

FACULDADE DE ENGENHARIA DE MINAS GERAIS
Programa de Pesquisa, Produção e Divulgação Científica

HUGO DE MOURA RONER
PEDRO AUGUSTO MARTINS MATOZINHO
SHEYLA CARLA RODRIGUES

COMPARATIVO DE SOLUÇÕES TÉCNICAS DE MURO DE ARRIMO

BELO HORIZONTE – MG
NOVEMBRO – 2021

HUGO DE MOURA RONER
PEDRO AUGUSTO MARTINS MATOZINHO
SHEYLA CARLA RODRIGUES

COMPARATIVO DE SOLUÇÕES TÉCNICAS DE MURO DE ARRIMO

Trabalho de conclusão do Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Minas Gerais (FEAMIG), como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotécnica

Orientador (a): Eng. Especialista em Engenharia Rodoviária Marcos Marques Moreira Rocha

Co-orientador: Eng. Civil Gabriel Gustavo Pinto

Orientadora de metodologia: Profa. Ma. Gabriela Parreiras e Profa. Ma. Raquel Ferreira de Souza

BELO HORIZONTE – MG

NOVEMBRO-2021



FEAMIG
Instituto Educacional "Cândida de Souza"

FOLHA DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso intitulado **COMPARATIVO DE SOLUÇÕES TÉCNICAS DE MURO DE ARRIMO**, de autoria dos alunos HUGO DE MOURA RONER, PEDRO AUGUSTO MARTINS MATOZINHO e SHEYLA CARLA RODRIGUES, isento de banca examinadora, em função de publicação de artigo científico nos **Cadernos de Comunicações Universitárias**, do 5º SEAG – Simpósio de Engenharia, Arquitetura e Gestão, ISSN 2675-1879.

Belo Horizonte, 09 de novembro de 2021.

Profa. Ms. Raquel Ferreira de Souza

Coordenadora do Programa de Pesquisa, Produção e Divulgação Científica

PPDC/FEAMIG

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus, que fez com que nossos objetivos fossem alcançados, durante todos os nossos anos de estudos.

Aos nossos pais e irmãos, que nos incentivaram nos momentos difíceis e compreenderam a nossa ausência enquanto nos dedicávamos à realização deste trabalho.

Aos professores, pelas correções e ensinamentos que nos permitiram apresentar um melhor desempenho durante o processo de formação profissional ao longo do curso.

Aos nossos colegas de curso, com quem convivemos intensamente durante os últimos anos, pelo companheirismo e pela troca de experiências que nos permitiram crescer não só como pessoas, mas também como formandos.

E por fim, a todos aqueles que contribuíram, de alguma forma, para a realização deste trabalho em especial ao nosso co-orientador Eng. Civil Gabriel Gustavo Pinto.

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo comparar quanto a viabilidade técnica e econômica as soluções de contenção comumente utilizadas no mercado para taludes com desníveis de 4 metros e 7 metros. Será analisado as estruturas de contenção em muro de Gabião e Muro de Flexão em concreto armado para o desnível de 4 metros. Para o desnível de 7 metros será adotado contenção em solo reforçado com malha metálica Terramesh System e fita metálica Terra armada. Será considerado também em cada cenário para verificação dos fatores de segurança para cada estrutura proposta a aplicação de diferentes tipos de solos, sendo estes compostos por características argilosas e arenosas. Para a estrutura em Gabião será utilizado o Software GawacWin para verificação dos fatores de segurança. Para o muro de Flexão em concreto armado será utilizado o Software GEO 5. Para dimensionamento e verificação dos fatores de segurança da estrutura em Terramesh System será utilizado o Software MacStars. Para verificação dos fatores e dimensionamento da estrutura Terra Armada será utilizado planilha de Análise de Estabilidade para Terra Armada com referência na FHWA NHI 024 2009 / Craig, 2016 / NBR 16920:2021.

Palavras-chave: Muro de Arrimo. Contenções. Análise de Estabilidade. Gabião. Muro de Flexão em concreto armado. Terramesh System. Terra Armada

ABSTRACT

This work aims to compare the technical and economic feasibility of content solutions commonly used in the market for slopes with unevenness of 4 meters and 7 meters. The containment structures in Gabion Wall and Flexion Wall in reinforced concrete will be analyzed for the 4 meter unevenness. For the 7-meter drop, containment will be adopted on the ground reinforced with metallic mesh Terramesh System and reinforced Terra metallic tape. It will also be considered in each scenario to verify the safety factors for each proposed structure the application of different types of soil, which are composed of clay and sandy characteristics. For a structure in Gabion, the GawacWin Software will be used to verify the safety factors. For the Flexion wall in reinforced concrete it will be used in the GEO 5 Software. For dimensioning and verification of the safety factors of the structure in Terramesh The system will be used in the MacStars Software. To verify the factors and dimensioning of the Earth Reinforced structure, the Stability Analysis for Earth Reinforced worksheet will be used with reference to FHWA NHI 024 2009 / Craig, 2016 / NBR 16920: 2021.

Keywords: Retaining Wall. Contains. Stability Analysis. Gabion. Reinforced concrete bending wall. Terramesh system. Armed Land

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - SEÇÃO GABIÃO	19
FIGURA 2 - MURO DE PEDRA	19
FIGURA 3 - GABIÕES MONTADOS	20
FIGURA 4 - PERSPECTIVA CRIB WALL	22
FIGURA 5 - PERSPECTIVA MURO COM CONTRAFORTE	25
FIGURA 6 - MURO ATIRANTADO	26
FIGURA 7 - PERSPECTIVA ELEMENTO SOLO REFORÇADO	28
FIGURA 8 - SEÇÃO TERRAMESH SYSTEM	29
FIGURA 9 - DETALHES SOLO REFORÇADO EM TIRAS COM FACE DE CONCRETO	30
FIGURA 10 - EXECUÇÃO DE MURO TERRAE	31
FIGURA 11 - PROTEÇÃO DE TALUDE.....	32
FIGURA 12 - PROCESSOS DE INFILTRAÇÃO	33
FIGURA 13 - SISTEMAS DE DRENAGEM	34
FIGURA 14 - SISTEMAS DE DRENAGEM	35
FIGURA 15 - SISTEMAS DE DRENAGEM COM BARBACÃS	35
FIGURA 16 - HIPÓTESES REFERENTE À FORMULAÇÃO DA TEORIA DE RANKINE	36
FIGURA 17 - DETALHE AMOSTRADOR-PADRÃO	41
FIGURA 18 - DETALHE CABEÇA DE BATER.....	41
FIGURA 19 - DETALHE MAERTELO PARA CRAVAÇÃO DO AMOSTRADOR	42
FIGURA 20 - VISTA APARELHO CASAGRANDE	49
FIGURA 21 – CILINDRO PEQUENO (PROCTOR)	51
FIGURA 22 – CILINDRO GRANDE	52
FIGURA 23 – SOQUETE PEQUENO.....	52
FIGURA 24 – SOQUETE GRANDE.....	53
FIGURA 25 - ILUSTRAÇÃO RUPTURA GLOBAL.....	59
FIGURA 26 - ESTABILIDADE GLOBAL.....	60
FIGURA 27 - MÉTODO DE BISHOP, SUPERFÍCIE DE RUPTURA CILÍNDRICA	60
FIGURA 28 - FORÇAS QUE AGEM SOBRE A LAMELA	61
FIGURA 29 - DESLIZAMENTO DA ESTRUTURA	62
FIGURA 30 - VERIFICAÇÃO QUANTO AO DESLIZAMENTO	63
FIGURA 31 - TOMBAMENTO DO MURO DE ARRIMO.....	64

FIGURA 32 - VERIFICAÇÃO QUANTO AO TOMBAMENTO	64
FIGURA 33 - PONTO DE APLICAÇÃO DE "N"	65
FIGURA 34 - DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES NA FUNDAÇÃO.....	66
FIGURA 35 - MURO DE GABIÃO EXECUTADO	75
FIGURA 36 - MURO DE FLEXÃO EM EXECUÇÃO	76
FIGURA 37 – TERRAMESH SYSTEM EM EXECUÇÃO	76
FIGURA 38 – EXECUÇÃO DE TERRA ARMADA.....	77
FIGURA 39 - SITUAÇÃO TERRENO 4 METROS	84
FIGURA 40 - SITUAÇÃO TERRENO 7 METROS	84
FIGURA 41- ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 4 METROS SOLO ARENOSO F.S 0,57.....	85
FIGURA 42 - ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 4 METROS SOLO ARGILOSO F.S 0,88	85
FIGURA 43- ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 7 METROS SOLO ARGILOSO F.S 0,63	86
FIGURA 44 - ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 7 METROS SOLO ARGILOSO F.S 0,80	86
FIGURA 45 – SEÇÃO TÍPICA 4 METROS	87
FIGURA 46 – FATORES DE SEGURANÇA DO GABIÃO PARA SOLO ARENOSO	88
FIGURA 47 - FATORES DE SEGURANÇA DO GABIÃO PARA SOLO ARGILOSO.....	88
FIGURA 48 - SEÇÃO DO MURO DE FLEXÃO	89
FIGURA 49 – FATORES DE SEGURANÇA DO MURO DE FLEXÃO PARA SOLO ARENOSO	89
FIGURA 50 - FATORES DE SEGURANÇA DO MURO DE FLEXÃO PARA SOLO ARGILOSO.....	90
FIGURA 51 – SEÇÃO TÍPICA TERRAMESH SYSTEM.....	91
FIGURA 52 – SEÇÃO TÍPICA TERRA ARMADA	93

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – ENERGIA CILINDRO PEQUENO.....	54
TABELA 2 – ENERGIA CILINDRO GRANDE.....	54
TABELA 3 – VANTAGENS DAS CONTENÇÕES ADOTADAS PARA DESNÍVEL DE 4 METROS.....	79
TABELA 4 - VANTAGENS DAS CONTENÇÕES ADOTADAS PARA DESNÍVEL DE 7 METROS.....	81
TABELA 5 - RELAÇÃO ENTRE SPT E COMPACIDADE DOS SOLOS.....	82
TABELA 6 - PARÂMETROS MÉDIOS DOS SOLOS.....	82
TABELA 7 – CORRELAÇÃO ENTRE AS TABELAS.....	83
TABELA 8 – RESULTADOS F.S SOLO ARENOSO.....	92
TABELA 9 – RESULTADOS F.S SOLO ARGILOSO.....	92
TABELA 10 - RESULTADOS F.S SOLO ARENOSO.....	93
TABELA 11 – PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS - GABIÃO.....	95
TABELA 12 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – MURO DE FLEXÃO.....	96
TABELA 13 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – TERRAMESH SYSTEM.....	98
TABELA 14 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – TERRA ARMADA.....	98

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 - COMPARAÇÃO DOS VALORES PARA DESNÍVEL DE 4 METROS.....	96
GRÁFICO 2 - COMPARAÇÃO DOS VALORES PARA DESNÍVEL DE 7 METROS.....	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

FS – Fator de segurança

SPT – Standard Penetration Test

LP – Limite de plasticidade

LL – Limite de liquidez

Sen – Seno

Cos - Cosseno

LISTA DE SÍMBOLOS

K_a – coeficiente empuxo ativo

σ'_{ha} – tensão efetiva horizontal ativa

σ'_v – tensão efetiva vertical

φ' – ângulo de atrito interno efetivo

σ_h – tensão horizontal

K_p – coeficiente de empuxo passivo

σ'_{hp} – tensão efetiva horizontal passiva

K – Coeficiente de empuxo

Υ – peso específico do solo

H – profundidade da camada

E_a – empuxo ativo

β – inclinação do terreno

α – ângulo de inclinação

θ – ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical

δ – ângulo de atrito entre solo / muro

φ – ângulo de atrito interno do solo

REFERÊNCIAS

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Problema de pesquisa.....	16
1.2 Objetivo	16
1.2.1 Objetivo geral	16
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 Justificativa.....	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 Muros de arrimo	18
2.1.2 Tipos de muro de arrimo	18
2.1.2.1 Muros de gravidade.....	18
2.1.2.1.1 Muro de Pedra.....	19
2.1.2.1.2 Muros de Gabião	20
2.1.2.1.3 Muros Crib Wall	21
2.1.2.1.4 Muros de sacos de solo-cimento	22
2.1.2.1.5 Muros de concreto ciclópico	23
2.1.2.1.6 Muro de Pneus	23
2.1.2.2 Muros de Flexão.....	24
2.1.2.2.1 Muro de concreto armado	24
2.1.2.2.2 Cortina de arrimo.....	25
2.1.2.3 Contenção em solo reforçado	27
2.1.2.3.1 Solo reforçado com malhas metálicas	28
2.1.2.3.2 Solo reforçado com tiras metálicas.....	29
2.1.2.3.3 Solo reforçado com geogrelhas	30
2.2 Influência da água no muro de arrimo	31
2.3 Empuxos de terra	36

2.3.1 Conceito	36
2.3.2 Principais teorias	36
2.3.2.1 Teoria de Rankine	36
2.3.2.2 Teoria de Coulomb	38
2.4 Ensaio Geotécnicos.....	39
2.4.1 Definição	39
2.4.2 Tipos de ensaios	40
2.4.2.1 Sondagem SPT (Standard Penetration Test)	40
2.4.2.2 Ensaio de granulometria.....	44
2.4.2.3 Massa específica Real dos Grãos	45
2.4.2.4 Determinação do teor de umidade	46
2.4.2.5 Limites de plasticidade e de liquidez	48
2.4.2.6 Ensaio de compactação	51
2.4.2.7 Ensaio de compressão triaxial.....	55
2.4.2.8 Ensaio de cisalhamento direto	56
2.5 Análises de estabilidade.....	58
2.5.1 Métodos de análise	58
2.5.2 Estabilidade global	59
2.5.3 Estabilidade quanto ao deslizamento	62
2.5.4 Estabilidade quanto ao tombamento	64
2.5.5 Verificação quanto a pressão no solo de fundação	65
3 METODOLOGIA DE PESQUISA	68
3.1 Tipo de pesquisa	68
3.2 Natureza da pesquisa.....	68
3.3 Finalidade da pesquisa.....	70
3.4 Pesquisa quanto aos meios	71
3.5 Universo e amostra da pesquisa	72

3.6 Coleta e análise de dados	73
3.7 Limitações	74
4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	75
4.1 Comparação dos tipos de contenção em muro de arrimo comumente utilizados.	75
4.1.1 Características das soluções de contenção que serão dimensionadas para o desnível de 4 metros	77
4.1.1.1 Muro em Gabião.....	77
4.1.1.2 Muro de flexão em concreto armado	78
4.1.1.3 Comparativo entre as vantagens das soluções: Gabião x Muro de Flexão ...	78
4.1.2 Características das soluções de contenção que serão dimensionadas para o desnível de 7 metros	79
4.1.2.1 Contenção em solo reforçado com malha metálica.....	80
4.1.2.2 Contenção em solo reforçado com tiras metálicas	80
4.1.2.3 Comparativo entre as vantagens das soluções: Terramesh System x Terra Armada.....	80
4.2 Pré-Dimensionamento das contenções.....	81
4.2.1 Tipos de solo	81
4.2.2 Apresentação dos cenários de estudo	83
4.2.3 Dimensionamento das estruturas para um desnível de quatro metros.....	87
4.2.3.1 Dimensionamento Gabião	87
4.2.3.2 Dimensionamento do muro a flexão	88
4.2.4 Dimensionamento das estruturas para um desnível de sete metros.....	91
4.2.4.1 Dimensionamento da estrutura em solo reforçado com malha metálica Terramesh System	91
4.3 Orçamento para execução das estruturas dimensionadas.....	94
4.3.1 Considerações e ressalvas utilizadas no orçamento.....	94
4.3.2 Orçamento e comparação desnível de 4 metros: Gabião x Muro de Flexão	94

4.3.2.1 Orçamento para execução de muro em Gabião.....	94
4.3.2.2 Orçamento para execução de muro de Flexão em concreto armado.....	95
4.3.3 Orçamento e comparação desnível de 7 metros: Solo Reforçado em Terramesh System x Solo reforçado em Terra Armada	97
4.3.3.1 Orçamento para execução de Solo reforçado em Terramesh System	97
4.3.3.2 Orçamento para execução de solo reforçado em Terra Armada.....	98
4.4 Discussão dos resultados.....	99
5 CONCLUSÃO	101
REFERÊNCIAS.....	102
APÊNDICES	106

1 INTRODUÇÃO

Em meados de 1930 a terra era habitada por cerca de 2 bilhões de pessoas e, em 1960 esse número atingiu a marca de 3 bilhões, com média de crescimento populacional de 2% ao ano. Segundo estimativas da Organização das Nações Unidas (ONU), o contingente populacional atingirá a marca de 9 bilhões de habitantes em 2050. Diante do crescimento da população e da expansão das zonas urbanas, a demanda por novas tecnologias e soluções tem se tornado cada vez maior e para o setor da engenharia civil o desafio não é diferente.

Com o consumo desenfreado da população, ampliações de infraestrutura, grandes edificações e até mesmo avanço em zonas de lavras que consiste no aumento da área de extração de minérios tem se tornado comum e dificilmente o meio circundante em sua forma natural está apto para receber tais mudanças, causando assim, prejuízos econômicos e riscos a população, tais como: deslizamentos de terra em zonas urbanas e perda de vidas humanas.

Os deslizamentos de terra ocorrem devido a muitos terrenos com declives acentuados serem altamente suscetíveis a processos erosivos, causando o rompimento e deslizamento do solo encosta abaixo.

Com o intuito de evitar tais processos, uma das soluções adotadas é a tecnologia de contenção de taludes, a fim de garantir a segurança e a estabilidade externa e interna do declive de acordo com o projeto e o tamanho da estrutura. Existem outras soluções de estabilização de taludes, o que muda é a aplicabilidade de cada uma delas. A metodologia é escolhida de acordo com o solo, presença de água, tempo necessário de intervenção, disponibilidade de materiais e principalmente a avaliação do profissional responsável pela obra.

Portanto, o objetivo deste trabalho é comparar soluções de contenção em muro de arrimo quanto sua viabilidade técnica em duas situações hipotéticas: terreno com desnível de 4 metros e de 7 metros com características de solos de argila e areia, em aplicações de estruturas diferentes para cada cenário a fim de fornecer informações que possam ser utilizadas na definição da solução a ser adotada.

1.1 Problema de pesquisa

Qual a solução de contenção mais viável tecnicamente para terrenos com desníveis de 4 metros e de 7 metros?

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo geral

Comparar a viabilidade técnica e preços para execução das mais variadas soluções de contenção em muro de arrimo, sendo elas contenção a gravidade, muro de flexão e solo reforçado, se aplicável em diferentes situações: solos com características de argila e areia e desníveis de 4 metros e 7 metros.

1.2.2 Objetivos específicos

- Comparar os tipos de contenção em muro de arrimo comumente utilizados no mercado
- Dimensionar duas estruturas considerando um desnível hipotético de quatro metros e duas para um desnível hipotético de sete metros.
- Apresentar estimativa de preços para execução das quatro estruturas utilizadas para os casos hipotéticos.

1.3 Justificativa

Os taludes naturais são características típicas da natureza, comuns em encostas e morros. Para a implantação de rodovias, ferrovias e infraestruturas em geral é necessário a execução de cortes e/ou aterros com o objetivo de levar segurança a encosta evitando seu rompimento.

Em algumas situações, essas modificações não podem ser realizadas devido à falta de espaço suficiente para sua execução. Sendo assim, utiliza-se muro de arrimo para solucionar o problema pois consegue diminuir o avanço do talude, sendo executado de uma forma que ocupe menos espaço.

Uma vez que existem várias soluções de contenção utilizadas no mercado atual, escolher uma delas torna-se difícil consumindo um tempo importante na fase de planejamento da obra.

A análise a ser realizada neste trabalho pretende estipular preliminarmente o melhor método de contenção de muro de arrimo entre as soluções abrangidas para duas situações distintas, de acordo com a viabilidade técnica e estimativa de preços para execução.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Muros de arrimo

2.1.1 Conceito

Segundo Gerscovich, Danziger, Saramago (2019) muros são estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical apoiadas em fundação rasa ou profunda. Essas estruturas podem ser construídas de vários tipos de materiais, sendo eles: alvenaria, concreto, gabiões, sacos de solo-cimento, pneus, etc.

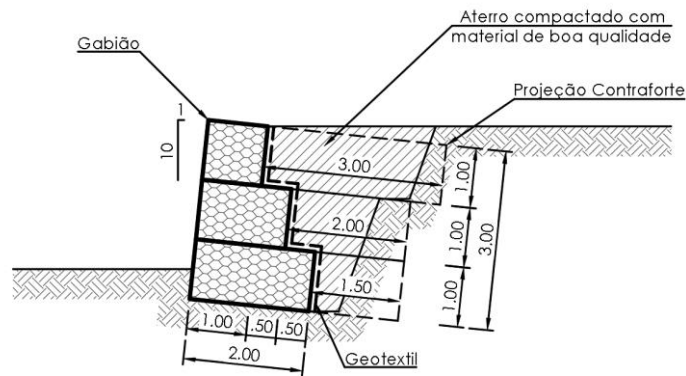
Para Clayton et al. (2013, tradução nossa) muros de contenção são necessárias para fornecer suporte ao solo. Podem ser construídas em um corte do terreno ou antes do reaterro se for o caso. Devido as várias condições de solo em que são utilizadas, os muros são construídos de vários tipos de materiais.

2.1.2 Tipos de muro de arrimo

2.1.2.1 Muros de gravidade

Muros de gravidade são estruturas que utilizam seu próprio peso para manter o equilíbrio. O deslizamento lateral é evitado em grande parte com o atrito entre sua base e o solo de fundação. Embora tradicionalmente fossem utilizadas estruturas de alvenaria ou concreto maciço, crib walls, gabiões (Figura 1) e sacos de solo-cimento são mais utilizados atualmente. (Clayton et al. 2013, tradução nossa).

FIGURA 1 - SEÇÃO GABIÃO



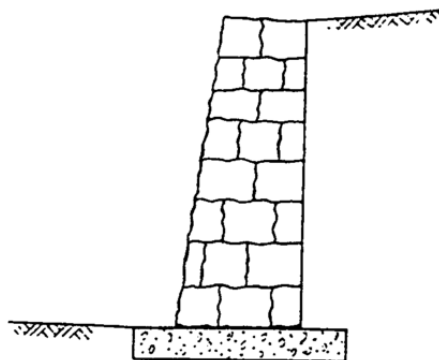
MACCAFERRI DO BRASIL, 2018.

2.1.2.1.1 Muro de Pedra

Para Gerscovich, Danziger, Saramago (2019) atualmente, são pouco utilizados devido ao alto custo de implementação, principalmente para muros com grandes alturas. No caso de muros de pedras (Figura 2) arrumadas manualmente, a resistência do muro deve-se ao travamento dos blocos de pedras.

Esse muro apresenta como vantagem a facilidade de construção e dispensa dispositivos de drenagem, pois o seu material é drenante. Outra vantagem é seu custo reduzido, principalmente quando há a disponibilidade de pedras no local. Sobretudo, a estabilidade interna da estrutura requer que os blocos sejam regulares, o que faz com que o valor de atrito entre as pedras seja reduzido.

FIGURA 2 - MURO DE PEDRA



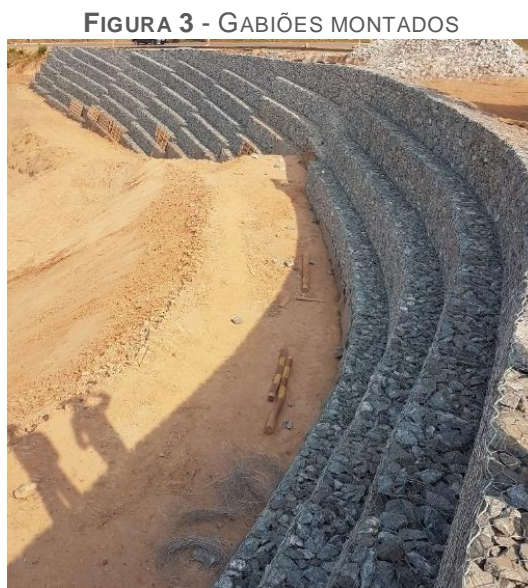
CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019.

Ainda para Gerscovich, Danziger, Saramago (2019), muros de pedra sem argamassa, devem ser recomendados exclusivamente para contenções de taludes em que a altura não ultrapasse os 2 metros. A base do muro deve possuir largura mínima de 0,5m a 1,0m e ser engastado na superfície do terreno, de modo a reduzir o risco de ruptura por deslizamento entre o contato do muro e fundação.

Quando se trata de taludes de maior altura, cerca de 3 metros, é necessário empregar argamassa constituída por cimento e areia afim de se preencher os vazios dos blocos de pedra. Com essa aplicação, podem ser utilizados blocos de dimensões variadas. A argamassa tem por intuito provocar uma maior rigidez no muro, em consequência elimina a capacidade drenante da estrutura. Portanto, é necessário implementar os dispositivos usuais de drenagem para muros impermeáveis, tais como drenos convencionais de areia e brita ou geocompostos drenantes ao tardoz da estrutura e tubos barbacãs para o alívio da poropressão atuante na contenção.

2.1.2.1.2 Muros de Gabião

Essas estruturas são vantajosas do ponto de vista técnico e econômico, pois possuem características funcionais que não são encontradas em outros tipos de estrutura.



ACERVO PESSOAL, 2019.

A escolha do material a ser utilizado no que se refere as características da malha deve possuir elevada resistência mecânica, elevada resistência a corrosão, flexibilidade e não se desfiar com facilidade.

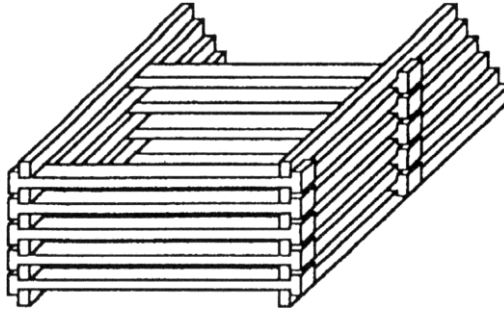
As estruturas de Gabião são consideradas como:

- **Monolíticas:** Todas os elementos são unidos entre si através das amarrações executadas ao longo dos pontos de contato. O resultado é um bloco homogêneo e possui as mesmas características em qualquer ponto da estrutura.
- **Resistentes:** As telas utilizadas são em malhas hexagonal de dupla torção. Esse tipo de malha proporciona uma distribuição uniforme dos esforços ao qual são submetidas e possuem elevada resistência nominal a tração. A dupla torção impede que a malha se desfie caso ocorram rupturas.
- **Flexíveis:** Permitem a adaptação a acomodações e movimentação do terreno sem perder sua estabilidade e eficiência. É o único tipo de estrutura que dispensa a execução de fundações profundas, mesmo quando executadas sobre solos com baixa capacidade de suporte.
- **Permeáveis:** Por estruturas preenchidas com pedras, os gabiões são estruturas autodrenantes, aliviando-se assim o empuxo hidrostático gerado sobre a estrutura.

2.1.2.1.3 Muros Crib Wall

Também conhecidos como muros em fogueira, Crib Wall são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que são montados no local, semelhante a “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente cujo o espaço interno é preenchido com material granular graúdo. Pela forma a qual são constituídas, são estruturas com facilidade em se acomodarem aos recalques das fundações e funcionam como contenção a gravidade (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

FIGURA 4 - PERSPECTIVA CRIB WALL



CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019

2.1.2.1.4 Muros de sacos de solo-cimento

Os muros de sacos de solo-cimento são constituídos por camadas formadas por sacos de poliéster ou similares, preenchidos por uma mistura de cimento-solo da ordem de 1:10 a 1:15 (em volume).

O solo de preenchimento utilizado é submetido a um peneiramento para a retirada dos pedregulhos. Em seguida, o cimento é espalhado e misturado, acrescenta-se água em quantidade especificada pelo projeto, usualmente 1% acima da correspondente à umidade ótima de compactação Proctor normal. Feita a homogeneização, a mistura é inserida em sacos, com preenchimento de até cerca de dois terços do volume útil do saco. Após, é feito o fechamento mediante costura manual e o material facilmente é transportado para o local da obra e torna dispensável a utilização de formas para a execução da estrutura.

No local a ser utilizado, os sacos são arrumados em camadas posicionada horizontalmente e cada camada do material é compactada de modo a reduzir o volume de vazios. O posicionamento de uma camada de sacos é propositalmente desencontrado em relação a camada inferior, de maneira a garantir um maior intertravamento e conseqüentemente uma maior densidade do muro. (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2019).

2.1.2.1.5 Muros de concreto ciclópico

Segundo Silva (2012) são estruturas compostas por grandes agregados e concreto. A sua execução realiza-se mediante o enchimento da fôrma com blocos de rocha de diversos tamanhos. A utilização de drenos neste tipo de parede é imprescindível por se tratar de um material impermeável.

Este muro possui uma grande desvantagem em comparação a outros tipos de muros devido a sua impermeabilidade. Por isso é de suma importância obter um sistema de drenagem eficaz. Geralmente, tem seção transversal trapezoidal, com largura da base em torno de 50% da altura do muro.

Os muros de concreto são em geral viáveis quando sua altura não ultrapassa 4 metros e a especificação com faces inclinadas ou em degraus pode gerar uma econômica significativa de material (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2019).

2.1.2.1.6 Muro de Pneus

Os muros de pneus são construídos a partir do lançamento de camadas horizontais de pneus e é amarrada com cordas ou arames de aço e preenchida com solo compactado. Tem como vantagem o reaproveitamento de pneus descartados e sua flexibilidade.

Os muros de pneus trabalham como muros de gravidade com grande flexibilidade, se acomodam aos recalques do terreno e, por esse motivo, não são recomendados em taludes que sirvam de suporte para cargas vindas de edificações, ferrovias e rodovias, que são obras que não suportam deformações na base (Jesus, 2003 *apud* Santana, 2014).

Para minimizar o espaço vazio entre os pneus, as posições das camadas horizontais devem ser sucessivas e compensadas.

A superfície externa da parede do pneu deve ser revestida, não apenas para evitar o transporte ou erosão do solo de enchimento do pneu, mas também para evitar a possibilidade de vandalismo ou incêndio. O revestimento da parede deve ser resistente e flexível, de boa aparência e fácil de construir. As principais opções de

revestimento das paredes são alvenaria de blocos de concreto, concreto projetado sobre tela de metálica, placas pré-moldados ou vegetação.

A utilização de pneus usados em obras geotécnicas apresenta-se como uma solução que combina a elevada resistência mecânica do material com o baixo custo, comparativamente aos materiais convencionais (Gerscovich, 2012).

2.1.2.2 Muros de Flexão

Muros de flexão são estruturas esbeltas e resistem aos empuxos por flexão. Pelo fato de serem construídos em concreto armado, esse tipo de muro apresenta alto custo para estruturas com alturas de 5 a 7 metros (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2019). Por serem compostas por concreto armado, estão sobre influências de cargas verticais, horizontais e momentos.

2.1.2.2.1 Muro de concreto armado

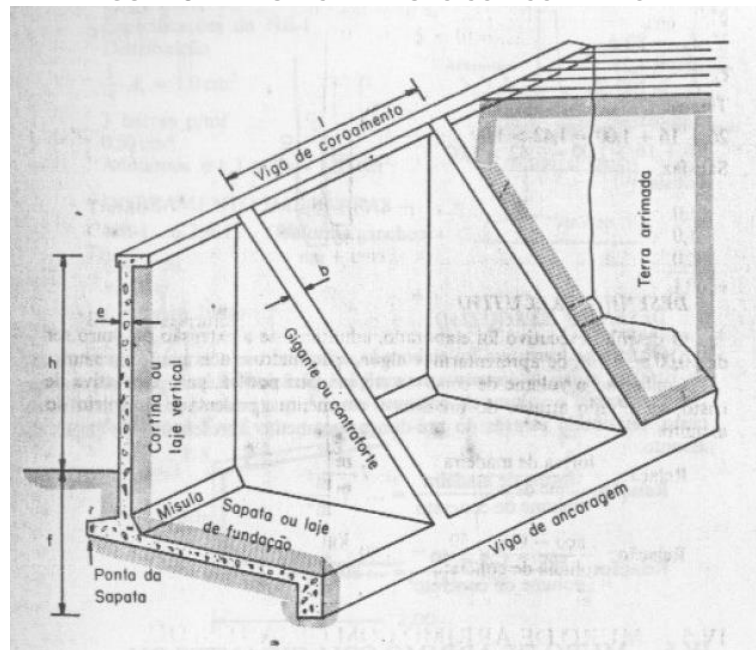
Esse tipo de muro, possui seção transversal em formato de “L” e resistem aos empuxos por flexão. Utiliza parte do próprio peso que se apoia sobre a base para manter-se em equilíbrio.

Em muros com alturas superiores a 5 metros, se torna interessante a utilização de contrafortes para o aumentar a estabilidade contra tombamento da estrutura. Quando se trata de laje com a base sob o reaterro os contrafortes devem ser corretamente armados para resistir aos esforços de tração. Ao contrário, quando a laje é externa ao aterro os contrafortes trabalham resistindo à compressão. Essa última opção é pouco utilizada pois acarreta na perda de área útil a jusante da estrutura, pois os contrafortes geralmente são espaçados cerca de 70% da altura da estrutura.

Os muros de flexão também podem ser ancorados na base com a utilização de tirantes ou chumbadores para aumentar a sua condição de estabilidade. Essa aplicação se torna interessante quando ocorre material competente na fundação, ou

seja, rocha sã ou alterada na fundação do muro ou até mesmo quando há limitação dos espaços disponíveis para que a implementação da base da estrutura apresente as dimensões necessárias para a sua estabilidade (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2019).

FIGURA 5 - PERSPECTIVA MURO COM CONTRAFORTE

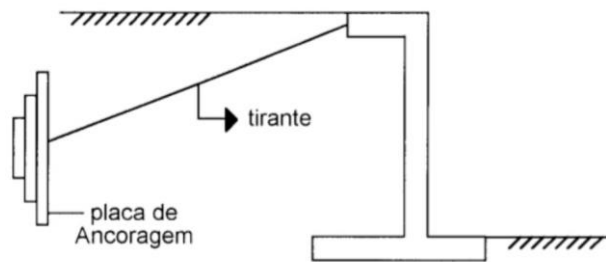


CADERNO DE MUROS DE ARRIMO, 1982.

2.1.2.2.2 Cortina de arrimo

Conhecidas como cortinas atirantadas (Figura 6), são contenções que, através dos tirantes, estão ligados a uma estrutura mais resistente e têm um efeito de ancoragem ativo com pouco deslocamento. Consistem em tirantes injetados no solo e solicitados a esforço axial de protensão, a outra extremidade dos tirantes é conectada à parede de concreto armado e é projetada para suportar as tensões geradas pela reação entre o solo e o sistema de tirantes. Por sua eficácia e versatilidade, são muito proeminentes na estrutura de contenção e podem ser usados em qualquer situação geométrica, mas seu custo é elevado.

FIGURA 6 - MURO ATIRANTADO



ROCHA, 1974.

Segundo More (2003), a utilização de cortinas ancoradas se constitui na solução técnica mais adequada, quando se procura conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

Devido ao trabalho de Antônio José da Costa Nunes, professor da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, as cortinas ancoradas avançaram muito no Brasil, método que desenvolveu desde 1957 na empresa onde trabalhava. Um grande avanço ocorreu também na década de 1970, na implantação das obras do metrô de São Paulo, com a introdução de ancoragens reinjetáveis com calda de cimento sob altas pressões (MORE, 2003).

De acordo com Massad (2003), a determinação da carga necessária nos tirantes pode ser feita por equilíbrio limite através dos métodos de Culmann e Bishop simplificado, por exemplo. Porém é condição necessária que na composição do comprimento dos tirantes, os bulbos estejam além do plano (ou superfície) de escorregamento crítico.

Em suma, as cortinas são formadas por finas paredes de concreto armado com espessura variando entre 20 e 30 cm. Nelas estão contidos os tirantes protendidos. Geralmente são verticais ou sub-verticais porque estão uniformemente distribuídos e espaçados. O desempenho é variável de acordo com a altura da contenção e os esforços atuantes.

2.1.2.3 *Contenção em solo reforçado*

Para Clayton et al. (2013, tradução nossa) diferentemente das contenções a gravidade, solo reforçado é feita com uma combinação de solo compactado e um número suficiente de elementos de reforços. Na medida que o reforço interage com o solo circundante, ele desenvolve tensões de aderência ao longo de todo o seu comprimento. Por conta disso, o solo reforçado requer um sistema de revestimento de face simples, apenas para suporte no confinamento do solo e estética do maciço reforçado.

De acordo com a ABNT NBR 16920-1:2021 desde que adequadamente compactados, os solos apresentam boa resistência à compressão e ao cisalhamento. No entanto, sua resistência à tração é baixa.

A introdução de elementos que possuam elevada resistência a tração no maciço limita as deformações que possam se desenvolver devido a carga gerada pelo próprio peso do solo, associada ou não a um carregamento externo.

Na estruturas de solo reforçado, a transferência dos esforços para os elementos resistentes à tração ocorre devido a interação entre o solo e o elemento de reforço.

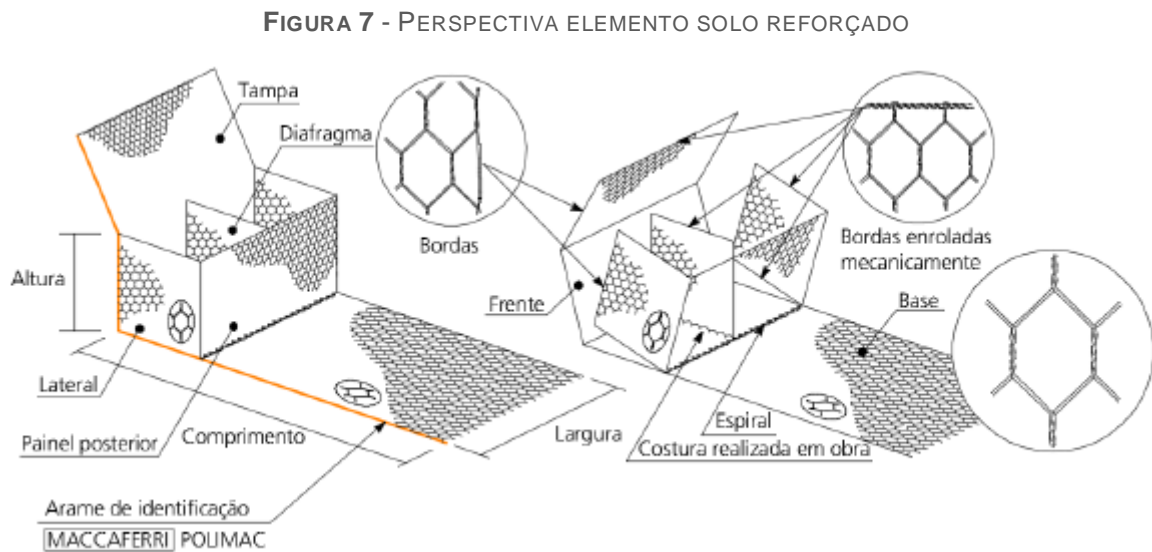
Os princípios fundamentais de reforço tratados nesta Parte da ABNT NBR16920 se aplicam a qualquer sistema de solos reforçados em aterros, independentemente do tipo de reforço adotado. Entretanto, o dimensionamento do reforço propriamente dito e os detalhes construtivos e de face são função das características individuais de cada material (ABNT NBR16920-1, 2021).

Os elementos de reforços são capazes de resistir as solicitações e deformações no interior do maciço e devido a sua composição apresentam resistência adequada a degradação, quando enterrados. São de naturezas diversas os elementos utilizados como reforço, sendo eles fitas, tiras, barras, grelhas, malhas metálicas, geossintéticos, entre outros.

2.1.2.3.1 Solo reforçado com malhas metálicas

A malha metálica tecida consiste em um reforço planar, ensaiado de acordo com ABNT NBR ISO 10319, composto por arames ou fos de aço na forma de malha hexagonal ou romboidal, galvanizadas, revestidas ou não por material polimérico. As malhas metálicas devem ter resistência e proteção contra corrosão compatíveis com as solicitações e vida útil de projeto (ABNT NBR16920-1, 2021).

Para a Maccaferri (2005) esta solução é formada por uma estrutura em solo reforçado, contida por elementos metálicos em malha hexagonal de dupla torção, que ao mesmo tempo formam o paramento externo, com aparência silimilar ao de um gabião tipo caixa (Figura 7), e o painel de reforço que interage mecanicamente com o solo.



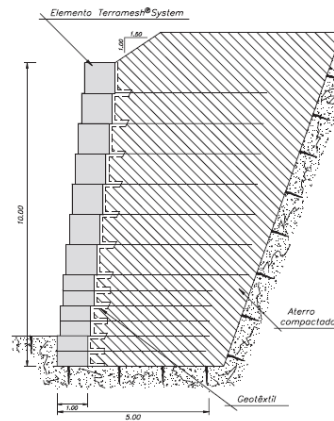
MACCAFERRI, 2017

Uma das grandes vantagens desta solução é que permite a formação do aterro estrutural com a utilização do próprio solo local, requerendo-se somente na pior das situações mesclá-lo com solo de melhor qualidade.

Para casos de estruturas muito altas, ou da presença de grandes sobrecargas, pode-se agregar aos elementos metálicos de reforço poliméricos como geogrelhas de alta resistência.

Por serem elementos estruturais, o Terramesh System (Figura 8) são necessariamente fabricados com arames galvanizados revestidos com polímero.

FIGURA 8 - SEÇÃO TERRAMESH SYSTEM



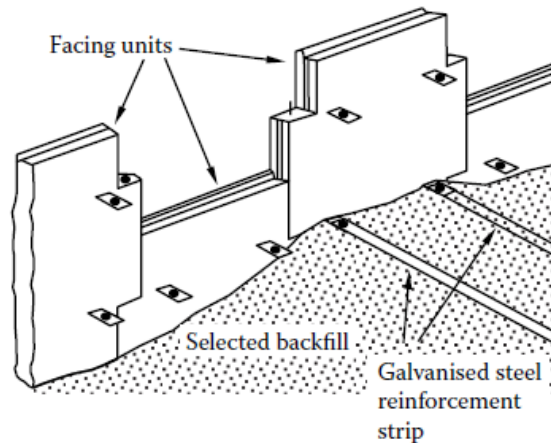
MACCAFERRI, 2005

2.1.2.3.2 Solo reforçado com tiras metálicas

A tira metálica consiste em um reforço linear na forma de barras de aço, de seção retangular, com espessura mínima de 4 mm e larguras que variam de 40 mm a 100 mm. As tiras metálicas podem ser lisas, corrugadas ou com nervuras transversais em ambas as faces, havendo se necessário proteção de galvanização de acordo com a vida útil da obra prevista em projeto (ABNT NBR16920-1, 2021).

Nesse sentido, a solução Terra Armada, também conhecida como solo armado ou reforçado, são estruturas de contenção flexíveis, que associam aterro selecionado e compactado a elementos lineares de reforço que serão submetidos à tração e a elementos de face modulares pré-fabricado. São normalmente usados em obras rodoviárias, ferroviárias, industriais e em outras aplicações de engenharia civil.

FIGURA 9 - DETALHES SOLO REFORÇADO EM TIRAS COM FACE DE CONCRETO



CLAYTON ET AL, 2013.

2.1.2.3.3 Solo reforçado com geogrelhas

Segundo o Manual Brasileiro de Geossintético (2015), geogrelha é uma estrutura polimérica planar constituída por uma malha aberta de elementos resistentes a tração que, que podem ser unidos através de extrusão, solda ou entrelaçamento.

A geogrelha consiste em um produto polimérico com estrutura em forma de grelha, com função de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerado unidirecional quando apresenta maior resistência à tração em uma direção e bidirecional quando apresenta resistência à tração igual nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas (ABNT NBR16920-1, 2021).

Um exemplo de aplicação de geogrelhas para solo reforçado é em Muros Terrae. Trata-se de um processo construtivo desenvolvido com base nos chamados muros segmentais, compostos por blocos pré-moldados intertravados como paramento frontal e geogrelhas de alta rigidez à tração.

FIGURA 10 - EXECUÇÃO DE MURO TERRAE

HUESKER,2016.

2.2 Influência da água no muro de arrimo

A maioria dos acidentes envolvendo as contenções muro de arrimo estão ligadas ao acúmulo de água no maciço. Com isso, a existência de um lençol freático no maciço é altamente desfavorável, pois gera o aumento substancial do empuxo total. O acúmulo de água, causado por problemas de drenagem, pode duplicar o empuxo ativo.

O efeito da água pode ser direto, resultante do acúmulo de água junto ao tardo interno do muro, ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao cisalhamento do maciço em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais.(Gerscovich, Danziger, Saramago, 2019).

O efeito direto e de maior intensidade que pode ser eliminada ou suavizada com um sistema de drenagem eficaz. Deve ter muita cautela ao projeto do sistema de drenagem, buscando dar vazão as precipitações e a melhor escolha do material drenante a fim de evitar qualquer possibilidade de entupimento da drenagem.

2.2.1 Sistemas de Drenagem

Para um desempenho eficaz de uma estrutura de contenção, o uso de sistemas eficiente de drenagem é essencial. Geralmente drenagem de projetos é ajustado com o dispositivos de proteção superficial do talude. Os sistemas de drenagem podem ser projetados na superfície ou no interior dos maciços.

Os Sistemas de drenagem de superfície devem capturar e conduzir as águas que buscam a superfície do talude, considerando não apenas a área da região estudada como toda a bacia de captação.

Vários dispositivos podem ser selecionados para o projeto, (canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida (escada), dissipadores de energia, caixas coletoras etc.), pode depender da natureza da área (ocupação densa, com vegetação etc.), das condições geométricas do talude e do tipo de material (solo/rocha)". (Manual da GeoRio (1999) – Drenagem e Proteção superficial).

Existem dois sistemas superficial muito utilizado na proteção de talude , a de proteção com vegetação e de proteção com impermeabilização ambos possuem a finalidade de reduzir a infiltração e a erosão, decorrentes da precipitação de chuva sobre o talude. Não há uma regra para a concepção de projetos desta natureza, entretanto deve-se sempre considerar a proteção vegetal como a primeira alternativa, em particular, para taludes não naturais.

FIGURA 11 - PROTEÇÃO DE TALUDE

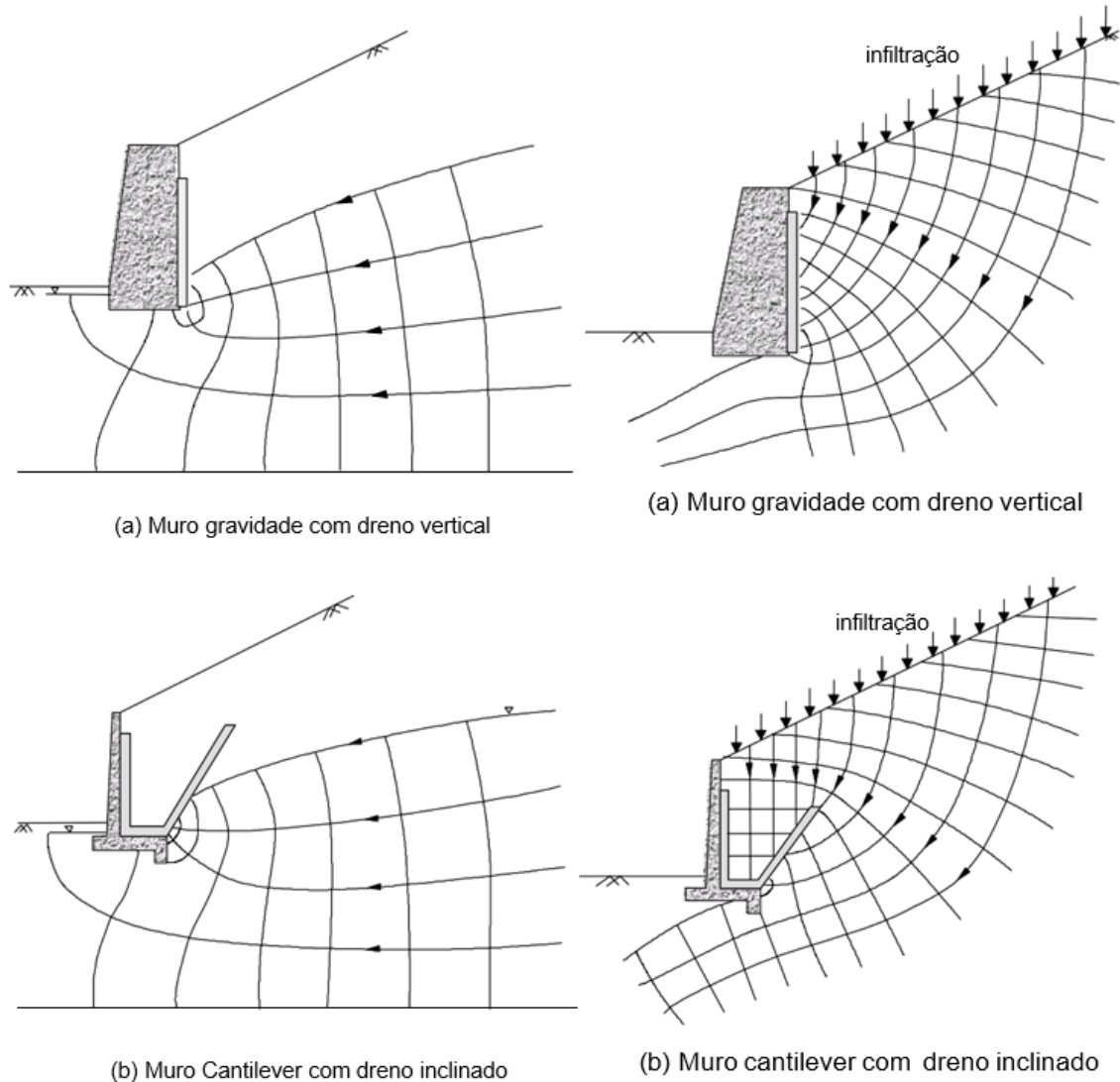


GEORIO, 1995.

Processos de infiltração resultante da precipitação de chuva causa alterações nas condições hidrológicas do talude, com a redução das sucções e/ou aumentando a magnitude das poropressões (Figura 12). Nas duas situações, estas mudanças causam uma redução na tensão efetiva e, conseqüentemente, a redução da resistência ao cisalhamento do material, causando a instabilidade. É importante destacar que, no caso de taludes localizados em áreas urbanas, mudanças nas

condições hidrológicas podem ocorrer não somente devido à infiltração das águas de chuva, como também devido a infiltrações causadas por vazamentos em tubulações de água e/ou esgoto.

FIGURA 12 - PROCESSOS DE INFILTRAÇÃO



CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019

Sistemas de drenagem subsuperficiais (drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos de estruturas de contenção, filtros granulares e geodrenos) têm a finalidade de controlar as magnitudes de pressões de água e a captação de fluxos que ocorrem no interior dos taludes. Estes sistemas conduzem o rebaixamento do nível d' água, diretamente proporcional ao coeficiente de

permeabilidade e ao gradiente hidráulico que são diminuídos progressivamente até se restabelecer uma condição de regime permanente.

Em solos com baixa condutividade hidráulica, esta redução pode significar a ausência de um volume de drenagem visível, a qual não deve, ser associada à degradação do dreno. Este tipo de comportamento muitas vezes pode gerar dúvidas quanto à eficácia do sistema de drenagem, sugerindo a possibilidade de colmatagem. Neste sentido, recomenda-se o monitoramento contínuo, através da instalação de piezômetros, comparando-se registros antes, durante e após a construção

A Figura 13 e Figura 14 apresentam esquemas de sistemas de drenagem. Quando não há inconveniente em drenar as águas para a frente do muro, podem ser introduzidos furos drenantes ou barbacãs.

FIGURA 13 - SISTEMAS DE DRENAGEM

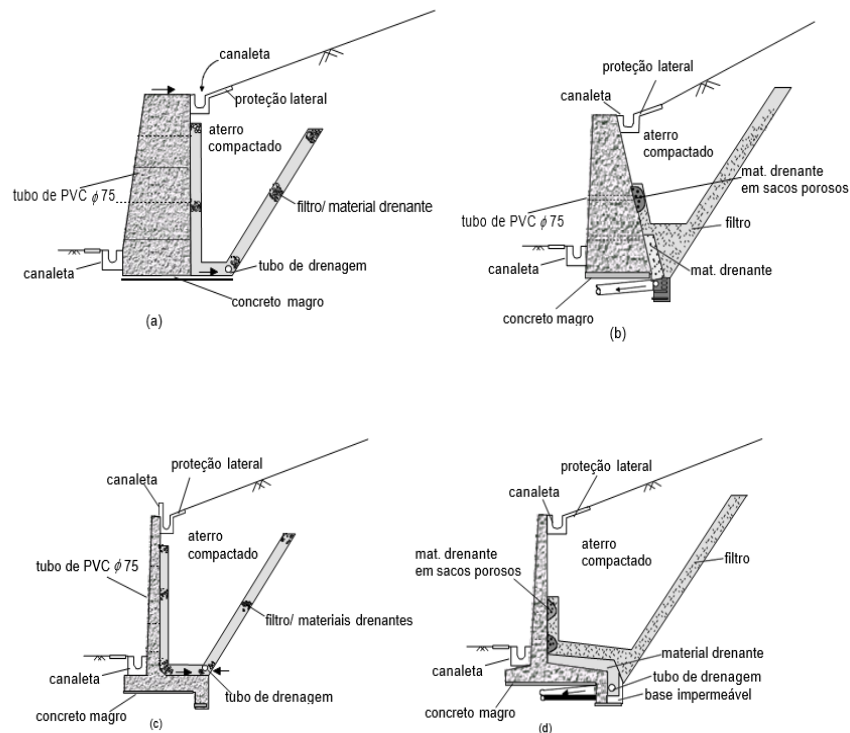
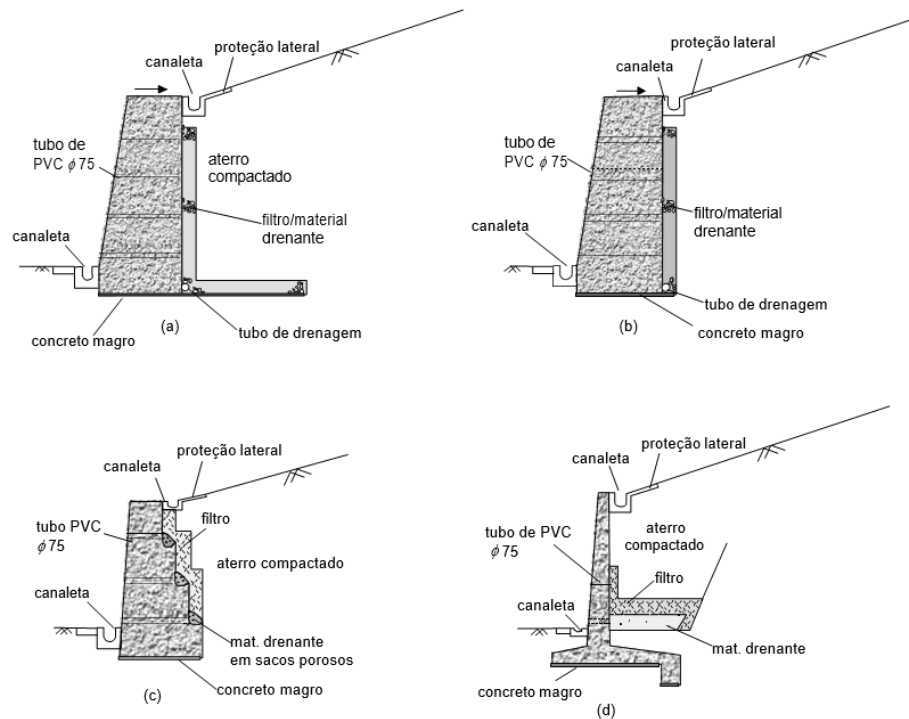


FIGURA 14 - SISTEMAS DE DRENAGEM



CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019

Durante a construção de uma contenção de muro de arrimo, a execução dos drenos deve ser cuidadosamente monitorada, observando o posicionamento do colchão de drenagem e garantindo que durante o lançamento do material não haja contaminação ou segregação. A Figura 15 mostra a drenagem em funcionamento.

Os muros com características drenantes como crib walls e gabiões, podem necessitar da instalação de filtro vertical na face interna do muro, a não ser que o material de preenchimento atue como filtro, e impessa o carreamento da fração fina do retroaterro. Nos gabiões, é recomendado a instalação de uma camada drenante na base para proteção da fundação contra eventuais processos erosivos.

FIGURA 15 - SISTEMAS DE DRENAGEM COM BARBACÃS



CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019

2.3 Empuxos de terra

2.3.1 Conceito

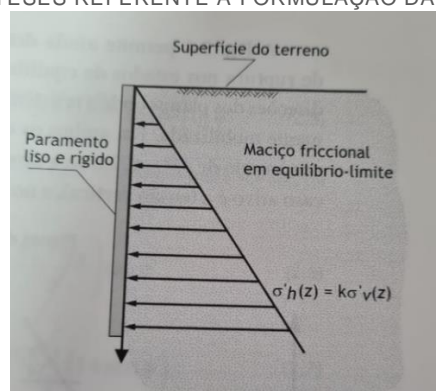
Para Gerscovich (2016) empuxo de terra são os esforços horizontais produzidos por um maciço de solo sobre as estruturas com ele em contato. De outro modo, empuxo de terra o resultado da distribuição das tensões horizontais que atuam em uma estrutura de contenção. O valor da resultante do empuxo de terra, bem como sua distribuição ao longo do elemento estrutural, vai depender de como o processo de interação entre o solo e a estrutura ocorre durante as etapas da obra. O empuxo atuante sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que tendem a alterar o valor da distribuição do empuxo ao longo das etapas construtivas.

2.3.2 Principais teorias

2.3.2.1 Teoria de Rankine

O método de Rankine baseia-se na teoria de que o solo é homogêneo, isotrópico e de superfície plana.

FIGURA 16 - HIPÓTESES REFERENTE À FORMULAÇÃO DA TEORIA DE RANKINE



Gescovich (2016) diz que a teoria de Rankine considera que os movimentos das estruturas são suficientes para mobilizar os estados de tensão ativo ou passivo. Considerando o afastamento da parede, haverá uma redução das tensões horizontais (σ_h), sem alteração das tensões verticais (σ_v).

Com isso, para o empuxo ativo temos o coeficiente K_a :

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v}$$

Onde: σ'_{ha} é a tensão efetiva horizontal ativa, e σ'_v é a tensão efetiva vertical.

Com base no círculo de Mohr, a teoria de Rankine determina a seguinte equação:

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Onde: φ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

Já em outro sentido, quando o deslocamento da parede tende a se deslocar de encontro ao maciço, haverá um aumento das tensões horizontais (σ_h). Com isso, em determinado momento a tensão horizontal será igual a tensão vertical, instalando-se no maciço um estado de tensões hidrostático.

Nesse caso, o solo terá atingido a condição passiva de equilíbrio. Para isso, temos o coeficiente de empuxo passivo K_p :

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v}$$

Onde: σ'_{hp} é a tensão efetiva horizontal passiva, e σ'_v é a tensão efetiva vertical. Seguindo o mesmo raciocínio, considerando a teoria através do círculo de Mohr temos:

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi'}{1 - \operatorname{sen}\varphi'} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Onde: φ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

Ainda para Gescovich (2016), as tensões podem ser calculadas de acordo com os estratos do solo, considerando:

$$\sigma'_h = K \cdot \gamma \cdot H$$

Onde Y é o peso específico da camada e h é sua profundidade.

Com isso, o diagrama de tensões resultante é triangular e o empuxo será dado pela integração das forças horizontais ao longo da profundidade:

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

Para terrenos com superfície inclinada serão utilizadas as mesmas considerações anteriores, exceto para os coeficientes de empuxo ativo K_a e passivo K_p , sendo eles definidos por:

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

$$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Onde β é a inclinação do terreno.

2.3.2.2 Teoria de Coulomb

Segundo Moliterno, a teoria de Coulomb se baseia na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial da cunha de terra, que desliza pela perda de resistência ao cisalhamento ou atrito. Considera-se que o deslizamento ocorre frequentemente ao longo de uma superfície curva.

Para Gerscovich para determinar os empuxos arbitram-se superfícies de deslizamento, que delimitam cunhas de solo adjacentes à parede. Com base nos valores das forças que atuam em cada cunha do solo, é calculado o valor da força que a estrutura deve exercer sobre o maciço para que seja capaz de provocar o deslizamento da cunha.

Para Barros (2010) outra maneira de se quantificar os empuxos sobre uma estrutura é admitindo que no instante da mobilização total da resistência do solo são formadas superfícies de deslizamento ou ruptura no interior do maciço. Com isso,

delimitará a parcela do maciço que se movimentaria em relação ao restante do solo. Considerando a parcela de solo como um corpo rígido o empuxo pode ser determinado através do equilíbrio das forças atuantes sobre este corpo rígido.

O método de Coulomb admite então que tais superfícies de ruptura são planas e o empuxo é aquele que atua sobre a superfície mais crítica, onde o coeficiente de empuxo ativo poderá ser determinado através de :

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Onde:

$$\alpha = 90 - \theta$$

θ = ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical;

β = ângulo de inclinação do terreno adjacente;

δ = ângulo de atrito entre solo / muro;

φ = ângulo de atrito interno do solo.

2.4 Ensaios Geotécnicos

2.4.1 Definição

Segundo Gerscovich, Danziger, Saramago (2019) o grande objetivo da investigação geotécnica é proporcionar o reconhecimento das camadas do solo local, possibilitando a montagem do perfil geotécnico que posteriormente fará parte das análises de estabilidade. Também é necessário para identificar os parâmetros geotécnicos das camadas que compõem o solo.

2.4.2 Tipos de ensaios

2.4.2.1 Sondagem SPT (*Standard Penetration Test*)

De acordo com Schnaid, Odebrecht (2020) o Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. O SPT é utilizado como indicativo da densidade de solos granulares e também é utilizado na identificação da consistência de solos coesivos.

Gerscovich, Danziger, Saramago (2019) salientam que a maioria das estruturas de contenção são projetadas com base em informações obtidas por meio das sondagens a percussão (SPT).

Para a elaboração de análises e projetos de estabilização de encostas, há a necessidade de se realizar sondagens para caracterização da encosta e a determinação da estratigrafia do terreno conforme preconizado pela ABNT NBR 11682:2009.

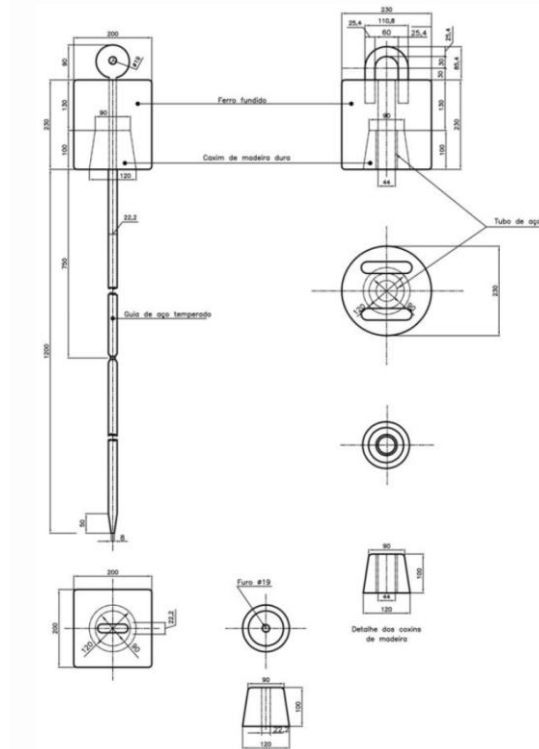
Esta Norma especifica o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos com ensaio de SPT. São descritos dois sistemas de execução: sistema de sondagem manual e sistema de sondagem mecanizado. Ambos têm por finalidade fornecer as seguintes informações: tipos de solos e suas respectivas profundidades de ocorrência; indicação da posição do nível de água (quando ocorrer) durante a execução de cada sondagem, e o índice de resistência à penetração N a cada metro (ABNT NBR 6484:2020).

A mesma norma determina os elementos necessários para realização da sondagem considerando o sistema manual, sendo estes:

- Torre de aço com roldana, moitão e corda, desmontável apoiada em quatro pontos.
- Tubos de revestimento de aço com diâmetro nominal interno não inferior a 63,5 mm e com no máximo 165 mm.
- Hastes de perfuração/ cravação de aço com diâmetro nominal interno de

- Martelo padronizado para cravação do amostrador (Figura 19)

FIGURA 19 - DETALHE MAERTELO PARA CRAVAÇÃO DO AMOSTRADOR



ABNT NBR 6484:2020

- Baldinho para esgotar o furo
- Medidor de nível de água
- Metro de balcão ou trena
- Recipientes para amostras
- Bomba d'água centrífuga motorizada
- Caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação
- Ferramentas gerais necessárias para a operação.

Já para realização da sondagem através de sistema mecanizado de acordo com a norma pede-se:

- Perfuratriz rotativa.

- Tubos de revestimento.
- Haste de perfuração/cravação.
- Trado oco.
- Trado helicoidal contínuo.
- Tricone.
- Amostrador-padrão.
- Cabeça de bater.
- Martelo automático padronizado para cravação do amostrador.
- Medidor de nível de água.
- Metro de balcão ou trena.
- Recipientes para amostra.
- Ferramentas gerais necessárias para operação da aparelhagem.

Schnaid, Odebrecht (2020) destaca a execução do ensaio, o procedimento de perfuração e a elevação e liberação do martelo como procedimentos do ensaio.

Com o amostrador devidamente posicionado no fundo da perfuração, na profundidade de ensaio, é colocado cuidadosamente o martelo sobre a cabeça de bater e mede-se a penetração da composição decorrente do próprio peso do martelo. Caso o valor seja representativos, registra-se o mesmo na folha de ensaio, caso contrário mascam-se três segmentos de 15 cm cada um e inicia-se a cravação, contando o número de golpes necessários para a cravação de cada segmento. O número de golpes N_{spt} utilizado no projeto é a soma dos valores correspondentes aos últimos 30 cm de penetração do amostrador.

Não há um procedimento único de perfuração, depende-se das condições do subsolo e do sistema de perfuração utilizado. Procedimentos e equipamentos distintos podem ser empregados.

Perfuração manual executada acima do nível freático deve ser realizado utilizando trados helicoidais. Abaixo do nível freático, utiliza-se o sistema de circulação de água, bombeada pelo interior das hastes até a extremidade inferior do furo. Independente do procedimento, deve-se tomar cuidado afim de evitar o amolhamento do solo na cota de ensaio e garantir a remoção do solo escavado no fundo da perfuração.

A elevação do martelo pode ser realizada de forma manual ou mecanizada

conforme já citado anteriormente. No primeiro caso, o martelo é içado por operadores, por sua vez, no sistema mecanizado o martelo é elevado por um guincho autopropelido.

Cavalcante (2002 apud Gerscovisch et al, 2019) cita alguns fatores que podem afetar o SPT, entre eles a limpeza inadequada do furo de sondagem, altura da queda do martelo, frequência dos golpes, entre outros.

2.4.2.2 Ensaio de granulometria

Sistematizada pela ABNT NBR 7181:2018, este ensaio é utilizado para determinar as porcentagens em peso que cada camada específica do tamanho das partículas do solo representa em relação a massa total ensaiada.

Os aparelhos necessários para a execução deste ensaio segundo a ABNT NBR 7181:2018 são:

- Estufa com temperatura de 60 °C e 65°C, e entre 105 °C e 110 °C;
- Balanças capazes de pesar nominalmente 200g até 10 kg com sensibilidade de até 2 casas decimais;
- Receptáculos adequados para armazenamento das amostras sem variação de umidade;
- Aparelho de dispersão com hélices substituíveis com rotação não inferior a 9000 r/min e copo munido de chicanas;
- Proveta de vidro de aproximadamente 450 mm de altura e 65 mm de diâmetro, com referência de 1000 cm³ a 20 °C;
- Densímetro de bulbo simétrico, calibrado a 20 °C e com resolução de 0,001 mm graduado de 0,995 a 1,050;
- Termômetro graduado em 0,1 °C (de 0 °C a 50 °C);
- Relógio com indicação de segundos;
- Béquer de vidro, com capacidade de 250 cm³;
- Provea de vidro com capacidade de 250 cm³ e resolução de 2 cm³;
- Tanque para banho com dimensões adequadas a imersão das provetas.
- Peneiras em tamanhos variados conforme ABNT NBR NM ISO 3310-

1:2010 e ABNT NBR NM ISO 3310-2:2010;

- Escova com cerdas metálicas;
- Agitador mecânico de peneiras, com dispositivos para fixação de até seis peneiras, considerando tampa e fundo.
- Baguete de vidro;
- Bisnaga;
- Cápsulas metálicas para determinação do teor de umidade;

O método do ensaio consiste na preparação da amostra, determinação da massa da amostra seca em temperatura ambiente, passagem do material em peneira de 2,0 mm com a amostra já destorroada, lavagem da parte retida na peneira de 2,0 mm para eliminação dos materiais finos aderente, secagem na estufa de 105 °C a 110 °C. Após isso é feita a sedimentação, peneiramento fino e peneiramento grosso conforme descritos na norma supracitada.

2.4.2.3 Massa específica Real dos Grãos

De acordo com a ABNT NBR 6458:2020 este método tem por objetivo estabelecer a determinação da massa específica dos grãos do solo retidos na peneira de 4,8 mm, por meio de picnômetro e deverá ser realizada pelo menos dois ensaios.

A preparação da amostra para o ensaio, deverá tomar a metade da quantidade da amostra, que é preparada de acordo com o disposto indicado na ABNT NBR 6457:2016. A quantidade restante é utilizada para o segundo ensaio.

A amostra deve ser lavada na peneira de 4,8 mm, para a retirada do material fino e aderente, em seguida, imergir em água destilada, à temperatura ambiente, durante 24 h. Deverá retirar a amostra da água e enxugá-la com o tecido absorvente ligeiramente umedecido, com o propósito de remover somente a água superficial, permanecendo os grãos com o aspecto característico de material saturado.

Em alguns laboratórios o ar do solo é retirado através de banho maria. O valor de “ δ ” é utilizado nos cálculos de análise granulométrica por sedimentação na

determinação de relações volumétricas das fases do solo e como indicação da natureza mineralógica do solo ou de suas frações.

A massa específica real é numericamente igual a densidade do mineral que constitui o grão e pode ser determinada facilmente por um picnômetro.

A massa específica dos grãos de solos contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm deve ser calculada utilizando-se a seguinte equação:

$$\rho_s = \frac{\rho_{sp} * \rho_{sr}}{\rho_{sp}M_2 + \rho_{sr}M_1} * 100$$

Onde:

- ρ_s é a massa específica dos grãos do solo contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³);
- ρ_{sp} é a massa específica dos grãos de solo que passam pela peneira de 4,8 mm, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³);
- ρ_{sr} é a massa específica de grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³);
- M_1 é a porcentagem em massa, da fração da amostra que passa na peneira de 4,8 mm;
- M_2 é a porcentagem em massa, da fração da amostra retida na peneira de 4,8 mm.

2.4.2.4 Determinação do teor de umidade

De acordo com a ABNT NBR 16097:2012 este método tem por objetivo estabelecer dois métodos para determinação do teor de umidade.

Antes de iniciar os métodos, é necessário a preparação da amostra de acordo com o tipo de solo, sendo:

- Areias e solos arenosos pulverizados: não é necessário preparo;

- Material grosseiro: pulverizar e passar pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm;
- Material lamacento: determinar a massa de certa quantidade de solo e misturar com com igual massa de areia seca para obter a mistura solta.

Ainda para a norma, os aparelhos necessários para realização do ensaio considerando o método do umidímetro são:

- Umidímetro, mais conhecido como Speedy.
- Balança com capacidade de 200g e resolução de 0,1 g;
- Estufa capaz de manter a temperatura no intervalo de $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$.

O procedimento consiste em colocar no recipiente com auxílio da espátula a massa de solo úmido recomendada, fechar o recipiente e promover ciclos de agitação vigorosa e repouso até estabilizar a pressão resultante da reação e após a estabilização, efetuar a leitura de pressão no manômetro do Speedy.

Já para o Método de frigideira os aparelhos necessários são:

- Frigideira de tamanho médio;
- Fogareiro a gás;
- Balança com capacidade de 1 kg e resolução de 0,5g;
- Recipiente de metal ou plástico para pesagem da amostra;
- Saco plástico para coleta da amostra de solo;
- Espátula ou colher metálica de cabo comprido;
- Placa de vidro transparente;
- Concha do tipo jardineira.

O procedimento para realização do ensaio através do método de frigideira consiste em colocar 200 g de amostra úmida, aquecer a amostra em fogo baixo, interromper o aquecimento após não observar vapor de água sob o vidro colocado um pouco acima da amostra e determinar a massa do conjunto.

2.4.2.5 Limites de plasticidade e de liquidez

Orientados pela ABNT NBR 7180:2016 e ABNT NBR 6459:2017 respectivamente, e conhecidos como Limites de Atterberg, tais ensaios permitem determinar os limites de consistência do solo. Neste caso, o termo “consistência” é utilizado para descrever um estado físico do solo ou seja, a determinação do grau de ligação entre as partículas.

Segundo Massad (2020) limite de plasticidade (LP) é a umidade em que a água começa a existir em excesso, ou seja, numa quantidade superior para satisfazer a adsorção da partícula.

De acordo com a ABNT NBR 7180:2016 os aparelhos necessários para a realização do ensaio para determinação do limite de plasticidade são:

- Estufa capaz de manter a temperatura de 60 °C a 65 °C e de 105 °C a 110 °C;
- Cápsula de porcelana com 120mm de diâmetro aproximadamente;
- Espátula de lâmina flexível com aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura;
- Recipientes adequados como pares de vidros que evitem a perda da umidade da amostra;
- Balança que permita pesar nominalmente 200 g, com resolução de 0,01 g e sensibilidade compatível;
- Gabarito cilíndrico para comparação com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento;
- Placa de vidro com superfície esmerilhada com aproximadamente 30 cm de lado.

Para Massad (2020) o ensaio é realizado da seguinte forma:

- Tomar cerca de 1 cm³ da amostra preparada.
- Reduzir a umidade da amostra comprimindo-a entre duas folhas de papel-toalha ou rolando-as sobre papel absorvente, desde que o material utilizado para secagem não se agregue a amostra utilizada.
- Rolar o solo sobre a placa de vidro com a palma da mão ou a base dos dedos repetidamente até que se fragmente em segmentos de 6 mm a

10 mm de comprimento e diâmetro aproximado de 3mm.

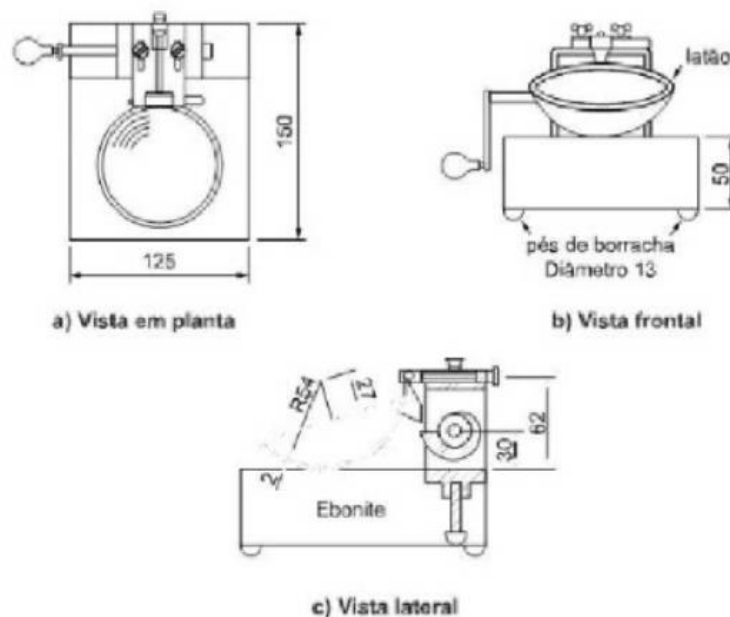
- Pesar de imediato os segmentos;
- No dia seguinte, determinar seu teor de umidade que corresponderá ao LP (Limite de plasticidade);
- Fazer três determinações que devem estar em um intervalo de $\pm 2\%$ em relação a média.

Ainda segundo Massad (2016) o limite de liquidez (LL) é a medida do espaçamento entre as partículas do solo ao qual as forças atrativas são reduzidas ao passo que o valor da resistência ao cisalhamento é de aproximadamente 2,5 Kpa, equivalente a 25 g/cm².

Os aparelhos necessários para a determinação desse ensaio são descritos conforme a ABNT NBR 6459:2017:

- Estufa capaz de manter a temperatura de 60 °C a 65 °C e de 105 °C a 110 °C;
- Cápsula de porcelana com 120 mm de diâmetro aproximadamente;
- Espátula de lâmina flexível com aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura;
- Aparelho conhecido como Casagrande, conforme Figura 20;

FIGURA 20 - VISTA APARELHO CASAGRANDE



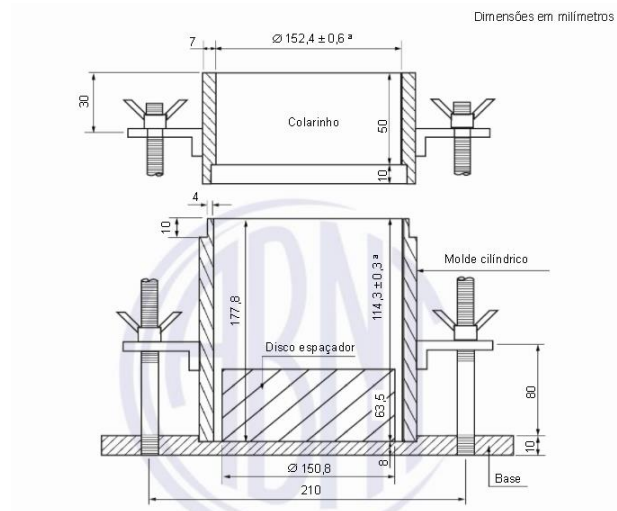
- Cinzel com características e dimensões indicadas na norma;
- Recipientes de vidro em formato côncavos com grampos adequados para se evitar a perda de umidade;
- Balança que permita pesar nominalmente 200 g, com resolução de 0,01 g e sensibilidade compatível;
- Gabarito para verificação da altura de queda da concha;
- Esfera de aço com 8 mm de diâmetro.

Para Massad (2016) o ensaio é realizado da seguinte forma:

- Adiciona-se a concha cerca de 50 g a 75 g do solo amostrado. O teor de umidade inicial deve ser suficiente para que sejam necessários 15 golpes para fechar a ranhura e a quantidade necessária para que uma ranhura completa possa ser formada utilizando-se o cinzel, com espessura aproximada de 10 mm;
- Segurar a concha com o ponto de apoio para cima. O cinzel é mantido perpendicularmente a superfície da concha e a ranhura é feita ao longo do eixo perpendicular ao eixo de rotação da concha;
- Recoloca-se a concha no aparelho Casagrande verificando se todas as partes que o compõem estão limpas;
- Gira-se a manivela, com velocidade de duas voltas por segundo, até que a ranhura se feche num comprimento de 13 mm. Caso note-se irregularidades durante o fechamento, elimina-se a amostra e o ensaio é repetido;
- Realizar o procedimento da forma correta até que três determinações mostrem resultados consistentes;
- Remover 5 g de solo das imediações da parte fechada da ranhura para determinar o teor de umidade;
- Repetir o procedimento afim de se obter dois resultados entre 20 e 25 golpes e outros dois entre 25 e 30 golpes. O limite de liquidez é o teor de umidade que corresponde a 25 golpes.

- Cilindro metálico grande (CBR – California bearing ratio), conforme Figura 22;

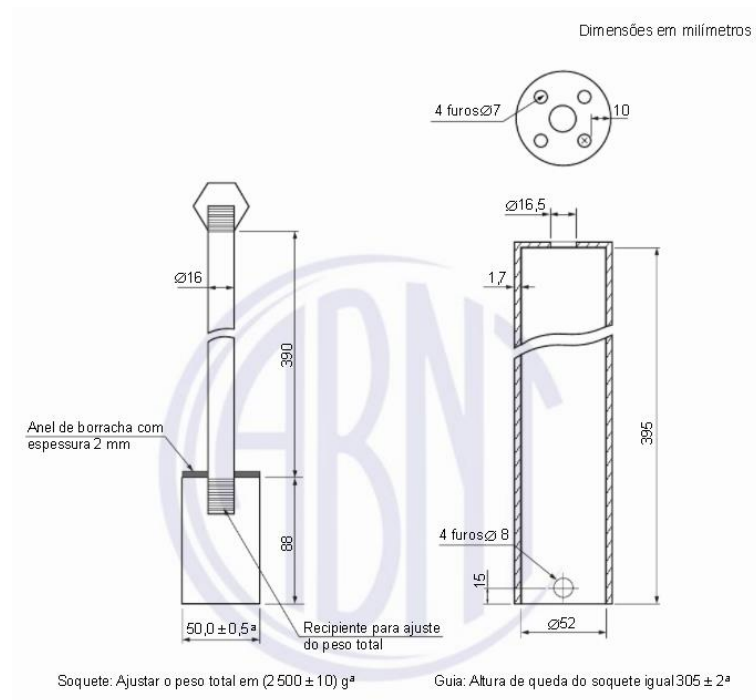
FIGURA 22 – CILINDRO GRANDE



ABNT NBR 7182:2020

- Soquete pequeno com massa de (2.500 ± 10) g e dotado de dispositivo de altura de queda, que é de (457 ± 2) mm (Figura 23).

FIGURA 23 – SOQUETE PEQUENO

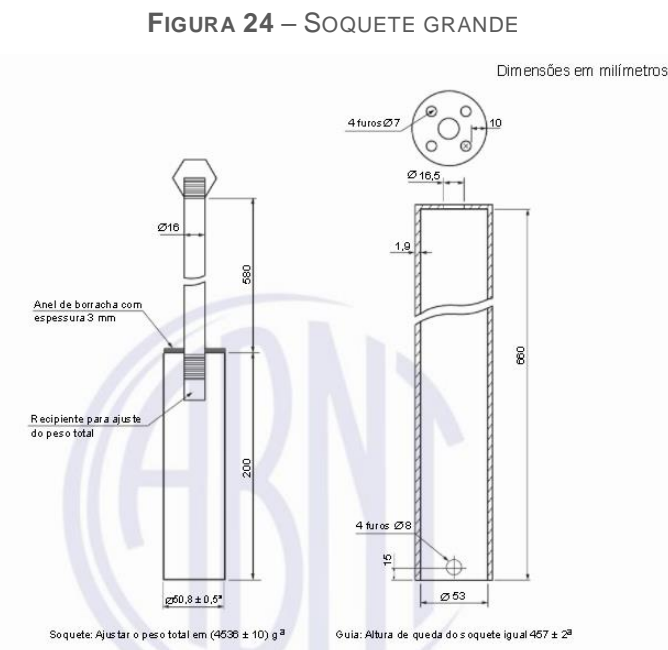


Soquete: Ajustar o peso total em (2.500 ± 10) g^a

Guia: Altura de queda do soquete igual 305 ± 2 ^a

ABNT NBR 7182:2020

- Soquete metálico grande com massa de (4.536 ± 2) mm (Figura 24).



ABNT NBR 7182:2020

- Provetas de vidro com capacidade de 1.000 cm^3 , 200 cm^3 e 100 cm^3 e com graduações de 10 cm^3 , 2 cm^3 e 1 cm^3 , respectivamente;
- Desempenadeira de madeira;
- Extrator de corpo de prova;
- Conchas metálicas;
- Base rígida, preferencialmente de concreto;
- Papel-filtro com diâmetro igual ao do molde empregado;
- Sacos plásticos.

O método de ensaio realizado com reuso de material consiste em:

- Fixar o molde cilíndrico à sua base, acoplar o cilindro complementar e apoiar o conjunto em uma base rígida;
- Tomar a amostra pepara para ensaios com reuso de material, de acordo com a ABNT NBR 6457:2016;
- Adicionar água destilada na bandeja metálica com o auxílio da proveta de vidro gradativamente e revolvendo continuamente o material, de

forma a se obter teor de umidade em torno de 5 % abaixo da umidade ótima presumível;

- Após homogeneização do material, proceder à sua compactação atendo-se ao soquete, número de camadas e número de golpes por camadas correspondente à energia desejada, conforme especificado na Tabela 1 para cilindro pequeno e na Tabela 2 para cilindro grande.

TABELA 1 – ENERGIA CILINDRO PEQUENO

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27

ABNT NBR 7182:2020

TABELA 2 – ENERGIA CILINDRO GRANDE

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador mm	63,5	63,5	63,5

ABNT NBR 7182:2020

- Aplicar os golpes de soquete de forma perpendicular, certificando-se de que o soquete deslize na haste em queda livre.
- Após a compactação da última camada, retirar o cilindro complementar depois de escarificar o material em contato com a sua parede, com o auxílio da espátula.
- Pesar o conjunto e por subtração da massa do mole cilíndrico, obter a massa úmida de solo compactado (M_u)
- Com o auxílio do extrator, retirar o corpo de prova do molde e do seu centro.

- Destorroar o material, com auxílio da desempenadeira e espátula, até que passe integralmente na peneira de 4,8 mm ou na de 19 mm.
- Juntar o material obtido com o remanescente na bandeja e adicionar água destilada de forma a incrementar 2 % no teor de umidade aproximadamente.
- Repetir o procedimento até que sejam obtidos cinco pontos, sendo dois no ramo seco, um próximo à umidade ótima e dois no ramo úmido da curva de compactação.

2.4.2.7 Ensaio de compressão triaxial

Esta Norma prescreve o método para a determinação da resistência à compressão, não confinada (ou simples), de corpos-de-prova constituídos por solos coesivos, mediante a aplicação de carga axial, com controle de deformação. Tais corpos-de-prova podem ser indeformados ou obtidos por compactação ou mesmo por remoldagem (ABNT NBR 12770:1992).

O ensaio de compressão triaxial consiste na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. A vantagem de se utilizar é pelo fato de que este método é o que mais se aproxima das condições reais do solo, pois é possível simular as cargas axiais ao qual o solo está submetido.

De acordo com a ABNT NBR12770:1992 os aparelhos necessários para a execução deste ensaio são:

- Equipamento de compressão sendo prensa hidráulica, de engrenagem ou qualquer outro equipamento de compressão com capacidade e controle suficientes para fornecer a velocidade de deslocamento.
- Anel dinamométrico, acoplado à prensa e utilizado para determinação dos esforços aplicados.
- Extrator de amostra capaz de extrudar o solo da camisa de amostragem.
- Medidor de deslocamento constituído por um defletômetro ou relógio comparador, que permita obter leituras com resolução de 0,01 mm.

- Medidor de dimensões para determinação do corpo-de-prova, como exemplo paquímetro.
- Cronômetro com indicação de segundos para aferir e controlar a velocidade de deformação.
- Balança para determinar a massa dos corpos-de-prova.
- Equipamentos diversos como ferramenteas de corte, molde ou remoldagem.

A execução do ensaio consiste na preparação dos corpos-de-prova realizada em ambiente que impeçam a variação de umidade do material, de preferência em uma sala climatizada.

Após a preparação, coloca-se o corpo-de-prova no equipamento de compressão de forma que seu eixo seja mantido sobre o prato inferior. Ajusta-se o equipamento de compressão cuidadosamente de modo que o prato superior ou anel dinamométrico apenas encoste no corpo-de-prova. Feito isso, é necessário zerar o medidor de deslocamento.

Aplica-se o carregamento de maneira a obter uma velocidade de deformação axial específica constante, cujo valor deve estar compreendido entre 0,5% / min e 2% / min. Registra-se os valores da carga, deslocamento e o tempo em intervalos adequados a fim de se definir a forma da curva de tensão-deformação, geralmente de dez a quinze pontos são suficientes e tendem a ser mais concentrados na fase inicial do carregamento. A velocidade de deformação selecionada deve ser tal que o tempo para a ruptura não exceda 15 minutos. Prosseguir com o carregamento até que os valores da carga aplicada diminuam com a evolução dos deslocamentos, caso não ocorra, até que se obtenha 15% de deformação axial específica.

2.4.2.8 Ensaio de cisalhamento direto

Segundo a ASTM D 3080-04 (2004, tradução nossa) este método consiste na determinação da resistência do solo drenado ao cisalhamento. O teste é realizado deformando uma amostra de forma controlada em um único plano de cisalhamento estabelecido pela configuração do aparelho.

Os materiais necessários para a realização deste ensaio são:

- Dispositivo de cisalhamento inoxidável para segurar a amostra com segurança, capaz de aplicar uma tensão normal às faces da amostra;
- Caixa de cisalhamento circular ou quadrada feita de aço inoxidável;
- Placas porosas que podem ser sintéticas ou de metais que não estão sujeitos a corrosão, para permitir a drenagem da amostra de solo ao longo dos limites superiores e inferiores;
- Dispositivo para aplicação e medição da força normal;
- Dispositivo para cisalhamento da amostra;
- Caixa metálica de cisalhamento;
- Aparador ou anel de corte;
- Balança;
- Dispositivo para indicação de deformação;
- Aparelho para determinação do teor de água;
- Equipamentos para remoldagem ou compactação da amostra.
- Equipamentos diversos tais como cronometro, espátulas, reguas, serras de fio entre outros.

O procedimento para realização deste ensaio consiste em preparar a amostra, montar a caixa de cisalhamento, ajustar o sistema de cargas, posicionar adequadamente os dispositivos para aferir o deslocamento, inserir a placa porosa e a placa de transferências de carga no topo da amostra na caixa de cisalhamento, ajustar o garfo de carga da força normal na posição de forma que a barra de carregamento fique na posição horizontal, aplicar uma pequena carga para verificar se todas as componentes do sistema estão corretas, ajustar o dispositivo de deslocamento vertical, se necessário encher a caixa de cisalhamento com água durante a realização do teste, aplicar a tensão desejada e registrar a deformação em relação ao tempo decorrido.

2.5 Análises de estabilidade

Segundo Massad (2010) nos estudos de estabilidade de taludes, costuma-se definir os fatores de segurança (FS) como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante.

Para a ABNT NBR 11682 (2009) que tem por objetivo especificar os estudos relativos à estabilidade de encostas e dos efeitos de sua instabilidade considera que os fatores de segurança têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas do projeto e construção.

Com isso, as análises de estabilidade de um maciço visam determinar, de forma numérica, a segurança contra possíveis deslizamentos do maciço.

2.5.1 Métodos de análise

Existem diversos métodos teóricos para determinação dos fatores de segurança. Segundo Clayton et al. (2013, tradução nossa), os principais métodos são:

- Fellenius (1936).
- Método de Bishop modificado ou simplificado (1955).
- Método de Janbu (1973).
- Morgenstern e Price método (1965).
- Método de Spencer (1967).
- Método de Sarma (1973) .

Ná prática deve-se escolher entre os métodos de análises circulares e não circulares. Devido a sua simplicidade, é comum e será utilizada na metodologia deste trabalho análises de taludes considerando uma superfície de falha circular e bem definida.

Com isso, o método de Bishop Simplificado fornece resultados mais próximos quando comparado aos métodos mais rigorosos. Dividindo a superfície de ruptura em fatias, considera que:

$$\Sigma \text{ Forças Horizontais} = 0$$

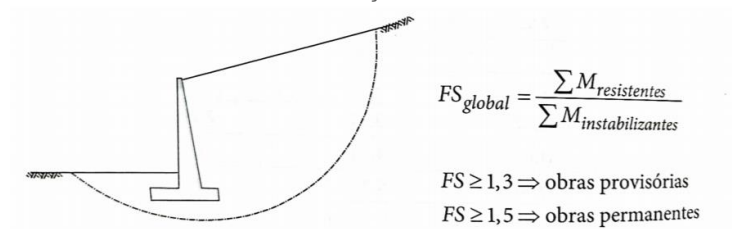
$$\Sigma \text{ Forças Verticais} = 0$$

$$\Sigma \text{ Momentos} = 0$$

2.5.2 Estabilidade global

Para Gerscovisch a ruptura global refere-se á segurança do conjunto solo-muro. A construção da estrutura e o desnível entre as regiões de monante e jusante podem gerar tensões cisalhantes críticas e gerar escorregamento passando por baixo do muro. Considerando tais fatos, deve-se realizar um estudo de estabilidade e dependendo da finalidade da estrutura de contenção, o fator de segurança mínimo admissível pode variar entre 1,3 a 1,5 (Figura 25).

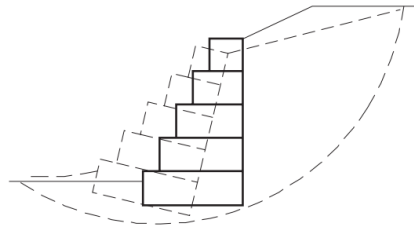
FIGURA 25 - ILUSTRAÇÃO RUPTURA GLOBAL



CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019.

De acordo com Barros (2010) a análise da estabilidade global considerando o conjunto de solo e estrutura de arrimo é executada através do método de Bishop, que analisa a ruptura ao longo de superfícies de falha cilíndricas (Figura 26). Típicamente ocorre quando há camadas ou zonas de solo de menor resistência abaixo da fundação da estrutura.

FIGURA 26 - ESTABILIDADE GLOBAL

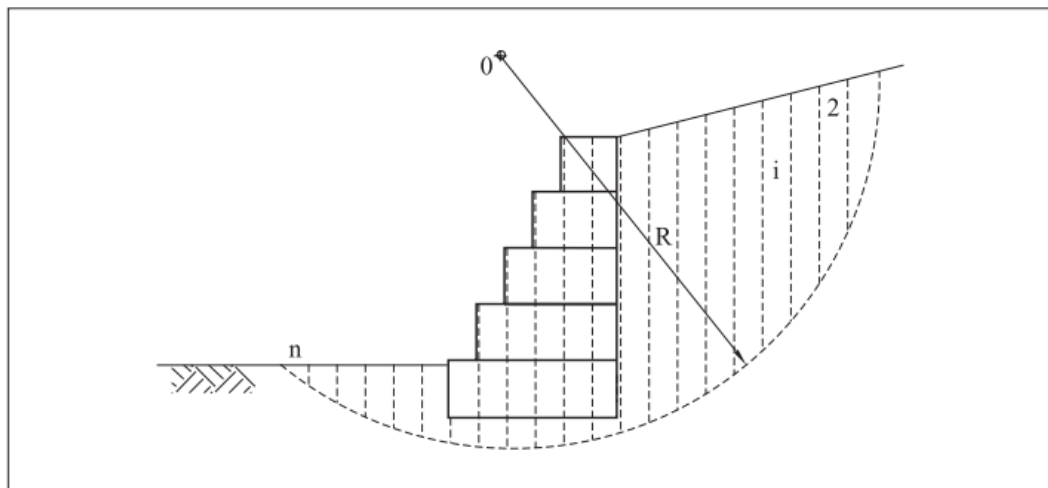


FONTE: MANUAL TÉCNICO OBRAS DE CONTENÇÃO, 2010.

O método mais empregado, são os que consideram parte do maciço sujeita ao deslizamento como blocos rígidos e o analisa como um bloco único dividido em fâtiás, também conhecido como lamelas.

Sendo assim, considera-se uma superfície de ruptura cilíndrica arbitrária, e o material deilimitado é dividido em lamelas (Figura 27).

FIGURA 27 - MÉTODO DE BISHOP, SUPERFÍCIE DE RUPTURA CILÍNDRICA



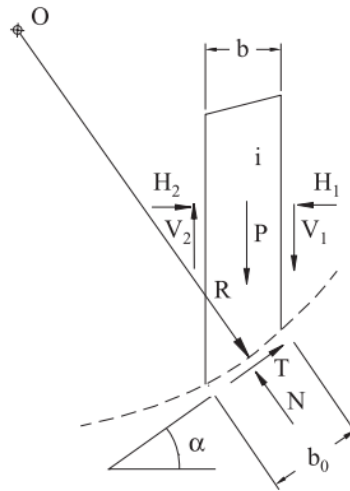
MANUAL TÉCNICO OBRAS DE CONTENÇÃO, 2010

As forças atuantes sobre cada uma das lamelas (Figura 28) são:

- Peso próprio da lamela;
- Foça normal "N";
- Força tangencial "T";
- Forças horizontais "H₁" e "H₂";
- Forças verticais "V₁" e "V₂";

Sendo as forças normal e tangencial agindo sobre a superfície de ruptura e as forças horizontais e verticais que atuam nas faces laterais da lamela.

FIGURA 28 - FORÇAS QUE AGEM SOBRE A LAMELA



MANUAL TÉCNICO OBRAS DE CONTENÇÃO, 2010.

Equilibrando-se as forças verticais, obtém-se:

$$N \cdot \cos \alpha = O - T \cdot \sin \alpha - (V_1 - V_2)$$

A força tangencial “T” é dada por:

$$T = \frac{s \cdot b_0}{F} = \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha}$$

Sendo “F” o coeficiente de segurança admitido igual para todas as lamelas e “s” a resistência ao cisalhamento da lamela, que é dada por:

$$s = C + \sigma \cdot \tan \Phi = c + \frac{N \cdot \cos \alpha}{b} \cdot \tan \Phi$$

Ainda para Barros (2010) admite-se que “ $V_1 - V_2 = 0$ ” (com pequena perda de precisão no resultado), considerando:

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \alpha$$

Com isso, a resistência “s” será dada por:

$$s = c + \left(\frac{P}{b} - \frac{s}{F} \cdot \tan \alpha \right) \cdot \tan \alpha$$

Fazendo-se o equilíbrio da global de momentos em relação ao centro do arco de ruptura e lembrando que o somatório dos momentos das forças laterais entre as lamelas são nulos, obtemos:

$$\sum_{i=1}^n (RT_i) = \sum_{i=1}^n (R \cdot T_i \cdot \text{sen } \alpha_i)$$

então:

$$FS = \frac{\sum (s \cdot b / \cos \alpha)}{\sum (P \cdot \text{sen } \alpha)}$$

obtêm-se finalmente:

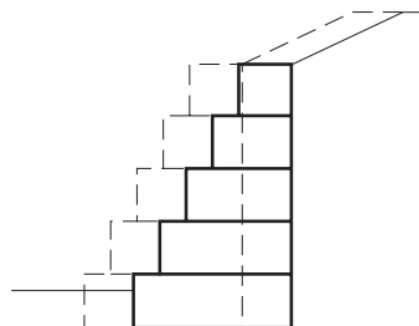
$$FS = \frac{\sum \frac{(s \cdot b + P \cdot \tan \Phi)}{\cos \alpha + \frac{\tan \Phi \cdot \text{sen } \alpha}{FS}}}{\sum (P \cdot \text{sen } \alpha)}$$

Devido ao coeficiente FS aparecer nos dois lados da igualdade, sua determinação é iterativa. Devem ser feitas várias superfícies de ruptura afim de se obter a mais crítica, por isso, este processo se torna bastante trabalho. Diante disso, existem softwares para analisar tais superfícies com mais agilidade, o que é suficiente para obter resultados mais precisos em segundos.

2.5.3 Estabilidade quanto ao deslizamento

Para Barros (2010) o deslizamento da estrutura (Figura 29) ocorre quando as forças resistentes ao longo da base da estrutura de contenção, somada ao empuxo passivo disponível á sua frente, são insuficientes para se contrapor ao empuxo ativo.

FIGURA 29 - DESLIZAMENTO DA ESTRUTURA



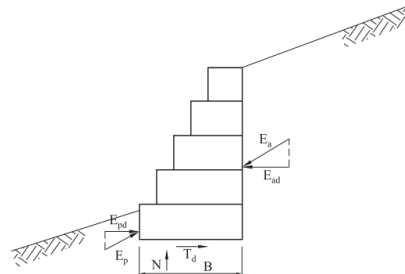
MACCAFERRI, 2010.

Para determinação do coeficiente de segurança contra o deslizamento, considera-se:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$$

Onde “E_{ad}” e “E_{pd}” são as componentes dos empuxos ativo e passivo, respectivamente, na direção do deslizamento.

FIGURA 30 - VERIFICAÇÃO QUANTO AO DESLIZAMENTO



MACCAFERRI, 2010.

Podemos definir a força “T_d” que é a resistência disponível ao longo da base da estrutura através de:

$$T_d = N \cdot \tan \delta' + a' \cdot B$$

Onde δ' é o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura, e a' é a adesão entre o solo e a base. Diante disso, os valores sugeridos para δ' são:

$$\frac{2}{3} \tan \phi \leq \tan \delta' \leq \tan \phi$$

Ou:

$$\frac{1}{3} \cdot c \leq a' \leq \frac{3}{4} \cdot c$$

De acordo com a NBR 11682 (2009) o fator de segurança F_s mínimo para locais que necessitam de uma maior segurança é de 1,50.

2.5.4 Estabilidade quanto ao tombamento

O tombamento do muro arrimo (Figura 31) pode ocorrer quando o valor do momento do empuxo ativo em relação a um determinado ponto "A" situado no pé da estrutura é maior do que o momento do peso próprio da estrutura somado ao momento do empuxo passivo).

FIGURA 31 - TOMBAMENTO DO MURO DE ARRIMO

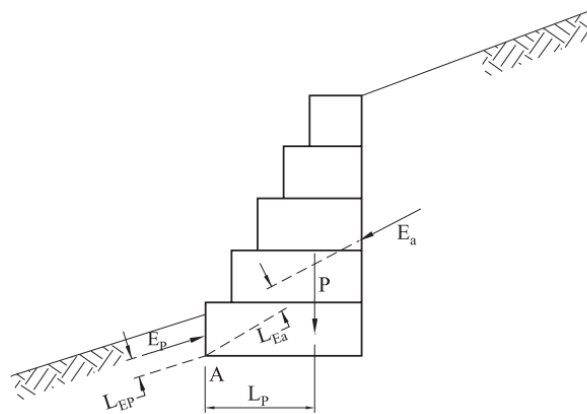


MACCAFERRI, 2010.

Barros (2010) diz que o tombamento ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio do muro em relação ao fulcro de tombamento é insuficiente para neutralizar o momento do empuxo ativo. Sendo assim, o coeficiente de segurança contra o tombamento é dado por:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_p}}{M_{E_a}}$$

FIGURA 32 - VERIFICAÇÃO QUANTO AO TOMBAMENTO



MACCAFERRI, 2010.

Outra forma de se definir o coeficiente de segurança contra tombamento é se considerarmos que apenas a componente horizontal do empuxo ativo “ E_{ah} ” contribui para que o momento de tombamento ocorra, enquanto sua componente vertical “ E_{av} ” está a favor do momento resistente.

Desta forma, o coeficiente de segurança “ F_t ” será dado por:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{M_{E_a}}$$

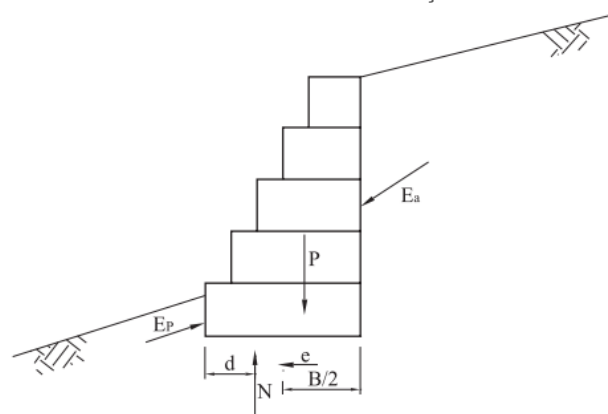
Essa forma é a mais utilizada pois evita que o coeficiente de segurança contra o tombamento seja um resultado negativo quando o momento do empuxo ativo “ M_{E_a} ” é negativo. Essa situação ocorrerá quando a reta suporte do vetor que representa a força “ E_a ” passa por baixo do fulcro de tombamento.

Não diferente do fator de segurança contra o deslizamento, para este caso a ABNT NBR 11682:2009 considera o fator de segurança F_t mínimo de 1,50 quando o dano contra a vida humana, materiais e ambientais são classificados como alto.

2.5.5 Verificação quanto a pressão no solo de fundação

Outra análise a ser feita é quanto as pressões aplicadas no solo de fundação. Essa verificação é importante para certificar que as pressões atuantes no solo não ultrapassem o valor de sua capacidade de suporte.

FIGURA 33 - PONTO DE APLICAÇÃO DE "N"

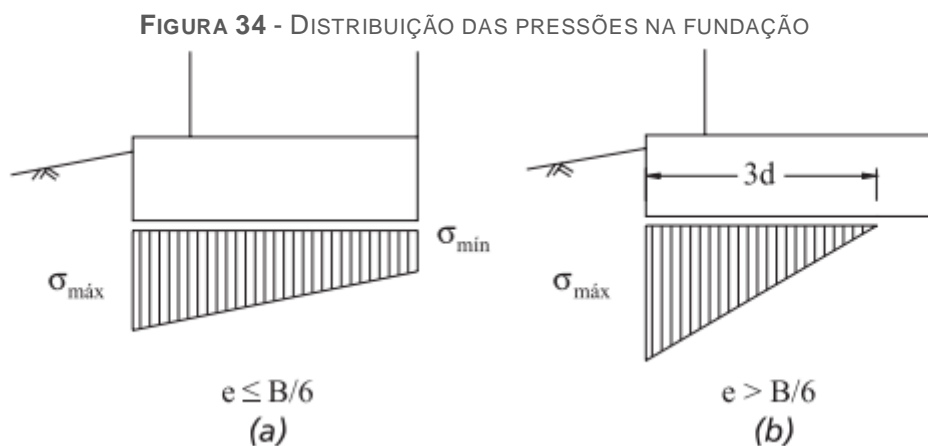


MACCAFERRI, 2010.

Equilibrando os momentos que atuam sobre a estrutura de arrimo, podemos determinar o ponto de aplicação da força normal “N” atuante através de:

$$d = \frac{M_{p+} + M_{Ep} + M_{Eav}}{N}$$

A força normal resulta das pressões normais que atuam na base da estrutura de contenção. É necessário conhecer a forma de distribuição das pressões para que elas possam ser determinadas. Usualmente, admi-se uma distribuição linear para essas pressões, e então, os valores mínimo e máximo ocorrerão nas bordas da base da estrutura (Figura 34).



MACCAFERRI, 2010.

Quando “ $e \leq B/6$ ” as pressões são determinadas através de :

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

$$\sigma_{mín} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

Já para os casos onde a excentricidade “e” é maior do que “B/6, ocorre um deslocamento da parte anterior da base resultando em uma distribuição triangular. Dessa forma a pressão máxima se dará por:

$$\sigma_{máx} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d}$$

Evita-se a utilização desta condição para que não ocorra concentração das tensões em um dos lados da base da estrutura.

De acordo com Hansen (1970 apud Barros,2010) é possível determinar a capacidade de carga da fundação do muro através da expressão:

$$\sigma_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot Y \cdot B \cdot N_y \cdot d_y \cdot i_y$$

Onde:

- $q = Y \cdot y$
- $i_q = 1 - \frac{T}{2 \cdot N}$
- $i_y = i_q^2$
- $d_c = d_q = 1 + 0,35 \cdot \frac{y}{B}$
- $d_y = 1$
- $N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$
- $N_y = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$

Nas expressões supracitadas “Y”, “c” e “ ϕ ” correspondem ao peso específico, coesão e ângulo de atrito interno, respectivamente, do solo de fundação. Já o “y” representa a altura do solo à frente do muro em relação ao apoio (engaste da estrutura), e “T” é a força tangencial que atua na base.

A pressão máxima admissível será determinada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3}$$

Caso haja camadas de solos com menores resistências abaixo da fundação, a carga admissível devida ser verificada para tal. Com isso, deve-se também levar em conta o esparamento das pressões verticais aplicada sobre essas camadas pela estrutura de arrimo.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este capítulo apresenta os princípios metodológicos usados na pesquisa, os procedimentos selecionados para coleta e análise de dados, e as considerações sobre possíveis limitações devido à adoção deste método de pesquisa.

3.1 Tipo de pesquisa

Os tipos de pesquisa segundo Silva & Menezes (2001) se divide em: pesquisa básica e pesquisa aplicada. A pesquisa básica busca originar novos conhecimentos, favoráveis para o desenvolvimento da ciência sem a aplicação prática esperada. Envolve verdades e interesse universais segundo Silva & Menezes (2001). A pesquisa aplicada busca originar conhecimento para aplicações práticas na solução de problemas específicos, envolve verdades e interesses locais segundo Silva & Menezes (2001).

Considerando os conceitos apresentados Silva & Menezes (2001), esta pesquisa se classifica aplicada, uma vez que buscará solucionar um problema de engenharia para a opção mais viável de contenção em muros de arrimo, tecnicamente e economicamente em terrenos com desníveis de 4 metros e de 7 metros em solos argiloso e arenosos.

3.2 Natureza da pesquisa

Entende-se por natureza da pesquisa, a forma de abordagem ao problema de pesquisa apresentado que pode acontecer de forma qualitativa, quantitativa e quali-quantitativa.

Na pesquisa qualitativa não há preocupações com medidas, quantificações ou técnicas estatísticas. Ela procura compreender, de acordo com dados qualificáveis, a

realidade de determinados fenômenos, segundo a percepção dos diversos atores sociais (GIL, 1999; CERVO; BERVIAN, 2002).

A abordagem qualitativa de um problema, apesar de ser uma opção do investigador, entende-se, sobretudo, por ser uma forma ideal para compreender a natureza de um fenômeno social. Diante disso, destaca-se que a pesquisa qualitativa envolve: Qualificação dos dados, avaliação da qualidade das informações, percepção dos atores sociais e não se preocupa com medidas (RICHARDSON, 1999, p. 79).

A pesquisa quantitativa resulta no uso de medidas previamente estabelecidas, cujos resultados sejam quantificáveis, garantindo o estabelecimento de conclusões seguras e confiáveis (GIL, 1999; CERVO; BERVIAN, 2002).

A metodologia quantitativa é caracterizada pelo uso da quantificação, tanto nas modalidades de coleta de informações quanto no tratamento delas por meio de técnicas estatísticas. Nesses estudos, geralmente são aplicadas técnicas como médias, desvio-padrão, moda, correlação, regressão etc. Diante disso, destaca-se que a pesquisa quantitativa envolve: Utilização de medidas, busca resultados quantificáveis, não se preocupa com a qualificação dos dados, uso de estatística básica ou avançada (RICHARDSON, 1999, p. 79).

A pesquisa quali-quantitativa é desenvolvida em duas etapas: primeiramente é conduzida a fase qualitativa para se entender o fenômeno estudado. Diante dessas informações, parte-se para a criação de um questionário fechado e o mesmo é aplicado no setor. Após a tabulação, é feita a análise dos dados com a ajuda de instrumentos estatísticos. A escolha do desenvolvimento da pesquisa quali-quantitativa envolve, além do interesse dos pesquisadores, o enfoque dado ao problema de pesquisa que na maioria das vezes, depende de uma abordagem múltipla para ser adequadamente investigada (GIL, 1999; RICHARDSON, 1999; CERVO; BERVIAN, 2002).

Considerando os conceitos apresentados por Silva & Menezes (2001), a natureza de pesquisa deste pode ser classificada como quali-quantitativa, porque será realizado um comparativo de soluções técnicas de muro de arrimo com base em dados qualificáveis, posteriormente serão realizados cálculos matemáticos e análise dos dados com o auxílio de instrumentos estatísticos para chegarmos aos resultados desta comparação.

3.3 Finalidade da pesquisa

Na classificação da pesquisa, destaca-se, os níveis de manifestação do estudo, que podem ser identificados de acordo com os objetivos específicos propostos. Os níveis de pesquisa se dividem em: estudos exploratórios, estudos descritivos e estudos explicativos (NEUMAN, 1997; SAUNDERS; LEWIS; THORNHILL, 2000).

Uma pesquisa exploratória permite ao investigador aumentar sua experiência com base em um determinado problema, e, fazer levantamentos de possíveis problemas de pesquisa. Geralmente é realizado em área onde há pouco conhecimento acumulado e sistematizado (TRIVIÑOS, 1987, p. 109).

Na pesquisa de natureza descritiva, os pesquisadores possuem um vasto conhecimento do objeto de estudo, em virtude dos resultados gerados por outras pesquisas (GIL, 1999; CERVO; BERVIAN, 2002).

A pesquisa descritiva busca descrever os processos, mecanismos e relacionamentos existentes na realidade do fenômeno estudado, utilizando, um conjunto de categorias ou tipos variados de classificações (NEUMAN, 1997). O estudo descritivo tem o objetivo de descrever com precisão os fatos e fenômenos de determinada realidade. Estes estudos podem ser traçados em função de: Simples descrição do fenômeno, uso de categorias ou classificações, qualitativos ou quantitativos e exige planejamento antecipado (TRIVIÑOS, 1987, p. 109).

Nas pesquisas explicativas o intuito é determinar, por meio do confronto de variáveis, os fatores ou causas que determinam ou influenciam a manifestação de determinados fenômenos. Busca-se explicar por que o fenômeno ocorre, quais os fatores que o causam ou contribuem para sua ocorrência, ou qual é a explicação para a relação existente entre dois ou mais fenômenos (GIL, 1999; CERVO; BERVIAN, 2002).

A pesquisa de natureza intervencionista, não se compõe apenas na explicação do que está sendo estudado, mas tem o objetivo de interferir de alguma forma na realidade do objeto de pesquisa (VERGARA, 2007).

Considerando o conceito apresentado por (GIL, 1999; CERVO; BERVIAN, 2002), a finalidade desta pesquisa pode ser classificada como descritiva, pois o tema muro de arrimo é objeto de várias pesquisas. Neste trabalho serão descritas as características encontradas para as soluções de muro de arrimo para vencer

desníveis de 4 metros e 7 metros em solos argilosos e arenosos, comparando quanto a sua viabilidade técnica e estimativa de preços.

3.4 Pesquisa quanto aos meios

As técnicas de pesquisa se dividem em: pesquisa bibliográfica, pesquisa documental, pesquisa experimental, levantamento, estudo de caso, pesquisa *expost-facto*, pesquisa ação e pesquisa participante (GIL, 1991).

A pesquisa bibliográfica é elaborada com base em conteúdos já desenvolvidos, principalmente em artigos científicos e livros. A maioria dos estudos exploratórios são desenvolvidos a partir de fontes bibliográficas e são de suma importância para o desenvolvimento de novas pesquisas empíricas. Como principal desvantagem, pode-se destacar o risco da baixa qualidade na apresentação de dados (GIL, 1999).

A pesquisa documental é constituída de materiais que não receberam ainda um tratamento analítico. Documentos de 1º mão: documentos oficiais, reportagens de jornal, cartas, contratos, diários, filmes e fotografias. Documentos de 2º mão: relatórios de pesquisas, relatórios de empresas e Tabelas estatísticas (GIL, 1999).

A pesquisa de experimental é representada como o melhor método de pesquisa científica. Tem como objetivo determinar um objeto de estudo, selecionar as variáveis que sejam capazes de influenciá-lo, definir as formas de controle e de observação dos efeitos da variável sobre objeto (GIL, 1999).

Na pesquisa *expost-facto* a forma de estudo é sistemática e empírica na qual o pesquisador não tem controle sobre as variáveis porque normalmente elas já ocorreram. É necessário estabelecer um resgate histórico sobre o fato em estudo (GIL, 1999).

Nos levantamentos se determinam através da interrogação direta das pessoas cujo comportamento se deseja conhecer. Geralmente envolve-se um grupo significativo de pessoas, utilizando-se de métodos quantitativos, gerar os resultados e conclusões da pesquisa (GIL, 1999; BAPTISTA; CAMPOS, 2007).

O estudo de caso é representado através do estudo exaustivo de um ou de poucos objetos, de maneira a permitir o seu conhecimento bastante detalhado. Na

realização de um estudo de caso são utilizadas diferentes fontes de investigação, como: entrevistas, questionários e observação (GIL, 1999; YIN, 2001).

Na pesquisa de ação é constituída na associação com uma ação ou com o intuito de resolver um problema coletivo. Envolvendo os pesquisadores da situação ou do problema, de modo cooperativo ou participativo (GIL, 1999).

A pesquisa participante se define com base na interação entre membros e pesquisadores das situações investigadas (GIL, 1999).

A técnica utilizada nesta pesquisa conforme conceitos apresentados por (GIL, 1999), pode ser classificada como pesquisa bibliográfica pois será desenvolvido baseado no livro de contenções teoria e aplicações em obras, dos autores: Denise Gerscovich, Bernadete Ragoni Danziger e Robson Saramago, 2019.

3.5 Universo e amostra da pesquisa

Para progresso no trabalho precisou-se definir o universo e a amostra de pesquisa.

O universo da pesquisa é caracterizado como o número de indivíduos que possuem as mesmas características definidas para um determinado estudo (SILVA; MENEZES, 2001).

A amostra é uma determinada parte da população ou do universo pesquisado, selecionada de acordo com uma regra ou plano (SILVA; MENEZES, 2001).

O universo de pesquisa deste trabalho segundo (SILVA; MENEZES, 2001), é definido pela contenção de muro de arrimo que podem ser de três tipos: flexão, gravidade e solo reforçado, cada tipo de muro de arrimo tem como objetivo aumentar a estabilidade de uma encosta de acordo com seu desnível, drenagem, localização e resistência do material de contribuição da encosta em estudo.

As amostras de pesquisa deste trabalho de acordo com os conceitos apresentados por (SILVA; MENEZES, 2001), são as contenções de muros de arrimo que serão dimensionados para atender os desníveis de 4 metros e de 7 metros em solos arenosos e argilosos, atendendo os fatores de segurança de acordo com a norma ABNT NBR 11682:2009 Estabilidade de Encostas.

3.6 Coleta e análise de dados

A pesquisa bibliográfica, considerada uma fonte de coleta de dados secundária, pode ser definida como: contribuições culturais ou científicas realizadas no passado sobre um determinado assunto, tema ou problema que possa ser estudado (LAKATOS & MARCONI, 2001).

Este trabalho será desenvolvido baseado no livro de contenções teoria e aplicações em obras, Gerscovich, Danziger, Saramago (2019), com esse embasamento serão realizados cálculos de empuxo de terra pelo método de Rankine de acordo com o solo empregado em cada situação hipotética informada nesta pesquisa, a caracterização do solo e seus parâmetros de resistência.

Com o auxílio do software Gawacwin da Maccaferri será realizado o pré-dimensionamento de muro de gabião para desnível de 4 metros.

Com o auxílio do software Geo 5 da Fine será realizado o pré-dimensionamento de muro de concreto armado para desnível de 4 metros.

Com o auxílio do software Macstars 2000 da Maccaferri será realizado o pré-dimensionamento do Terramesh System para desnível de 7 metros.

Com o auxílio do software Slide da Roscience serão realizados os cálculos de estabilidade do maciço buscando atender a norma ABNT NBR 11682:2009 com fator de segurança mínimo de 1,2.

Com o auxílio do software Excel da Microsoft, serão apresentados gráficos de granulometria do solo, Tabelas com resultados de cálculos, fatores de segurança e valores para execução de contenções de muro de arrimo.

Para efeito de comparação de valores, buscaremos informações em catálogos de preços de fornecedores qualificados na área como a Maccaferri, Dywidag, Gerdau, Arcelomital, Concremix e Incotep, buscando avaliar quais estruturas em muro de arrimo fornece um melhor custo benefício em relação a sua viabilidade técnica e estimativa de preços. Para composição das planilhas orçamentarias será considerado também a utilização de Tabelas composição públicas como SICRO e SINAPI.

3.7 Limitações

As limitações de pesquisa encontradas durante este estudo foram devido a pandemia do Covid 19, pois não foi possível contato com empresas e profissionais de forma presencial e a realização de visitas técnicas. Sendo assim se fez necessário a abordagem de um caso hipotético para este estudo.

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados estudos e análises para comparação das principais soluções de muro de arrimo encontradas no mercado. Considerou-se hipoteticamente duas situações que consiste na determinação do perfil do terreno, onde será analisado um maciço com característica arenosa e um maciço com características argilosa.

Pretende-se realizar intervenções no local de forma a garantir a estabilidade do maciço para desníveis de 4 metros e 7 metros.

4.1 Comparação dos tipos de contenção em muro de arrimo comumente utilizados.

Como citado anteriormente, existem estruturas de contenção a gravidade, a flexão e solo reforçado.

Para realização dos estudos apresentados nesse trabalho, serão analisados para desnível de 4 metros os muros de arrimo em gabião apresentado na Figura 35 e muro de flexão em concreto armado conforme Figura 36.

FIGURA 35 - MURO DE GABIÃO EXECUTADO



ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2020

FIGURA 36 - MURO DE FLEXÃO EM EXECUÇÃO

CONCRELAJE, 2021

Para o desnível de 7 metros serão consideradas os solos reforçados com malha metáica Terramesh System conforme apresentado na Figura 37 e solo reforçado em tiras metálicas Terra Armada conforme ilustrado na Figura 38.

FIGURA 37 – TERRAMESH SYSTEM EM EXECUÇÃO

MACCAFERRI, 2010

FIGURA 38 – EXECUÇÃO DE TERRA ARMADA



TERRA ARMADA, 2017

A seguir serão apresentadas as vantagens de cada estrutura ilustradas anteriormente.

4.1.1 Características das soluções de contenção que serão dimensionadas para o desnível de 4 metros

Em virtude da metodologia executiva de cada solução é interessante destacar as vantagens individuais e particularidades de cada estrutura. Com isso, serão apresentadas as principais vantagens.

4.1.1.1 Muro em Gabião

Os muros de contenção à gravidade em gabões em virtude das suas características são amplamente utilizados no mercado, pois possuem diversas vantagens técnicas e econômicas.

Sua estrutura é constituída por caixas metálicas, confeccionados por uma tela de malha hexagonal de dupla torção e preenchidas por pedra. Tais pedras, devem possuir diâmetro médio superior a maior abertura malha hexagonal.

A malha metálica segundo Barros (2010) deve apresentar:

- Elevada resistência mecânica;
- Elevada resistência à corrosão;
- Boa flexibilidade;
- Não se desfiar facilmente.

As caixas que compoem o muro são unidas entre si através de costuras feitas com arames de mesmas características formando uma estrutura monolítica. Com isso, após costuradas as caixas funcionam como um único elemento.

É importante que a malha dos gabiões atendam aos requisitos da NBR 10514:1988 (Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões).

4.1.1.2 Muro de flexão em concreto armado

Muros de concreto armado são estruturas esbeltas e resistem aos empuxos por flexão. Pelo fato de serem construídos em concreto armado, esse tipo de muro apresenta alto custo para estruturas com alturas de 5 a 7 metros (Gerscovich; danziger; Saramago, 2019).

4.1.1.3 Comparativo entre as vantagens das soluções: Gabião x Muro de Flexão

As estruturas possuem diferentes características e diversas vantagens, sendo estas aplicaveis para o propósito de intervenção. Vale ressaltar que a contenção em muro de Gabião possui mais vantagens e praticidade quando comparado ao muro de Flexão em concreto armado conforme apresentado na Tabela 3.

TABELA 3 – VANTAGENS DAS CONTENÇÕES ADOTADAS PARA DESNÍVEL DE 4 METROS

PRINCIPAIS VANTAGENS DAS CONTENÇÕES	
Muro de Gabião	Muro de Flexão em Concreto Armado
Resistentes, devido a malha utilizada na confecção dos gabiões possibilitar uma melhor distribuição dos esforços que atuam sobre a estrutura.	Leves, devido ao fato de possuírem seções esbeltas e reduzidas.
Duráveis, em cenários onde os gabiões são aplicados em ambientes comuns, o material que compõe a malha resiste muito além de 50 anos.	Geometria, pois podem ser projetados e construídos de várias formas.
Flexíveis, devido a se adaptarem aos movimentos e deformações do solo sem perder sua estabilidade e eficiência.	Volume, redução nas quantidades de escavação para implementação da estrutura.
Permeáveis, devido aos vazios entre as pedras de preenchimento apresentam elevada porosidade formando uma estrutura auto-drenante, dispensando a necessidade da aplicação de um sistema de drenagem.	Desempenho, pois muros em concreto armado se encaixam a qualquer tipo de desnível.
Práticas e versáteis, uma vez que a construção de um muro em gabião dispensa a necessidade de formas e de mão-de-obra especializada para montagem dos mesmos.	Armazenamento, pois ao contrário de outros tipos de muros de gravidade, não é necessário grandes espaços físicos para armazenamento dos materiais.
Baixo impacto ambiental, pois os gabiões integram-se facilmente ao seu meio circundante e não interferem no fluxo de água por serem permeáveis.	
Econômicas, pois quando comparada a outras soluções apresentam menores custos diretos e indiretos.	

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

4.1.2 Características das soluções de contenção que serão dimensionadas para o desnível de 7 metros

Para este desnível serão apresentados as características de contenção em solo reforçado. Neste caso serão utilizados dois reforços distintos, sendo eles, malha metálica e fita metálica.

4.1.2.1 Contenção em solo reforçado com malha metálica

A técnica de solo reforçado com malhas metálicas, conhecida no mercado como Terramesh System é composto por reforços em malha hexagonal dupla torção associados a um paramento frontal formado pelas mesmas malhas e pedras, formando caixas.

A utilização de malhas hexagonais de dupla torção garante um reforço contínuo sobre o plano horizontal. Desta maneira, destacam-se suas características que as tornam únicas.

4.1.2.2 Contenção em solo reforçado com tiras metálicas

A técnica de solo reforçado com tiras metálicas comumente utilizada no mercado é a Terra Armada que utiliza elementos pré-moldados de concreto como paramento vertical, conectados por parafusos a fitas de aço zincado, nervuradas ou não, como reforço estrutural do maciço.

4.1.2.3 Comparativo entre as vantagens das soluções: Terramesh System x Terra Armada

A Tabela 4 apresenta as vantagens de ambas as estruturas com características distintas.

TABELA 4 - VANTAGENS DAS CONTENÇÕES ADOTADAS PARA DESNÍVEL DE 7 METROS

PRINCIPAIS VANTAGENS DAS CONTENÇÕES	
Solo Reforçado Terramesh	Solo Reforçado em Terra Armada
Flexibilidade que garante á estrutura a capacidade de acompanhar os assentamentos do terreno de apoio, mantendo sua integridade estrutural.	Elementos pré-moldados executados in loco, reduzindo o custo com o transporte.
Permeabilidade do paramento externo que garante a drenagem do terreno.	Adaptar ás mais diversas situações do terreno como faixa de domínio estreita e taludes naturais instáveis.
Simplicidade construtiva que permite que uma estrutura Terramesh System seja executada manualmente, com instalações e equipamentos mínimos necessários para a consturção de um aterro compactado.	Pode atender a diversas exigências arquitetônicas.
Versatilidade, que permite a construção de estruturas com paramento externo vertical, inclinado ou em degraus segundo a necessidade.	

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

No caso da intervenção em solo reforçado com Terramesh Sytem a mesma se faz mais prática. Uma de suas grandes vantagens é que na maioria dos casos dispensa a necessidade da utilização de complexos sistemas de drenagem, constituindo-se assim uma estrutura auto-drenante.

4.2 Pré-Dimensionamento das contenções

4.2.1 Tipos de solo

Para as situações hipotéticas mencionadas acima, foram determinados parâmetros médios de resistência para areia e argila. Foram correlacionados ao ensaio de SPT com as características de compactidade, ambos medianamente compactos.

Através dessas informações, foram estabelecidas relações entre a Tabela 5 retirada da norma NBR 6484:2020 (Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio).

TABELA 5 - RELAÇÃO ENTRE SPT E COMPACIDADE DOS SOLOS

Solo	Índice de Resistência à Penetração (N)	Designação
Areias e Siltes Arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e Siltes Argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

ABNT NBR 6484:2020

Relacionando a compactidade medianamente compacta têm-se uma resistência de N_{spt} variando de 9 a 18 para a areia e para a argila esta resistência varia entre 6 e 10 N_{spt} . Com estes valores pode-se correlacionar esses dados com a Tabela 6 e apresentar os parâmetros médios de resistência dos solos segundo JOPPERT (2001), que serão utilizados para input nos softwares de análise de estabilidade e dimensionamento das estruturas.

TABELA 6 - PARÂMETROS MÉDIOS DOS SOLOS ADOTADOS PARA OS CÁLCULOS

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m^2)	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (t/m^2)
			Natural (t/m^3)	Saturado (t/m^3)		
Areia pouco siltosa/pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	-
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	-
	< 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0,00
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,50
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,00
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,00
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,00
	< 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,00 a 7,00
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,50
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,00
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,00
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,00
	< 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,00
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,00
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,00
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,50
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,00
Turfa / argila orgânica	< 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,50
	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,50
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,00
	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,50
	9 - 18	10000	1,9	2,0	26°	2,00
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,00
	< 41	20000	2,1	2,1	28°	5,00

JOPPERT, 2001

Conforme correlação entre as Tabelas 5 e 6 teremos os seguintes parâmetros convertidos de t/m³ para Kn/m³:

TABELA 7 – CORRELAÇÃO ENTRE AS TABELAS

Solo	Peso específico(kn/m³)	Ângulo de atrito	Coesão (Kn/m³)	Compacidade
Areia	19	30°	—	Medianamente compacto
Argila	18	18°	19	Média

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Esses parâmetros de solo serão utilizados para análise de estabilidade global no SLIDE do terreno natural. Em seguida serão utilizados nos Softwares Gawac 3.0 para análise dos gabiões e GEO5 para análise do muro a flexão.

A coesão é uma propriedade em solos com porcentagem de finos. Aterros construídos com solos coesivos podem apresentar valores altos de coesão, os quais, quando considerados nos modelos de cálculo resultam em valores baixos de empuxo ou até mesmo nulos.

Uma prática comum adotada no meio geotécnico é reduzir o valor da coesão, com base na variabilidade da resistência e pela possível variação de resistência em caso de saturação. Essa perda de resistência pode ser mensurada através de ensaios de cisalhamento direto rápido e ensaio de cisalhamento direto inundado, onde na situação inundada pode haver uma perda representativa na força de adesão, gerada pela coesão.

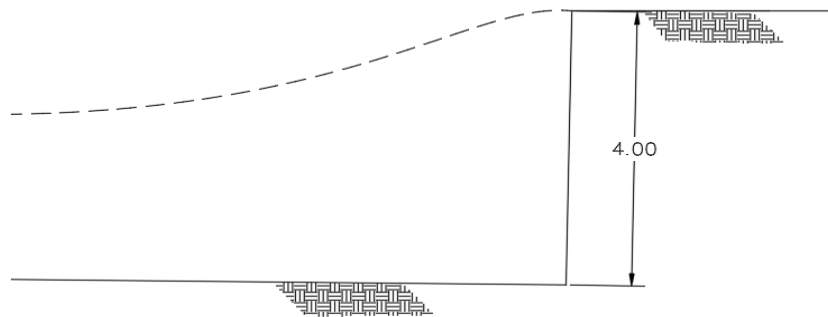
Diante disso, o valor de coesão do solo argiloso foi reduzido para melhor representação dos resultados técnicos.

4.2.2 Apresentação dos cenários de estudo

Os casos hipotéticos mencionados neste estudo com desnível de 7 metros e 4 metros, ambos com a verificação em solos arenosos e argilosos, devem passar por um estudo de estabilidade global para verificar a necessidade da intervenção das contenções.

A figura 39 demonstra um desnível de 4 metros que será analisado a estabilidade global para verificação da necessidade de uma estrutura de intervenção após o corte do talude.

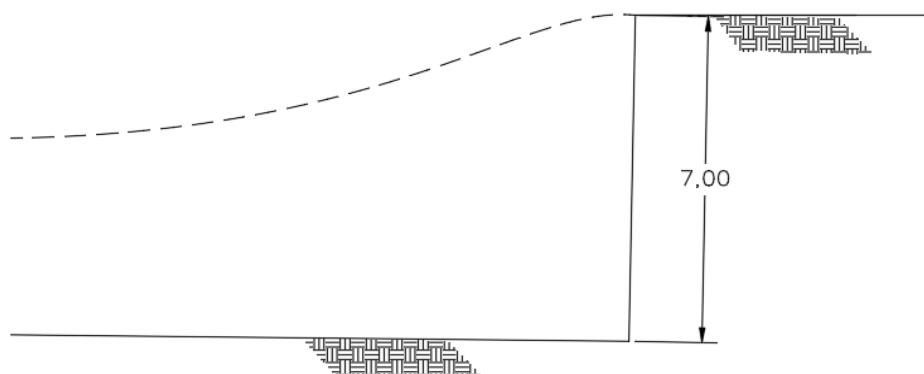
FIGURA 39 - SITUAÇÃO TERRENO 4 METROS



ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Para a situação com desnível de 7 metros, conforme apresentado na Figura 40. Será analisada a verificação de estabilidade global do maciço após o corte do terreno e verificado a necessidade de intervenção com uma estrutura de contenção em solo reforçado.

FIGURA 40 - SITUAÇÃO TERRENO 7 METROS

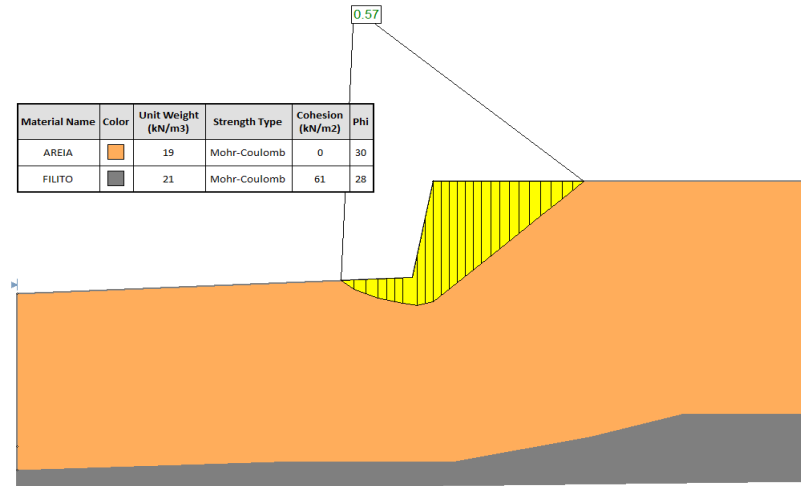


ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

A seguir são apresentadas as análises de estabilidade global através do Software Slide da RocScience, onde é possível analisar o risco de deslizamento do maciço representados pela cunha de ruptura destacados em amarelo. As Figuras a

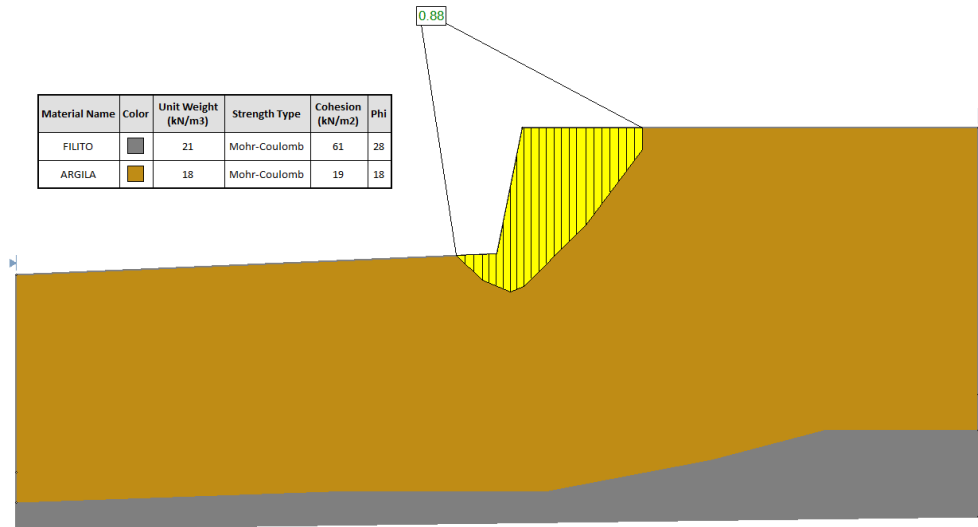
seguir ilustram as análises de acordo com o tipo de solo e seus parâmetros de resistência. A Figura 41 apresenta a análise de solo arenoso para um desnível de 4 metros e a Figura 42 apresenta um desnível de 4 metros com solo argiloso.

FIGURA 41- ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 4 METROS SOLO ARENOSO F.S 0,57



SOFTWARE SLIDE ROCSCIENCE, 2021

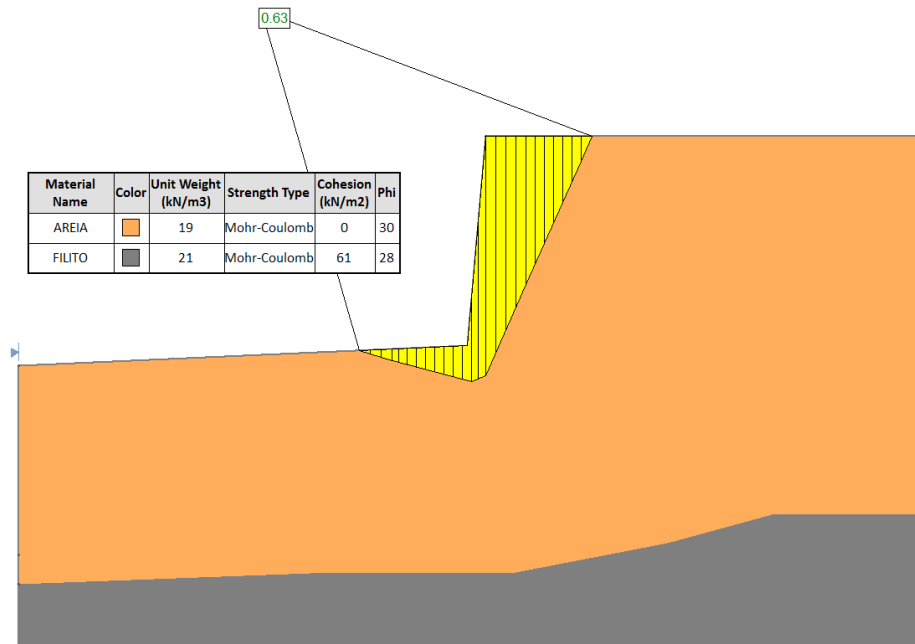
FIGURA 42 - ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 4 METROS SOLO ARGILOSO F.S 0,88



SOFTWARE SLIDE ROCSCIENCE, 2021

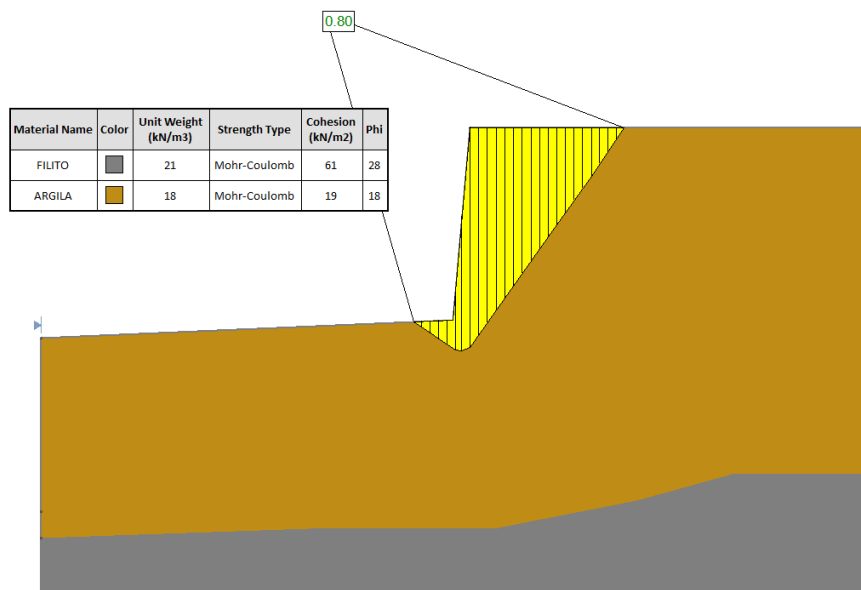
A Figura 43 apresenta a estabilidade global para um talude com desnível de 7 metros em solo arenoso e a Figura 44 apresenta o resultado considerando o desnível de 7 metros em solo argiloso:

FIGURA 43- ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 7 METROS SOLO ARGILOSO F.S 0,63



SOFTWARE SLIDE ROCSCIENCE, 2021

FIGURA 44 - ESTABILIDADE GLOBAL DESNÍVEL DE 7 METROS SOLO ARGILOSO F.S 0,80



SOFTWARE SLIDE ROCSCIENCE, 2021

Pode-se verificar que em todas as situações apresentadas anteriormente tem-se a necessidade de realizar intervenções para estabilização dos taludes, uma vez que apresentam risco de deslizamento e não estão em conformidade com a norma ABNT NBR 11682:2009. A norma especifica a necessidade de trabalhar com fatores de segurança acima de 1,5 para garantir a estabilidade dos taludes.

4.2.3 Dimensionamento das estruturas para um desnível de quatro metros

Serão apresentados os resultados da estabilidade global, deslizamento e tombamento das estruturas adotadas para a intervenção de um desnível de 4 metros.

4.2.3.1 Dimensionamento Gabião

Para dimensionamento da estrutura de 4 metros em Gabião, será utilizado o Software Gawac 3.0 da Maccaferri, seção a ser utilizada para ambos os solos conforme apresentado na Figura 45:



MACCAFERRI, 2021

A estrutura dimensionada para ser utilizada, precisa atender aos fatores de segurança de estabilidade global, deslizamento, tombamento e pressão na fundação. Os fatores de segurança mínimo admissível variam entre 1,3 a 1,5. Após a inserção dos dados de entrada considerando-se os parâmetros de solo arenoso, obtem-se os fatores de segurança apresentados na Figura 46.

FIGURA 46 – FATORES DE SEGURANÇA DO GABIÃO PARA SOLO ARENOSO

ELU Estado Limite Último

Análises Externa

Estabilidade Global	FoS	1.56
Verificação de Deslizamento	FoS	2.23
Verificação de Tombamento	FoS	3.81
Tensão na Base esq.	FoS	3.52
Tensão na Base dir.	FoS	12.24

GAWAC 3.0 MACCAFERRI, 2021

Realizando as mesmas análises considerando os parâmetros de solo argiloso, obtêm-se os seguintes fatores de segurança conforme apresentados na Figura 47.

FIGURA 47 - FATORES DE SEGURANÇA DO GABIÃO PARA SOLO ARGILOSO

ELU Estado Limite Último

Análises Externa

Estabilidade Global	FoS	2.46
Verificação de Deslizamento	FoS	1.84
Verificação de Tombamento	FoS	3.24
Tensão na Base esq.	FoS	2.86
Tensão na Base dir.	FoS	37.42

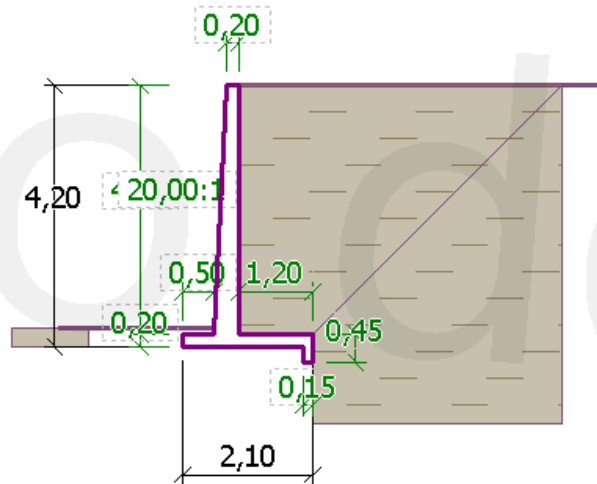
GAWAC 3.0 MACCAFERRI, 2021

A utilização dos gabiões para ambos tipos de solos se provaram satisfatórias em cada análise, uma vez que os fatores de segurança apresentam valores superiores aos estabelecidos pela norma ABNT NBR 11682 (2009).

4.2.3.2 Dimensionamento do muro a flexão

Para dimensionamento do muro a flexão com 4 metros de altura, será utilizado o Software GEO 5 da FINE Software considerando a seguinte seção representada na Figura 48:

FIGURA 48 - SEÇÃO DO MURO DE FLEXÃO



SOFTWARE GEO5, 2021

Após a inserção dos dados de entrada considerando-se os parâmetros de solo arenoso, obtêm-se os fatores de segurança apresentados na Figura 49.

FIGURA 49 – FATORES DE SEGURANÇA DO MURO DE FLEXÃO PARA SOLO ARENOSO

Verificação completa do muro**Verificação da estabilidade ao tombamento**Momento resistente $M_{res} = 169,23 \text{ kNm/m}$ Momento de tombamento $M_{ovr} = 77,29 \text{ kNm/m}$ Fator de segurança = $2,19 > 1,50$

Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamentoReação horizontal $H_{res} = 78,39 \text{ kN/m}$ Força horizontal ativa $H_{act} = 46,55 \text{ kN/m}$ Fator de segurança = $1,68 > 1,50$

Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA

Verificação da estabilidade de talude (Bishop)Soma de forças ativas: $F_a = 152,55 \text{ kN/m}$ Soma de forças passivas: $F_p = 231,32 \text{ kN/m}$ Momento de deslizamento: $M_a = 892,43 \text{ kNm/m}$ Momento resistente: $M_p = 1353,23 \text{ kNm/m}$ Fator de segurança = $1,52 > 1,50$

Estabilidade do talude VERIFICA

SOFTWARE GEO5, 2021

Considerando a seção com os parâmetros de solo argiloso, obtêm-se os fatores de segurança apresentados na Figura 50:

FIGURA 50 - FATORES DE SEGURANÇA DO MURO DE FLEXÃO PARA SOLO ARGILOSO

Verificação completa do muro

Verificação da estabilidade ao tombamento

Momento resistente $M_{res} = 134,06 \text{ kNm/m}$

Momento de tombamento $M_{ovr} = 32,38 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança = $4,14 > 1,50$

Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamento

Reação horizontal $H_{res} = 69,02 \text{ kN/m}$

Força horizontal ativa $H_{act} = 29,44 \text{ kN/m}$

Fator de segurança = $2,34 > 1,50$

Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA

Verificação da estabilidade de talude (Bishop)

Soma de forças ativas: $F_a = 140,99 \text{ kN/m}$

Soma de forças passivas: $F_p = 310,00 \text{ kN/m}$

Momento de deslizamento: $M_a = 721,86 \text{ kNm/m}$

Momento resistente: $M_p = 1587,22 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança = $2,20 > 1,50$

Estabilidade do talude VERIFICA

SOFTWARE GEO5, 2021

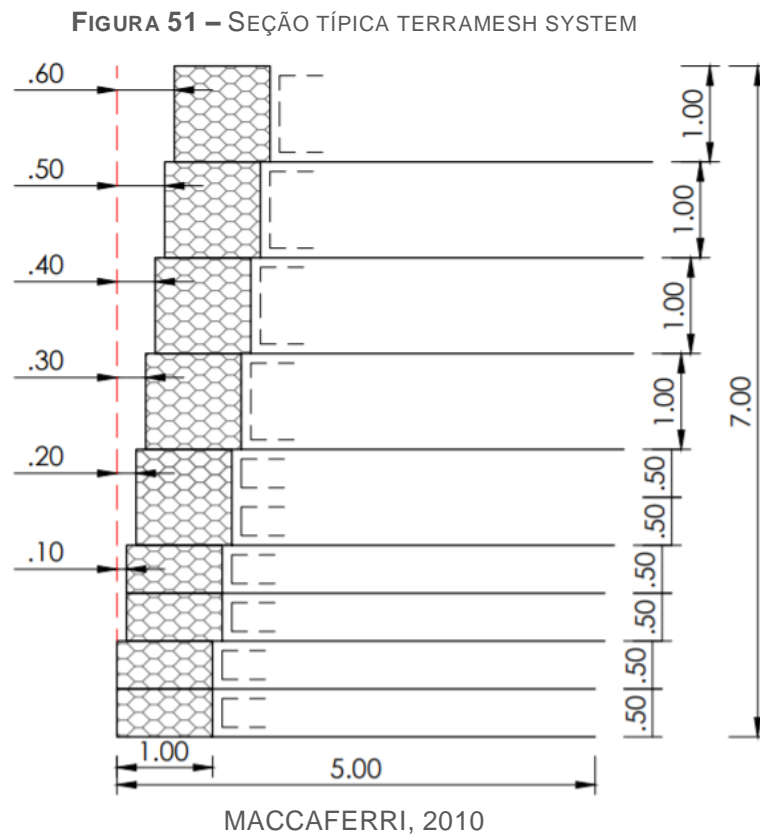
As seções adotadas para ambas as contenções em diferentes tipos de solo atendem aos critérios exigidos para os fatores de segurança de 1,5. Sendo assim, será considerado uma única tabela de orçamento para cada tipo de contenção.

4.2.4 Dimensionamento das estruturas para um desnível de sete metros

Para desnível de 7 metros serão apresentados os fatores de segurança de estabilidade interna, deslizamento e tombamento utilizando dois tipos de reforço para ambos os solos, sendo estes reforço em malha metálica e reforço em fita metálica.

4.2.4.1 Dimensionamento da estrutura em solo reforçado com malha metálica Terramesh System

Para dimensionamento da estrutura com reforço em malha metálica Terramesh System será utilizado o Software MacStars da MACCAFERRI, sendo considerada a seção apresentada na Figura 51:



Inserido os parâmetros pré determinados considerando-se o solo arenoso, obtêm-se os seguintes fatores, apresentados na Tabela 8:

TABELA 8 – RESULTADOS F.S SOLO ARENOSO

Análise	Fator de Segurança
Fator de Segurança contra o deslizamento	2.464
Fator de segurança contra o tombamento	4.627
Estabilidade Interna	1.776

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021.

Considerando as análises com os parâmetros pré determinados para solo argiloso, obtêm-se os fatores de segurança apresentados na Tabela 9:

TABELA 9 – RESULTADOS F.S SOLO ARGILOSO

Análise	Fator de Segurança
Fator de Segurança contra o deslizamento	8.175
Fator de segurança contra o tombamento	-
Estabilidade Interna	1.804

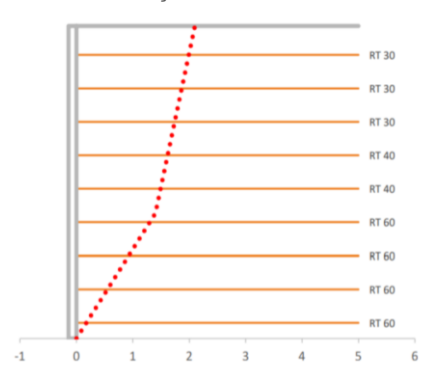
ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Percebe-se que a seção adotada para diferentes tipo de solo atenderam aos critérios exigidos para os fatores de segurança de 1,5.

4.2.4.1 Dimensionamento da estrutura em solo reforçado com tiras metálicas Terra Armada

Para o dimensionamento da estrutura com reforço em tiras metálicas conhecidas como Terra Armada foi considerando a seguinte seção, apresentada na Figura 52:

FIGURA 52 – SEÇÃO TÍPICA TERRA ARMADA



ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Os cálculos foram realizados através de uma planilha de Análise de Estabilidade para Terra Armada com referência na FHWA NHI 024 2009 / Craig, 2016 / NBR 16920:2021. Inserindo os parâmetros para solo arenoso, obtêm-se os seguintes parâmetros conforme apresentado na Tabela 10 :

TABELA 10 - RESULTADOS F.S SOLO ARENOSO

Análise	Fator de Segurança
Fator de Segurança contra o deslizamento	2.47
Fator de segurança contra o tombamento	4.59
Estabilidade Interna	1.72

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Em atendimento a norma FHWA-NHI-024 de 2009 que restringe a utilização da solução a solos granulares e a ABNT NBR 16920:2021 que comenta respeito da utilização de solos granulares para aplicação das fitas metálicas não será apresentado o dimensionamento da estrutura para solo com característica argilosa. Sendo assim, para este caso, a solução não se aplica.

4.3 Orçamento para execução das estruturas dimensionadas

4.3.1 Considerações e ressalvas utilizadas no orçamento

Para as estruturas dimensionadas neste trabalho, os quantitativos considerados na planilha levam em consideração a execução de 1 metro linear de contenção. Por se tratar de uma análise hipotética, será indiferente determinar uma extensão superior a esta.

Foram levantados pelos autores os serviços necessários exclusivamente para execução das estruturas, sendo dispensada a utilização de serviços complementares.

Os preços unitários utilizados foram retirados do SINAPI e SICRO, ou seja, não foram considerados custos como BDI, impostos, administração e demais custos que possam onerar os valores unitários de cada estrutura.

Serão apresentados os custos das estruturas dimensionadas e a comparação será feita entre as estruturas dos seus respectivos desníveis.

Foram levadas em consideração as particularidades e metodologia executiva de cada solução, sendo esta, suficiente para representar as principais atividades que norteiam a execução das contenções.

4.3.2 Orçamento e comparação desnível de 4 metros: Gabião x Muro de Flexão

4.3.2.1 Orçamento para execução de muro em Gabião

A seguir, são apresentados os custos referente a execução da estrutura proposta anteriormente em Gabião sendo considerados:

- Geotextil não tecido agulhado de filamentos contínuos 100% poliéster, resistência a tração 10Kn/m;
- Sarrafo não aparelhado 2,5 x 10 cm, em macaranduba, angelim ou equivalente a região;

- Pedra de mão ou pedra rachão para arrimo/fundação;
- Prego de aço polido com cabeça 14x18 mm;
- Gabião tipo caixa, malha hexagonal 8x10 cm, fio de 2,7mm;
- Pedreiro;
- Servente;
- Escavação vertical a céu aberto, em obras de infraestrutura, incluindo carga, descarga e transporte em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica;
- Execução e compactação de Aterro.

A Tabela 11, apresenta o resumo dos quantitativos dos materiais utilizados e a composição de custo unitários considerando-se que o muro possui a extensão de 1 metro linear.

TABELA 11 – PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS - GABIÃO

MURO DE GABIÃO, ENCHIMENTO COM PEDRA DE MÃO TIPO RACHÃO, DE GRAVIDADE, COM GAIOLAS DE COMPRIMENTO IGUAL A 2 M, PARA MUROS COM ALTURA MENOR OU IGUAL A 4 M FORNECIMENTO E EXECUÇÃO					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
4011/SINAPI	GEOTEXTIL NAO TECIDO AGULHADO DE FILAMENTOS CONTINUOS 100% POLIESTER, RESITENCIA A TRACAO = 10 KN/M	m ²	5,50	R\$ 5,80	R\$ 31,90
4460/SINAPI	SARRAFO NAO APARELHADO *2,5 X 10* CM, EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	m	5,00	R\$ 16,94	R\$ 84,70
4730/SINAPI	PEDRA DE MAO OU PEDRA RACHAO PARA ARRIMO/FUNDACAO (POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE)	m ³	8,00	R\$ 81,47	R\$ 651,76
5063/SINAPI	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 14 X 18 (1 1/2 X 14)	kg	0,01	R\$ 22,21	R\$ 0,31
40436/SINAPI	GABIAO TIPO CAIXA, MALHA HEXAGONAL 8 X 10 CM (ZN/AL), FIO DE 2,7 MM	m ³	7,00	R\$ 312,57	R\$ 2.187,99
88309/SINAPI	PEDREIRO	h	12,62	R\$ 19,64	R\$ 247,86
88316/SINAPI	SERVENTE	h	5,52	R\$ 14,11	R\$ 77,89
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m ³	19,66	R\$ 7,70	R\$ 151,38
96385/SINAPI	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO	m ³	12,66	R\$ 7,50	R\$ 94,95
Total				R\$	3.528,74

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

4.3.2.2 Orçamento para execução de muro de Flexão em concreto armado

Para o Muro de Flexão em concreto armado foram considerados os seguintes aspectos para elaboração da composição:

- Escavação vertical a céu aberto, em obras de infraestrutura, incluindo carga, descarga e transporte em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica;
- Preparo de fundo de vala com largura maior ou igual a 1,50 metros;

- Lastro de concreto magro aplicado em pisos, lajes sobre solo ou radiers;
- Armação de estruturas de concreto armado utilizando aço CA-50 de 12,5 mm;
- Armação de estruturas de concreto armado utilizando aço CA-50 de 16,0 mm;
- Armação de estruturas de concreto armado utilizando aço CA-50 de 20,0 mm;
- Montagem e desmontagem de andaime modular fechadeiro com piso metálico;
- Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para sapata em chapa de madeira compensada resinada;
- Concretagem de sapatas fck 30mpa , lançamento, adensamento e acabamento;
- Execução e compactação de aterro com solo predominantemente argiloso - inclusive escavação, carga e transporte do solo.

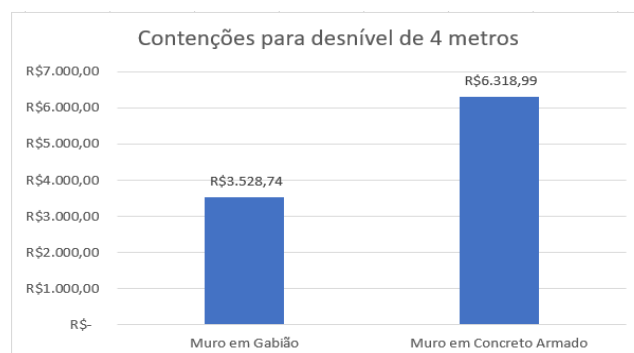
A seguir, são apresentados os custos referente a execução da estrutura proposta anteriormente em Muro de Flexão em concreto armado:

TABELA 12 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – MURO DE FLEXÃO

MURO DE FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m³	13,5	R\$ 7,70	R\$ 103,95
101617/SINAPI	PREPARO DE FUNDO DE VALA	m²	2,1	R\$ 2,13	R\$ 4,47
96620/SINAPI	LASTRO DE CONCRETO MAGRO	m³	1,05	R\$ 467,06	R\$ 490,41
92921/SINAPI	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM	kg	44,5	R\$ 13,59	R\$ 604,76
92922/SINAPI	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM	kg	129,4	R\$ 14,00	R\$ 1.811,60
92923/SINAPI	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM	kg	26,94	R\$ 14,90	R\$ 401,41
97063/SINAPI	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE ANDAIME MODULAR	m²	8	R\$ 7,34	R\$ 58,72
96541/SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA,	m²	12,26	R\$ 150,35	R\$ 1.843,29
96556/SINAPI	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPA	m³	1,66	R\$ 602,64	R\$ 1.000,38
96385/SINAPI	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO	m³	11,84	R\$ 7,50	R\$ 88,80
Total				R\$	6.318,99

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

GRÁFICO 1 - COMPARAÇÃO DOS VALORES PARA DESNÍVEL DE 4 METROS



ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Para desnível de quatro metros o muro em Gabião apresentou um custo menor de 44,16% quando comparado ao muro de flexão, conforme apresentado no gráfico 1. Além de possuir mais vantagens conforme apresentado anteriormente no item 4.1.1.

4.3.3 Orçamento e comparação desnível de 7 metros: Solo Reforçado em Terramesh System x Solo reforçado em Terra Armada

4.3.3.1 Orçamento para execução de Solo reforçado em Terramesh System

Foram considerados os itens a seguir para elaboração da composição de custo do Muro em Terramesh System:

- Geotextil não tecido agulhado de filamentos contínuos 100% poliéster, resistência a tração 10Kn/m;
- Sarrafo não aparelhado 2,5 x 10 cm, em macaranduba, angelim ou equivalente a região;
- Pedra de mão ou pedra rachão para arrimo/fundação;
- Pregos de aço polido com cabeça 14x18 mm;
- Gabião tipo caixa, malha hexagonal 8x10 cm, revestido com polímero;
- Pedreiro;
- Servente;
- Escavação vertical a céu aberto, em obras de infraestrutura, incluindo carga, descarga e transporte em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica;
- Execução e compactação de aterro.

TABELA 13 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – TERRAMESH SYSTEM

MURO EM TERRAMESH SYSTEM					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
4011/SINAPI	GEOTEXTIL NAO TECIDO AGULHADO DE FILAMENTOS CONTINUOS 100% POLIESTER, RESITENCIA A TRACAO = 10 KN/M	m ²	14	R\$ 15,25	R\$ 213,50
4460/SINAPI	SARRAFO NAO APARELHADO *2,5 X 10* CM, EM MAÇARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	m	5	R\$ 16,94	R\$ 84,70
4730/SINAPI	PEDRA DE MAO OU PEDRA RACHAO PARA ARRIMO/FUNDACAO (POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE)	m ³	7	R\$ 81,47	R\$ 570,29
5063/SINAPI	PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 14 X 18 (1 1/2 X 14)	kg	0,014	R\$ 22,21	R\$ 0,31
40440/SINAPI	TIPO CAIXA PARA SOLO REFORCADO, MALHA HEXAGONAL 8 X 10 CM (ZN/AL REVESTIDO COM POLIMERO)	m ³	7	R\$ 560,60	R\$ 3.924,20
88309/SINAPI	PEDREIRO	h	31,09	R\$ 19,64	R\$ 610,61
88316/SINAPI	SERVENTE	h	15,54	R\$ 14,11	R\$ 219,27
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m ³	35	R\$ 10,42	R\$ 364,70
96385/SINAPI	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO	m ³	28	R\$ 28,19	R\$ 789,32
TOTAL				R\$	6.776,90

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

4.3.3.2 Orçamento para execução de solo reforçado em Terra Armada

Foram considerados os aspectos a seguir para a elaboração das composições de custos do muro em Terra Armada:

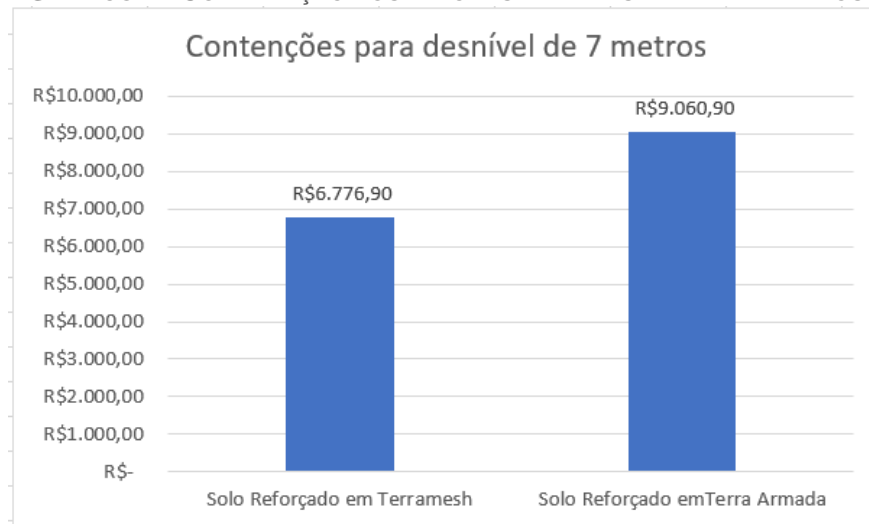
- Escavação vertical a céu aberto, em obras de infraestrutura, incluindo carga, descarga e transporte em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica ;
- Moldes metálicos para escama de concreto armado em solo reforçado com fita metálica;
- Fabricação de escama de concreto armado para solo reforçado com fita metálica;
- Aterro compactado em solo reforçado e com fita metálica galvanizada;
- Escoreamento de escama de concreto armado;
- Montagem das escamas de concreto armado em solo reforçado;
- Travador de madeira para escama de concreto armado;
- Travamento e nivelamento de escama de concreto.

TABELA 14 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – TERRA ARMADA

MURO EM TERRA ARMADA					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
5405986/SICRO	MOLDES METÁLICOS PARA ESCAMA DE CONCRETO ARMADO PARA SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA	m ²	7	R\$ 10,21	R\$ 71,47
5405970/SICRO	FABRICAÇÃO DE ESCAMA DE CONCRETO ARMADO PARA SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA	m ³	0,98	R\$ 1.067,81	R\$ 1.046,45
5406046/SICRO	ATERRO COMPACTADO EM SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA GALVANIZADA	m ³	35	R\$ 195,50	R\$ 6.842,50
5405975/SICRO	ESCORAMENTO DE ESCAMA DE CONCRETO ARMADO	m ²	3,94	R\$ 33,24	R\$ 130,97
5405976/SICRO	MONTAGEM DAS ESMACAS DE CONCRETO ARMADO EM SOLO REFORÇADO	m ²	7	R\$ 90,48	R\$ 633,36
5405987/SICRO	TRAVADOR DE MADEIRA PARA ESCAMA DE CONCRETO ARMADO	um	5	R\$ 6,90	R\$ 34,50
5405979/SICRO	TRAVAMENTO E NIVELAMENTO DE ESCAMA DE CONCRETO	m ²	0,69	R\$ 12,20	R\$ 8,42
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m ³	35	R\$ 10,42	R\$ 364,70
TOTAL				R\$	9.060,90

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

GRÁFICO 2 - COMPARAÇÃO DOS VALORES PARA DESNÍVEL DE 7 METROS



ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Para os desníveis de 7 metros, o muro de solo reforçado Terramesh System apresentou um custo menor de 25,21% conforme apresentado no Gráfico 2, além de possuir maiores vantagens construtivas apresentadas anteriormente no item 4.1.1.

4.4 Discussão dos resultados

Levando em consideração as vantagens particulares de cada solução foi possível realizar o levantamento quantitativo dos materiais para composição dos custos, considerando-se a execução de 1 metro linear de contenção.

Os preços utilizados foram retirados das tabelas públicas SINAPI e SICRO, e não foram considerados custos como BDI, impostos, administração e demais custos que possam onerar os valores unitários de cada estrutura, por se tratar de uma comparação técnica orçamentaria hipotética, sendo esta, suficiente para representar as principais atividades que norteiam a execução das contenções.

Diante disso, para um desnível de 4 metros a solução em muro de Gabião se apresentou mais vantajosa e prática em sua metodologia executiva. Além de ser uma solução com baixo impacto ambiental, por se integrarem facilmente ao seu meio circundante e não interferir no fluxo de água por serem permeáveis. Contudo os gabiões apresentaram um custo menor de 44,16% quando comparado ao muro de flexão em concreto armado.

Para o desnível de 7 metros a solução em Terramesh System se apresentou mais vantajosa em virtude aos aspectos técnicos e pode ser aplicada em solos arenosos e argilosos, se diferenciando do solo reforçado com fitas metálicas Terra Armada, que não pode ser aplicado em solos argilosos devido a norma FHWA-NHI-024 de 2009 e ABNT NBR 16920:2021, além disso o Terramesh System apresentou um custo menor de 25,21% em relação ao Terra Armada.

5 CONCLUSÃO

A escolha de um projeto de contenção de taludes deve envolver análises de custos e de desempenho, buscando avaliar os custos da execução, o tipo de arranjo do solo, se há áreas com condições adequadas custeio da implantação e o tipo de contenção a ser utilizada.

Importante ressaltar que os custos levantados são referentes a um metro linear de estrutura, portanto as diferenças de custos entre as soluções estão diretamente ligadas à altura empregada e a cada necessidade de intervenção da obra. Sendo necessário estudos de viabilidade técnica e orçamentos para a escolha mais adequada para cada circunstância.

Conforme apresentado, conclui-se que por meio dos resultados, foi possível comparar economicamente e tecnicamente as soluções apresentadas. É possível concluir também que todas as análises realizadas das contenções dimensionadas atenderiam as condições de estabilidade das normas vigentes do ano em que o trabalho foi realizado.

Este trabalho apresentou o comparativo econômico e características técnicas entre quatro soluções de contenções distintas considerando-se casos hipotéticos para fins acadêmicos, de modo que cumpriu seu objetivo principal, pois poderá servir como embasamento e direcionamento para aplicação das soluções, desde-que seja reavaliado e adequado os parâmetros para o local de implantação.

Diante disso, é recomendado um dimensionamento e orçamento mais detalhado de forma a englobar todas as atividades secundárias que compõem os serviços.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10514. **Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões - Especificação.** Rio de Janeiro, 1988.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 1168. **Estabilidade de encostas.** Rio de Janeiro, 2009.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682. **Estabilidade de taludes.** Rio de Janeiro, 2009.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12770. **Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1992.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16097. **Solo - Determinação do teor de umidade - Métodos expeditos de ensaio.** Rio de Janeiro, 2012.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457. **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, 2016.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458. **Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** Rio de Janeiro, 2020.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459. **Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 2017.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484. **Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2020.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180. **Solo - Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 2016.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181. **Solo - Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 2018.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182. **Solo - Ensaio de compactação.** Rio de Janeiro, 2020.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 3080-04. **Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.** (2004, tradução nossa).

BAPTISTA, M. N.; CAMPOS, D. C. **Metodologias de Pesquisa em Ciências: análises quantitativa e qualitativa.** Rio de Janeiro: LTC, 2007.

BARROS, P. L. **Manual técnico de obras de contenção.** 1ed. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2010

CAVALCANTE, E. H. **Empuxos de terra e estabilidade de muros.** Capítulo 1 – Métodos de cálculo. Aracaju, 2009.

CERVO, A. L.; BERVIAN, P. A. **Metodologia científica.** Prentice Hall. São Paulo, 2002.

CLAYTON, C. R. I. **EARTH PRESSURE and EARTH-RETAINING STRUCTURES.** 3 ed. New York: CRC Press. (2014, tradução nossa).

DA SILVA, R. A. F. **Aplicação da engenharia natural na estabilização de taludes**. Dissertação de mestrado. Universidade da Madeira, Portugal. 2012.

GERSCOVICH, D. M. S; SARAMAGO, R. P; DANZIGER, B. R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. 2 ed. ed. rev. e atual. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

GIL, A. C. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. Editora Atlas. São Paulo, 1999.

HANSEN, J; **A revised and extended formula for bearing capacity**. Bulletin N^o. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen. (1970, tradução nossa).

LAKATOS, E. M; MARCONI, M. A. **Fundamentos de Metodologia Científica**. Editora Atlas. São Paulo, 2001.

MACCAFERRI. **Manual Técnico de Obras de Contenção Maccaferri**. 2005.

MANUAL DA GEORIO. **Drenagem e Proteção superficial**. 1999.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. Oficina de Textos. São Paulo, 2016.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. Editora Edgard Blücher. São Paulo, 1994.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Rio de Janeiro, 2003.

NEUMAN, L. W. **Social research methods: qualitative and quantitative approaches**. Boston: Allyn & Bacon. (1997, tradução nossa).

RICHARDSON, R. J. **Pesquisa social: métodos e técnicas**. Editora Atlas. São Paulo, 1999.

SANTANA, J. H. F. **Estudo Comparativo de Variações de Contenção de Taludes Verticais**. 2014. 73 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdade de Engenharia Civil, Centro Universitário de Formiga, Minas Gerais. 2014.

SAUNDERS, M; LEWIS, P; THORNHILL, A. **Research methods for business students**. Pearson Education. Harlow, England. (2000, tradução nossa).

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2016.

SILVA, E.L. da; MENEZES, E. M. **Metodologia da pesquisa e elaboração de dissertação**. Florianópolis: Laboratório de Ensino à Distância da UFSC, 2001.

TRIVIÑOS, A. N. S. **Introdução à pesquisa em Ciências Sociais: a pesquisa qualitativa em Educação**. Editora Atlas. São Paulo, 1987.

VERGARA, S. C. **Métodos de pesquisa em administração**. Editora Atlas. São Paulo, 2005.

VERTEMATTI., J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2. ed. [S. l.]: Editora Blucher, 2015.

YIN, R. K. **Estudo de caso: planejamento e método**. Editora Bookman. Porto Alegre, 2001.

APÊNDICES

Apêndice A – Dimensionamento Gabião solo arenoso – Gawac Win 3.0

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

09/10/2021 pag. 1 / 3

● Informações do Projeto

Título	Cliente	Arquiteto	Descrição
Muro de 4 Metros - Análise Hipotética TCE/TE Solo Arenoso			
Número	Projeto	Projeta	Comentários
001 - Análise Inicial		Hugo/Sheyla/Pedro	

● Dados de Entrada

Dados sobre o muro

Inclinação do muro [°]	6.00
Peso específico da pedra [kN/m³]	25.00
Porosidade dos gabiões [%]	40.00
Geotêxtil no terrapleno	Sim
Redução do atrito [%]	5.00
Geotêxtil sob a base	Não
Redução do atrito [%]	0.00

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho [°]	0.00				
Comprimento do 1º trecho [m]	10.00				
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00				
Peso específico do solo [kN/m³]	19.00				
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00				
Coesão do solo [kN/m²]	0.00				
Layer	Altura inicial [m]	Inclinação deg	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior [m]	0.10
Comprimento inicial [m]	10.00
Inclinação [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	19.00
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00
Coesão do solo [kN/m²]	0.00
Pressão admissível na fundação [kN/m²]	
Altura do nível d'água [m]	

Camada	Prof. [m]	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]	q1
Segundo trecho [kN/m²]	q2

Cargas distribuídas sobre o muro

Carga [kN/m²]	
---------------	--

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Linha de carga sobre o muro

Carga [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	0.00

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	0.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Comprimento do 2º trecho [m]	0.00

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente de aceleração horizontal	
Coefficiente de aceleração vertical	

Produto

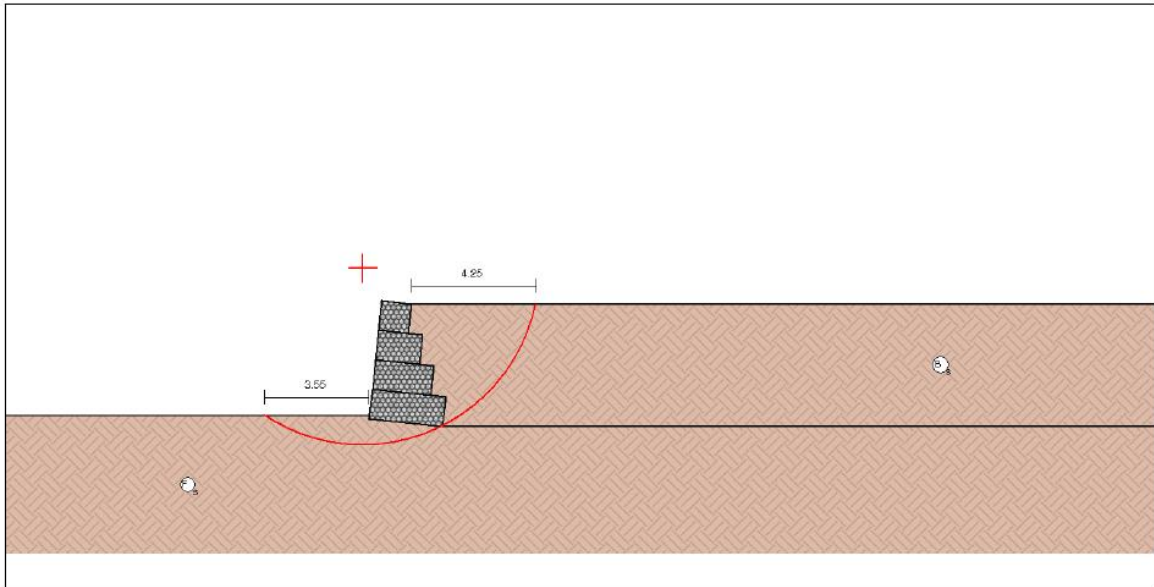
Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 60/528	558	279

● Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	69.77
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.13
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	1.12
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	43.06
Empuxo Passivo [kN/m]	0.29
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.00
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.03
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	157.09
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.11
Força atuante tangencial [kN/m]	45.72
Força resistente tangencial [kN/m]	101.99
Deslizamento	2.23

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	56.94
Momento Resistente [kN/m x m]	217.17
Tombamento	3.81

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.23
Tensão normal na borda externa [kN/m ²]	97.63
Tensão normal na borda interna [kN/m ²]	28.10
Tensão última da fundação [kN/m ²]	343.92
Tensão na Base esq.	3.52
Tensão na Base dir.	12.24

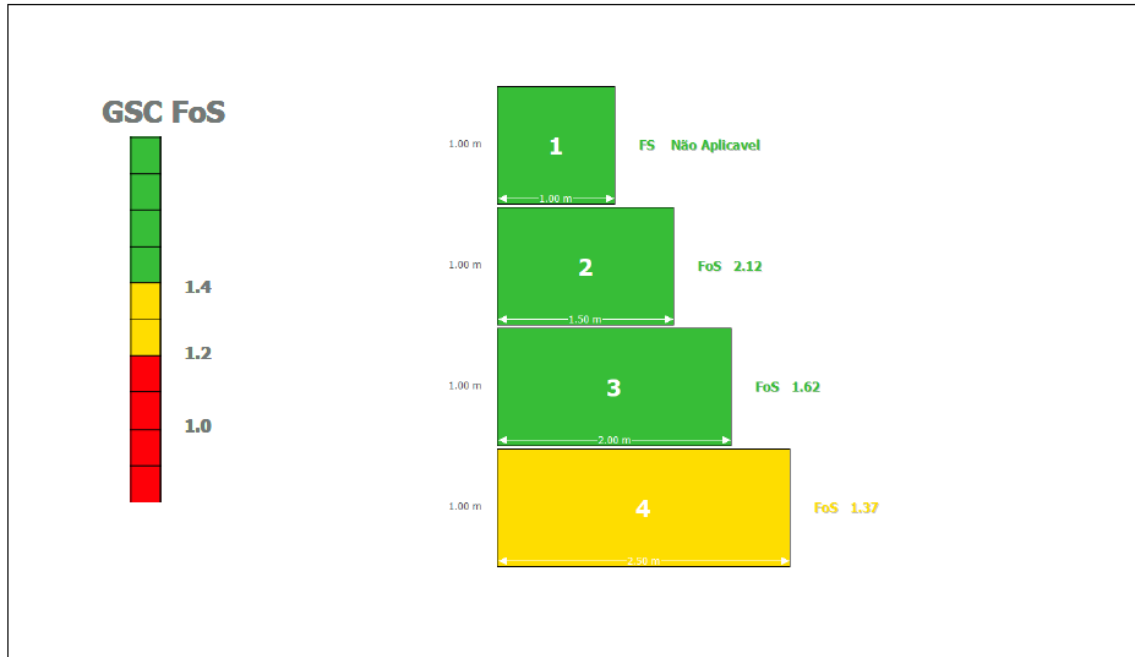
Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	-0.22
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	5.09
Global	1.56

● Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento	Deslizamento	Tensão na Base esq.	Tensão na Base dir.	Global
FoS 3.81	FoS 2.23	FoS 3.52	FoS 12.24	FoS 1.56

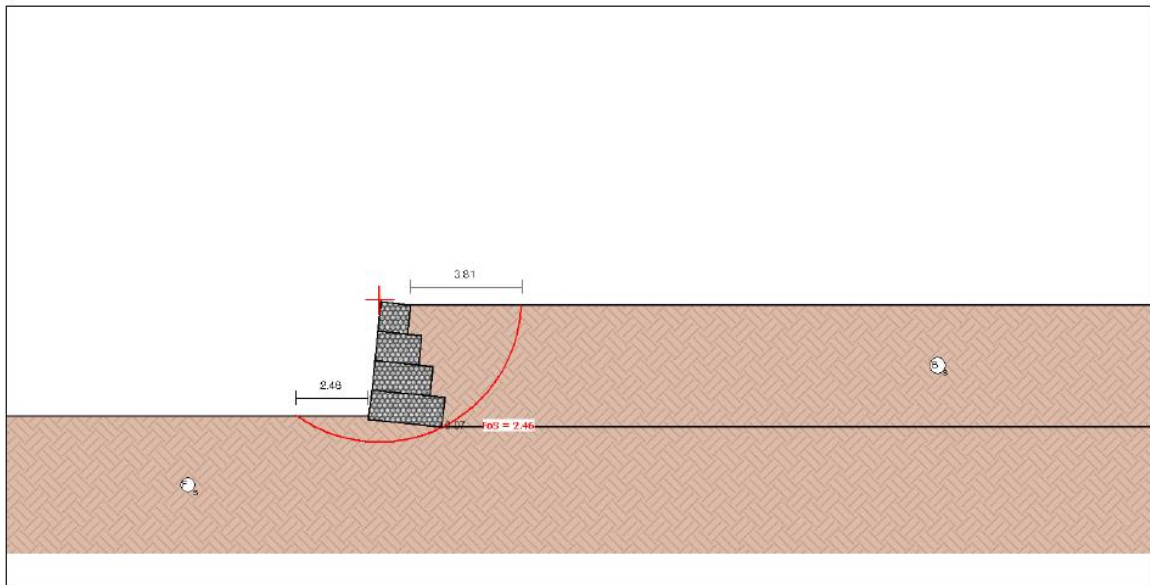
Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	16.05	0.52	8.68	0.52	35.57	68.40	14.84	455.79	30.71
2	2.04	47.03	6.70	33.19	4.46	50.87	11.41	33.33	455.79	13.68
3	3.09	94.06	18.12	81.34	9.06	66.55	7.35	54.39	455.79	8.38

● Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	58.98
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.13
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	1.12
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	31.66
Empuxo Passivo [kN/m]	5.40
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.01
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.05
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	139.89
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.89
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.09
Força atuante tangencial [kN/m]	46.69
Força resistente tangencial [kN/m]	85.92
Deslizamento	1.84

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	56.07
Momento Resistente [kN/m x m]	181.93
Tombamento	3.24

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.36
Tensão normal na borda externa [kN/m ²]	104.81
Tensão normal na borda interna [kN/m ²]	8.00
Tensão última da fundação [kN/m ²]	299.48
Tensão na Base esq.	2.86
Tensão na Base dir.	37.42

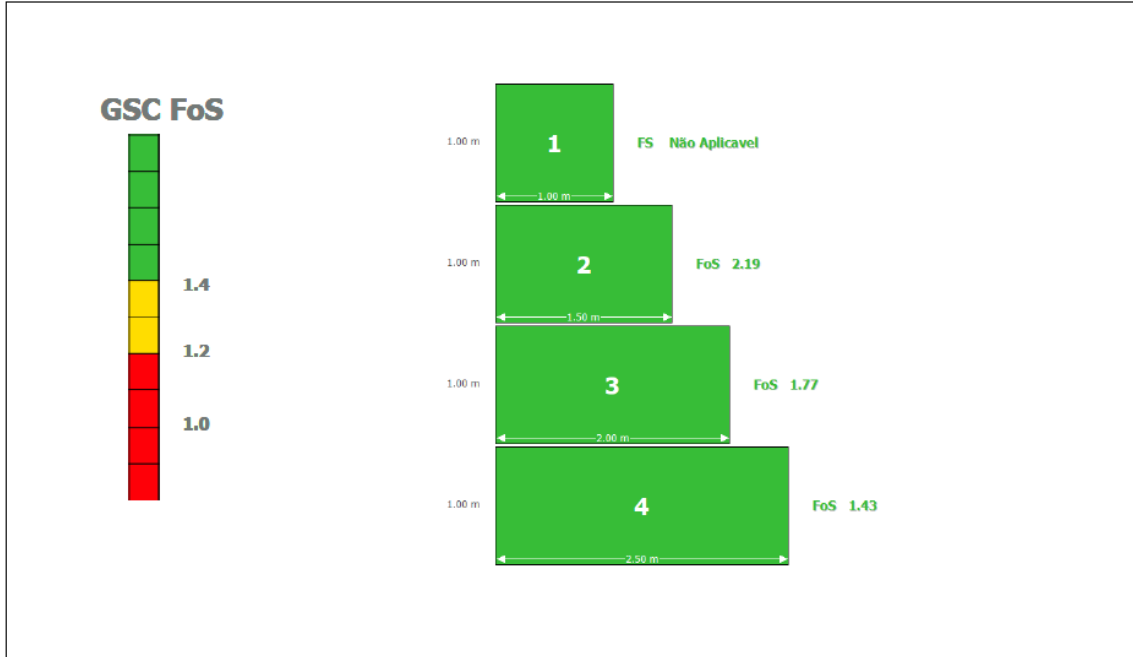
Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	0.37
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	4.04
Global	2.46

Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento	Deslizamento	Tensão na Base esq.	Tensão na Base dir.	Global Global
FoS 3.24	FoS 1.84	FoS 2.86	FoS 37.42	FoS 2.46

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	14.92	-1.57	8.24	-1.57	34.43	21.93	13.50	455.79	33.76
2	2.04	37.29	-3.92	27.28	-2.61	44.38	17.00	25.49	455.79	17.88
3	3.09	78.55	8.93	64.66	4.46	58.79	13.18	47.71	455.79	9.55

Apêndice C – Dimensionamento Muro de Flexão em Solo Arenoso – GEO5

Análise do muro de arrimo

Introduzir dados

Projeto

Data : 25/09/2021

Configurações

Norma - fatores de segurança

Materiais e Normas

Estruturas de concreto : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficientes EN 1992-1-1 : Norma

Análise de muro

Cálculo do empuxo de terra ativo : Coulomb

Cálculo do empuxo de terra passivo : Caquot-Kerisel

Análise sísmica : Mononobe-Okabe

Forma da cunha de terra : Calcular como inclinação

Consideração da base : A chave de base é considerada como sapata inclinada

Excentricidade permitida : 0,333

Metodologia de verificação : Fatores de segurança

Fatores de segurança		
Situação permanente do projeto		
Fator de segurança para tombamento :	SF _o =	1,50 [-]
Fator de segurança para a resistência ao deslizamento :	SF _s =	1,50 [-]
Fator de segurança para a capacidade de carga :	SF _b =	1,50 [-]

Material da estrutura

Peso volúmico $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Análise das estruturas de concreto realizadas de acordo com o padrão EN 1992-1-1 (EC2).

Concreto: C 20/25

Força de compressão cilíndrica

$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Força de tração

$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$

Armadura longitudinal: B500B

Tensão de escoamento

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geometria da estrutura

No.	Coordenada X [m]	Prof. Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	4,00
3	1,20	4,00
4	1,20	4,20
5	1,20	4,45
6	1,05	4,45
7	1,05	4,20
8	-0,90	4,20
9	-0,90	4,00
10	-0,40	4,00
11	-0,20	0,00

A origem [0,0] está localizada no ponto superior direito da parede.

Área da secção da parede = 1,66 m².

Parâmetros básicos do solo

No.	Nome	Padrão	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Argila		18,00	18,00	19,00	9,00	0,00
2	Areia		30,00	0,00	19,00	9,00	0,00

Todos os solos são considerados como coesos para a análise da pressão em repouso.

Parâmetros do solo

Argila

Peso específico : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\Phi_{ef} = 18,00^\circ$
Coesão do solo : $C_{ef} = 18,00 \text{ kPa}$
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
Solo : não coesivo
Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Areia

Peso específico : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\Phi_{ef} = 30,00^\circ$
Coesão do solo : $C_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
Solo : não coesivo
Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Aterro

Solo atribuído : Areia
Talude = $45,00^\circ$

Perfil geológico e solos atribuídos

No.	Espessura da camada t [m]	Profundidade z [m]	Solo atribuído	Padrão
1	-	0,00 .. ∞	Areia	

Fundação

Tipo de fundação : solo do perfil geológico

Perfil do terreno

O terreno atrás da estrutura é liso.

Influência da água

Nível freático está localizado abaixo da estrutura.

Resistência na face frontal da estrutura

Resistência na face frontal da estrutura: em repouso

Solo na face frontal da estrutura - Areia

Espessura do solo na frente da estrutura $h = 0,30 \text{ m}$

O terreno na frente da estrutura é liso.

Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente

A parede está livre para se mover. O empuxo ativo está consequentemente assumido.

Verificação Não. 1

Forças atuantes na construção

Nome	F _{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F _{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,45	38,12	0,85	1,000
Resistência da FF	-0,43	-0,10	0,01	0,41	1,000
Peso - cunha de terra	0,00	-0,89	23,69	1,30	1,000
Empuxo ativo	62,71	-1,23	67,50	1,57	1,000

Verificação completa do muro

Verificação da estabilidade ao tombamento

Momento resistente $M_{res} = 169,23$ kNm/m

Momento de tombamento $M_{ovr} = 77,29$ kNm/m

Fator de segurança = 2,19 > 1,50

Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamento

Reação horizontal $H_{res} = 78,39$ kN/m

Força horizontal ativa $H_{act} = 46,55$ kN/m

Fator de segurança = 1,68 > 1,50

Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA

Verificação global - MURO É SATISFATÓRIA

Cap. de carga do solo de fundação

Forças atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]	Excentricidade [-]	Tensão [kPa]
1	51,64	135,78	45,79	0,181	100,27

Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]
1	51,64	135,78	45,79

Dimensionamento Não. 1

Verificação da haste do muro - armadura frontal

Forças atuantes na construção

Nome	F _{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F _{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,78	27,59	0,24	1,000
Resistência da FF	-0,05	-0,03	0,00	0,00	1,000
Empuxo em repouso	75,95	-1,33	0,00	0,40	1,000

Verificação da haste do muro - armadura frontal

A armadura frontal não é necessária.

Verificação da haste do muro - armadura traseira

Forças atuantes na construção

Nome	F _{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F _{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,78	27,59	0,24	1,000
Resistência da FF	-0,05	-0,03	0,00	0,00	1,000
Empuxo em repouso	75,95	-1,33	0,00	0,40	1,000

Verificação da haste do muro - armadura traseira

Verificação da parede na junta de construção 4,00 m do topo da parede

Armadura e dimensões da secção transversal

8 prof. 12,5 mm, revest. 30,0 mm

Área de armadura introduzida = 981,7 mm²

Área de armadura necessária = 651,5 mm²

Largura da secção transversal = 1,00 m

Altura da secção transv. = 0,40 m

Rácio de armadura $\rho = 0,27\% > 0,13\% = \rho_{\min}$

Posição do eixo neutro $x = 0,04\text{ m} < 0,22\text{ m} = x_{\max}$

Força de cisalhamento última $V_{Rd} = 133,34\text{ kN} > 75,91\text{ kN} = V_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 148,32\text{ kNm} > 100,01\text{ kNm} = M_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

Verificação do avanço do muro

Forças atuantes na construção

Nome	F _{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F _{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,45	38,12	0,85	1,000
Resistência da FF	-0,43	-0,10	0,01	0,41	1,000
Peso - cunha de terra	0,00	-0,89	23,69	1,30	1,000
Empuxo ativo	62,71	-1,23	67,50	1,57	1,000

Verificação do avanço do muro

Armadura e dimensões da secção transversal

6 prof. 12,5 mm, revest. 30,0 mm

Área de armadura introduzida = 736,3 mm²

Área de armadura necessária = 377,7 mm²

Largura da secção transversal = 1,00 m

Altura da secção transv. = 0,20 m

Rácio de armadura $\rho = 0,45\% > 0,13\% = \rho_{\min}$

Posição do eixo neutro $x = 0,03\text{ m} < 0,10\text{ m} = x_{\max}$

Força de cisalhamento última $V_{Rd} = 81,73\text{ kN} > 56,87\text{ kN} = V_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 48,58\text{ kNm} > 25,88\text{ kNm} = M_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

Verificação do dente do muro

Forças atuantes na construção

Nome	F _{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F _{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-0,10	5,52	1,50	1,000
Peso - cunha de terra	0,00	-0,89	23,69	1,30	1,000
Empuxo ativo	62,71	-1,23	67,50	1,57	1,000
Tensão de contato	0,00	0,00	-41,38	1,27	1,000

Verificação do dente do muro

Armadura e dimensões da secção transversal

5 prof. 20,0 mm, revest. 30,0 mm

Área de armadura introduzida = 1570,8 mm²

Área de armadura necessária = 1216,4 mm²

Largura da secção transversal = 1,00 m

Altura da secção transv. = 0,20 m

Rácio de armadura $\rho = 0,98 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Posição do eixo neutro $x = 0,06 \text{ m} < 0,10 \text{ m} = x_{\max}$

Força de cisalhamento última $V_{Rd} = 103,60 \text{ kN} > 55,34 \text{ kN} = V_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 91,78 \text{ kNm} > 74,13 \text{ kNm} = M_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

Apêndice D – Dimensionamento Muro de Flexão em Solo Argiloso – GEO5

Análise do muro de arrimo

Introduzir dados

Projeto

Data : 25/09/2021

Configurações

Norma - fatores de segurança

Materiais e Normas

Estruturas de concreto : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficientes EN 1992-1-1 : Norma

Análise de muro

Cálculo do empuxo de terra ativo : Coulomb

Cálculo do empuxo de terra passivo : Caquot-Kerisel

Análise sísmica : Mononobe-Okabe

Forma da cunha de terra : Calcular como inclinação

Consideração da base : A chave de base é considerada como sapata inclinada

Excentricidade permitida : 0,333

Metodologia de verificação : Fatores de segurança

Fatores de segurança		
Situação permanente do projeto		
Fator de segurança para tombamento :	SF _o =	1,50 [-]
Fator de segurança para a resistência ao deslizamento :	SF _s =	1,50 [-]
Fator de segurança para a capacidade de carga :	SF _b =	1,50 [-]

Material da estrutura

Peso volúmico $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Análise das estruturas de concreto realizadas de acordo com o padrão EN 1992-1-1 (EC2).

Concreto: C 20/25

Força de compressão cilíndrica

$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Força de tração

$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$

Armadura longitudinal: B500B

Tensão de escoamento

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geometria da estrutura

No.	Coordenada X [m]	Prof. Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	4,00
3	1,20	4,00
4	1,20	4,20
5	1,20	4,45
6	1,05	4,45
7	1,05	4,20
8	-0,90	4,20
9	-0,90	4,00
10	-0,40	4,00
11	-0,20	0,00

A origem [0,0] está localizada no ponto superior direito da parede.

Área da secção da parede = 1,66 m².



Parâmetros básicos do solo

No.	Nome	Padrão	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Argila		18,00	18,00	19,00	9,00	0,00
2	Areia		30,00	0,00	19,00	9,00	0,00

Todos os solos são considerados como coesos para a análise da pressão em repouso.

Parâmetros do solo

Argila

Peso específico : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 18,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 18,00 \text{ kPa}$
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
Solo : não coesivo
Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$


Areia

Peso específico : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 0,00^\circ$
Solo : não coesivo
Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Aterro

Solo atribuído : Argila
Talude = $45,00^\circ$

Perfil geológico e solos atribuídos

No.	Espessura da camada t [m]	Profundidade z [m]	Solo atribuído	Padrão
1	-	0,00 .. ∞	Argila	

Fundação

Tipo de fundação : solo do perfil geológico

Perfil do terreno

O terreno atrás da estrutura é liso.

Influência da água

Nível freático está localizado abaixo da estrutura.

Resistência na face frontal da estrutura

Resistência na face frontal da estrutura: em repouso

Solo na face frontal da estrutura - Argila

Espessura do solo na frente da estrutura $h = 0,30 \text{ m}$

O terreno na frente da estrutura é liso.

Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente

A parede está livre para se mover. O empuxo ativo está consequentemente assumido.

Verificação Não. 1

Forças atuantes na construção

Nome	F_{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,45	38,12	0,85	1,000
Resistência da FF	-0,59	-0,10	0,01	0,41	1,000
Peso - cunha de terra	0,00	-0,75	18,83	1,30	1,000
Empuxo ativo	42,84	-0,76	48,92	1,58	1,000

Verificação completa do muro

Verificação da estabilidade ao tombamento

Momento resistente $M_{res} = 134,06$ kNm/m

Momento de tombamento $M_{ovr} = 32,38$ kNm/m

Fator de segurança = 4,14 > 1,50

Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamento

Reação horizontal $H_{res} = 69,02$ kN/m

Força horizontal ativa $H_{act} = 29,44$ kN/m

Fator de segurança = 2,34 > 1,50

Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA

Verificação global - MURO É SATISFATÓRIA

Cap. de carga do solo de fundação

Forças atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]	Excentricidade [-]	Tensão [kPa]
1	14,77	110,13	28,94	0,064	59,64

Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]
1	14,77	110,13	28,94

Dimensionamento Não. 1

Verificação da haste do muro - armadura frontal

Forças atuantes na construção

Nome	F_{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,78	27,59	0,24	1,000
Resistência da FF	-0,06	-0,03	0,00	0,00	1,000
Empuxo em repouso	104,96	-1,33	0,00	0,40	1,000

Verificação da haste do muro - armadura frontal

A armadura frontal não é necessária.

Verificação da haste do muro - armadura traseira

Forças atuantes na construção

Nome	F_{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,78	27,59	0,24	1,000
Resistência da FF	-0,06	-0,03	0,00	0,00	1,000
Empuxo em repouso	104,96	-1,33	0,00	0,40	1,000

Verificação da haste do muro - armadura traseira

Verificação da parede na junta de construção 4,00 m do topo da parede

Armadura e dimensões da secção transversal

8 prof. 12,5 mm, revest. 30,0 mm

Área de armadura introduzida = 981,7 mm²

Área de armadura necessária = 914,5 mm²

Largura da secção transversal = 1,00 m

Altura da secção transv. = 0,40 m

Rácio de armadura $\rho = 0,27\% > 0,13\% = \rho_{min}$

Posição do eixo neutro $x = 0,04\text{ m} < 0,22\text{ m} = x_{max}$

Força de cisalhamento última $V_{Rd} = 133,34\text{ kN} > 104,90\text{ kN} = V_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 148,32\text{ kNm} > 138,68\text{ kNm} = M_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

Verificação do avanço do muro

Forças atuantes na construção

Nome	F_{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-1,45	38,12	0,85	1,000
Resistência da FF	-0,59	-0,10	0,01	0,41	1,000
Peso - cunha de terra	0,00	-0,75	18,83	1,30	1,000
Empuxo ativo	42,84	-0,76	48,92	1,58	1,000

Verificação do avanço do muro

Armadura e dimensões da secção transversal

6 prof. 12,5 mm, revest. 30,0 mm

Área de armadura introduzida = 736,3 mm²

Área de armadura necessária = 731,3 mm²

Largura da secção transversal = 1,00 m

Altura da secção transv. = 0,20 m

Rácio de armadura $\rho = 0,45\% > 0,13\% = \rho_{min}$

Posição do eixo neutro $x = 0,03\text{ m} < 0,10\text{ m} = x_{max}$

Força de cisalhamento última $V_{Rd} = 81,73\text{ kN} > 31,58\text{ kN} = V_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 48,58\text{ kNm} > 48,27\text{ kNm} = M_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

Verificação do dente do muro

Forças atuantes na construção

Nome	F_{hor} [kN/m]	Pt. aplic. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pt. aplic. x [m]	Projeto coeficiente
Peso - parede	0,00	-0,10	5,52	1,50	1,000
Peso - cunha de terra	0,00	-0,75	18,83	1,30	1,000
Empuxo ativo	42,84	-0,76	48,92	1,58	1,000
Tensão de contato	0,00	0,00	-52,60	1,45	1,000

Verificação do dente do muro

Armadura e dimensões da secção transversal

5 prof. 20,0 mm, revest. 30,0 mm

Área de armadura introduzida = 1570,8 mm²

Área de armadura necessária = 1541,9 mm²

Largura da secção transversal = 1,00 m

Altura da secção transv. = 0,20 m

Rácio de armadura $\rho = 0,98 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Posição do eixo neutro $x = 0,06 \text{ m} < 0,10 \text{ m} = x_{\max}$

Força de cisalhamento última $V_{Rd} = 103,60 \text{ kN} > 20,67 \text{ kN} = V_{Ed}$

Momento último $M_{Rd} = 91,78 \text{ kNm} > 90,41 \text{ kNm} = M_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

Apêndice E – Dimensionamento solo reforçado em Terramesh System Solo Arenoso – MacStars

MACCAFERRI

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls
Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Projeto.....:
Seção Transversal.....:
Local.....:
Pasta.....:
Arquivo.....: Análise Terramesh H=7m (Areia).mac
Data.....: 23/09/2021

RESUMO

PERFIL DA CAMADA	2
BLOCOS REFORÇADOS.....	3
Bloco: TMS 1.....	3
Bloco: TMS 2.....	3
PROPRIEDADES DOS REFORÇOS UTILIZADOS.....	4
VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS	6
Verificação como muro a gravidade:.....	6
Estabilidade Interna: Interna 1.....	7
Estabilidade Interna: Interna 2.....	8

PROPRIEDADES DO SOLO**Solo: AREIA** Descrição:

Coesão.....[kN/m²].....: 0.00
Ângulo de Atrito:.....[°].....: 30.00
Valor de Ru.....: 0.00
Peso unitário – Natural.....[kN/m³].....: 19.00
Peso unitário – Saturado.....[kN/m³].....: 19.00

Módulo Elástico.....[kN/m²].....: 0.00
Módulo de Poisson.....: 0.30

Solo: TMS Descrição:

Coesão.....[kN/m²].....: 90.00
Ângulo de Atrito:.....[°].....: 54.00
Valor de Ru.....: 0.00
Peso unitário – Natural.....[kN/m³].....: 17.00
Peso unitário – Saturado.....[kN/m³].....: 17.00

Módulo Elástico.....[kN/m²].....: 0.00
Módulo de Poisson.....: 0.30

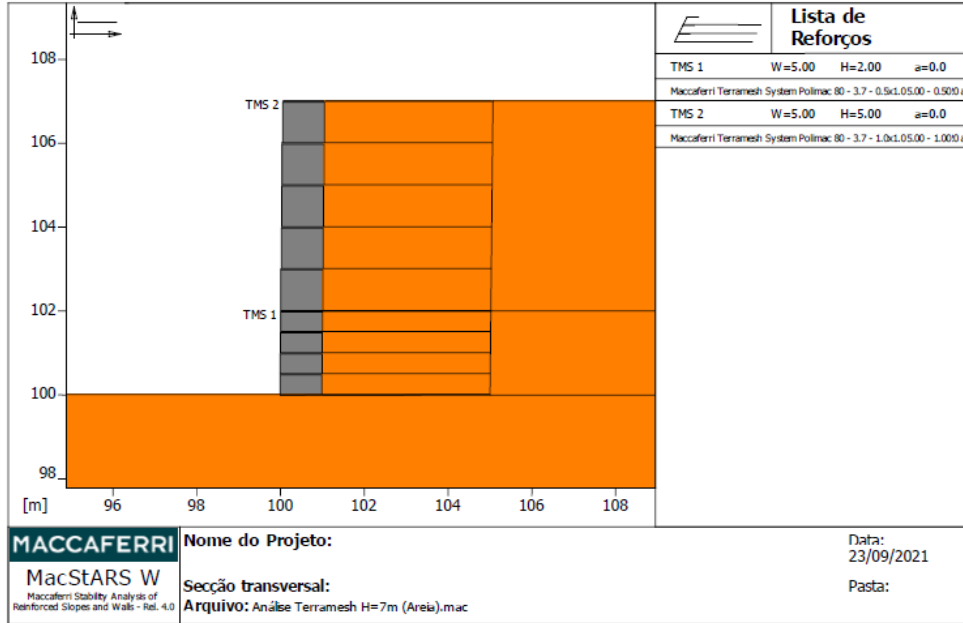
PERFIL DA CAMADA**Camada: AREIA**

Descrição:

Solo: AREIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
80.00	100.00	120.00	100.00				

BLOCOS REFORÇADOS



Bloco: TMS 1

Dimensões do bloco [m]: Largura da Base = 5.00 Altura = 2.00
 Origem do Bloco [m]: Abscissa = 100.00 Ordenada = 100.00
 Inclinação da Face [°]: 0.00

Material de enchimento do Gabião: TMS
 Tipo de aterro estrutural: Argila arenosa
 Aterro estrutural: AREIA
 Solo de aterro: AREIA
 Solo do talude acima da estrutura: AREIA
 Solo da Fundação: AREIA

Parâmetros para o cálculo da capacidade de suporte por Brinch Hansen, Vesic ou Meyerhof

Profundidade da fundação [m]: 0.00
 Inclinação do talude ao pé da estrutura [°]: 0.00

Padrão dos reforços:

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Comprimento [m]: 5.00
 Gabião [m]: Altura = 0.50 Largura = 1.00

Bloco: TMS 2

Dimensões do bloco [m]: Largura da Base = 5.00 Altura = 5.00
 Berma [m]: 0.00 por TMS 1
 Inclinação da Face [°]: 0.00

MACCAFERRI

Material de enchimento do Gabião.....: TMS
Tipo de aterro estrutural.....: Argila arenosa
Aterro estrutural.....: AREIA
Solo de aterro.....: AREIA
Solo do talude acima da estrutura.....: AREIA
Solo da Fundação.....: AREIA

Parâmetros para o cálculo da capacidade de suporte por Brinch Hansen, Vesic ou Meyerhof
Profundidade da fundação.....[m] : 0.00
Inclinação do talude ao pé da estrutura.....[°] : 0.00

Padrão dos reforços:

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Comprimento.....[m] = 5.00

Gabião.....[m]: Altura.....= 1.00 Largura.....= 1.00

PROPRIEDADES DOS REFORÇOS UTILIZADOS

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Resistência à Tração.....[kN/m] : 50.00
Taxa de deformação plástica.....: 2.00
Coeficiente de deformação elástico.....[m³/kN] : 1.10e-04
Rigidez do reforço.....[kN/m] : 500.00
Comprimento de ancoragem Mínimo.....[m] : 0.15
Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho).....: 1.43
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia).....: 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa).....: 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa).....: 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de interação reforço/reforço.....: 0.30
Coeficiente de interação reforço-brita.....: 0.90
Coeficiente de interação reforço-areia.....: 0.65
Coeficiente de interação reforço-silte.....: 0.50
Coeficiente de interação reforço-argila.....: 0.30

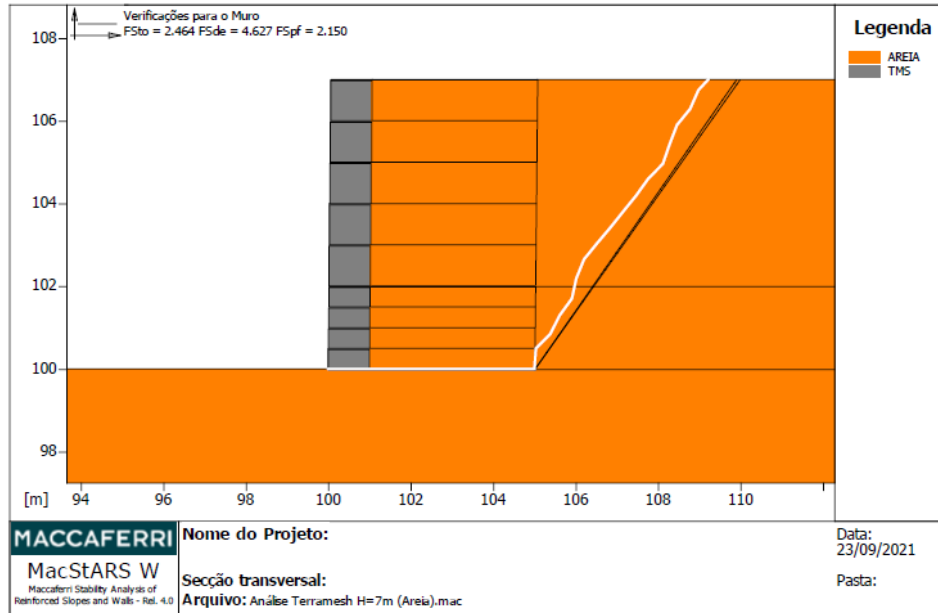
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Resistência à Tração.....[kN/m] : 50.00
Taxa de deformação plástica.....: 2.00
Coeficiente de deformação elástico.....[m³/kN] : 1.10e-04
Rigidez do reforço.....[kN/m] : 500.00
Comprimento de ancoragem Mínimo.....[m] : 0.15
Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho).....: 1.43
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia).....: 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa).....: 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa).....: 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
Fator de interação reforço/reforço.....: 0.30

MACCAFERRI

Coeficiente de interação reforço-brita.....	:	0.90
Coeficiente de interação reforço-areia.....	:	0.65
Coeficiente de interação reforço-silte.....	:	0.50
Coeficiente de interação reforço-argila.....	:	0.30

VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS

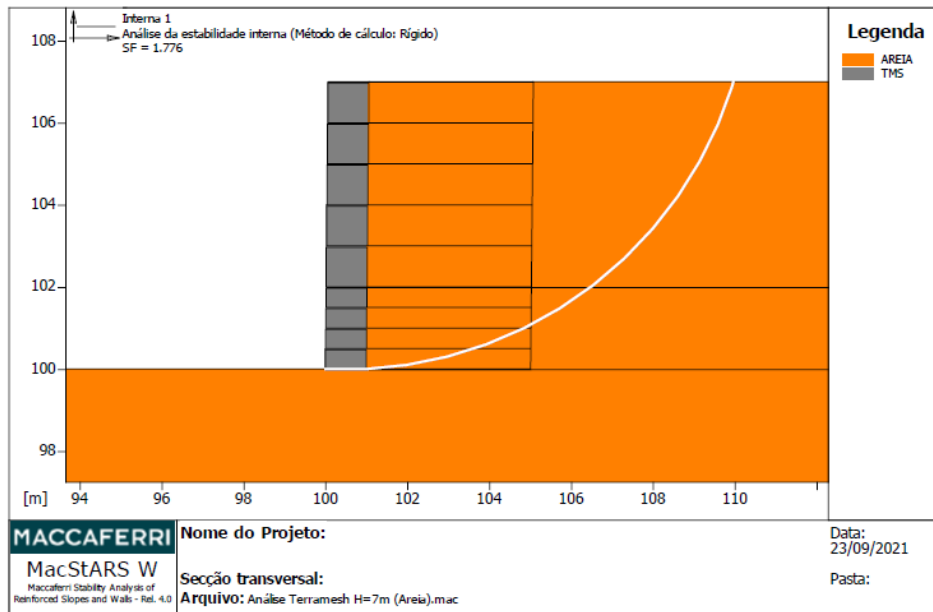


Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS 1

Força Estabilizante.....[kN/m].....: 375.85
 Força Resistente.....[kN/m].....: 152.54
 Fator de Segurança contra o Deslizamento.....: 2.464
 Momento Estabilizante.....[kN*m/m].....: 1678.30
 Momento Ativo.....[kN*m/m].....: 362.74
 Fator de segurança contra o tombamento.....: 4.627
 Pressão Admissível calculada pelo método de Vesic.

Pressão Admissível.....[kN/m²].....: 346.32
 Pressão média.....[kN/m²].....: 161.07
 Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação.....: 2.150
 Fundação equivalente.....[m].....: 4.04
 Excentricidade da força normal.....[m].....: 0.48
 Braço de momento.....[m].....: 2.38
 Força normal.....[kN].....: 651.00
 Tensão normal na borda externa.....[kN/m²].....: 205.07
 Tensão normal na borda interna.....[kN/m²].....: 55.33



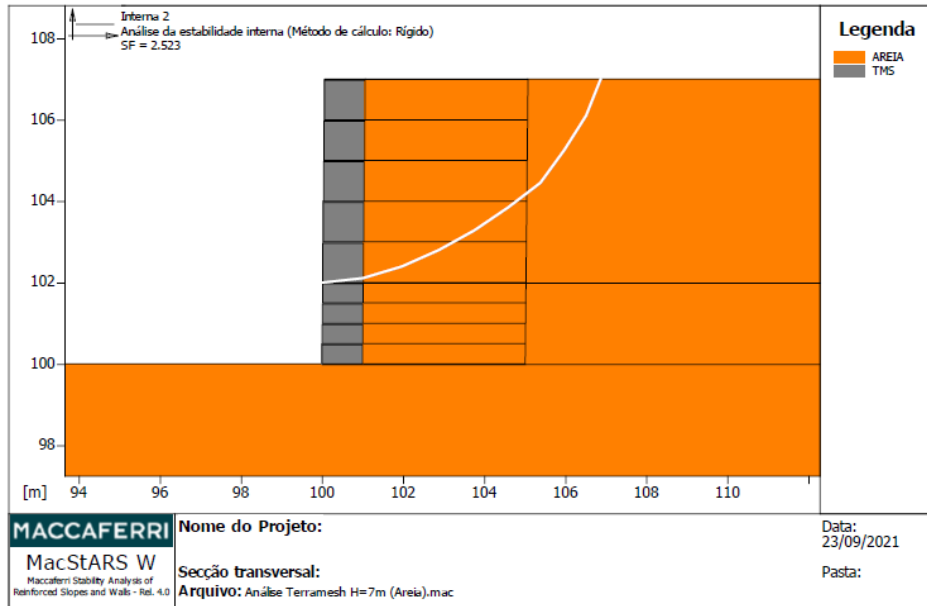
Estabilidade Interna: Interna 1

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido
 Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop
 Fator de Segurança Calculado.....: 1.776

	Limites de busca para as superfícies de ruptura	
Bloco	Limite inicial, abscissas [m]	
TMS 1	Primeiro ponto	Segundo ponto
	102.00	110.00

Número de pontos de início no primeiro segmento.....: 1
 Número total de superfícies verificadas.....: 1000
 Comprimento mínimo da base das lamelas.....[m].....: 1.00
 Ângulo limite superior para a busca.....[°].....: 0.01
 Ângulo limite inferior para a busca.....[°].....: 0.00

Bloco: TMS 1					
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos					
Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	ruptura	arrancamento	agente	1/Fmax	
0.500	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
	50.0	129.4	40.3	1.24	3.21



Estabilidade Interna: Interna 2

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido
Análise de estabilidade com superfícies poligonais de acordo com o Método de Janbu
Fator de Segurança Calculado: 2.523

Limites de busca para as superfícies de ruptura

Bloco	Limite inicial, abscissas [m]	
TMS 2	Primeiro ponto	Segundo ponto
	102.00	110.00

Limites de busca para as superfícies de ruptura

Bloco	Limite inicial, abscissas [m]	
TMS 2	Primeiro ponto	Segundo ponto
	102.00	110.00

Número de pontos de início no primeiro segmento: 1
 Número total de superfícies verificadas: 1000
 Comprimento mínimo da base das lamelas [m]: 1.00
 Ângulo limite superior para a busca [°]: 0.00
 Ângulo limite inferior para a busca [°]: 0.00

Bloco: TMS 2
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	ruptura [kN/m]	arrancamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
1.000	50.0	101.7	40.3	1.24	2.52
2.000	50.0	10.5	10.5	4.76	1.00

A Maccaferri não se responsabiliza pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que estes se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização de seus produtos.

Apêndice F – Dimensionamento solo reforçado em Terramesh System Solo Argiloso – MacStars

MACCAFERRI

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls
Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Projeto.....:
Seção Transversal.....:
Local.....:
Pasta.....:
Arquivo.....: Análise Terramesh H=7m (Argila).mac
Data.....: 23/09/2021

RESUMO

PERFIL DA CAMADA	2
BLOCOS REFORÇADOS.....	3
Bloco: TMS 1	3
Bloco: TMS 2	3
PROPRIEDADES DOS REFORÇOS UTILIZADOS.....	4
VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS	6
Verificação como muro a gravidade:	6
Estabilidade Interna: Interna 1	7
Estabilidade Interna: Interna 2	8

PROPRIEDADES DO SOLO**Solo: ARGILA** Descrição:

Coesão.....[kN/m²] : 19.00
Ângulo de Atrito:.....[°] : 18.00
Valor de Ru..... : 0.00
Peso unitário – Natural.....[kN/m³] : 18.00
Peso unitário – Saturado.....[kN/m³] : 18.00

Módulo Elástico.....[kN/m²] : 0.00
Módulo de Poisson..... : 0.30

Solo: TMS Descrição:

Coesão.....[kN/m²] : 90.00
Ângulo de Atrito:.....[°] : 54.00
Valor de Ru..... : 0.00
Peso unitário – Natural.....[kN/m³] : 17.00
Peso unitário – Saturado.....[kN/m³] : 17.00

Módulo Elástico.....[kN/m²] : 0.00
Módulo de Poisson..... : 0.30

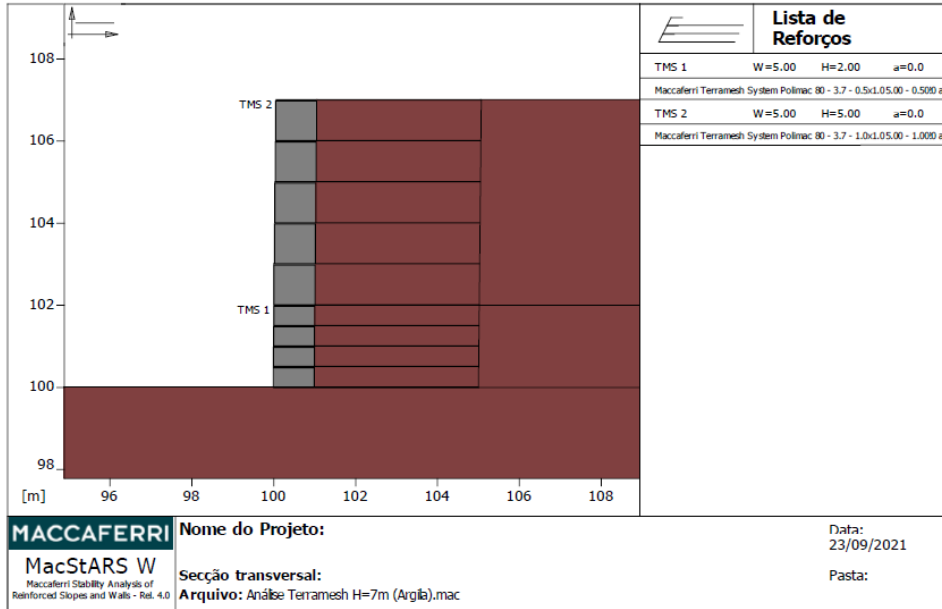
PERFIL DA CAMADA**Camada: AREIA**

Descrição:

Solo: ARGILA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
80.00	100.00	120.00	100.00				

BLOCOS REFORÇADOS



MACCAFERRI Nome do Projeto: Data: 23/09/2021
 MacStARS W Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls - Rel. 4.0 Pasta:
 Seção transversal: **Arquivo: Análise Terramesh H=7m (Argila).mac**

Bloco: TMS 1

Dimensões do bloco.....[m].....: Largura da Base..... = 5.00 Altura..... = 2.00
 Origem do Bloco.....[m].....: Abscissa..... = 100.00 Ordenada.. = 100.00
 Inclinação da Face.....[°].....: 0.00

Material de enchimento do Gabião.....: TMS
 Tipo de aterro estrutural.....: Argila arenosa
 Aterro estrutural.....: ARGILA
 Solo de aterro.....: ARGILA
 Solo do talude acima da estrutura.....: ARGILA
 Solo da Fundação.....: ARGILA

Parâmetros para o cálculo da capacidade de suporte por Brinch Hansen, Vesic ou Meyerhof
 Profundidade da fundação.....[m] : 0.00
 Inclinação do talude ao pé da estrutura.....[°] : 0.00

Padrão dos reforços:

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos
 Comprimento.....[m] = 5.00
 Gabião.....[m].....: Altura..... = 0.50 Largura..... = 1.00

Bloco: TMS 2

Dimensões do bloco.....[m].....: Largura da Base..... = 5.00 Altura..... = 5.00
 Berma.....[m] = 0.00 por TMS 1
 Inclinação da Face.....[°].....: 0.00

MACCAFERRI

Material de enchimento do Gabião.....: TMS
Tipo de aterro estrutural.....: Argila arenosa
Aterro estrutural.....: ARGILA
Solo de aterro.....: ARGILA
Solo do talude acima da estrutura.....: ARGILA
Solo da Fundação.....: ARGILA

Parâmetros para o cálculo da capacidade de suporte por Brinch Hansen, Vesic ou Meyerhof
Profundidade da fundação.....[m] : 0.00
Inclinação do talude ao pé da estrutura.....[°] : 0.00

Padrão dos reforços:

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Comprimento.....[m] = 5.00

Gabião.....[m]: Altura..... = 1.00 Largura..... = 1.00

PROPRIEDADES DOS REFORÇOS UTILIZADOS

Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Resistência à Tração.....[kN/m] : 50.00
Taxa de deformação plástica..... : 2.00
Coeficiente de deformação elástico.....[m³/kN] : 1.10e-04
Rigidez do reforço.....[kN/m] : 500.00
Comprimento de ancoragem Mínimo.....[m] : 0.15
Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho)..... : 1.43
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia)..... : 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa)..... : 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa)..... : 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de interação reforço/reforço..... : 0.30
Coeficiente de interação reforço-brita..... : 0.90
Coeficiente de interação reforço-areia..... : 0.65
Coeficiente de interação reforço-silte..... : 0.50
Coeficiente de interação reforço-argila..... : 0.30

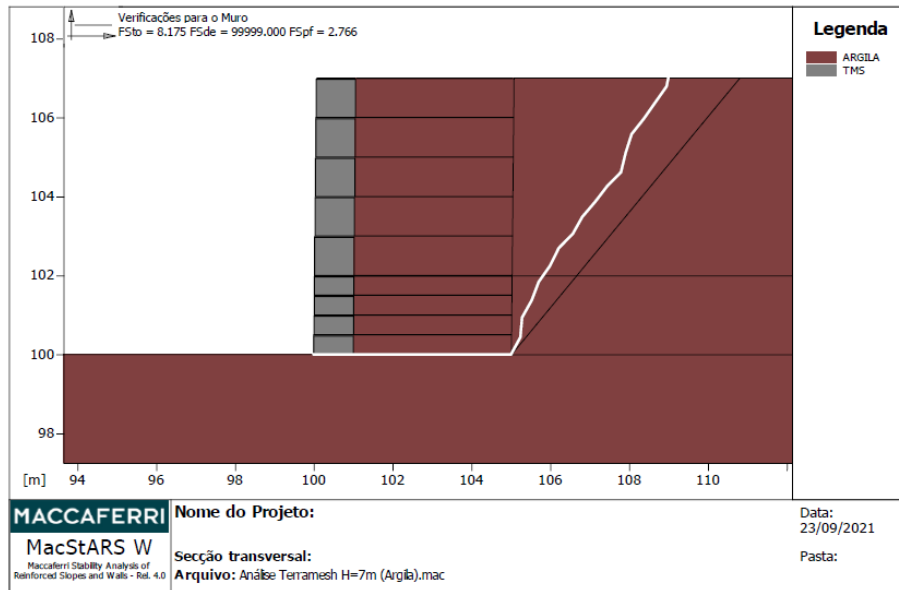
Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Resistência à Tração.....[kN/m] : 50.00
Taxa de deformação plástica..... : 2.00
Coeficiente de deformação elástico.....[m³/kN] : 1.10e-04
Rigidez do reforço.....[kN/m] : 500.00
Comprimento de ancoragem Mínimo.....[m] : 0.15
Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho)..... : 1.43
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia)..... : 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa)..... : 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa)..... : 1.24
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out)..... : 1.00
Fator de interação reforço/reforço..... : 0.30

MACCAFERRI

Coeficiente de interação reforço-brita.....	: 0.90
Coeficiente de interação reforço-areia.....	: 0.65
Coeficiente de interação reforço-silte.....	: 0.50
Coeficiente de interação reforço-argila.....	: 0.30

VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS



Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS 1

Força Estabilizante.....[kN/m].....: 297.42

Força Resistente.....[kN/m].....: 36.38

Fator de Segurança contra o Deslizamento.....: 8.175

Momento Estabilizante.....[kN*m/m].....: 1593.30

Momento Ativo.....[kN*m/m].....: -132.46

Fator de segurança contra o tombamento.....:99999.000

Pressão Admissível calculada pelo método de Vesic.

Pressão Admissível.....[kN/m²].....: 344.66

Pressão média.....[kN/m²].....: 124.60

Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação.....: 2.766

Fundação equivalente.....[m].....: 5.00

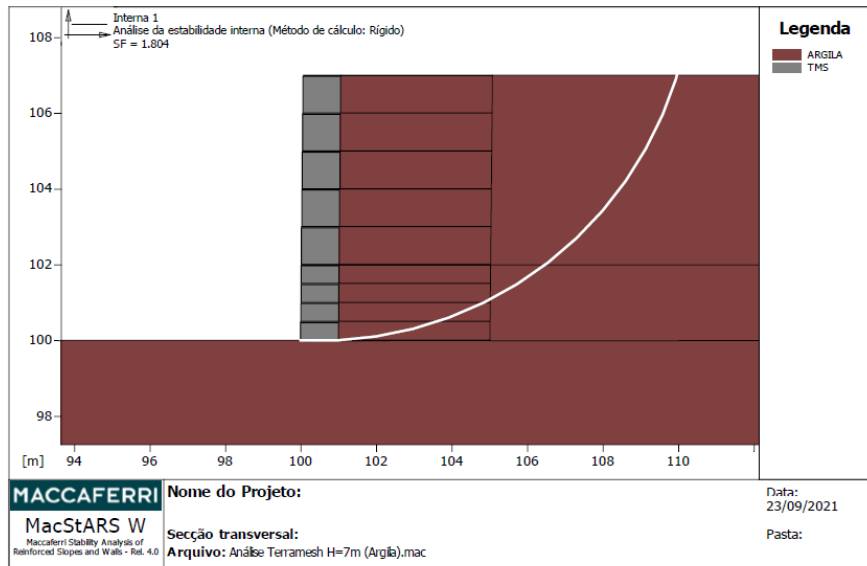
Excentricidade da força normal.....[m].....: -0.27

Braço de momento.....[m].....: -3.64

Força normal.....[kN].....: 623.00

Tensão normal na borda externa.....[kN/m²].....: 88.93

Tensão normal na borda interna.....[kN/m²].....: 190.45



Estabilidade Interna: Interna 1

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido
 Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop
 Fator de Segurança Calculado.....: 1.804

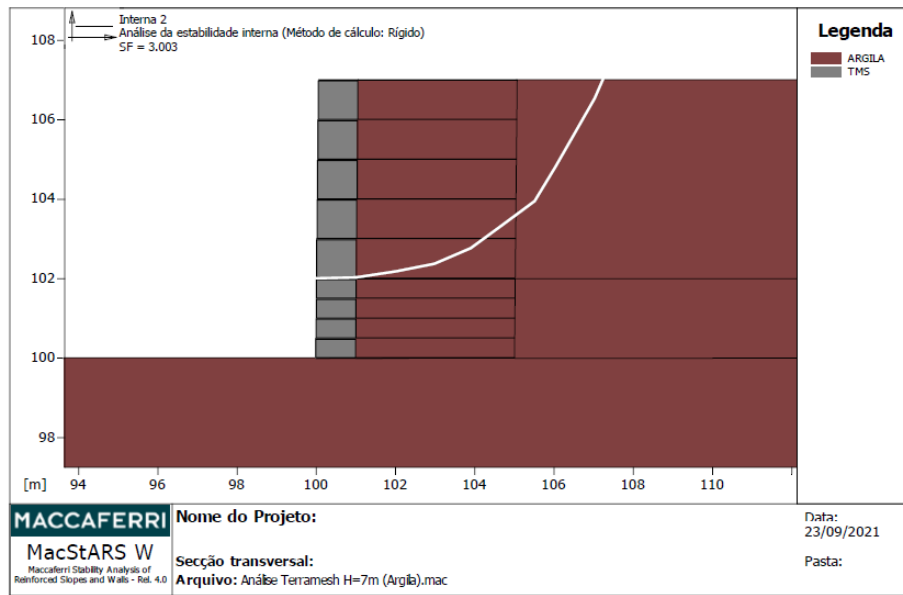
Limites de busca para as superfícies de ruptura

Bloco	Limite inicial, abscissas [m]	
TMS 1	Primeiro ponto	Segundo ponto
	102.00	110.00

Número de pontos de início no primeiro segmento.....: 1
 Número total de superfícies verificadas.....: 1000
 Comprimento mínimo da base das lamelas..... [m].....: 1.00
 Ângulo limite superior para a busca..... [°].....: 0.01
 Ângulo limite inferior para a busca..... [°].....: 0.00

Bloco: TMS 1
 Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 0.5x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	ruptura [kN/m]	arrancamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.500	50.0	69.0	40.3	1.24	1.71



Estabilidade Interna: Interna 2

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido
 Análise de estabilidade com superfícies poligonais de acordo com o Método de Janbu
 Fator de Segurança Calculado.....: 3.003

Bloco	Limites de busca para as superfícies de ruptura	
	Primeiro ponto	Segundo ponto
TMS 2	102.00	110.00
Número de pontos de início no primeiro segmento.....:	1	
Número total de superfícies verificadas.....:	1000	
Comprimento mínimo da base das lamelas..... [m].....:	1.00	
Ângulo limite superior para a busca..... [°].....:	0.00	
Ângulo limite inferior para a busca..... [°].....:	0.00	

Bloco: TMS 2
 Maccaferri - Terramesh System Polimac - 80 - 3.7 - 1.0x1.0 Polimac 120 anos

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	ruptura [kN/m]	arrancamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
1.000	50.0	24.1	24.1	2.07	1.00

A Maccaferri não se responsabiliza pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que estes se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização de seus produtos.

**Apêndice G – Dimensionamento solo reforçado em Terra Armada solo – planilha de
Análise de Estabilidade para Terra Armada com referência na FHWA NHI 024 2009
/ Craig, 2016 / NBR 16920:2021.**

Análise de Estabilidade | Terra Armada

Pág.1/5

Contenção - Greide

Ref.: FHWA NHI 024 2009 / Craig, 2016 / NBR 16920:2021

Dados do Projeto

Ref.	TCC - Terra Armada
Local	Seção Terra Armada
Descrição	Seção H=7m

Dados de Entrada:

Geometria da Contenção

Altura Crítica (H)	7	[m]
Largura da base (L)	5	[m]

Dados do solo de aterro

Peso específico (γ)	19	[kN/m ³]
Ângulo de atrito do solo (Φ)	30	[°]
Coesão (c)	0	[kN/m ²]

Dados da Fundação

Peso específico (γ)	19	[kN/m ³]
Ângulo de atrito do solo (Φ)	30	[°]
Coesão (c)	0	[kN/m ²]

Carregamentos

Carga distribuída sobre o aterro (q)	0	[kN/m ²]
--------------------------------------	---	----------------------

Dados do Reforço

Espaçamento vertical (Sv)	0.75	[m]
---------------------------	------	-----

Propriedades do Reforço

Descrição	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Unid.
	T _{CHAR} - Resistência característica	30	40	

2. Análises de estabilidade

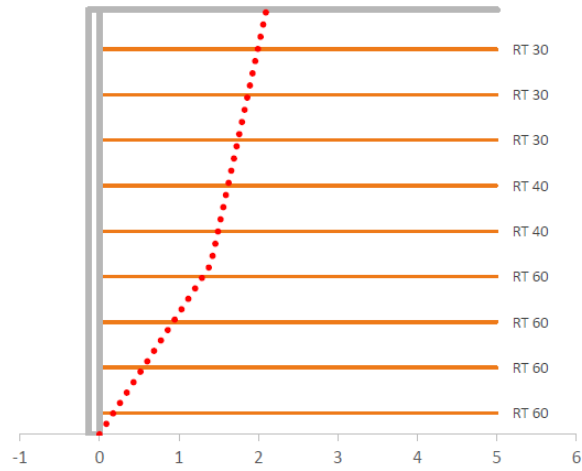
Coefficiente do empuxo ativo (k_a)	0.33	-
Coefficiente do empuxo no repouso (k_0)	0.50	-
Tangente (ϕ)	0.58	-

Camada	Altura	Tipo do Reforço	Z [m]	σ_v [Solo]	K	σ_h [Solo]	σ_h [Carga]	T _{máx} [kN/m]	TD [kN/m]	FS
1	0.35	Tipo 3	6.65	126.35	0.49	46.46	0.00	34.84	60.00	1.72
2	1.1	Tipo 3	5.9	112.1	0.47	41.22	0.00	30.92	60.00	1.94
3	1.85	Tipo 3	5.15	97.85	0.45	35.98	0.00	26.99	60.00	2.22
4	2.6	Tipo 3	4.4	83.6	0.43	30.74	0.00	23.06	60.00	2.60
5	3.35	Tipo 2	3.65	69.35	0.41	25.50	0.00	19.13	40.00	2.09
6	4.1	Tipo 2	2.9	55.1	0.39	20.26	0.00	15.20	40.00	2.63
7	4.85	Tipo 1	2.15	40.85	0.37	15.02	0.00	11.27	30.00	2.66
8	5.6	Tipo 1	1.4	26.6	0.34	9.78	0.00	7.34	30.00	4.09
9	6.35	Tipo 1	0.65	12.35	0.33	4.54	0.00	3.41	30.00	8.81

2.2 Verificação do arrancamento

Camada	Altura	f*	L	LA	LR	T _f [kN/m]	FS
1	0.35	1.45	5	0.175	4.83	881.65	25.30
2	1.1	1.33	5	0.550	4.45	663.89	21.47
3	1.85	1.22	5	0.925	4.08	484.67	17.96
4	2.6	1.10	5	1.300	3.70	340.31	14.76
5	3.35	0.98	5	1.492	3.51	239.62	12.53
6	4.1	0.87	5	1.617	3.38	162.10	10.67
7	4.85	0.75	5	1.742	3.26	100.39	8.91
8	5.6	0.64	5	1.867	3.13	53.25	7.26
9	6.35	0.58	5	1.992	3.01	21.45	6.30

3. Representação Gráfica



4. Análises de estabilidade externa

4.2 . Cálculo do Empuxo

Coefficiente do empuxo ativo (k_a)	0.33	-
Empuxo Ativo (E_a)	155.17	[kN/m]

4.3 Análise de Deslizamento

a) Força resistente na base

Cálculo da Força normal (N)

AS2 - Área da seção [Aterro Reforçado]	35	[m ²]
Yg - Peso específico	19	[kN/m ³]
P - Peso total da estrutura [yg x A]	665	[kN/m]

Força tangencial resistente na base

FT1 - [N*tan(phi)]	383.94	[kN/m]
FT2 - [c.B]	0.00	[kN/m]
Td - [FT1 + FT2]	383.94	[kN/m]

Fator de Segurança Deslizamento [Td / Ea]	2.47	[-]
---	------	-----

4.3 Análise de Tombamento

Fator de segurança - Tombamento

Momento resistente - Muro [MR]

Distancia da origem do muro ao centro de gravidade	2.5	[m]
Momento resistente do muro	1662.5	[kN/m.m]
Momento atuante [Mea]	362.1	[kN/m.m]

FSTombamento. [MR+Mep/Mea]	4.59	[-]
----------------------------	------	-----

4.4. Análise da Fundação

Largura da base	5	[m]
Peso específico do solo	19	[kN/m ³]
Coesão	0	[kN/m ²]
Ângulo de atrito	30	[°]
Pressão máxima na fundação	257.54	[kN/m ²]
Profundidade engastada [D]	0	[m]
Distância "d" da aplicação da Força Normal	1.96	[m]
Excentricidade	0.54	[m]
Base efetiva	3.91	[m]
Fator Nq	18.4	Nq
Fator Nc	30.1	Nc
Fator Ny	22.4	Ny
$q_{ult} = c \cdot N_c + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_y + q \cdot N_q$	832.284	[kN/m ²]

Fator de segurança **3.23** [kN/m²]

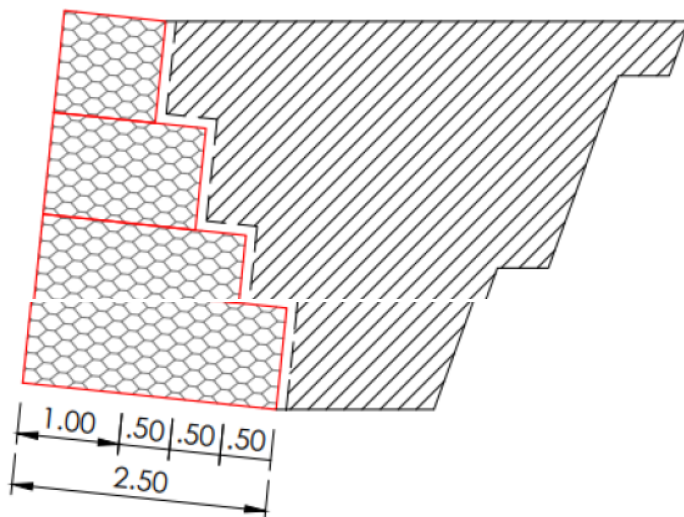
Apêndice H – Memória de cálculo Gabião



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	01/04
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Gabião H=4m

VOLUME SEÇÃO GABIÃO



- 1ª Camada: $2,5 \times 1,0 \times 1,0 = 2,5 \text{ m}^3$

- 2ª Camada: $2,0 \times 1,0 \times 1,0 = 2,0 \text{ m}^3$

- 3ª Camada: $1,5 \times 1,0 \times 1,0 = 1,5 \text{ m}^3$

- 4ª Camada: $1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^3$

Volume Total = $7,0 \text{ m}^3$ de Gabião



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	02/04
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

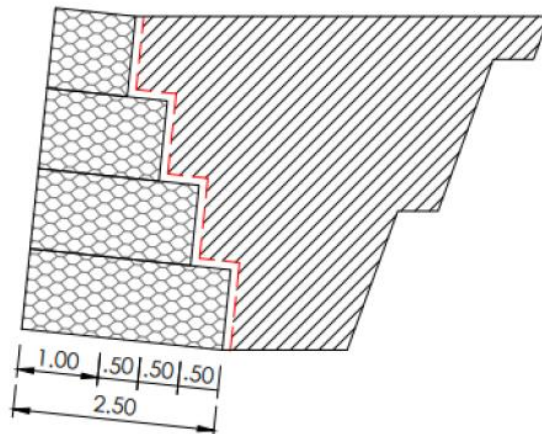
Memória de Cálculo Gabião H=4m

VOLUME DE PEDRA PARA PREENCHIMENTO DAS PEÇAS DE GABIÃO

O volume de pedra para preenchimento das gaiolas será correspondente ao volume da estrutura acrescido de 15 % de perda conforme recomendação da empresa MACCAFERRI DO BRASIL.

Volume de pedra: $7,0 \text{ m}^3 \times 1,15 = 8,05 \text{ m}^3 \cong 8,0 \text{ m}^3$

ÁREA PARA APLICAÇÃO DO GEOTÊXTIL



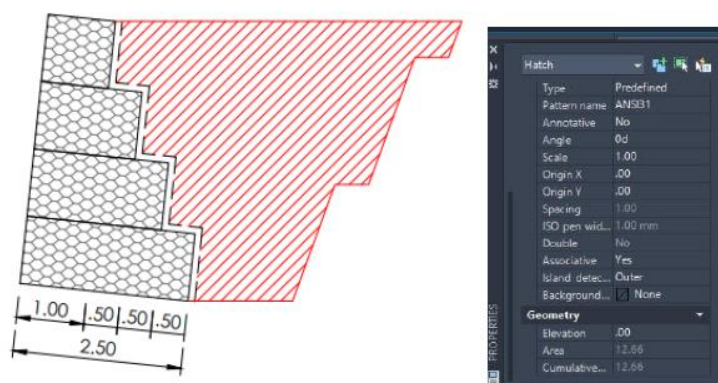
Geotêxtil: $(1+0,5+1+0,5+1,0+0,5+1,0) \times 1 = 5,5 \text{ m}^2$



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página 03/04	
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Gabião H=4m

ÁREA DE ATERRO / REATERRO



Para determinar a área de aterro foi utilizado o Software Autocad da AUTODESK. Trata-se do cálculo da área através de polígonos irregulares.

Área de aterro / reaterro: 12,66 m³

SARRAFO PARA GABARITO DA FACE

Seguindo a recomendação da tabela SINAPI, são utilizados 0,714 metros de sarrafo para cada m³ de Gabião.

Sarrafo: 7,0 x 0,714= 4,99 m \cong 5 m



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	04/04
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Gabião H=4m

PREGO DE AÇO PARA CONFECÇÃO DOS GABARITOS

Seguindo as considerações da SINAPI, são utilizados 0,002 KG de aço por m³ de Gabião para confecção do gabarito de FACE.

Prego: $7,0 \times 0,002 = 0,014$ kg

Apêndice I – Memória de cálculo Muro de Flexão em Concreto Armado

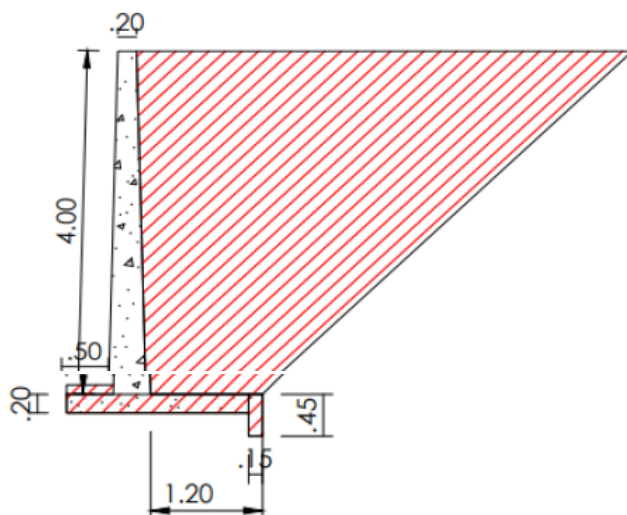


MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	01/03
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Flexão em concreto armado H=4

MÉMORIA DE CÁLCULO

ESCAVAÇÃO



Com o intuito de facilitar a análise da área de aterro, foi utilizado o Software AUTOCAD da AUTODESK para realização do mesmo.

Escavação = 13,50 m³

REGULARIZAÇÃO DE FUNDO DE VALA

Fundo de vala: 2,10 x 1 = 2,1 m²



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	02/03
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Flexão em concreto armado H=4

CONCRETO MAGRO

- Volume de Aplicação: $2,10 \times 1 \times 0,05 = 1,05 \text{ m}^3$

ARMAÇÃO

Haste do muro (\varnothing 12,5mm) 8 unid. $\times 4,20 \text{ m} \times 0,963 \text{ kg/m} = 32,36 \text{ kg}$

Avanço do muro (\varnothing 12,5mm) 6 unid. $\times 2,1 \text{ m} \times 0,963 \text{ kg/m} = 12,13 \text{ kg}$

Dente do muro (\varnothing 20,0mm) 5 unid. $\times 2,1 \text{ m} \times 2,566 \text{ kg/m} = 26,94 \text{ kg}$

Barras horizontais parede muro (\varnothing 16,0mm) $(4,0 / 0,15) \times 2 = 54 \text{ unid.} \times 1 \times 1,578 \text{ kg/m} = 85,212 \text{ kg}$

Barras horizontais base do muro (\varnothing 16,0mm) $(2,1 / 0,15) \times 2 = 28 \text{ unid.} \times 1 \times 1,578 = 44,184 \text{ kg}$

ANDAIMÊS

Parede do muro: $1,0 \times 4 \times 2 = 8 \text{ m}^2$

FORMA

Parede do muro: $(4 \times 1) \times 2 + (4 \times 0,40) \times 2 = 11,2 \text{ m}^2$

Base do muro: $(0,20 \times 1) \times 2 + (0,20 \times 2,1) \times 2 = 1,24 \text{ m}^2$



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	03/03
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Flexão em concreto armado H=4

CONCRETO ESTRUTURAL

Parede do muro: $((0,2 + 0,4) / 2) \times 4 \times 1 = 1,20 \text{ m}^3$

Base do muro: $0,20 \times 2,10 \times 1 = 0,42 \text{ m}^3$

Viga de bordo do muro: $0,15 \times 0,25 \times 1 = 0,038 \text{ m}^3$

REATERRO

Volume de escavação – volume do muro: $13,50 \text{ m}^3 - 1,66 \text{ m}^3 = 11,84 \text{ m}^3$

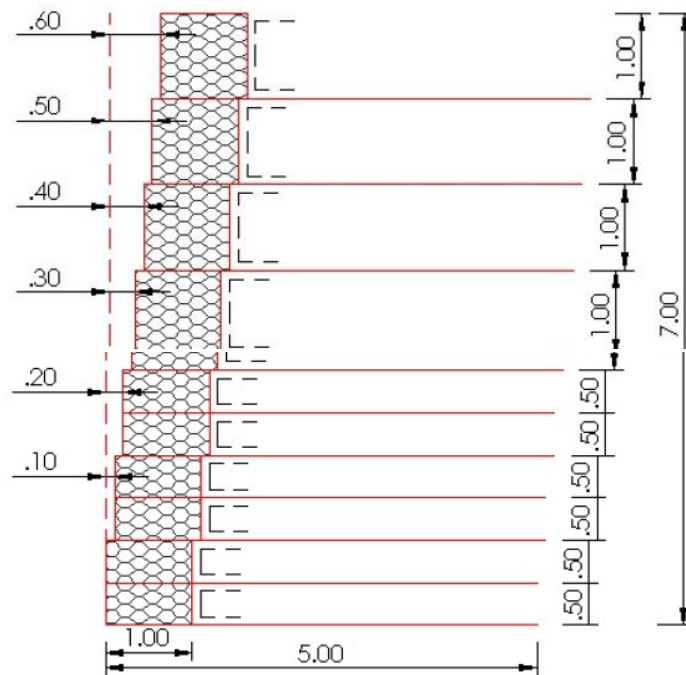
Apêndice J – Memória de cálculo Muro de solo reforçado Terramesh System



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	01/03
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Solo Reforçado Terramesh System = 7 m

VOLUME DE PEDRA SEÇÃO TERRAMESH SYSTEM



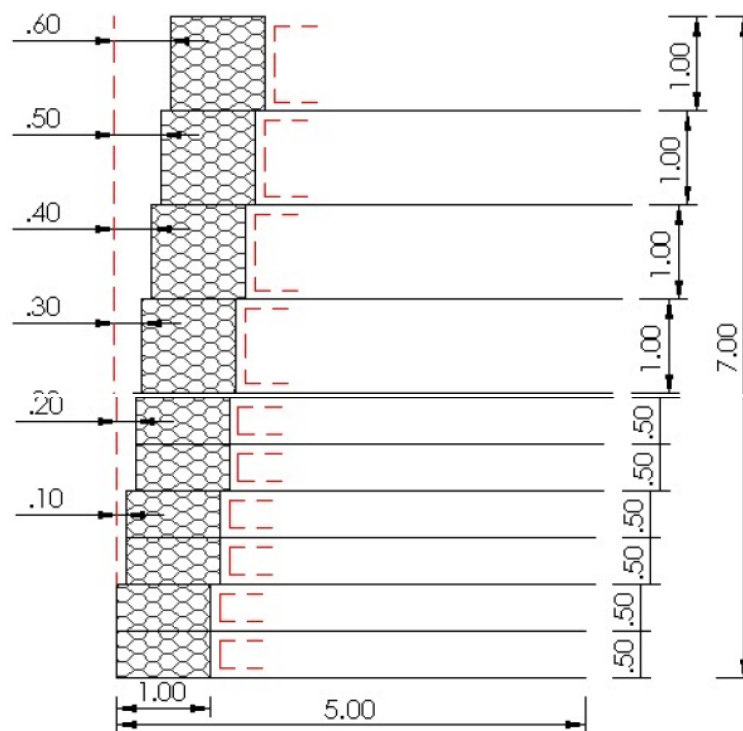
$$1 \times 1 \times 7 = 7\text{m}^3$$



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página 02/03	
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Solo Reforçado Terramesh System = 7 m

GEOTÊXTIL



Camadas peça de H=0,5m : 6 x 1,20 = 7,2 m²

Camadas peça de H=1,0m : 4 x 1,70 = 6,8 m²

TOTAL: 14 m²



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	03/03
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Solo Reforçado Terramesh System = 7 m

SARRAFO

Seguindo a recomendação da tabela SINAPI, são utilizados 0,714 metros de sarrafo para cada m³ da face da estrutura:

$$\text{Sarrafo} = 7 \text{ m}^3 \times 0,714 = 4,998 \cong 5 \text{ m}$$

PREGO DE AÇO PARA CONFECCÃO DOS GABARITOS

Seguindo as considerações da SINAPI, são utilizados 0,002 KG de aço por m³ de face para confecção do gabarito:

$$\text{Prego: } 7,0 \times 0,002 = 0,014 \text{ kg}$$

ÁREA DE ESCAVAÇÃO

$$5 \text{ m} \times 7 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 35 \text{ m}^3$$

REATERRO

$$\text{Volume de escavação} - \text{Volume da face do muro} = 35\text{m}^3 - 7\text{m}^3 = 28\text{m}^3$$

Apêndice K – Memória de cálculo Muro de solo reforçado em Terra Armada



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	01/02
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Solo Reforçado em Terra Armada = 7 m

MOLDE METÁLICO

$$1\text{m} \times 7\text{m} = 7\text{m}^2$$

FABRICAÇÃO DE ESCAMA DE CONCRETO PARA TERRA ARMADA

$$1\text{m} \times 7\text{m} \times 0,14\text{m} = 0,98 \text{ m}^3$$

ATERRO

$$1\text{m} \times 7\text{m} \times 5\text{m} = 35\text{m}^3$$

ESCORAMENTO DE ESCAMA

Seguindo as recomendações do SICRO são utilizados 0,56250 m² por m² de face de estrutura.

$$0,56250 \times 7 = 3,937 \text{ m}^2 \cong 3,94 \text{ m}^2$$

MONTAGEM DE ESCAMA

$$1\text{m} \times 7\text{m} = 7\text{m}^2$$



MEMÓRIA DE CÁLCULO	Página	02/02
INSTITUIÇÃO: FEAMIG	Criado por : Hugo	Data: 09/10/2021
TCC II	Conferido por: Pedro	Data: 09/10/2021

Memória de Cálculo Muro de Solo Reforçado em Terra Armada = 7 m

ESCAVAÇÃO

$$7\text{m} \times 1\text{m} \times 5 = 35\text{m}^3$$

Apêndice L – Artigo Aprovado – 5º Caderno de Comunicação Universitárias



ISSN: 2675-1879

COMPARATIVO DE SOLUÇÕES TÉCNICAS DE MURO DE ARRIMO

COMPARISON OF TECHNICAL RETAINING WALL SOLUTIONS

Hugo de Moura Roner¹
Pedro Augusto Martins Matozinho²
Sheyla Carla Rodrigues³
Marcos Marques Moreira Rocha⁴
Gabriel Gustavo Pinto⁵

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo comparar quanto a viabilidade técnica e econômica as soluções de contenção comumente utilizadas no mercado para taludes com desníveis de 4 metros e 7 metros. Foram analisadas as estruturas de contenção em muro de Gabião e Muro de Flexão em concreto armado para o desnível de 4 metros. Para o desnível de 7 metros foram adotadas contenções em solo reforçado com malha metálica Terramesh System e fita metálica Terra armada. Foram considerados também em cada cenário para verificação dos fatores de segurança para cada estrutura proposta a aplicação de diferentes tipos de solos, sendo estes compostos por características argilosas e arenosas. Para a estrutura em Gabião foi utilizado o Software GawacWin para verificação dos fatores de segurança. Para o muro de Flexão em concreto armado foi utilizado o Software GEO 5. Para dimensionamento e verificação dos fatores de segurança da estrutura em Terramesh System foi utilizado o Software MacStars. Para verificação dos fatores e dimensionamento da estrutura Terra Armada foi utilizada planilha de Análise de Estabilidade para Terra Armada com referência na FHWA NHI 024 2009 / Craig, 2016 / NBR 16920:2021. Como resultado a estrutura em Gabião se apresentou mais vantajosa economicamente e tecnicamente para o desnível de 4 metros. Já para o desnível de 7 metros a estrutura em Terramesh System se apresentou mais vantajosa nos dois aspectos.

Palavras-chave: Muro de Arrimo Gabião. Muro de Flexão em concreto armado. Terramesh System. Terra Armada.

ABSTRACT

This work aimed to compare the technical and economic feasibility of content solutions commonly used in the market for slopes with unevenness of 4 meters and 7 meters. The retaining structures in a Gabion wall and a bending wall in reinforced concrete were analyzed for the 4 meter unevenness. For the 7-meter unevenness, containment was adopted in reinforced soil with metallic mesh Terramesh System and reinforced Terra metallic tape. The application of different types of soils, which are composed of clayey and sandy characteristics, were also considered in each scenario to verify the safety factors for each proposed structure. For a structure in Gabion, the GawacWin Software was used to verify the safety factors. For the flexion wall in reinforced concrete, the GEO 5 software was used. For dimensioning and verification of the safety factors of the structure in Terramesh System, the MacStars Software was used. To verify the factors and dimensioning of the Armada Terra structure, a Stability Analysis spreadsheet for Armada Terra was used with reference to FHWA NHI 024 2009 / Craig, 2016 / NBR 16920: 2021. As a result, a structure in Gabion was more economically advantageous and technically for the 4 meter drop. For the 7 meter drop, the Terramesh System structure was more advantageous in both aspects.

Keywords: Retaining Wall. Gabion. Reinforced concrete bending wall. Terramesh system. Armed Land

Correspondência/Contato

FEAMIG

Rua Gastão Braulio dos Santos, 837
CEP 30510-120
Fone (31) 3372-3703
<http://www.feamig.br/revista>

Editora responsável

Raquel Ferreira de Souza
raquel.ferreira@feamig.br

1 INTRODUÇÃO

Em meados de 1930 a terra era habitada por cerca de 2 bilhões de pessoas e, em 1960 esse número atingiu a marca de 3 bilhões, com média de crescimento populacional de 2% ao ano. Segundo estimativas da Organização das Nações Unidas (ONU), o contingente populacional atingirá a marca de 9 bilhões de habitantes em 2050. Diante do crescimento da população e da expansão das zonas urbanas, a demanda por novas tecnologias e soluções tem se tornado cada vez maior e para o setor da engenharia civil o desafio não é diferente.

Com o consumo desenfreado da população, ampliações de infraestrutura, grandes edificações e até mesmo avanço em zonas de lavras que consiste no aumento da área de extração de minérios tem se tornado comum e dificilmente o meio circundante em sua forma natural está apto para receber tais mudanças, causando assim, prejuízos econômicos e riscos a população, tais como: deslizamentos de terra em zonas urbanas e perda de vidas humanas.

Os deslizamentos de terra ocorrem devido a muitos terrenos com declives acentuados serem altamente suscetíveis a processos erosivos, causando o rompimento e deslizamento do solo encosta abaixo.

Com o intuito de evitar tais processos, uma das soluções adotadas é a tecnologia de contenção de taludes, a fim de garantir a segurança e a estabilidade externa e interna do declive de acordo com o projeto e o tamanho da estrutura. Existem outras soluções de estabilização de taludes, o que muda é a aplicabilidade de cada uma delas. A metodologia é escolhida de acordo com o solo, presença de água, tempo necessário de intervenção, disponibilidade de materiais e principalmente a avaliação do profissional responsável pela obra.

Portanto, o objetivo deste trabalho é comparar soluções de contenção em muro de arrimo quanto sua viabilidade técnica em duas situações hipotéticas: terreno com desnível de 4 metros e de 7 metros com características de solos de argila e areia, em aplicações de estruturas diferentes para cada cenário a fim de fornecer informações que possam ser utilizadas na definição da solução a ser adotada.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Conceito de muro de arrimo

Muros de arrimo são estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical apoiadas em fundação rasa ou profunda, segundo Gerscovich et al. (2019). Devido as várias

condições de solo em que são utilizadas, os muros são construídos de vários tipos de materiais, sendo eles: alvenaria, concreto, pedras, sacos de solo-cimento, pneus, entre outros. Para Clayton et al. (2013, tradução nossa) essas estruturas são necessárias para fornecer suporte ao solo e podem ser construídas em um corte do terreno ou antes do reaterro se for o caso.

2.1.1 Muro de gravidade

Muros de gravidade são estruturas que utilizam seu próprio peso para manter o equilíbrio. O deslizamento lateral é evitado em grande parte com o atrito entre sua base e o solo de fundação. Embora tradicionalmente fossem utilizadas estruturas de alvenaria ou concreto maciço, crib walls, gabiões e sacos de solo-cimento são mais utilizados atualmente. (Clayton et al. 2013, tradução nossa).

2.1.1.1 Muro em Gabião

Segundo Barros (2010) sua estrutura é constituída por caixas metálicas, confeccionados por uma tela de malha hexagonal de dupla torção e preenchidas por pedra. Tais pedras, devem possuir diâmetro médio superior a maior abertura malha hexagonal. A malha metálica deve apresentar, elevada resistência mecânica, elevada resistência à corrosão, boa flexibilidade, não se desfiar facilmente.

As caixas que compõem o muro são unidas entre si através de costuras feitas com arames de mesmas características formando uma estrutura monolítica. Com isso, após costuradas as caixas funcionam como um único elemento. Exemplo da estrutura em gabião representado na Figura 1.

FIGURA 1 - GABIÕES MONTADOS



ACERVO PESSOAL, 2019.

2.1.2 Muro de flexão

Muros de flexão são estruturas esbeltas e resistem aos empuxos por flexão. Pelo fato de serem construídos em concreto armado, esse tipo de muro apresenta alto custo para estruturas com alturas de 5 a 7 metros segundo Gerscovich et. al. (2019). Por serem compostas por concreto armado, estão sobre influências de cargas verticais, horizontais e momentos.

2.1.2.1 Muro de concreto armado

Esse tipo de muro segundo Gerscovich et. al. (2019), possui seção transversal em formato de "L" e resistem aos empuxos por flexão. Utiliza parte do próprio peso que se apoia sobre a base para manter-se em equilíbrio.

FIGURA 2 - MURO DE FLEXÃO EM EXECUÇÃO



CONCRELAJE, 2021

2.1.3 Contenção em solo reforçado

Solo reforçado é feito com uma combinação de solo compactado e um número suficiente de elementos de reforços segundo Clayton et al. (2013, tradução nossa). O solo reforçado requer um sistema de revestimento de face simples, apenas para suporte no confinamento do solo e estética do maciço reforçado.

Os elementos de reforços são capazes de resistir as solicitações e deformações no interior do maciço e devido a sua composição apresentam resistência adequada a degradação, quando enterrados. São de naturezas diversas os elementos utilizados como reforço, sendo eles fitas, tiras, barras, grelhas, malhas metálicas, geossintéticos, entre outros.

2.1.3.1 Solo reforçado com malhas metálicas

Para a Maccaferri (2005) esta solução é formada por uma estrutura em solo reforçado, constituída por elementos metálicos em malha hexagonal de dupla torção, que ao mesmo tempo formam o paramento externo, com aparência similar ao de um gabião tipo caixa, e o painel de reforço que interage mecanicamente com o solo. Exemplo da estrutura em solo reforçado com malhas metálicas representado na Figura 3.

FIGURA 3 – TERRAMESH SYSTEM EM EXECUÇÃO



MACCAFERRI, 2010

2.1.3.2 Solo reforçado com tiras metálicas

A tira metálica consiste em um reforço linear na forma de barras de aço, de seção retangular. As tiras metálicas podem ser lisas, corrugadas ou com nervuras transversais em ambas as faces, havendo a necessidade da proteção de galvanização de acordo com a vida útil da obra prevista em projeto segundo ABNT NBR 16920-1 (2021).

Nesse sentido, a solução Terra Armada, também conhecida como solo armado ou reforçado, são estruturas de contenção flexíveis, que associam aterro selecionado e compactado a elementos lineares de reforço que serão submetidos à tração e a elementos de face modulares pré-fabricado. Exemplo da estrutura em solo reforçado com tiras metálicas representado na Figura 4.

FIGURA 4 – EXECUÇÃO DE TERRA ARMADA



TERRA ARMADA, 2017

2.2 Empuxos de terra

Para Gerscovich (2016) empuxo de terra são os esforços horizontais produzidos por um maciço de solo sobre as estruturas com ele em contato. De outro modo, empuxo de terra o resultado da distribuição das tensões horizontais que atuam em uma estrutura de contenção. O valor da resultante do empuxo de terra, bem como sua distribuição ao longo do elemento estrutural, vai depender de como o processo de interação entre o solo e a estrutura ocorre durante as etapas da obra. O empuxo atuante sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que tendem a alterar o valor da distribuição do empuxo ao longo das etapas construtivas.

2.3 Sondagem spt (standard penetration test)

De acordo com Schnaid, Odebrecht (2020), o Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. O SPT é utilizado como indicativo da densidade de solos granulares e é utilizado na identificação da consistência de solos coesivos e também utilizado para realizar correlações para definição do parâmetro médio de resistência do solo.

Para a elaboração de análises e projetos de estabilização de encostas, há a necessidade de se realizar sondagens para caracterização da encosta e a determinação da estratigrafia do terreno conforme preconizado pela ABNT NBR 11682:2009.

2.4 Análises de estabilidade

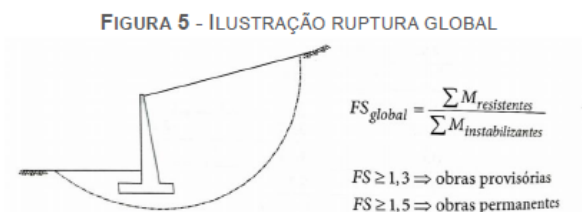
Segundo Massad (2010) nos estudos de estabilidade de taludes, costuma-se definir os fatores de segurança (FS) como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante. Para a ABNT NBR 11682 (2009) que tem por objetivo especificar os estudos relativos à estabilidade de encostas e dos efeitos de sua instabilidade considera que os fatores de segurança têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas do projeto e construção.

Com isso, as análises de estabilidade de um maciço visam determinar, de forma numérica, a segurança contra possíveis deslizamentos do maciço.

2.4.1 Estabilidade global

Para Gerscovisch (2019), a ruptura global refere-se a segurança do conjunto solo /muro. A construção da estrutura e o desnível entre as regiões de montante e jusante podem

gerar tensões cisalhantes críticas e gerar escorregamento passando por baixo do muro. Considerando tais fatos, deve-se realizar um estudo de estabilidade e dependendo da finalidade da estrutura de contenção, o fator de segurança mínimo admissível pode variar entre 1,3 a 1,5 (Figura 05).



CONTENÇÕES TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS, 2019.

3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Para análise de comparações de contenções de muro de arrimo para intervenção de desníveis em 4 metros considerou-se a estrutura do muro de Gabião e muro de flexão em concreto armado. E para intervenção do desnível de 7 metros, considerou-se o solo reforçado com malhas metálicas (Terramesh) e solo reforçado com tiras metálicas (terra armada).

3.1 Parâmetros de solo utilizados

Para as situações hipotéticas mencionadas acima, foram determinados parâmetros médios de resistência para areia e argila. Foram correlacionados ao ensaio de SPT com as características de compactidade, ambos medianamente compactos.

TABELA 1 - PARAMÊTROS DE SOLO UTILIZADOS

Solo	Peso específico(kn/m ³)	Ângulo de atrito	Coesão (Kn/m ³)	Compactidade
Areia	19	30°	—	Medianamente compacto
Argila	18	18°	19	Média

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Esses parâmetros de solo serão utilizados para análise das estruturas de contenção.

3.2 Comparativo do muro em gabião x muro de flexão em concreto armado para desnível de 4 metros

3.2.1 Comparativo entre as vantagens das estruturas

As estruturas possuem diferentes características e diversas vantagens, sendo estas aplicáveis para o propósito de intervenção, conforme apresentado na Tabela 2.

TABELA 2 – VANTAGENS DAS CONTENÇÕES ADOTADAS PARA DESNÍVEL DE 4 METROS

PRINCIPAIS VANTAGENS DAS CONTENÇÕES	
Muro de Gabião	Muro de Flexão em Concreto Armado
Resistentes, devido a malha utilizada na confecção dos gabiões possibilitar uma melhor distribuição dos esforços que atuam sobre a estrutura.	Leves, devido ao fato de possuírem seções esbeltas e reduzidas.
Duráveis, em cenários onde os gabiões são aplicados em ambientes comuns, o material que compõe a malha resiste muito além de 50 anos.	Geometria, pois podem ser projetados e construídos de várias formas.
Flexíveis, devido a se adaptarem aos movimentos e deformações do solo sem perder sua estabilidade e eficiência.	Volume, redução nas quantidades de escavação para implementação da estrutura.
Permeáveis, devido aos vazios entre as pedras de preenchimento apresentam elevada porosidade formando uma estrutura auto-drenante, dispensando a necessidade da aplicação de um sistema de drenagem.	Desempenho, pois muros em concreto armado se encaixam a qualquer tipo de desnível.
Práticas e versáteis, uma vez que a construção de um muro em gabião dispensa a necessidade de formas e de mão-de-obra especializada para montagem dos mesmos.	Armazenamento, pois ao contrário de outros tipos de muros de gravidade, não é necessário grandes espaços físicos para armazenamento dos materiais.
Baixo impacto ambiental, pois os gabiões integram-se facilmente ao seu meio circundante e não interferem no fluxo de água por serem permeáveis.	
Econômicas, pois quando comparada a outras soluções apresentam menores custos diretos e indiretos.	

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Conforme apresentado na tabela 2 apresentada pode-se concluir que a contenção em muro de Gabião possui mais vantagens e praticidade em sua metodologia executiva quando comparado ao muro de Flexão em concreto armado.

3.2.2 Dimensionamento das estruturas

3.2.2.1 Dimensionamento do muro de Gabião

Para dimensionamento da estrutura de 4 metros em Gabião, será utilizado o Software Gawac 3.0 da Maccaferri, conforme a seção apresentada na Figura 06.

FIGURA 6 – SEÇÃO TÍPICA 4 METROS

Seção Tipo h=4,00 m

Ext: XX,00 m

Escala: 1:100



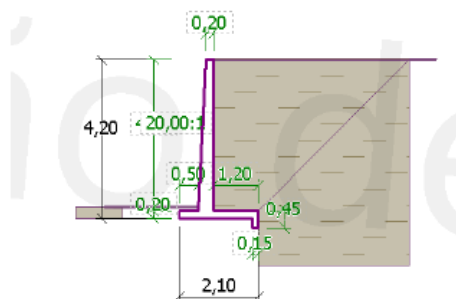
MACCAFERRI, 2021

A utilização dos gabiões para ambos tipos de solos se provaram satisfatórias em cada análise, uma vez que os fatores de segurança apresentam valores superiores aos estabelecidos pelas normas vigentes.

3.2.2.2 Dimensionamento do muro de flexão em concreto armado

Para dimensionamento do muro a flexão em concreto armado, será utilizado o Software GEO 5 da FINE Software considerando a seguinte seção representada na Figura 07.

FIGURA 7 - SEÇÃO DO MURO DE FLEXÃO



SOFTWARE GEO5, 2021

3.2.3 Fatores de segurança das estruturas dimensionadas

As seções adotadas para ambas as contenções em diferentes tipos de solo atendem aos critérios exigidos para os fatores de segurança de 1,5, conforme apresentado na Tabela 3.

TABELA 3 – FATORES DE SEGURANÇA PARA MURO DE GABIÃO X MURO DE CONCRETO ARMADO

Fatores de segurança para as contenções dimensionadas				
Análises	Muro de gabião		Muro de concreto armado	
	Argila	Areia	Argila	Areia
Tipo de Solo				
Estabilidade Global	2,46	1,56	2,20	1,52
Fator de Segurança contra o deslizamento	1,84	2,23	2,34	1,68
Fator de Segurança contra o tombamento	3,24	3,81	4,14	2,19

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021.

Para efeito de orçamento será considerado apenas uma tabela orçamentaria para cada tipo de estrutura.

3.2.4 Comparativo de orçamentos

Foram levantados os serviços necessários exclusivamente para execução das estruturas, sendo dispensada a utilização de serviços complementares e considerou-se as particularidades e metodologia executiva de cada solução para representar as principais atividades que norteiam a execução das contenções.

Os preços unitários utilizados foram retirados do SINAPI, ou seja, não foram considerados custos como BDI, impostos, administração e demais custos que possam onerar os valores unitários de cada estrutura.

Para as estruturas dimensionadas neste trabalho, os quantitativos considerados levam em consideração a execução de 1 metro linear de contenção, conforme apresentado nas Tabelas 4 e 5.

TABELA 4 – PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS - GABIÃO

MURO DE GABIÃO, ENCHIMENTO COM PEDRA DE MÃO TIPO RACHÃO, DE GRAVIDADE, COM GAIOLAS DE COMPRIMENTO IGUAL A 2 M, PARA MUROS COM ALTURA MENOR OU IGUAL A 4 M FORNECIMENTO E EXECUÇÃO					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
4011/SINAPI	GEOTEXTIL NAO TECIDO AGULHADO DE FILAMENTOS CONTINUOS 100% POLIESTER, RESITENCIA A TRACAO = 10 KN/M	m ²	5,50	R\$ 5,80	R\$ 31,90
4460/SINAPI	SARRAFO NAO APARELHADO *2,5 X 10* CM, EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	m	5,00	R\$ 16,94	R\$ 84,70
4730/SINAPI	PEDRA DE MAO OU PEDRA RACHAO PARA ARRIMO/FUNDAÇÃO (POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE)	m ³	8,00	R\$ 81,47	R\$ 651,76
5083/SINAPI	PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 14 X 18 (1 1/2 X 14)	kg	0,01	R\$ 22,21	R\$ 0,31
40438/SINAPI	GABIAO TIPO CAIXA, MALHA HEXAGONAL 8 X 10 CM (ZINAL), FIO DE 2,7 MM	m ²	7,00	R\$ 312,57	R\$ 2.187,99
88309/SINAPI	PEDREIRO	h	12,62	R\$ 19,64	R\$ 247,86
88318/SINAPI	SERVENTE	h	5,52	R\$ 14,11	R\$ 77,89
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m ³	19,66	R\$ 7,70	R\$ 151,38
96385/SINAPI	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO	m ²	12,66	R\$ 7,50	R\$ 94,95
Total				R\$	3.528,74

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

TABELA 5 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – MURO DE FLEXÃO

MURO DE FLEXÃO EM CONCRETO ARMADO					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m ³	13,5	R\$ 7,70	R\$ 103,95
101617/SINAPI	PREPARO DE FUNDO DE VALA	m ²	2,1	R\$ 2,13	R\$ 4,47
96820/SINAPI	LASTRO DE CONCRETO MAGRO	m ²	1,05	R\$ 467,06	R\$ 490,41
92921/SINAPI	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM	kg	44,5	R\$ 13,59	R\$ 604,76
92922/SINAPI	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM	kg	129,4	R\$ 14,00	R\$ 1.811,80
92923/SINAPI	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM	kg	26,94	R\$ 14,90	R\$ 401,41
97063/SINAPI	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE ANDAIME MODULAR	m ²	8	R\$ 7,34	R\$ 58,72
96541/SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA SAPATA, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA,	m ²	12,28	R\$ 150,35	R\$ 1.843,29
96556/SINAPI	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPa	m ³	1,66	R\$ 602,64	R\$ 1.000,38
96385/SINAPI	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO	m ²	11,84	R\$ 7,50	R\$ 88,80
Total				R\$	6.318,99

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Para desnível de quatro metros o muro em gabião apresentou um custo menor de 44,16% quando comparado ao muro de flexão em concreto armado. Além de possuir mais vantagens na sua metodologia executiva.

3.3 Comparativo do terramesh x terra armada para desnível de 7 metros

3.3.1 Comparativo entre as vantagens das estruturas

As estruturas possuem diferentes características e diversas vantagens, sendo estas aplicáveis para o propósito de intervenção, conforme apresentado na Tabela 6.

TABELA 6 - VANTAGENS DAS CONTENÇÕES ADOTADAS PARA DESNÍVEL DE 7 METROS

PRINCIPAIS VANTAGENS DAS CONTENÇÕES	
Solo Reforçado Terramesh	Solo Reforçado em Terra Armada
Flexibilidade que garante à estrutura a capacidade de acompanhar os assentamentos do terreno de apoio, mantendo sua integridade estrutural.	Elementos pré-moldados executados in loco, reduzindo o custo com o transporte.
Permeabilidade do paramento externo que garante a drenagem do terreno.	Adaptar às mais diversas situações do terreno como faixa de domínio estreita e taludes naturais instáveis.
Simplicidade construtiva que permite que uma estrutura Terramesh System seja executada manualmente, com instalações e equipamentos mínimos necessários para a construção de um aterro compactado.	Podem atender a diversas exigências arquitetônicas.
Versatilidade, que permite a construção de estruturas com paramento externo vertical, inclinado ou em degraus segundo a necessidade.	

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

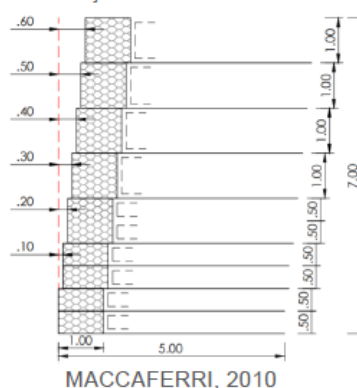
Conforme apresentado na tabela 6 o solo reforçado com Terramesh System se faz mais prático. Uma de suas grandes vantagens é que na maioria dos casos dispensa a necessidade da utilização de complexos sistemas de drenagem, constituindo-se assim uma estrutura auto-drenante.

3.3.2 Dimensionamento das estruturas

3.3.2.1 Dimensionamento do solo reforçado com malha metálica (Terramesh Sytem)

Para dimensionamento da estrutura com reforço em malha metálica Terramesh System será utilizado o Software MacStars da MACCAFERRI, sendo considerada a seção apresentada na Figura 8.

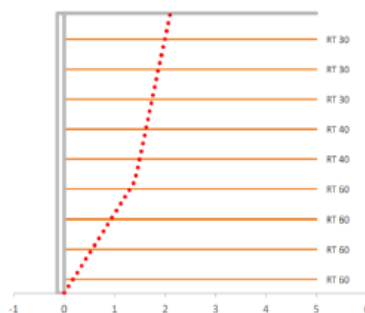
FIGURA 8 – SEÇÃO TÍPICA TERRAMESH SYSTEM



3.3.2.2 Dimensionamento do solo reforçado com tira metálica (Terra Armada)

Para o dimensionamento da estrutura com reforço em tiras metálicas conhecidas como Terra Armada foi considerando a seguinte seção, apresentada na Figura 9.

FIGURA 9 – SEÇÃO TÍPICA TERRA ARMADA



ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

3.3.3 Fatores de segurança das estruturas dimensionadas

As seções adotadas para ambas as contenções em diferentes tipos de solo atendem aos critérios exigidos para os fatores de segurança de 1,5, conforme apresentado na Tabela 7. Em atendimento a norma FHWA-NHI-024 de 2009 que restringe a utilização da solução a solos granulares e a ABNT NBR 16920:2021 que comenta respeito da utilização de solos granulares para aplicação das fitas metálicas não será apresentado o dimensionamento da estrutura para solo com característica argilosa. Sendo assim, para este caso, a solução não se aplica.

TABELA 7 – FATORES DE SEGURANÇA PARA TERRAMESH X TERRA ARMADA

Análises	Terramesh		Terra Armada	
	Argila	Areia	Argila	Areia
Tipo de Solo	Argila	Areia	Argila	Areia
Estabilidade Interna	1,80	1,77	Não se aplica	1,72
Fator de Segurança contra o deslizamento	8,17	2,46	Não se aplica	2,47
Fator de Segurança contra o tombamento	-	4,63	Não se aplica	4,59

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021.

Para efeito de orçamento será considerado apenas uma tabela orçamentaria para cada tipo de estrutura.

3.3.4 Comparativo de orçamentos

Foram levantados os serviços necessários exclusivamente para execução das estruturas, sendo dispensada a utilização de serviços complementares e considerou-se as

particularidades e metodologia executiva de cada solução para representar as principais atividades que norteiam a execução das contenções.

Os preços unitários utilizados foram retirados do SINAPI e SICRO, ou seja, não foram considerados custos como BDI, impostos, administração e demais custos que possam onerar os valores unitários de cada estrutura.

Para as estruturas dimensionadas neste trabalho, os quantitativos considerados levam em consideração a execução de 1 metro linear de contenção, conforme apresentado nas Tabelas 8 e 9.

TABELA 8 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – TERRAMESH SYSTEM

MURO EM TERRAMESH SYSTEM					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
4011/SINAPI	GEOTEXTIL NAO TECIDO AGULHADO DE FILAMENTOS CONTINUOS 100% POLIESTER, RESISTENCIA A TRACAO = 10 KN/M	m²	14	R\$ 15,25	R\$ 213,50
4460/SINAPI	SARRAFO NAO APARELHADO *2,5 X 10* CM, EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	m	5	R\$ 16,94	R\$ 84,70
4730/SINAPI	PEDRA DE MAO OU PEDRA RACHAO PARA ARRIMO/FUNDAÇÃO (POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE)	m³	7	R\$ 81,47	R\$ 570,29
5063/SINAPI	PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 14 X 13 (1 1/2 X 14)	kg	0,014	R\$ 22,21	R\$ 0,31
40440/SINAPI	TIPO CAIXA PARA SOLO REFORÇADO, MALHA HEXAGONAL 8 X 10 CM (ZN/AL REVESTIDO COM POLIMERO)	m²	7	R\$ 560,00	R\$ 3.924,20
88309/SINAPI	PEDREIRO	h	31,09	R\$ 19,64	R\$ 610,61
88316/SINAPI	SERVEANTE	h	15,54	R\$ 14,11	R\$ 219,27
	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CEU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m³	35	R\$ 10,42	R\$ 364,70
96385/SINAPI	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO	m²	28	R\$ 28,19	R\$ 789,32
TOTAL				R\$	6.776,60

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

TABELA 9 - PLANILHA DE QUANTIDADES E PREÇOS – TERRA ARMADA

MURO EM TERRA ARMADA					
Fonte	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo total
5405980/SICRO	MOLDES METÁLICOS PARA ESCAMA DE CONCRETO ARMADO PARA SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA	m²	7	R\$ 10,21	R\$ 71,47
5405970/SICRO	FABRICAÇÃO DE ESCAMA DE CONCRETO ARMADO PARA SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA	m²	0,98	R\$ 1.067,81	R\$ 1.046,46
5406046/SICRO	ATERRO COMPACTADO EM SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA GALVANIZADA	m²	35	R\$ 195,50	R\$ 6.842,50
5405975/SICRO	ESCORAMENTO DE ESCAMA DE CONCRETO ARMADO	m²	3,94	R\$ 33,24	R\$ 130,97
5405976/SICRO	MONTAGEM DAS ESMACAS DE CONCRETO ARMADO EM SOLO REFORÇADO	m²	7	R\$ 90,48	R\$ 633,36
5405987/SICRO	TRAVADOR DE MADEIRA PARA ESCAMA DE CONCRETO ARMADO	um	5	R\$ 6,90	R\$ 34,50
5405979/SICRO	TRAVAMENTO E NIVELAMENTO DE ESCAMA DE CONCRETO	m²	0,69	R\$ 12,20	R\$ 8,42
101230/SINAPI	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CEU ABERTO, EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA	m³	35	R\$ 10,42	R\$ 364,70
TOTAL				R\$	9.060,60

ELABORADO PELOS PRÓPRIOS AUTORES, 2021

Para os desníveis de sete metros, o muro de solo reforçado Terramesh System apresentou um custo menor de 25,21%, além de possuir mais vantagens na sua metodologia executiva.

3.4 Discussão dos resultados

Levando em consideração as vantagens particulares de cada solução foi possível realizar o levantamento quantitativo dos materiais para composição dos custos. Com isso, realizando-se as consultas de preços dos itens levantados através das Tabelas públicas do

SICRO e SINAPI foi elaborado o custo total da construção para cada uma das soluções adotadas.

Diante disso, para um desnível de 4 metros a solução em Gabião se apresentou mais vantajosa em virtude dos aspectos técnicos individuais da solução e também no custo que foi relativamente menor ao do Muro de Flexão em concreto armado.

Para o desnível de 7 metros a solução em Terramesh System se apresentou mais interessante também em virtude do aspecto técnico e de custos frente a solução em solo reforçado com fitas metálicas Terra Armada. Além disso em atendimento a norma FHWA-NHI-024 de 2009 e ABNT NBR 16920:2021 que restringe a utilização das fitas metálicas a solos granulares.

4 CONCLUSÃO

A escolha de um projeto de contenção de taludes deve envolver análises de custos e de desempenho, buscando avaliar os custos da execução, o tipo de arranjo do solo, se há áreas com condições adequadas custeio da implantação e o tipo de contenção a ser utilizada.

Importante ressaltar que os custos levantados são referentes a um metro linear de estrutura, portanto as diferenças de custos entre as soluções estão diretamente ligadas à altura empregada e a cada necessidade de intervenção da obra. Sendo necessário estudos de viabilidade técnica e orçamentos para a escolha mais adequada para cada circunstância.

Conforme apresentado, conclui-se que por meio dos resultados, foi possível comparar economicamente e tecnicamente as soluções apresentadas. É possível concluir também que todas as análises realizadas das contenções dimensionadas atenderiam as condições de estabilidade das normas vigentes do ano em que o trabalho foi realizado.

Este trabalho apresentou o comparativo econômico e características técnicas entre quatro soluções de contenções distintas considerando-se casos hipotéticos para fins acadêmicos e poderá servir como embasamento e direcionamento para aplicação das soluções, desde-que seja reavaliado e adequado os parâmetros para o local de implantação. Diante disso, é recomendado um dimensionamento e orçamento mais detalhado de forma a englobar todas as atividades secundárias que compõem o serviço.

REFERENCIA

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682. **Estabilidade de taludes**. Rio de Janeiro, 2009.

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

BARROS, P. L. **Manual técnico de obras de contenção**. 1ed. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2010

CLAYTON, C. R. I. **EARTH PRESSURE and EARTH-RETAINING STRUCTURES**. 3 ed. New York: CRC Press. (2014, tradução nossa).

GERSCOVICH, D. M. S; SARAMAGO, R. P; DANZIGER, B. R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. 2 ed. ed. rev. e atual. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

MACCAFERRI. **Manual Técnico de Obras de Contenção Maccaferri**. 2005.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. Oficina de Textos. São Paulo, 2016.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2016.