h = Tensão geostática horizontal.

- b) Coeficiente de atrito aparente para aterros compactados cuja granulometria atenda aos critérios definidos para os tipos A e B da Tabela 1 da NBR 9286 (f^*):

$$f^* = f_0 \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + tg\phi, \quad z < 6 \quad (18)$$

Em que:

$f^* = f_0 \cdot tg\phi$, para $z \geq 6m$;

ϕ = Ângulo de atrito;

$f_0 = 1,2 + \log_{10} Cu$;

z = Profundidade.

- c) Resistência à tração das armaduras na seção plena ($T_{m\acute{a}x}$):

$$T_{m\acute{a}x} \leq T_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} \cdot T_r \cdot \frac{e_c}{e_n} \quad (19)$$

Sendo:

γ_r = Coeficiente de segurança ($\gamma_r = 1,5$);

T_r = Carga de escoamento da armadura ($T_r = f_y \cdot e_0 \cdot b$);

e_c = Espessura de cálculo;

e_n = Espessura nominal.

- d) Força limite de tração, resistida na seção reduzida da fita, devido ao furo para passagem do parafuso (T_{r2});

$$T_{r2} = \frac{1}{\gamma_r} \cdot T_r \cdot \frac{b'}{b} \cdot \frac{e_c}{e_n} \geq \alpha \cdot T_{m\acute{a}x} \quad (20)$$

Em que:

γ_r = Coeficiente de segurança ($\gamma_r = 1,5$);

T_r = Carga de escoamento da armadura ($T_r = f_y \cdot e_0 \cdot b$);

e_c = Espessura de cálculo;

e_n = Espessura nominal;

b = Largura da fita;

b' = Largura reduzida pelo furo;

$\alpha = 0,85$ para paramento em escamas típicas de concreto.

- e) Força limite de tração na zona de aderência, que confere resistência ao arrancamento da fita (T_f)

$$T_f = \frac{2 \cdot b \cdot f^*}{\gamma_f} \cdot \sigma_v(z) \cdot La(z) \geq T_{m\acute{a}x} \quad (21)$$

Em que:

γ_f = Coeficiente de segurança ($\gamma_f = 1,5$);

f^* = Coeficiente de atrito aparente de cálculo;

$\sigma_v(z)$ = Tensão vertical à profundidade z ;

$La(z)$ = Comprimento de aderência a profundidade z ;

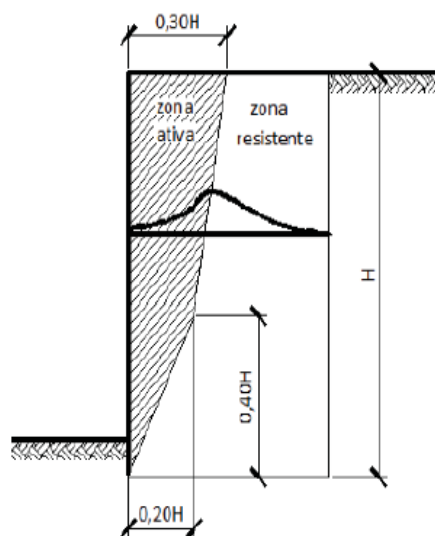
b = Largura nominal da armadura.

Seguindo as diretrizes da NBR 9286 (ABNT, 1986), foi determinado o coeficiente de atrito aparente solo-armadura (f^*). Em seguida, calculou-se a tensão vertical atuante para cada camada de armadura σ_v e a tensão horizontal (σ_h). Através das tensões e os espaçamentos entre armaduras, foi possível determinar a resistência à tração das armaduras ($T_{m\acute{a}x}$) pela Equação 17.

Com os resultados obtidos, para os três muros, foi adotada uma fita metálica galvanizada de 4 mm e o comprimento de aderência necessário para atender às verificações de estabilidade interna da norma conforme a Equação 21.

O comprimento total da fita é a soma entre o comprimento de aderência e o comprimento da zona ativa. O comprimento da zona ativa para cada camada de reforço é determinado conforme o modelo de ruptura triangular-trapezoidal proposto pela NBR 9286 (ABNT, 1986) apresentado na Figura 47.

Figura 47 - Mecanismo de ruptura.



Fonte: MARAPAGEM, 2011

Após o dimensionamento das fitas, a verificação da área da seção transversal necessária para resistir a força máxima atuante nas fitas foi realizada. Através da Equação 18 foi possível determinar a espessura da armadura. Adotou-se então armaduras de aço A-36, medindo 4x40x4000mm para o muro de 2,5, 4x40x4500mm para o muro de 4,5m e 4x40x5500mm para o muro de 6,5m de desnível, todas com tensão de escoamento de $f_y = 250 \text{ MPa}$.

As verificações da estabilidade externa (deslizamento, tombamento, capacidade de carga e estabilidade global) foram efetuadas de maneira análoga aos muros de gravidade, flexão e solo reforçado com geogrelha, seguindo o subcapítulo 2.6 do presente trabalho e estão apresentadas nos Apêndices E.1, E.2 e E.3, junto com os demais cálculos. A estabilidade global dos sistemas foi verificada através do software Geo-Slope® onde foi constatado um fator de segurança mínimo de 1,5, atendendo ao valor mínimo requerido.

O resumo dos resultados encontrados para a estabilidade externa está apresentado na Tabela 9.

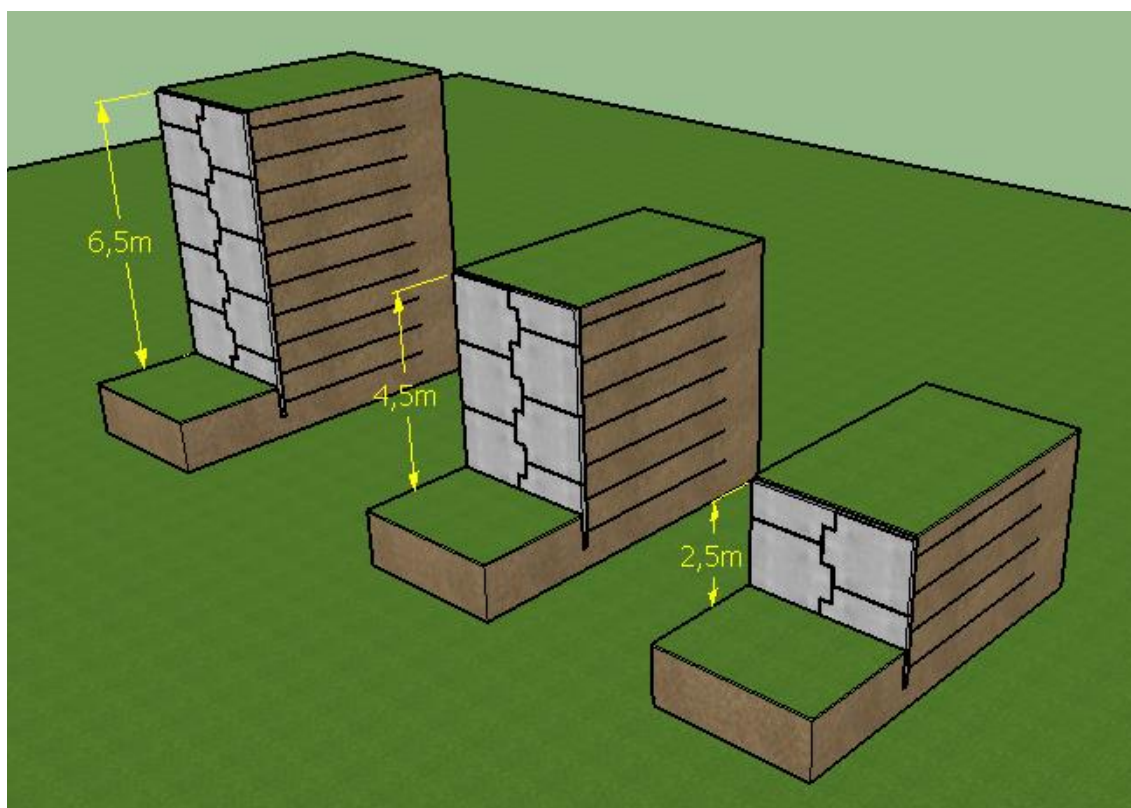
Tabela 9 - Resumo da estabilidade: Terra Armada.

Resumo da Análise da estabilidade: Terra Armada (p/ 1m de contenção)							
DESNÍVEL		2,5 m		4,5 m		6,5 m	
Tipo de reforço		A36 4x40x4000mm		A36 4x40x4500mm		A36 4x40x5500mm	
Nº de camadas de reforço	nº	4,00		7,00		10,00	
Comprimento do reforço	Lr	4,00	m	4,50	m	5,50	m
Empuxo ativo	Ea	0,57	tf/m	3,13	tf/m	7,76	tf/m
Coefficiente de empuxo ativo	Ka	0,27		0,27		0,27	
Empuxo TOTAL	Ettotal	0,91	tf/m	3,74	tf/m	8,64	tf/m
Fator de segurança: deslizamento	Fsdesliz.	17,55		8,40		6,35	
Fator de segurança: tombamento	Fstomb.	64,53		20,13		12,64	
Verificação da capacidade de carga	Tensão Máx.	6,29	tf/m ²	11,00	tf/m ²	15,97	tf/m ²

Fonte: O autor.

O esquema geral dos muros dimensionados está representado na Figura 48

Figura 48 - Muros dimensionados: Terra Armada



Fonte: O autor.

4.2 CÁLCULO DOS CUSTOS

O cálculo dos custos para a execução das estruturas de contenção dimensionadas foi realizado com base nos custos unitários dos insumos e serviços, utilizando como referências as tabelas ORSE – Orçamento de obras de Sergipe e SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil e também cotações dos insumos e serviços com fornecedores.

Para cada sistema foram feitos levantamentos das quantidades unitárias de cada item e o custo total para a construção do muro. A partir dos custos dos insumos, custos dos serviços e os quantitativos levantados, foram elaboradas composições unitárias para cada sistema.

É importante salientar que na elaboração dos custos não foram incluídos possíveis empréstimos de solo ou bota-fora, visto que foi adotada uma situação em que seria aproveitado o solo local. Possíveis problemas com fornecedores ou falta de material não estão inclusos nos custos.

4.2.1 Muro em alvenaria de pedra

Para as composições de custos dos muros em alvenaria de pedra, os seguintes aspectos foram considerados:

- Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica DMT = 2001 a 3000m;
- Reaterro manual de vala, com compactação utilizando sêpo, sem controle do grau de compactação;
- Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc \varnothing 100mm, bidim, areia grossa e brita;
- Areia média – posto jazida/fornecedor;
- Cimento Portland composto CPII – 32;
- Pedra de mão ou pedra rachão para arrimo/ fundação;
- Pedreiro com encargos complementares;
- Servente com encargos complementares.

A Tabela 10 apresenta o resumo dos quantitativos dos materiais utilizados e as composições de custos unitários elaboradas para 1m³ de muro estão apresentadas nas Tabelas 11, 12 e 13.

Tabela 10 - Quantitativos muros em alvenaria de pedra.

RESUMO DOS QUANTITATIVOS: MURO EM ALVENARIA DE PEDRA POR METRO LINEAR				
DESNÍVEL		2,5 m	4,5 m	6,5 m
Volume do muro	M3	2,46	6,03	11,38
Escavação	M3	0,83	1,35	1,85
Dreno	M	1,05	5,25	10,85
Reaterro	M3	12,80	19,23	23,88

Fonte: O autor.

Tabela 11 - Composição de custos muro alvenaria de pedra 2,5m.

Serviço							
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade		
2,5	Muro de arrimo de alvenaria de pedra argamassada				m3		
Composição de Preço							
Código	Descrição da Composição			Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
00370/SINAPI	Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte)			m3	0,38	74	28,12
01379/SINAPI	Cimento portland composto cp ii-32			kg	116	0,48	55,68
04730/SINAPI	Pedra de mao ou pedra rachao para arrimo/fundacao (posto pedreira/fornecedor, sem frete)			m3	1,2	73,18	87,816
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares			h	10,6	17,11	181,366
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares			h	8,6	12,88	110,768
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m			m3	0,33605	8,81	2,96059
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação			m3	5,21	23,44	122,165
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita			m	0,4277	51,15	21,8768
Custos para o muro dimensionado							
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO			
MURO GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA	M³	2,46	610,7522607	R\$	1.499,40		

Fonte: O autor.

Tabela 12- Composição de custos muro alvenaria de pedra 4,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
4,5	Muro de arrimo de alvenaria de pedra argamassada				m3
Composição de Preço					
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
00370/SINAPI	Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte)	m3	0,38	74	28,12
01379/SINAPI	Cimento portland composto cp ii-32	kg	116	0,48	55,68
04730/SINAPI	Pedra de mao ou pedra rachao para arrimo/fundacao (posto pedreira/fornecedor, sem frete)	m3	1,2	73,18	87,816
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	10,6	17,11	181,366
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	8,6	12,88	110,768
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,22407	8,81	1,97402
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	3,19087	23,44	74,794
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,87137	51,15	44,5705
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
MURO GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA	M³	6,03	585,0885892	R\$	3.525,16

Fonte: O autor.

Tabela 13 - Composição de custos muro alvenaria de pedra 6,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
6,5	Muro de arrimo de alvenaria de pedra argamassada				m3
Composição de Preço					
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
00370/SINAPI	Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte)	m3	0,38	74	28,12
01379/SINAPI	Cimento portland composto cp ii-32	kg	116	0,48	55,68
04730/SINAPI	Pedra de mao ou pedra rachao para arrimo/fundacao (posto pedreira/fornecedor, sem frete)	m3	1,2	73,18	87,816
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	10,6	17,11	181,366
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	8,6	12,88	110,768
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,16264	8,81	1,43284
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	2,0989	23,44	49,1982
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,95385	51,15	48,7892
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
MURO GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA	M³	11,38	563,1703077	R\$	6.406,06

Fonte: O autor.

4.2.2 Muro em concreto ciclópico

Para as composições de custos dos muros de gravidade em concreto ciclópico, os seguintes aspectos foram considerados:

- Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica DMT = 2001 a 3000m;
- Reaterro manual de vala, com compactação utilizando sêpo, sem controle do grau de compactação;
- Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita;
- Pedra de mão ou pedra rachão para arrimo/fundação;
- Pedra britada n. 2 (19 a 38 mm);
- Cimento Portland cpii-32;
- Areia média – posto jazida/fornecedor;
- Pedreiro com encargos complementares;
- Servente com encargos complementares;
- Fôrma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento.

A Tabela 14 apresenta o resumo dos quantitativos dos materiais utilizados e as composições de custos unitários elaboradas para 1m³ de muro estão apresentadas nas Tabelas 15, 16 e 17.

Tabela 14 - Quantitativos muro em concreto ciclópico.

RESUMO DOS QUANTITATIVOS: MURO EM CONCRETO CICLÓPICO				
DESNÍVEL		2,5 m	4,5 m	6,5 m
Volume	M3	2,46	6,03	11,38
Escavação	M3	0,83	1,35	1,85
Área de fôrma	M2	6,00	10,00	14,00
Dreno	M	1,05	5,25	10,85
Reaterro	M3	12,80	19,23	23,88

Fonte: O autor.

Tabela 15 - Composição de custos muro em concreto ciclópico 2,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
2,5	Muro de arrimo de concreto ciclopico com 30% de pedra de mao				m3
Composição de Preço					
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit	Custo Total
04730/SINAPI	Pedra de mao ou pedra rachao para arrimo/fundacao (posto pedreira/fornecedor, sem frete)	m3	0,33	73,18	24,15
04718/SINAPI	Pedra britada n. 2 (19 a 38 mm) posto pedreira/fornecedor, sem frete	m3	0,61	70	42,7
01379/SINAPI	Cimento portland composto cp ii-32	kg	175	0,48	84
00370/SINAPI	Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte)	m3	0,5	74	37
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	2	17,11	34,22
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	8	12,88	103,04
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	2,44399	55,86	136,521
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,33605	8,81	2,96059
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	5,21181	23,44	122,165
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,4277	51,15	21,8768
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
MURO GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO	M³	2,46	608,6336456	R\$	1.494,20

Fonte: O autor.

Tabela 16 - Composição de custos muro em concreto ciclópico 4,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
4,5	Muro de arrimo de concreto ciclopico com 30% de pedra de mao				m3
Composição de Preço					
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
04730/SINAPI	Pedra de mao ou pedra rachao para arrimo/fundacao (posto pedreira/fornecedor, sem frete)	m3	0,33	73,18	24,15
04718/SINAPI	Pedra britada n. 2 (19 a 38 mm) posto pedreira/fornecedor, sem frete	m3	0,61	70	42,7
01379/SINAPI	Cimento portland composto cp ii-32	kg	175	0,48	84
00370/SINAPI	Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte)	m3	0,5	74	37
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	2	17,11	34,22
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	8	12,88	103,04
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	1,65975	55,86	92,7137
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,22407	8,81	1,97402
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	3,19087	23,44	74,794
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,87137	51,15	44,5705
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
MURO GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO	M³	6,03	539,1622822	R\$	3.248,45

Fonte: O autor.

Tabela 17 - Composição de custos muro em concreto ciclópico 6,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
6,5	Muro de arrimo de concreto ciclopico com 30% de pedra de mao				m3
Composição de Preço					
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
04730/SINAPI	Pedra de mao ou pedra rachao para arrimo/fundacao (posto pedreira/fornecedor, sem frete)	m3	0,33	73,18	24,15
04718/SINAPI	Pedra britada n. 2 (19 a 38 mm) posto pedreira/fornecedor, sem frete	m3	0,61	70	42,7
01379/SINAPI	Cimento portland composto cp ii-32	kg	175	0,48	84
00370/SINAPI	Areia média - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte)	m3	0,5	74	37
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	2	17,11	34,22
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	8	12,88	103,04
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	1,23077	55,86	68,7508
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,16264	8,81	1,43284
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	2,0989	23,44	49,1982
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,95385	51,15	48,7892
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
MURO GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO	M³	11,38	493,2810769	R\$	5.611,07

Fonte: O autor.

4.2.3 Muro flexão em concreto armado

Para as composições de custos dos muros de flexão em concreto armado, os seguintes aspectos foram considerados:

- Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica DMT = 2001 a 3000m;
- Reaterro manual de vala, com compactação utilizando sêpo, sem controle do grau de compactação;
- Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita;
- Aço CA-50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobragem, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações;
- Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 (cimento/ areia média/ brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l;
- Concreto simples usinado fck=30MPa, bombeado, lançado e adensado em superestrutura;

- Impermeabilização - Fornecimento e aplicação de manta geotéxtil RT-21, resistência a tração=21 kN/m (antigo Bidim OP-40 ou similar) em colchões drenantes;
- Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento.

Vale ressaltar que os custos de mão-de-obra estão inclusos nos custos dos serviços descritos anteriormente.

A Tabela 18 apresenta o resumo dos quantitativos dos materiais utilizados e as composições elaboradas para 1m³ de muro estão apresentadas nas Tabelas 19, 20 e 21.

Tabela 18 - Quantitativos muro flexão em concreto armado.

RESUMO DOS QUANTITATIVOS: MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO				
DESNÍVEL		2,5 m	4,5 m	6,5 m
Volume	M3	1,63	3,63	7,58
Escavação	M3	0,84	1,55	3,45
Área de fôrma	M2	6,80	11,00	15,50
Dreno	M	0,70	1,35	2,80
Reaterro	M3	13,68	18,01	23,87
Aço	KG	84,29	148,37	317,59
Concreto magro	M3	0,20	0,30	0,45

Fonte: O autor.

Tabela 19 - Composição de custos muro flexão 2,5m.

Serviço							
Altura (m)	Descrição do Serviço					Unidade	
2,5	Muro de contenção em "L" de concreto armado					m3	
Composição de Preço							
Código	Descrição da Composição			Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento			m2	4,18692	55,86	233,881
00140/ORSE	AÇO Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobragem, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações			kg	51,8708	6,47	335,604
94968/SINAPI	Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 (cimento/ areia média/ brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l. af. 07/2016			m3	0,12308	257,07	31,6394
03346/ORSE	Concreto simples usinado fck=30mpa, bombeado, lançado e adensado em superestrutura			m3	1	302,96	302,96
09154/ORSE	Impermeabilização - Fornecimento e aplicação de manta geotéxtil RT-21, resistencia a tração=21 kN/m (antigo Bidim OP-40 ou similar) em colchões drenantes			m2	1,80923	15,86	28,6944
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m			m3	0,51692	8,81	4,55409
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação			m3	8,416	23,44	197,271
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita			m	0,43077	51,15	22,0338
Custos para o muro dimensionado							
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO			
MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO	M ³	1,625	1156,638077	R\$	1.879,54		

Fonte: O autor.

Tabela 20 - Composição de custos muro flexão 4,5m.

Serviço						
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade	
4,5	Muro de contenção em "L" de concreto armado				m3	
Composição de Preço						
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total	
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	3,03455	55,86	169,51	
00140/ORSE	AÇO Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobragem, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações	kg	40,9297	6,47	264,815	
94968/SINAPI	Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 (cimento/ areia média/ brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l. af_07/2016	m3	0,08276	257,07	21,2748	
03346/ORSE	Concreto simples usinado fck=30mpa, bombeado, lançado e adensado em superestrutura	m3	1	302,96	302,96	
09154/ORSE	Impermeabilização - Fornecimento e aplicação de manta geotêxtil RT-21, resistencia a tração=21 kN/m (antigo Bidim OP-40 ou similar) em colchões drenantes	m2	1,56414	15,86	24,8072	
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,42759	8,81	3,76703	
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	4,96861	23,44	116,464	
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,37241	51,15	19,049	
Custos para o muro dimensionado						
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO		
MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO	M³	3,625	922,6470589	R\$	3.344,60	

Fonte: O autor.

Tabela 21 - Composição de custos muro flexão 6,5m.

Serviço						
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade	
6,5	Muro de contenção em "L" de concreto armado				m3	
Composição de Preço						
Código	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total	
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	2,04658	55,86	114,322	
00140/ORSE	AÇO Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobragem, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações	kg	41,9261	6,47	271,262	
94968/SINAPI	Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 (cimento/ areia média/ brita 1) - preparo mecânico com betoneira 600 l. af_07/2016	m3	0,05941	257,07	15,2715	
03346/ORSE	Concreto simples usinado fck=30mpa, bombeado, lançado e adensado em superestrutura	m3	1	302,96	302,96	
09154/ORSE	Impermeabilização - Fornecimento e aplicação de manta geotêxtil RT-21, resistencia a tração=21 kN/m (antigo Bidim OP-40 ou similar) em colchões drenantes	m2	1,55248	15,86	24,6223	
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,45545	8,81	4,01248	
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	3,15112	23,44	73,8623	
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	0,36964	51,15	18,9069	
Custos para o muro dimensionado						
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO		
MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO	M³	7,575	825,2192012	R\$	6.251,04	

Fonte: O autor.

4.2.4 Solo reforçado com geogrelha

Para as composições de custos das estruturas em solo reforçado com geogrelha, os seguintes aspectos foram considerados:

- Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica DMT = 2001 a 3000m;
- Reaterro manual de vala, com compactação utilizando sêpo, sem controle do grau de compactação;
- Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc \varnothing 100mm, bidim, areia grossa e brita;
- Geogrelha MacGrid® WG40, WG60 e WG90;
- Rip-Rap - saco solo cimento, com capacidade para 0,07m³ de material adensado, nas dimensões aproximadas de 0,60x0,58x0,20m, com taxa de 10% de cimento, inclusive fornecimento de todos os materiais, dosagem, mistura, acondicionamento, costura e transporte;
- Manta Geotêxtil 70g/m² para separação, proteção, reforço e drenagem em estruturas, fornecimento e aplicação;
- Concreto simples usinado fck=35MPa, bombeado e projetado em paredes;
- Pedreiro com encargos complementares;
- Servente com encargos complementares;

A Tabela 22 exibe o resumo dos quantitativos dos materiais utilizados e as composições de custos unitários elaboradas para 1m² de face de muro estão apresentados nas Tabelas 23, 24 e 25.

Tabela 22 - Quantitativos solo reforçado com geogrelha.

RESUMO DOS QUANTITATIVOS: SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA				
DESNÍVEL		2,5 m	4,5 m	6,5 m
Geogrelha WG40/WG60/WG90	M2	15,00	47,46	109,64
Escavação	M3	0,76	2,05	3,92
Sacos de aninhagem	M2	2,50	4,50	6,50
Dreno	M	4,00	6,00	8,00
Reaterro	M3	15,95	27,50	39,60
Manta geotêxtil	M2	1,98	4,40	6,05
Concreto projetado (5 cm)	M3	0,13	0,23	0,33

Fonte: O autor.

Tabela 23 - Composição de custos solo reforçado com geogrelha 2,5m.

Serviço						
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade	
2,5	Muro reforçado com geogrelha				M2	
Composição de Preço						
Fonte	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total	
Maccaferri	Geogrelha WG40 Maccaferri	m2	5,9988	10,71	64,2471	
04955/ORSE	Rip-Rap - saco solo cimento, com capacidade para 0,07m³ de material adensado, nas dimensões aproximadas de 0,60x0,58x0,20m, com taxa de 10% de cimento, inclusive fornecimento de todos os materiais, dosagem, mistura, acondicionamento, costura e transporte.	und	8,62069	14,14	121,897	
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	1,6	51,15	81,84	
10067/ORSE	Manta Geotex 70g/m² para separação, proteção, reforço e drenagem em estruturas, fornecimento e aplicação	m2	0,792	11,98	9,48816	
03085/ORSE	Concreto simples usinado fck=35mpa, bombeado e projetado em paredes	m3	0,05	642,55	32,1275	
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,304	8,81	2,67824	
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	6,38	23,44	149,547	
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	2	17,11	34,22	
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	6	12,88	77,28	
Custos para o muro dimensionado						
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO		
SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA	M²	2,5	573,3247997	R\$	1.433,31	

Fonte: O autor.

Tabela 24 - Composição de custos solo reforçado com geogrelha 4,5m.

Serviço						
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade	
4,5	Muro reforçado com geogrelha				M2	
Composição de Preço						
Fonte	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total	
Maccaferri	Geogrelha WG60 Maccaferri	m2	10,5458	13,02	137,306	
04955/ORSE	Rip-Rap - saco solo cimento, com capacidade para 0,07m³ de material adensado, nas dimensões aproximadas de 0,60x0,58x0,20m, com taxa de 10% de cimento, inclusive fornecimento de todos os materiais, dosagem, mistura, acondicionamento, costura e transporte.	und	8,62069	14,14	121,897	
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	1,33333	51,15	68,2	
10067/ORSE	Manta Geotex 70g/m² para separação, proteção, reforço e drenagem em estruturas, fornecimento e aplicação	m2	0,97778	11,98	11,7138	
03085/ORSE	Concreto simples usinado fck=35mpa, bombeado e projetado em paredes	m3	0,05	642,55	32,1275	
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,45556	8,81	4,01344	
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	6,11111	23,44	143,244	
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	2	17,11	34,22	
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	6	12,88	77,28	
Custos para o muro dimensionado						
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO		
SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA	M²	4,5	630,0017451	R\$	2.835,01	

Fonte: O autor.

Tabela 25 - Composição de custos solo reforçado com geogrelha 6,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço	Unidade			
6,5	Muro reforçado com geogrelha	M2			
Composição de Preço					
Fonte	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
Maccaferri	Geogrelha WG90 Maccaferri	m2	16,8678	17,01	286,922
04955/ORSE	Rip-Rap - saco solo cimento, com capacidade para 0,07m ³ de material adensado, nas dimensões aproximadas de 0,60x0,58x0,20m, com taxa de 10% de cimento, inclusive fornecimento de todos os materiais, dosagem, mistura, acondicionamento, costura e transporte.	und	8,62069	14,14	121,897
02786/ORSE	Dreno profundo 30x20cm c/ tubo de pvc ø 100mm, bidim, areia grossa e brita	m	1,23077	51,15	62,9538
10067/ORSE	Manta Geotex 70g/m ² para separação, proteção, reforço e drenagem em estruturas, fornecimento e aplicação	m2	0,93077	11,98	11,1506
03085/ORSE	Concreto simples usinado fck=35mpa, bombeado e projetado em paredes	m3	0,05	642,55	32,1275
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,60308	8,81	5,31311
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	6,09231	23,44	142,804
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	2	17,11	34,22
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	6	12,88	77,28
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA	M ²	6,5	774,6673763	R\$	5.035,34

Fonte: O autor.

4.2.5 Solo reforçado com fitas metálicas

Foram considerados os aspectos a seguir para a elaboração das composições de custos dos muros em terra armada:

- Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica DMT = 2001 a 3000m;
- Reaterro manual de vala, com compactação utilizando sêpo, sem controle do grau de compactação;
- Concreto simples usinado fck=30MPa, bombeado, lançado e adensado para soleira;
- Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento para soleira;
- Concreto simples usinado fck=25MPa, bombeado, lançado e adensado para placas de concreto;
- Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobragem, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações;

- Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásico potência de 2 cv;
- Execução de terra armada $0 < h < 6,0$ m (Armaduras, parafusos, bidim, varão, chumbador);
- Execução de terra armada $6,0 < h < 9,0$ m (Armaduras, parafusos, bidim, varão, chumbador);
- Compactação manual com placa vibratória;
- Mobilização e desmobilização de fôrmas;
- Caminhão guindauto 6,5t para içamento das placas pré-moldadas;
- Pedreiro com encargos complementares;
- Servente com encargos complementares;
- Carpinteiro com encargos complementares;
- Armador com encargos complementares.

A Tabela 26 mostra o resumo dos quantitativos dos materiais utilizados e as composições de custos unitários elaboradas para 1m^2 de face de muro estão apresentadas nas Tabelas 27, 28 e 29.

Tabela 26 - Resumo dos quantitativos: Terra armada.

RESUMO DOS QUANTITATIVOS: TERRA ARMADA				
DESNÍVEL		2,5 m	4,5 m	6,5 m
Concreto 30MPa para soleira	M3	0,05	0,05	0,05
Fôrma de madeira para soleira	M2	0,30	0,30	0,30
Concreto 25MPa para placas	M3	0,42	0,74	1,05
Execução de terra armada	M2	3,00	5,25	7,50
Escavação	M3	2,00	3,38	5,50
Reaterro	M3	12,00	23,63	41,25
Vibrador de imersão	DIA	0,06	0,10	0,14
Compactação	M3	12,00	23,63	41,25
AÇO CA-50	KG	15,75	27,56	39,38

Fonte: O autor.

Tabela 27 - Composição de custos: Terra armada 2,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
2,5	Terra armada				M2
Composição de Preço					
Fonte	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	2,62909	14,49	38,0955
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	0,1811	14,14	2,56075
11486/ORSE	Concreto simples usinado fck=30mpa, bombeado, lançado e adensado para soleira	m3	0,0175	289,8	5,0715
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	0,1	11,98	1,198
11482/ORSE	Concreto simples usinado fck=25mpa, bombeado, lançado e adensado para placas de concreto	m3	0,14	279,49	39,1286
00140/ORSE	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobraagem, montagem e colocacao de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações	kg	5,25	6,47	33,9675
88245/SINAPI	Armador com encargos complementares	h	0,33	17,02	5,6166
Terra Armada*	Execução de terra armada 0<h<6,0 m (Armaduras, parafusos, bidim, varão, chumbador)	m2	1	168	168
88316/SINAPI	Carpinteiro com encargos complementares	h	0,42	12,88	5,4096
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,66667	8,81	5,87333
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	4	23,44	93,76
90586/SINAPI	Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásico potência de 2 cv - chp diurno. af. 06/2015	chp	0,01875	1,22	0,02288
11449/ORSE	Compactação manual com placa vibratória	m3	4	7,14	28,56
Terra Armada*	Mobilização e desmobilização de fôrmas	vb	1	10,023	10,023
02456/ORSE	Caminhão guindauto 6,5t	h	0,72	110,58	79,6176
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
TERRA ARMADA	M2	3,00	516,9048409	R\$	1.550,71

Fonte: O autor.

Tabela 28 - Composição de custos: Terra armada 4,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
4,5	Terra armada				M2
Composição de Preço					
Fonte	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	2,60805	14,49	37,7906
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	0,1742	14,14	2,46319
11486/ORSE	Concreto simples usinado fck=30mpa, bombeado, lançado e adensado para soleira	m3	0,01	289,8	2,898
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	0,05714	11,98	0,68457
11482/ORSE	Concreto simples usinado fck=25mpa, bombeado, lançado e adensado para placas de concreto	m3	0,14	279,49	39,1286
00140/ORSE	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobraagem, montagem e colocacao de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações	kg	5,25	6,47	33,9675
88245/SINAPI	Armador com encargos complementares	h	0,33	17,02	5,6166
Terra Armada*	Execução de terra armada 0<h<6,0 m (Armaduras, parafusos, bidim, varão, chumbador)	m2	1	168	168
88316/SINAPI	Carpinteiro com encargos complementares	h	0,42	12,88	5,4096
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,64286	8,81	5,66357
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	4,5	23,44	105,48
90586/SINAPI	Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásico potência de 2 cv - chp diurno. af. 06/2015	chp	0,01875	1,22	0,02288
11449/ORSE	Compactação manual com placa vibratória	m3	4,5	7,14	32,13
Terra Armada*	Mobilização e desmobilização de fôrmas	vb	1	17,5403	17,5403
02456/ORSE	Caminhão guindauto 6,5t	h	0,72	110,58	79,6176
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
TERRA ARMADA	M2	5,25	536,413001	R\$	2.816,17

Fonte: O autor.

Tabela 29 - Composição de custos: Terra armada 6,5m.

Serviço					
Altura (m)	Descrição do Serviço				Unidade
6,5	Terra armada				M2
Composição de Preço					
Fonte	Descrição da Composição	Unid	Quant	Custo Unit.	Custo Total
88316/SINAPI	Servente com encargos complementares	h	2,59964	14,49	37,6687
88309/SINAPI	Pedreiro com encargos complementares	h	0,17144	14,14	2,42416
11486/ORSE	Concreto simples usinado fck=30mpa, bombeado, lançado e adensado para soleira	m3	0,007	289,8	2,0286
00113/ORSE	Forma plana para estruturas, em tábuas de pinho, 03 usos, inclusive escoramento	m2	0,04	11,98	0,4792
11482/ORSE	Concreto simples usinado fck=25mpa, bombeado, lançado e adensado para placas de concreto	m3	0,14	279,49	39,1286
00140/ORSE	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm, inclusive corte, dobragem, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações	kg	5,25	6,47	33,9675
88245/SINAPI	Armador com encargos complementares	h	0,33	17,02	5,6166
Terra Armada®	Execução de terra armada 6,0<h<9,0 m (Armaduras, parafusos, bidim, varão, chumbador)	m2	1	168	168
88316/SINAPI	Carpinteiro com encargos complementares	h	0,42	12,88	5,4096
04586/ORSE	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, com escavadeira hidráulica, dmt 2001 a 3000m	m3	0,73333	8,81	6,46067
00072/ORSE	Reaterro manual de vala, c/ compactação utilizando sêpo, s/ controle do grau de compactação	m3	5,5	23,44	128,92
90586/SINAPI	Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásico potência de 2 cv - chp diurno. af 06/2015	chp	0,01875	1,22	0,02288
11449/ORSE	Compactação manual com placa vibratória	m3	5,5	7,14	39,27
Terra Armada®	Mobilização e desmobilização de fôrmas	vb	1	25,0575	25,0575
02456/ORSE	Caminhão guindauto 6,5t	h	0,72	110,58	79,6176
Custos para o muro dimensionado					
TIPOLOGIA	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO	
TERRA ARMADA	M2	7,50	574,0716151	R\$	4.305,54

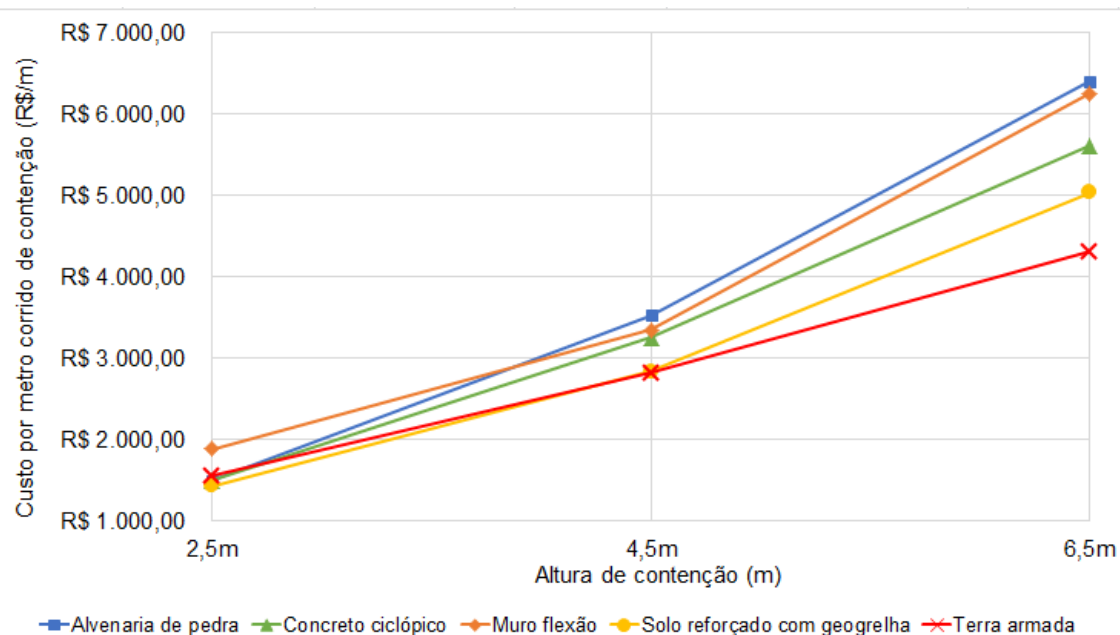
Fonte: O autor.

4.3 RESULTADOS

A partir dos levantamentos quantitativos dos materiais e cálculo dos custos, foi possível determinar os custos totais de construção para cada uma das cinco soluções estudadas. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 49, onde o eixo das abcissas representa as alturas e o eixo das ordenadas o custo construtivo por metro corrido de construção.

O gráfico apresenta os custos de construção para cada uma das estruturas de contenção em função das três alturas consideradas.

Figura 49 - Gráfico comparativo de custos entre estruturas de contenção.



Desnível	Alvenaria de pedra	Concreto ciclópico	Muro flexão	Solo reforçado com geogrelha	Terra armada
2,5m	R\$ 1.499,40	R\$ 1.494,20	R\$ 1.879,54	R\$ 1.433,31	R\$ 1.550,71
4,5m	R\$ 3.525,16	R\$ 3.248,45	R\$ 3.344,60	R\$ 2.835,01	R\$ 2.816,17
6,5m	R\$ 6.406,06	R\$ 5.611,07	R\$ 6.251,04	R\$ 5.035,34	R\$ 4.305,54

Fonte: O autor.

Por meio dos resultados, foi possível comparar economicamente as soluções apresentadas e concluir que todas as técnicas atenderiam as condições de estabilidade do sistema, mas para a escolha da melhor solução, também envolve a análise dos custos.

As soluções em solo reforçado com geogrelha e com fitas metálicas (terra armada) se tornam mais econômicas em relação às outras soluções à medida que a altura de contenção aumenta.

Através da Figura 49 nota-se também que a solução em muro de flexão inicialmente apresentou maior custo comparado aos muros de gravidade. Contudo, conforme a altura de contenção aumenta, os muros de gravidade se tornam inviáveis economicamente, devido ao volume necessário de contenção para atender à estabilidade do sistema.

De forma geral, pode-se afirmar que as soluções solo reforçado com geogrelha e terra armada, dentre as soluções consideradas, são as menos onerosas, e as soluções em muro de flexão e gravidade são as mais dispendiosas.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

A escolha de um projeto de contenção de taludes deve envolver análises de custos, análises técnicas, e também arquitetônicas. Apesar de todas as soluções estudadas serem eficientes, a análise orçamentária varia significativamente, tornando-se um item de peso na hora da escolha da solução.

Vale ressaltar que os custos levantados são referentes a um metro corrido de estrutura. Desse modo, as diferenças de custos entre as soluções tendem a ser muito maiores, quando multiplicadas pela dimensão de uma determinada obra. Portanto, estudos de viabilidade e orçamentos de viabilidade são necessários e importantes a fim de se desenvolver parâmetros para a escolha mais adequada à circunstância.

O presente trabalho apresentou o comparativo econômico entre cinco soluções de contenções para uma obra genérica. Diante do exposto nos itens anteriores, pode-se concluir que:

- A inclinação de crescimento do gráfico sugere que as soluções em solo reforçado com geogrelha e terra armada são economicamente mais viáveis perante as outras soluções;
- Os muros de gravidade e de flexão para alturas elevadas se tornam as soluções mais onerosas;
- Para a altura de 6,5 metros, a solução em solo reforçado com geogrelha tornou-se mais onerosa quando comparada à terra armada, visto que para esta altura, foi necessário utilizar uma geogrelha mais resistente.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Buscando complementar este trabalho, ficam como sugestões para pesquisas futuras:

- Estudo comparativo de custos para soluções de contenção em corte;
- Estudo comparativo de custos para outras soluções de contenção em aterro;
- Estudo comparativo de custos entre soluções de contenções considerando outros desníveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4439: Standard Terminology for Geosynthetics**, 2017.

BARROS, P. L. DE A. **Obras de Contenção - Manual Técnico**, 2011.

BASTOS, J. B. DOS S.; FARIAS, T. R. L. **Análise de Estabilidade de uma Contenção em Concreto Armado**, 2010.

BATHURST, R. J. **Leaflets on Geosynthetics Applications**. International Geosynthetics Society, 2009.

BERG, R. R.; CHRISTOPHER, B. R.; SAMTANI, N. C. **Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Volume**. Federal Highway Administration (FHWA), 2009.

BROMS, B.B. "**Triaxial Test with Fabric-Reinforced Soil**", Proceedings of the International Conference on Soils and Textiles, Paris, 1977.

CARVALHO, P. A. S.; PEDROSA, J. A. B. A.; WOLLE, C. M. **Aterro reforçado com geotêxteis – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica**. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1986.

CEDERGREN, H. R. **Seepage, Drainage, and Flow Nets**. Wiley-Interscience, 1997.

CEHOP – COMPANHIA ESTADUAL DE HABITAÇÃO E OBRAS PÚBLICAS. **Muros de Arrimos**. Disponível em: <<http://187.17.2.135/orse/esp/ES00311.pdf>>. Acesso em: 12/01/2018.

CUNHA, M. A. **Ocupação de encostas**. São Paulo: IPT, 1991.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines**, Federal Highway

Administration, Washington, DC, USA, 2001.

ENGENHARIA, M. **Sem título.** Disponível em:
<<https://www.pictaram.org/post/BZW14YChHmW>>. Acesso em: 12/01/2018.

ERLICH, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras.** São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo.** p. 1–48, 2008.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics.** 5. ed. New York, 1999.

LIMA, D. R. **Análise custo/benefício de estruturas de contenção em aterros.** Universidade Estadual da Paraíba, 2016.

LUIZ, B. J. **Projeto Geotécnico De Uma Estrutura De Contenção Em Concreto.** Escola Politécnica da UFRJ, 2014.

MARAPAGEM, A. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas.** 2011.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo.** São Paulo: Blucher, 2007.

MEDEIROS, A. G. B. **Análise numérica de estruturas de contenção em balanço e grampeadas do tipo "Estaca justaposta" aseentes em solo poroso do DF.** UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2005.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B.; BOARD, N. R. C. U. S. . T. R. **Reinforcement of earth slopes and embankments.** National Highway Research Program Report, 1987.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo.** São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

PLÁCIDO, R. R.; KAMIJI, T. S. M. M.; BUENO, B. DE S. **Análise comparativa de custos para diferentes alternativas de estruturas de contenção.** Anais, 2010.

SANTOS, A. **Estruturas de contenção em solo reforçado com geogrelha.** Universidade São Francisco - USF, 2004.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha.** PUC RIO, 2003.

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

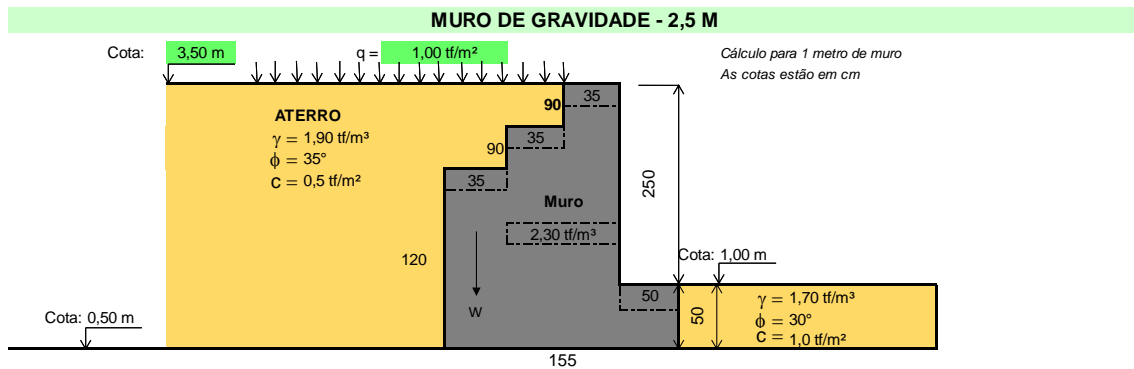
VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos.** São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

VIDAL, H. **Reinforced Earth, Design, Materials and Construction.** Washington, 1994.

VILAR, O. M.; BUENO, B. D. S. **Mecânica dos Solos, Vol. II.** Escola de Engenharia de São Carlos, 1985.

**APÊNDICE A – PLANILHAS DE CÁLCULO MURO DE GRAVIDADE EM
ALVENARIA DE PEDRA**

APÊNDICE A.1 – MURO GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA 2,5M



Muro		Solo	
P.P. (tf)	Xg (m)	P.P. (tf)	Xg (m)
1	2,42	8	0,60
2	1,69	9	1,20
3	0,97	10	0,00
4	-	11	0,00
5	-	12	0,00
6	-		
7 (Dente)	0,58		
Total:	5,65	Total:	1,80
Volume do muro (m³):	2,46	Volume do aterro (m³):	0,95

P.P. (tf) = 7,44 tf
 M.R. (tf.m) 6,20 tf.m
 $\mu = 0,55$
 Fat. = 4,09 tf

Empuxo Ativo

$K_a = 0,27$
 $Y_g = 1,17 \text{ m}$
 $E_0 = 0,27 \text{ tf}$

Empuxo Passivo

$K_p = 3,00$
 $Y_g = 0,33 \text{ tf}$
 $E_0 = 3,46 \text{ tf}$

$E_1 = 1,30 \text{ tf}$
 $E_{\text{result}} = 2,35 \text{ tf}$
 $M_a = 2,76 \text{ tf.m}$

$E_1 = 0,00 \text{ tf}$
 $E_{\text{result}} = 0,00 \text{ tf}$
 $M_r = 0,00 \text{ tf.m}$

Legenda:

P.P. = Peso próprio
 M.R. = Momento Resistente devido ao P.P.
 Fat = Força de atrito
 Yg = Coordenada do centro de gravidade
 F.S. = Fator de Segurança
 e = excentricidade

F. Seg. Translação

F.S. = 1,74 Ok!

F. Seg. Tombamento

F.S. = 2,25 Ok!

Fundação

$u = 0,462$
 $e = 0,313$

Tensão Máxima =

Mínima =

Se Tensão mínima < 0;

Tensão Máxima =

$\sigma_{adm} = 30 \text{ tf/m}^2$

10,61 tf/m² Ok!

-1,01 tf/m² Tração

10,73 Ok!

$u = M/N$

E = empuxo

M_a = momento atuante

M_r = momento resistente devido ao empuxo

E_0 = empuxo inicial

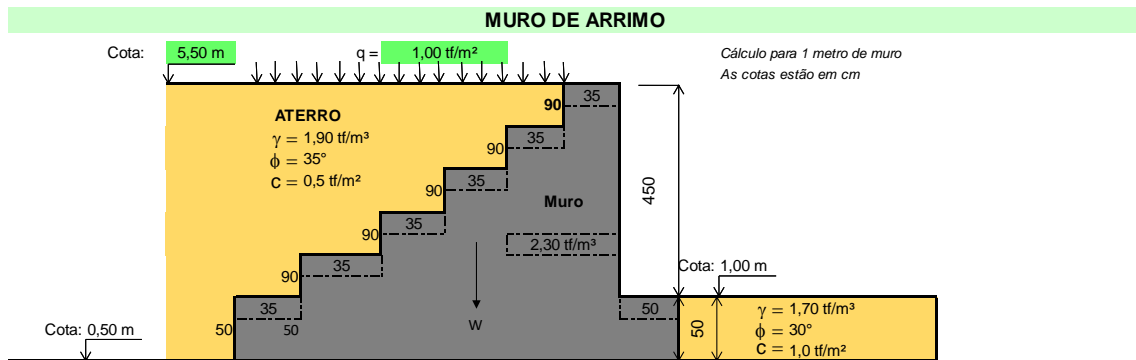
E_1 = empuxo final

μ = coef. Atrito

K_a = coef. Empuxo ativo

K_p = coef. Empuxo passivo

APÊNDICE A.2 – MURO GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA 4,5M



Muro		Solo	
P.P. (tf)	Xg (m)	P.P. (tf)	Xg (m)
1	4,03	0,675	
2	3,30	1,025	
3	2,58	1,375	
4	1,85	1,725	
5	1,13	2,075	
6	0,40	2,425	
7 (Dente)	0,58	0,250	
Total:	13,86	Total:	8,98
Volume do muro (m ³):	6,03	Volume do aterro (m ³):	4,73

P.P. (tf) = 22,84 tf
M.R. (tf.m) 29,39 tf.m
μ = 0,55
Fat. = 12,56 tf

F. Seg. Translação
F.S. = 1,94 Ok!

F. Seg. Tombamento
F.S. = 2,46 Ok!

Fundação σ_{adm} = 30 tf/m²

u = 0,764
e = 0,536
Tensão Máxima = 19,65 tf/m² Ok!
Tensão Mínima = -2,09 tf/m² Tração
Se Tensão mínima < 0;
Tensão Máxima = 19,93 Ok!

Empuxo Ativo

Ka = 0,27
Yg = 1,84 m
E0 = 0,27 tf

Empuxo Passivo

Kp = 3,00
Yg = 0,33 tf
E0 = 3,46 tf

E1 = 2,32 tf
Eresult = 6,49 tf
Ma = 11,95 tf.m

E1 = 0,00 tf
Eresult = 0,00 tf
Mr = 0,00 tf.m

Legenda:

P.P = Peso próprio
M.R. = Momento Resistente devido ao P.P.
Fat = Força de atrito
Yg = Coordenada do centro de gravidade
F.S. = Fator de Segurança
e = excentricidade

u = MN

E = empuxo

Ma = momento atuante

Mr = momento resistente devido ao empuxo

E0 = empuxo inicial

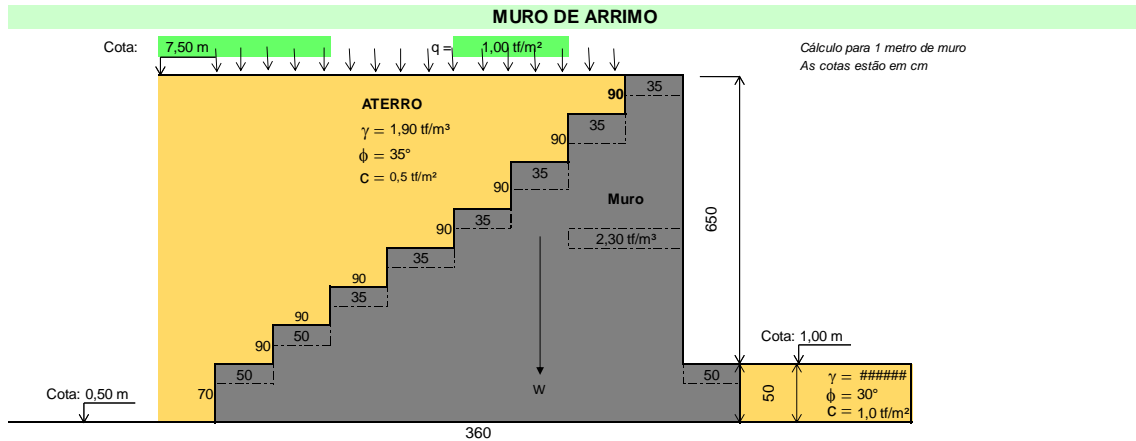
E1 = empuxo final

μ = coef. Atrito

Ka = coef. Empuxo ativo

Kp = coef. Empuxo passivo

APÊNDICE A.3 – MURO GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA 6,5M



Muro	
P.P. (tf)	Xg (m)
1	5,64
2	4,91
3	4,19
4	3,46
5	2,74
6	2,01
7	1,84
8	0,81
9 (Dente)	0,58
Total:	26,16

Solo	
P.P. (tf)	Xg (m)
10	0,60
11	1,20
12	1,80
13	2,39
14	2,99
15	5,13
16	5,99
Total:	20,09

Volume do aterro (m³): 10,58

Volume do muro (m³): 11,38

P.P. (tf) = 46,26 tf
 M.R. (tf.m) 81,41 tf.m
 $\mu = 0,55$
 Fat = 25,44 tf

F. Seg. Translação

F.S. = 2,00 Ok!

F. Seg. Tombamento

F.S. = 2,56 Ok!

Fundação

$\sigma_{adm} = 30 \text{ tf/m}^2$

u = 1,072
 e = 0,728

Tensão Máxima 28,44 tf/m² Ok!
 Mínima -2,74 tf/m² Tração

Se Tensão mínima < 0;

Tensão Máxima 28,76 Ok!

Empuxo Ativo

Ka = 0,27
 Yg = 2,51 m
 E0 = 0,27 tf

Empuxo Passivo

Kp = 3,00
 Yg = 0,33 tf
 E0 = 3,46 tf

E1 = 3,35 tf
 Eresult = 12,69 tf
 Ma = 31,82 tf

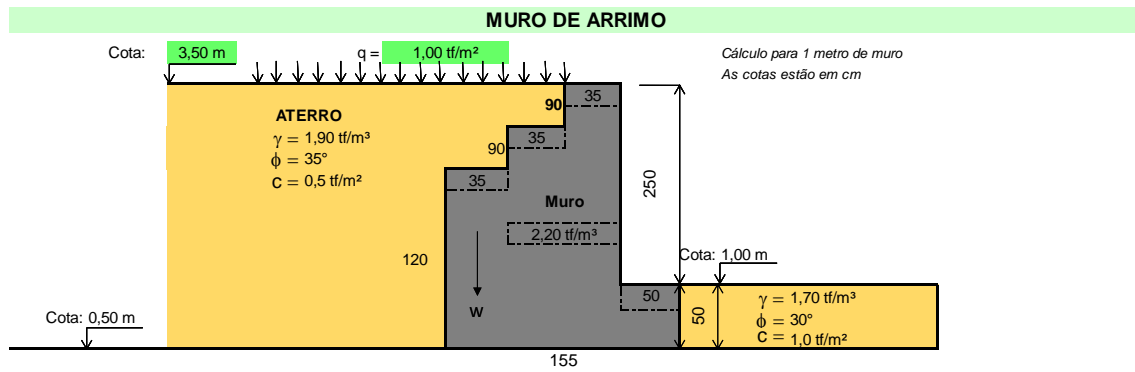
Legenda:

P.P. = Peso próprio
 M.R. = Momento Resistente devido ao P.P.
 Fat = Força de atrito
 Yg = Coordenada do centro de gravidade
 F.S. = Fator de Segurança
 e = excentricidade

u = MN $\mu = \text{coef. Atrito}$
 E = empuxo Ka = coef. Empuxo ativo
 Ma = momento atuante Kp = coef. Empuxo passivo
 Mr = momento resistente devido ao empuxo
 E0 = empuxo inicial
 E1 = empuxo final

**APÊNDICE B – PLANILHAS DE CÁLCULO MURO DE GRAVIDADE EM
CONCRETO CICLÓPICO**

APÊNDICE B.1 – MURO GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO 2,5M



Muro		Solo	
P.P. (tf)	Xg (m)	P.P. (tf)	Xg (m)
1	2,31	8	0,60
2	1,62	9	1,20
3	0,92	10	0,00
4	-	11	0,00
5	-	12	0,00
6	-		
7 (Dente)	0,55		
Total:	5,40	Total:	1,80
Volume do muro (m³):	2,46	Volume do aterro (m³):	0,95

P.P. (tf) = 7,20 tf
M.R. (tf.m) 5,99 tf.m
 $\mu = 0,55$
Fat. = 3,96 tf

Empuxo Ativo

Ka = 0,27
Yg = 1,17 m
E0 = 0,27 tf

Empuxo Passivo

Kp = 3,00
Yg = 0,33 tf
E0 = 3,46 tf

E1 = 1,30 tf
Eresult = 2,35 tf
Ma = 2,76 tf.m

E1 = 0,00 tf
Eresult = 0,00 tf
Mr = 0,00 tf.m

Legenda:

P.P = Peso próprio
M.R. = Momento Resistente devido ao P.P.
Fat = Força de atrito
Yg = Coordenada do centro de gravidade
F.S. = Fator de Segurança
e = excentricidade

F. Seg. Translação

F.S. = 1,68 Ok!

F. Seg. Tombamento

F.S. = 2,17 Ok!

Fundação

u = 0,449
e = 0,326

Tensão Máxima =

Mínima =

Se Tensão mínima < 0;

Tensão Máxima =

u = M/N

E = empuxo

Ma = momento atuante

Mr = momento resistente devido ao empuxo

E0 = empuxo inicial

E1 = empuxo final

$\sigma_{adm} = 30 \text{ tf/m}^2$

10,50 tf/m² Ok!

-1,22 tf/m² Tração

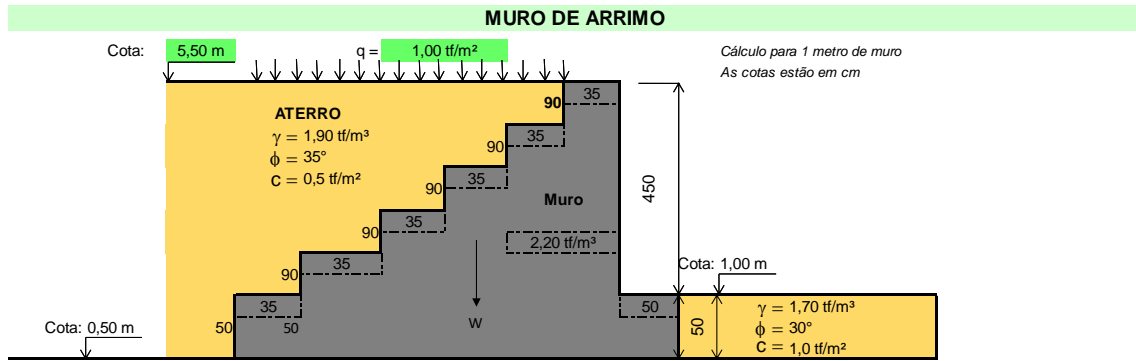
10,69 Ok!

$\mu = \text{coef. Atrito}$

Ka = coef. Empuxo ativo

Kp = coef. Empuxo passivo

APÊNDICE B.2 – MURO GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO 4,5M



Muro		Solo	
P.P. (tf)	Xg (m)	P.P. (tf)	Xg (m)
1	3,85	8	0,60
2	3,16	9	1,20
3	2,46	10	1,80
4	1,77	11	2,39
5	1,08	12	2,99
6	0,39		
7 (Dente)	0,55	Total:	8,98
Total:	13,26	Volume do aterro (m³):	4,73
Volume do muro (m³):	6,03		

P.P. (tf) = 22,23 tf
 M.R. (tf.m) 28,68 tf.m
 $\mu = 0,55$
 Fat. = 12,23 tf

F. Seg. Translação

F.S. = 1,88 Ok!

F. Seg. Tombamento

F.S. = 2,40 Ok!

Fundação

u = 0,753
 e = 0,547

Tensão Máxima =
 Mínima =

$\sigma_{adm} = 30 \text{ tf/m}^2$

19,35 tf/m² Ok!
 -2,25 tf/m² Tração

Se Tensão mínima < 0;
 Tensão Máxima = 19,69 Ok!

Empuxo Ativo

Ka = 0,27
 Yg = 1,84 m
 E0 = 0,27 tf

E1 = 2,32 tf

Eresult = 6,49 tf

Ma = 11,95 tf.m

Empuxo Passivo

Kp = 3,00
 Yg = 0,33 tf
 E0 = 3,46 tf

E1 = 0,00 tf

Eresult = 0,00 tf

Mr = 0,00 tf.m

Legenda:

P.P = Peso próprio

M.R. = Momento Resistente devido ao P.P.

Fat = Força de atrito

Yg = Coordenada do centro de gravidade

F.S. = Fator de Segurança

e = excentricidade

u = MN

E = empuxo

Ma = momento atuante

Mr = momento resistente devido ao empuxo

E0 = empuxo inicial

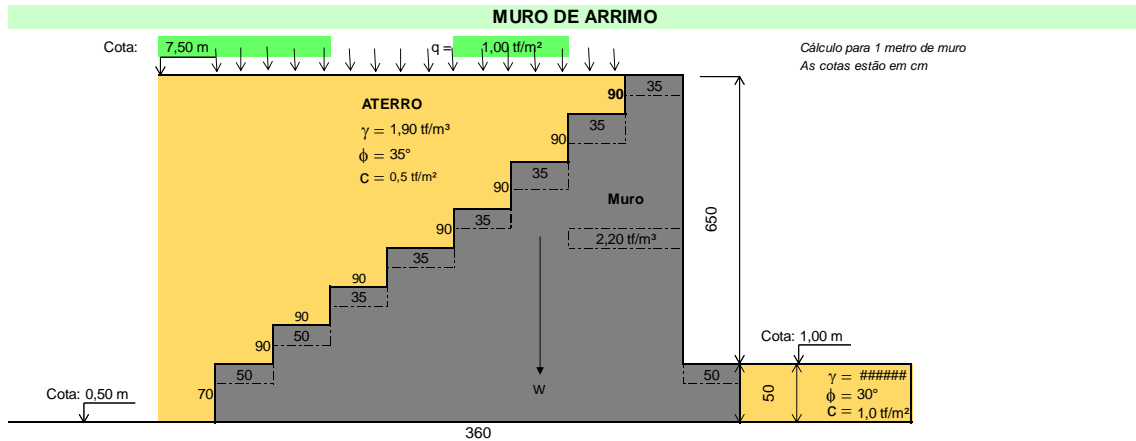
E1 = empuxo final

$\mu = \text{coef. Atrito}$

Ka = coef. Empuxo ativo

Kp = coef. Empuxo passivo

APÊNDICE B.3 – MURO GRAVIDADE EM CONCRETO CICLÓPICO 6,5M



Muro	
P.P. (tf)	Xg (m)
1	5,39
2	4,70
3	4,00
4	3,31
5	2,62
6	1,93
7	1,76
8	0,77
9 (Dente)	0,55
Total:	25,03

Solo	
P.P. (tf)	Xg (m)
10	0,60
11	1,20
12	1,80
13	2,39
14	2,99
15	5,13
16	5,99
Total:	20,09

Volume do muro (m³): 11,38

P.P. (tf) = 45,12 tf
 M.R. (tf.m) 79,71 tf.m
 μ = 0,55
 Fat = 24,81 tf

F. Seg. Translação
 F.S. = 1,96 Ok!

F. Seg. Tombamento
 F.S. = 2,50 Ok!

Fundação **σadm = 30 tf/m²**
 u = 1,061
 e = 0,739
 Tensão Máxima 27,96 tf/m² Ok!
 Mínima -2,90 tf/m² Tração
 Se Tensão mínima < 0;
 Tensão Máxima 28,34 Ok!

Empuxo Ativo
 Ka = 0,27
 Yg = 2,51 m
 E0 = 0,27 tf

Empuxo Passivo
 Kp = 3,00
 Yg = 0,33 tf
 E0 = 3,46 tf

E1 = 3,35 tf
 Eresult = 12,69 tf
 Ma = 31,82
 E1 = 0,00 tf
 Eresult = 0,00 tf
 Mr = 0,00 tf.m

Legenda:
 P.P. = Peso próprio
 M.R. = Momento Resistente devido ao P.P.
 Fat = Força de atrito
 Yg = Coordenada do centro de gravidade
 F.S. = Fator de Segurança
 e = excentricidade

u = MN μ = coef. Atrito
 E = empuxo Ka = coef. Empuxo ativo
 Ma = momento atuante Kp = coef. Empuxo passivo
 Mr = momento resistente devido ao empuxo
 E0 = empuxo inicial
 E1 = empuxo final

**APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO MURO FLEXÃO EM
CONCRETO ARMADO**

APÊNDICE C.1 – MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO 2,5M

DADOS DE ENTRADA / CÁLCULO DO EMPUXO						
Ângulo de talude natural	φ	35,00	graus			
Massa específica do terreno	γ_s	1,90	tf/m ³			
Massa específica do concreto	γ_c	2,20	tf/m ³			
Sobrecarga no terreno junto ao muro	q	0,50	tf/m ²			
Altura do muro	h	3,00	m			
Coefficiente de empuxo	Ka	0,27				
Altura de terra equivalente à sobrecarga	ho	0,26	m			
Altura total	H	3,26	m			
Empuxo	E	1,94	tf/m			
Ponto de aplicação	y	1,07	m			
Momento fletor na base	M	2,09	tfm/m			
PRÉ-DIMENSIONAMENTO						
	ESTIMADO			ADOTADO		
Topo	Valores mínimos:			do	0,20	m
	do	0,15	m			
Base	di	0,26	m	di	0,35	m
	a					
Base Sapata	di	0,33	m	bs	2,00	m
	bs	1,63	m			
Ponta da sapata	a			r	0,60	m
	bs	1,96	m			
Talão da sapata	r	0,41	m	t	1,05	m
a						
Espeçura da sapata	r	0,54	m	ds	0,40	m
Outras dimensões	t	1,05	m	a	1,40	m
ds ≥ di	a	1,40	m			
CARGAS E BRAÇOS						
Peso do muro	GM	1,82	tf/m			
Peso da sapata	GS	1,76	tf/m			
Peso da terra	GT	6,41	tf/m			
Braço muro	Xm	0,14	m	gm	0,74	m
Braço sapata	gs	1,00	m	gs	1,00	m
Braço terreno	Xt	0,62	m	gt	1,38	m
Empuxo	y'	1,47	m			
MOMENTOS						
Muro	Mm	1,34	tf.m	Me	2,86	tf.m
Sapata	Ms	1,76	tf.m			
Terreno	Mt	8,87	tf.m			
Mint	Mi	11,98	tf.m			
M total	Mtotal	9,11	tf.m			
POSIÇÃO DO CENTRO DE PRESSÃO / EXCENTRICIDADE / NORMAL / TANGENCIAL						
Normal	N	9,99	tf/m	e	0,09	m
Tangencial	T	1,94	tf/m			
Posição	u	0,91	m			
VERIFICAÇÕES						
Deslizamento	ϵ_1	2,83	CONDIÇÃO		PASSA	
Tombamento	ϵ_2	4,18	CONDIÇÃO		PASSA	
Capacidade de carga	N/bs	4,99	6e/bs	0,26	σ_{adm} terreno	30,00
	$\sigma_{máx}$	6,31	CONDIÇÃO		PASSA	
	$\sigma_{mín}$	3,68	CONDIÇÃO		PASSA	

APÊNDICE C.2 – MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO 4,5M

DADOS DE ENTRADA / CÁLCULO DO EMPUXO						
Ângulo de talude natural		φ	35,00	graus		
Massa específica do terreno		γ_s	1,90	tf/m ³		
Massa específica do concreto		γ_c	2,20	tf/m ³		
Sobrecarga no terreno junto ao muro		q	0,50	tf/m ²		
Altura do muro		h	5,00	m		
Coeficiente de empuxo		K_a	0,27			
Altura de terra equivalente à sobrecarga		h_o	0,26	m		
Altura total		H	5,26	m		
Empuxo		E	5,81	tf/m		
Ponto de aplicação		y	1,75	m		
Momento fletor na base		M	10,15	tfm/m		
PRÉ-DIMENSIONAMENTO						
ESTIMADO				ADOTADO		
Topo	Valores mínimos:			do	0,40	m
	do	0,15	m			
	do	0,20	m			
Base	di	0,42	m	di	0,45	m
	a					
	di	0,53	m			
Base Sapata	bs	2,63	m	bs	3,00	m
	a					
	bs	3,16	m			
Ponta da sapata	r	0,66	m	r	0,85	m
	a					
	r	0,88	m			
Talão da sapata	t	1,70	m	t	1,70	m
Espessura da sapata	$ds \geq di$	0,45	m	ds	0,50	m
Outras dimensões	a	2,15	m	a	2,15	m
CARGAS E BRAÇOS						
Peso do muro	GM	4,68	tf/m			
Peso da sapata	GS	3,30	tf/m			
Peso da terra	GT	16,39	tf/m			
Braço muro	Xm	0,21	m	gm	1,06	m
Braço sapata	gs	1,50	m	gs	1,50	m
Braço terreno	Xt	0,97	m	gt	2,03	m
Empuxo	y'	2,25	m			
MOMENTOS						
Muro	Mm	4,97	tf.m	Me	13,05	tf.m
Sapata	Ms	4,95	tf.m			
Terreno	Mt	33,32	tf.m			
Mint	Mi	43,24	tf.m			
M total	Mtotal	30,18	tf.m			
POSIÇÃO DO CENTRO DE PRESSÃO / EXCENTRICIDADE / NORMAL / TANGENCIAL						
Normal	N	24,36	tf/m	e	0,26	m
Tangencial	T	5,81	tf/m			
Posição	u	1,24	m			
VERIFICAÇÕES						
Deslizamento	ϵ_1	2,31	CONDIÇÃO		PASSA	
Tombamento	ϵ_2	3,31	CONDIÇÃO		PASSA	
Capacidade de carga	N/bs	8,12	6e/bs	0,52	σ_{adm} terreno	30,00
	$\sigma_{máx}$	12,36	CONDIÇÃO		PASSA	
	$\sigma_{mín}$	3,88	CONDIÇÃO		PASSA	

APÊNDICE C.3 – MURO FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO 6,5M

DADOS DE ENTRADA / CÁLCULO DO EMPUXO						
Ângulo de talude natural			φ	35,00	graus	
Massa específica do terreno			γ_s	1,90	tf/m ³	
Massa específica do concreto			γ_c	2,20	tf/m ³	
Sobrecarga no terreno junto ao muro			q	0,50	tf/m ²	
Altura do muro			h	7,00	m	
Coeficiente de empuxo			K_a	0,27		
Altura de terra equivalente à sobrecarga			h_o	0,26	m	
Altura total			H	7,26	m	
Empuxo			E	11,74	tf/m	
Ponto de aplicação			y	2,41	m	
Momento fletor na base			M	28,35	tfm/m	
PRÉ-DIMENSIONAMENTO						
ESTIMADO				ADOTADO		
Topo	Valores mínimos:			do	0,50	m
	do	0,15	m			
	do	0,20	m			
Base	di	0,58	m	di	0,70	m
	a					
	di	0,73	m			
Base Sapata	bs	3,63	m	bs	4,50	m
	a					
	bs	4,36	m			
Ponta da sapata	r	0,91	m	r	1,00	m
	a					
	r	1,21	m			
Talão da sapata	t	2,80	m	t	2,80	m
Espessura da sapata	$ds \geq di$	0,70	m	ds	0,75	m
Outras dimensões	a	3,50	m	a	3,50	m
CARGAS E BRAÇOS						
Peso do muro	GM	9,24	tf/m			
Peso da sapata	GS	7,43	tf/m			
Peso da terra	GT	38,57	tf/m			
Braço muro	Xm	0,30	m	gm	1,30	m
Braço sapata	gs	2,25	m	gs	2,25	m
Braço terreno	Xt	1,58	m	gt	2,92	m
Empuxo	y'	3,16	m			
MOMENTOS						
Muro	Mm	12,04	tf.m	Me	37,16	tf.m
Sapata	Ms	16,71	tf.m			
Terreno	Mt	112,57	tf.m			
Mint	Mi	141,31	tf.m			
M total	Mtotal	104,15	tf.m			
POSIÇÃO DO CENTRO DE PRESSÃO / EXCENTRICIDADE / NORMAL / TANGENCIAL						
Normal	N	55,24	tf/m	e	0,36	m
Tangencial	T	11,74	tf/m			
Posição	u	1,89	m			
VERIFICAÇÕES						
Deslizamento	ϵ_1	2,59	CONDIÇÃO	PASSA		
Tombamento	ϵ_2	3,80	CONDIÇÃO	PASSA		
Capacidade de carga	N/bs	12,27	6e/bs	0,49	σ_{adm} terreno	30,00
	$\sigma_{máx}$	18,24	CONDIÇÃO	PASSA		
	$\sigma_{mín}$	6,31	CONDIÇÃO	PASSA		

**APÊNDICE D – PLANILHAS DE CÁLCULO SOLO REFORÇADO COM
GEOGRELHA**

APÊNDICE D.1 – MURO DO TIPO SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

2,5M

DADOS DE ENTRADA			
Altura do muro	H	2,50	m
Embutimento	hs	0,40	m
Altura total	H total	2,90	m
Massa específica do solo	vs	1,90	tf/m ³
Angulo de atrito	φ	35,00	graus
Intercepto coesivo	c	0,50	tf/m ²
Sobrecarga no terreno	q	0,50	tf/m ²
Comprimento do reforço	Lr	1,80	m
Tensão admissível do terreno	σ_{adm}	30,00	tf/m ²
PARÂMETROS DO REFORÇO			
Tipo de reforço	Geogrelha tecida MacGrid® WG40		
Fator de redução da resistência à tração			
Tipo de fator	Símbolo	Valores	ADOTADO
Fator de redução - danos de instalação	Fsdi	1,1 a 2,0	1,20
Fator de redução - fluência	FScr	2,0 a 4,0	2,40
Fator de redução - degradação química	FSdq	1,0 a 1,5	1,10
Fator de redução - degradação biológica	FSdb	1,0 a 1,3	1,10
FATOR DE REDUÇÃO			3,4848
Resistência à tração da geogrelha escolhida	Tult	4,70	tf/m
	Tadm	1,35	tf/m
DIMENSIONAMENTO			
Coeficiente de empuxo ativo	Ka	0,27	
Fenda de tração	Zo	1,01	m
Empuxo ativo	Ea	0,57	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	YGS	0,50	m
Empuxo devido a sobrecarga	Es	0,34	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	Ygsob	1,25	m
Empuxo total	Ettotal	0,91	tf/m
Ponto de aplicação	Ye	0,78	m
VERIFICAÇÕES			
Estabilidade externa			
Verificação - Deslizamento	FS	7,64	OK
Verificação - Tombamento	FS	12,63	OK
Verificação - Capacidade de carga da fundação	Excentricidade	e	0,07 m
	Cálculo auxiliar	B/6	0,30 m
	Condição para não haver tração	e < B/6	OK
	Tensão máxima	$\sigma_{máx}$	6,48 tf/m ²
	Fator de segurança	FS	13,89
Estabilidade interna			
Ruptura do reforço			
Espaçamento vertical	Sv	0,60	m
Nº de camadas	nº	5,00	
Tensão vertical para a 2ª camada	σ_v	4,87	tf/m ²
Tensão horizontal para a 2ª camada	σ_h	0,80	tf/m ²
Força horizontal no reforço	FH	0,48	tf/m
Fator de segurança quanto à ruptura do reforço	FS	2,81	OK
Altura por camadas (z)			
Altura da camada 2	z2	2,30	m
Altura da camada 3	z3	1,70	m
Altura da camada 4	z4	1,10	m
Altura da camada 5	z5	0,50	m
ARRANCAMENTO DO REFORÇO			
Comprimento livre camada 2	LL2	0,10	m
Comprimento livre camada 3	LL3	0,42	m
Comprimento livre camada 4	LL4	0,73	m
Comprimento livre camada 5	LL5	1,04	m
Comprimento ancorado camada 2	La2	1,70	m
Comprimento ancorado camada 3	La3	1,38	m
Comprimento ancorado camada 4	La4	1,07	m
Comprimento ancorado camada 5	La5	0,76	m
Forças horizontais no reforço	FH	0,48	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 2	Fa2	10,38	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 3	Fa3	6,26	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 4	Fa4	3,14	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 5	Fa5	1,01	tf/m
Fator de segurança ao arrancamento camada 2	FS2	21,64	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 3	FS3	13,05	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 4	FS4	6,54	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 5	FS5	2,11	OK

APÊNDICE D.2 – MURO DO TIPO SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

4,5M

DADOS DE ENTRADA			
Altura do muro	H	4,50	m
Embutimento	hs	0,50	m
Altura total	H total	5,00	m
Massa específica do solo	ys	1,90	tf/m ³
Ângulo de atrito	φ	35,00	graus
Intercepto coesivo	c	0,50	tf/m ²
Sobrecarga no terreno	q	0,50	tf/m ²
Comprimento do reforço	Lr	4,00	m
Tensão admissível terreno	σadm	30,00	tf/m ²
PARAMETROS DO REFORÇO			
Tipo de reforço	Geogrelha tecida MacGrid® WG60		
Fator de redução da resistência à tração			
Tipo de fator	Símbolo	Valores	ADOTADO
Fator de redução - danos de instalação	Fsdi	1,1 a 2,0	1,20
Fator de redução - fluência	FScr	2,0 a 4,0	2,40
Fator de redução - degradação química	FSdq	1,0 a 1,5	1,10
Fator de redução - degradação biológica	FSdb	1,0 a 1,3	1,10
FATOR RE REDUÇÃO			3,4848
Resistência à tração da geogrelha escolhida	Tult	6,10	tf/m
	Tadm	1,75	tf/m
DIMENSIONAMENTO			
Coefficiente de empuxo ativo	Ka	0,27	
Fenda de tração	Zo	1,01	m
Empuxo ativo	Ea	3,13	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	YGS	1,16	m
Empuxo devido a sobrecarga	Es	0,61	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	Ygsob	2,25	m
Empuxo TOTAL	Ettotal	3,74	tf/m
Ponto de aplicação	Ye	1,34	m
VERIFICAÇÕES			
Estabilidade externa			
Verificação - Deslizamento	FS	7,11	OK
Verificação - Tombamento	FS	15,15	OK
Verificação - Capacidade de carga da fundação	Excentricidade	e	0,13 m
	Cálculo auxiliar	B/6	0,67 m
	Condição para não haver tração	e < B/6	OK
	Tensão máxima	σmáx	10,67 tf/m ²
Fator de segurança	FS	8,44	OK
Estabilidade interna			
Ruptura do reforço			
Espaçamento vertical	Sv	0,60	m
Nº de camadas	nº	8,00	
Tensão vertical para a 2ª camada	ov	8,86	tf/m ²
Tensão horizontal para a 2ª camada	oh	1,88	tf/m ²
Força horizontal no reforço	FH	1,13	tf/m
Fator de segurança quanto à ruptura do reforço	FS	1,55	OK
Altura por camadas (z)			
Altura da camada 2	z2	4,40	m
Altura da camada 3	z3	3,80	m
Altura da camada 4	z4	3,20	m
Altura da camada 5	z5	2,60	m
Altura da camada 6	z6	2,00	m
Altura da camada 7	z7	1,40	m
Altura da camada 8	z8	0,80	m
ARRANCAMENTO DO REFORÇO			
Comprimento livre camada 2	LL2	0,05	m
Comprimento livre camada 3	LL3	0,36	m
Comprimento livre camada 4	LL4	0,68	m
Comprimento livre camada 5	LL5	0,99	m
Comprimento livre camada 6	LL6	1,30	m
Comprimento livre camada 7	LL7	1,61	m
Comprimento livre camada 8	LL8	1,93	m
Comprimento ancorado camada 2	La2	3,95	m
Comprimento ancorado camada 3	La3	3,64	m
Comprimento ancorado camada 4	La4	3,32	m
Comprimento ancorado camada 5	La5	3,01	m
Comprimento ancorado camada 6	La6	2,70	m
Comprimento ancorado camada 7	La7	2,39	m
Comprimento ancorado camada 8	La8	2,07	m

Forças horizontais no reforço	FH	1,13	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 2	Fa2	46,22	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 3	Fa3	36,76	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 4	Fa4	28,30	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 5	Fa5	20,83	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 6	Fa6	14,36	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 7	Fa7	8,89	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 8	Fa8	4,41	tf/m
Fator de segurança ao arrancamento camada 2	FS2	40,97	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 3	FS3	32,58	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 4	FS4	25,08	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 5	FS5	18,46	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 6	FS6	12,73	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 7	FS7	7,88	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 8	FS8	3,91	OK

APÊNDICE D.3 – MURO DO TIPO SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

6,5M

DADOS DE ENTRADA			
Altura do muro	H	6,50	m
Embutimento	hs	0,70	m
Altura total	H total	7,20	m
Massa específica do solo	γ_s	1,90	tf/m ³
Ângulo de atrito	φ	35,00	graus
Intercepto coesivo	c	0,50	tf/m ²
Sobrecarga no terreno	q	0,50	tf/m ²
Comprimento do reforço	Lr	5,50	m
Tensão admissível terreno	σ_{adm}	30,00	tf/m ²
PARÂMETROS DO REFORÇO			
Tipo de reforço		Geogrelha tecida MacGrid® WG90	
Fator de redução da resistência à tração			
Tipo de fator		Símbolo	Valores
Fator de redução - danos de instalação		Fsdi	1,1 a 2,0
Fator de redução - fluência		FScr	2,0 a 4,0
Fator de redução - degradação química		FSdq	1,0 a 1,5
Fator de redução - degradação biológica		FSdb	1,0 a 1,3
FATOR RE REDUÇÃO			3,5
Resistência à tração da geogrelha escolhida		Tult	9,40
		Tadm	2,69
DIMENSIONAMENTO			
Coeficiente de empuxo ativo		Ka	0,27
Fenda de tração		Zo	1,01
Empuxo ativo		Ea	7,76
Ponto de aplicação do empuxo		YGS	1,83
Empuxo devido a sobrecarga		Es	0,88
Ponto de aplicação do empuxo		Ygsob	3,25
Empuxo TOTAL		Etotal	8,64
Ponto de aplicação		Ye	1,97
VERIFICAÇÕES			
Estabilidade externa			
Verificação - Deslizamento		FS	6,10
Verificação - Tombamento		FS	12,13
Verificação - Capacidade de carga da fundação	Excentricidade		e
	Cálculo auxiliar		B/6
	Condição para não haver tração		e < B/6
	Tensão máxima		$\sigma_{máx}$
Fator de segurança		FS	5,84
Estabilidade interna			
Ruptura do reforço			
Espaçamento vertical		Sv	0,50
Nº de camadas		nº	14,00
Tensão vertical para a 2ª camada		σ_v	13,23
Tensão horizontal para a 2ª camada		σ_h	3,06
Força horizontal no reforço		FH	1,53
Fator de segurança quanto à ruptura do reforço		FS	1,75
Altura por camadas (z)			
Altura da camada 2		z2	6,70
Altura da camada 3		z3	6,20
Altura da camada 4		z4	5,70
Altura da camada 5		z5	5,20
Altura da camada 6		z6	4,70
Altura da camada 7		z7	4,20
Altura da camada 8		z8	3,70
Altura da camada 9		z9	3,20
Altura da camada 10		z10	2,70
Altura da camada 11		z11	2,20
Altura da camada 12		z12	1,70
Altura da camada 13		z13	1,20
Altura da camada 14		z14	0,70

ARRANCAMENTO DO REFORÇO			
Comprimento livre camada 2	LL2	0,26	m
Comprimento livre camada 3	LL3	0,16	m
Comprimento livre camada 4	LL4	0,42	m
Comprimento livre camada 5	LL5	0,68	m
Comprimento livre camada 6	LL6	0,94	m
Comprimento livre camada 7	LL7	1,20	m
Comprimento livre camada 8	LL8	1,46	m
Comprimento livre camada 9	LL9	3,38	m
Comprimento livre camada 10	LL10	3,25	m
Comprimento livre camada 11	LL11	3,30	m
Comprimento livre camada 12	LL12	3,17	m
Comprimento livre camada 13	LL13	3,03	m
Comprimento livre camada 14	LL14	2,90	m
Comprimento ancorado camada 2	La2	5,24	m
Comprimento ancorado camada 3	La3	5,34	m
Comprimento ancorado camada 4	La4	5,08	m
Comprimento ancorado camada 5	La5	4,82	m
Comprimento ancorado camada 6	La6	4,56	m
Comprimento ancorado camada 7	La7	4,30	m
Comprimento ancorado camada 8	La8	4,04	m
Comprimento ancorado camada 9	La9	2,12	m
Comprimento ancorado camada 10	La10	2,25	m
Comprimento ancorado camada 11	La11	2,20	m
Comprimento ancorado camada 12	La12	2,33	m
Comprimento ancorado camada 13	La13	2,47	m
Comprimento ancorado camada 14	La14	2,60	m
Forças horizontais no reforço	FH	1,53	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 2	Fa2	93,41	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 3	Fa3	88,16	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 4	Fa4	77,10	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 5	Fa5	66,74	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 6	Fa6	57,06	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 7	Fa7	48,08	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 8	Fa8	39,80	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 9	Fa9	18,02	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 10	Fa10	16,18	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 11	Fa11	12,86	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 12	Fa12	10,55	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 13	Fa13	7,88	tf/m
Resistência de ancoragem da camada 14	Fa14	4,85	tf/m
Fator de segurança ao arrancamento camada 2	FS2	60,96	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 3	FS3	57,53	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 4	FS4	50,32	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 5	FS5	43,55	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 6	FS6	37,24	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 7	FS7	31,38	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 8	FS8	25,97	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 9	FS9	11,76	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 10	FS10	10,56	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 11	FS11	8,40	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 12	FS12	6,89	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 13	FS13	5,14	OK
Fator de segurança ao arrancamento camada 14	FS14	3,17	OK

APÊNDICE E – PLANILHAS DE CÁLCULO TERRA ARMADA

APÊNDICE E.1 – MURO DO TIPO TERRA ARMADA 2,5M

DADOS DE ENTRADA			
Altura do muro	H	2,50	m
Embutimento	hs	0,50	m
Altura total	H total	3,00	m
Massa específica do solo	γ_s	1,90	tf/m ³
Ângulo de atrito	ϕ	35,00	graus
Intercepto coesivo	c	0,50	tf/m ²
Sobrecarga no terreno	q	0,50	tf/m ²
Comprimento do reforço	Lr	4,00	m
Tensão admissível terreno	σ_{adm}	30,00	tf/m ²
PARÂMETROS DO REFORÇO			
Tipo de reforço	FITAS AÇO A36 4x40x4000mm		
DIMENSIONAMENTO			
Coeficiente de empuxo ativo	Ka	0,27	
Fenda de tração	Zo	1,01	m
Empuxo ativo	Ea	0,57	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	YGS	0,50	m
Empuxo devido a sobrecarga	Es	0,34	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	Ygsob	1,25	m
Empuxo TOTAL	Ettotal	0,91	tf/m
Ponto de aplicação	Ye	0,78	m
VERIFICAÇÕES			
Estabilidade externa			
Verificação - Deslizamento	FS	17,55	OK
Verificação - Tombamento	FS	64,53	OK
Verificação - Capacidade de carga da fundação	Excentricidade	e	0,03 m
	Cálculo auxiliar	B/6	0,67 m
	Condição para não haver tração	$e < B/6$	OK
	Tensão máxima	$\sigma_{máx}$	6,29 tf/m ²
	Fator de segurança	FS	14,31

Cálculo do f^*					
Z0	Z (m)	d60	d10	f_0^*	f^* (Grupo A)
6,00	2,63	0,07	0,02	1,89	1,64
6,00	1,88	0,07	0,02	1,89	1,72
6,00	1,13	0,07	0,02	1,89	1,79
6,00	0,38	0,07	0,02	1,89	1,86

Cálculo do $T_{m\acute{a}x}$						
Z (m)	σ_1 (tf/m ²)	Hsobrecarga (m)	σ_3 (tf/m ²)	σ_v (tf/m ²)	σ_3 (tf/m ²)	$T_{m\acute{a}x}$ (tf)
2,63	49,88	0,26	5,00	54,88	14,87	10,04
1,88	35,63	0,26	5,00	40,63	11,01	7,43
1,13	21,38	0,26	5,00	26,38	7,15	4,82
0,38	7,13	0,26	5,00	12,13	3,29	2,22

Cálculo do comprimento de aderência					
Z (m)	f^* (Grupo A)	σ_v (tf/m ²)	b (m)	$T_{m\acute{a}x}$ (tf)	L_a (m)
2,63	1,61	62,00	0,04	11,34	2,13
1,88	1,68	47,75	0,04	8,73	2,04
1,13	1,75	33,50	0,04	6,13	1,96
0,38	1,82	19,25	0,04	3,52	1,88

Cálculo do comprimento total da fita			
Z (m)	Zona Ativa (m)	L_a (m)	L (m)
2,63	1,14	2,13	3,27
1,88	1,26	2,04	3,30
1,13	1,39	1,96	3,35
0,38	1,51	1,88	3,39

Dimensionamento da espessura da fita			
Z (m)	$T_{m\acute{a}x}$ (tf)	E_c (mm)	Eadotada (mm)
2,63	11,34	1,96	4,00
1,88	8,73	1,51	4,00
1,13	6,13	1,06	4,00
0,38	3,52	0,61	4,00

APÊNDICE E.2 – MURO DO TIPO TERRA ARMADA 4,5M

DADOS DE ENTRADA			
Altura do muro	H	4,50	m
Embutimento	hs	0,75	m
Altura total	H total	5,25	m
Massa específica do solo	γ_s	1,90	tf/m ³
Ângulo de atrito	φ	35,00	graus
Intercepto coesivo	c	0,50	tf/m ²
Sobrecarga no terreno	q	0,50	tf/m ²
Comprimento embutimento	Lr	4,50	m
Tensão admissível terreno	σ_{adm}	30,00	tf/m ²
PARÂMETROS DO REFORÇO			
Tipo de reforço	FITAS AÇO A36 4x40x4500mm		
DIMENSIONAMENTO			
Coefficiente de empuxo ativo	Ka	0,27	
Fenda de tração	Zo	1,01	m
Empuxo ativo	Ea	3,13	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	YGS	1,16	m
Empuxo devido a sobrecarga	Es	0,61	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	Ygsob	2,25	m
Empuxo TOTAL	Etotal	3,74	tf/m
Ponto de aplicação	Ye	1,34	m
VERIFICAÇÕES			
Estabilidade externa			
Verificação - Deslizamento	FS	8,40	OK
Verificação - Tombamento	FS	20,13	OK
Verificação - Capacidade de carga da fundação	Excentricidade	e	0,11 m
	Cálculo auxiliar	B/6	0,75 m
	Condição para não haver tração	$e < B/6$	OK
	Tensão máxima	$\sigma_{máx}$	11,00 tf/m ²
	Fator de segurança	FS	8,19 OK

Cálculo do f*					
Z0	Z (m)	d60	d10	fo*	f* (Grupo A)
6,00	4,88	0,07	0,02	1,89	1,43
6,00	4,13	0,07	0,02	1,89	1,50
6,00	3,38	0,07	0,02	1,89	1,57
6,00	2,63	0,07	0,02	1,89	1,64
6,00	1,88	0,07	0,02	1,89	1,72
6,00	1,13	0,07	0,02	1,89	1,79
6,00	0,38	0,07	0,02	1,89	1,86

Cálculo do Tmáx						
Z (m)	σ_1 (tf/m ²)	Isobrecarga (m)	$d\sigma_3$ (tf/m ²)	σ_v (tf/m ²)	σ_3 (tf/m ²)	Tmáx (tf)
4,88	92,63	0,26	5,00	97,63	26,46	17,86
4,13	78,38	0,26	5,00	83,38	22,59	15,25
3,38	64,13	0,26	5,00	69,13	18,73	12,64
2,63	49,88	0,26	5,00	54,88	14,87	10,04
1,88	35,63	0,26	5,00	40,63	11,01	7,43
1,13	21,38	0,26	5,00	26,38	7,15	4,82
0,38	7,13	0,26	5,00	12,13	3,29	2,22

Cálculo do comprimento de aderência					
Z (m)	f* (Grupo A)	σ_v (tf/m ²)	b (m)	Tmáx (tf)	La (m)
4,88	1,40	104,75	0,04	19,16	2,46
4,13	1,47	90,50	0,04	16,55	2,34
3,38	1,54	76,25	0,04	13,95	2,23
2,63	1,61	62,00	0,04	11,34	2,13
1,88	1,68	47,75	0,04	8,73	2,04
1,13	1,75	33,50	0,04	6,13	1,96
0,38	1,82	19,25	0,04	3,52	1,88

Cálculo do comprimento total da fita			
Z (m)	Zona Ativa (m)	La (m)	L (m)
4,88	0,19	2,46	2,64
4,13	0,56	2,34	2,90
3,38	0,94	2,23	3,17
2,63	1,14	2,13	3,27
1,88	1,26	2,04	3,30
1,13	1,39	1,96	3,35
0,38	1,51	1,88	3,39

Dimensionamento da espessura da fita			
Z (m)	Tmáx (tf)	Ec (mm)	Eadotada (mm)
4,88	19,16	3,31	4,00
4,13	16,55	2,86	4,00
3,38	13,95	2,41	4,00
2,63	11,34	1,96	4,00
1,88	8,73	1,51	4,00
1,13	6,13	1,06	4,00
0,38	3,52	0,61	4,00

APÊNDICE E.3 – MURO DO TIPO TERRA ARMADA 6,5M

DADOS DE ENTRADA			
Altura do muro	H	6,50	m
Embutimento	hs	1,00	m
Altura total	H total	7,50	m
Massa específica do solo	γ_s	1,90	tf/m ³
Ângulo de atrito	ϕ	35,00	graus
Intercepto coesivo	c	0,50	tf/m ²
Sobrecarga no terreno	q	0,50	tf/m ²
Comprimento embutimento	Lr	5,50	m
Tensão admissível terreno	σ_{adm}	30,00	tf/m ²
PARÂMETROS DO REFORÇO			
Tipo de reforço	FITAS AÇO A36 4x40x5500mm		
DIMENSIONAMENTO			
Coefficiente de empuxo ativo	Ka	0,27	
Fenda de tração	Zo	1,01	m
Empuxo ativo	Ea	7,76	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	YGS	1,83	m
Empuxo devido a sobrecarga	Es	0,88	tf/m
Ponto de aplicação do empuxo	Ygsob	3,25	m
Empuxo TOTAL	Ettotal	8,64	tf/m
Ponto de aplicação	Ye	1,97	m
VERIFICAÇÕES			
Estabilidade externa			
Verificação - Deslizamento	FS	6,35	OK
Verificação - Tombamento	FS	12,64	OK
Verificação - Capacidade de carga da fundação	Excentricidade	e	0,21 m
	Cálculo auxiliar	B/6	0,92 m
	Condição para não haver tração	$e < B/6$	OK
	Tensão máxima	$\sigma_{máx}$	15,97 tf/m ²
	Fator de segurança	FS	5,64 OK

Cálculo do f*					
Z0	Z (m)	d60	d10	fo*	f* (Grupo A)
6,00	7,13	0,07	0,02	1,89	1,22
6,00	6,38	0,07	0,02	1,89	1,29
6,00	5,63	0,07	0,02	1,89	1,36
6,00	4,88	0,07	0,02	1,89	1,43
6,00	4,13	0,07	0,02	1,89	1,50
6,00	3,38	0,07	0,02	1,89	1,57
6,00	2,63	0,07	0,02	1,89	1,64
6,00	1,88	0,07	0,02	1,89	1,72
6,00	1,13	0,07	0,02	1,89	1,79
7,00	0,38	0,07	0,02	1,89	1,86

Cálculo do Tmáx						
Z (m)	σ_1 (tf/m ²)	sobrecarga (m)	$d\sigma_3$ (tf/m ²)	σ_v (tf/m ²)	σ_3 (tf/m ²)	Tmáx (tf)
7,13	135,38	0,26	5,00	140,38	38,04	25,68
6,38	121,13	0,26	5,00	126,13	34,18	23,07
5,63	106,88	0,26	5,00	111,88	30,32	20,46
4,88	92,63	0,26	5,00	97,63	26,46	17,86
4,13	78,38	0,26	5,00	83,38	22,59	15,25
3,38	64,13	0,26	5,00	69,13	18,73	12,64
2,63	49,88	0,26	5,00	54,88	14,87	10,04
1,88	35,63	0,26	5,00	40,63	11,01	7,43
1,13	21,38	0,26	5,00	26,38	7,15	4,82
0,38	7,13	0,26	5,00	12,13	3,29	2,22

Cálculo do comprimento de aderência					
Z (m)	f* (Grupo A)	σ_v (tf/m ²)	b (m)	Tmáx (tf)	La (m)
7,13	1,22	140,38	0,04	25,68	2,81
6,38	1,29	126,13	0,04	23,07	2,66
5,63	1,36	111,88	0,04	20,46	2,52
4,88	1,43	97,63	0,04	17,86	2,40
4,13	1,50	83,38	0,04	15,25	2,28
3,38	1,57	69,13	0,04	12,64	2,18
2,63	1,64	54,88	0,04	10,04	2,09
1,88	1,72	40,63	0,04	7,43	2,00
1,13	1,79	26,38	0,04	4,82	1,92
0,38	1,86	12,13	1,04	2,22	0,07

Cálculo do comprimento total da fita			
Z (m)	Zona Ativa (m)	La (m)	L (m)
7,13	0,19	2,81	3,00
6,38	0,56	2,66	3,22
5,63	0,94	2,52	3,46
4,88	1,14	2,40	3,53
4,13	1,26	2,28	3,54
3,38	1,39	2,18	3,57
2,63	1,51	2,09	3,60
1,88	1,51	2,00	3,51
1,13	1,51	1,92	3,43
0,38	2,51	0,07	2,58

Dimensionamento da espessura da fita			
Z (m)	Tmáx (tf)	Ec (mm)	Eadotada (mm)
5,25	19,16	3,31	4,00
4,50	16,55	2,86	4,00
3,75	13,95	2,41	4,00
3,00	11,34	1,96	4,00
2,25	8,73	1,51	4,00
1,50	6,13	1,06	4,00
0,75	3,52	0,61	4,00