

**INSTITUTO ENSINAR BRASIL
FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA**

**LUIZ FELIPE STOPA DIAS
ROGÉRIO FONSECA FILHO**

**ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO E COMPARATIVO DE ESTRUTURAS
DE ARRIMO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE**

CARATINGA-MG

2019

**LUIZ FELIPE STOPA DIAS
ROGÉRIO FONSECA FILHO**

FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

**DIMENSIONAMENTO E COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE ARRIMO
PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE (ESTUDO DE CASO)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à banca examinadora da Faculdade de Engenharia Civil da Faculdades Doctum de Caratinga, como requisito parcial para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Área: Estruturas de contenção

Prof. Orientador: Esp. Jose Salvador Alves

CARATINGA-MG

2019

TERMO DE APROVAÇÃO

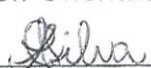
O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: DIMENSIONAMENTO E COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE ARRIMO PARA EŞTABILIZAÇO DE TALUDE (ESTUDO DE CASO), elaborado pelo(s) aluno(s) LUIZ FELIPE STOPA DIAS e ROGÉRIO FONSECA FILHO foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.


Caratinga 04/12/2019



JOSÉ SALVADOR ALVES
Prof. Orientador



CAMILA ALVES DA SILVA
Prof. Avaliador 1



VITÓRIA IRMA GONÇALVES LOPES DE F. FREITAS
Prof. Examinador 2

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiro a Deus por ter me mantido na trilha certa durante este projeto de pesquisa com saúde e forças para chegar até o final.

Sou grato à minha família pelo apoio que sempre me deram durante toda a minha vida. Especialmente os meus pais Hélio e Josélia por sempre me incentivarem e acreditarem que eu seria capaz de superar os obstáculos que a vida me apresentou.

Aos meus irmãos Guilherme e Fernanda pela amizade e atenção dedicadas quando sempre precisei.

Ao meu avô Jorge e minha tia Rosa que sempre me acolheram de braços abertos durante esses anos.

À minha namorada Ana Clara, que jamais me negou apoio, carinho e incentivo.

A todos os meus amigos do curso de graduação que compartilharam dos inúmeros desafios que enfrentamos, sempre com o espírito colaborativo.

Ao meu orientador José Salvador Alves que apesar da intensa rotina de sua vida acadêmica aceitou me orientar nesta monografia. As suas valiosas indicações fizeram toda a diferença. Manifesto aqui minha gratidão eterna por compartilhar sua sabedoria, o seu tempo e sua experiência.

A prefeitura que colaborou muito com o nosso trabalho, que teve a confiança de nos passar um dado que é fundamental para o nosso trabalho.

A todos os professores e professoras que fizeram parte da minha trajetória acadêmica, contribuindo para minha formação, inspirando-me a ser um futuro profissional competente e de respeito.

Também quero agradecer às Faculdades Doctum de Caratinga e o seu corpo docente que demonstrou estar comprometido com a qualidade e excelência do ensino.

Luiz Felipe Stopa Dias

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por ter me mantido no caminho certo durante a minha jornada como pessoa e como estudante, e mesmo com alguns problemas no decorrer da jornada, consegui chegar ao final.

Agradeço à minha família pelo apoio que sempre me deram durante minha vida, e ainda mais nessa jornada, no qual dispuseram da força de vontade em me ajudar no início a ingressar neste curso. Com isso, agradeço aos meu pai Rogério e a minha mãe Marcia por terem acreditado em mim desde o começo.

Aos meus irmãos Rômulo e Rayane e pela grande amizade e carinho no qual tenho por eles, sempre ajudando como podem, visando a felicidade um do outro.

A minha avó Elza que também já foi minha professora, que sempre me incentivou a estar buscando os estudos almejando o melhor para mim como pessoa, e profissional.

À minha namorada Lorena, que sempre me ajudou e nunca negou ajuda quando eu sempre precisei, tendo sempre seu total apoio e carinho tanto na vida de estudante, profissional e principalmente como companheira.

Aos meus amigos que consolidei durante esses 5 anos nessa jornada, agora concluindo o curso e com a certeza que estes poderei levar para a vida toda, sempre um ajudando o outro.

Ao meu orientador José Salvador Alves que disponibilizou seu tempo como orientador, mesmo tendo uma rotina conturbada. Passando seu conhecimento e ajudando nas dificuldades encontradas durante essa monografia. Obrigado por compartilhar da sua experiência e conhecimento que foi forjada com muito trabalho e força de vontade de buscar sempre o melhor para cada um de nós.

A todos os professores e professoras que fizeram parte da minha trajetória acadêmica, contribuindo para minha formação, inspirando-me a ser um futuro profissional competente e de respeito.

Também quero agradecer às Faculdades Doctum de Caratinga e o seu corpo docente que demonstrou estar comprometido com a qualidade e excelência do ensino.

Rogério Fonseca Filho

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

F_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
MPa	Megapascal
c' e ϕ'	Critérios de resistência do solo
σ'	Tensão normal efetiva
u	Poropressão
σ	Tensão normal total
(Δh)	Deslocamento lateral
(σ_x)	Tensões axiais
(E_A)	Estado ativo
(E_P)	Estado passivo
c	Coesão do solo
σ'_v	Tensão efetiva vertical
K_a	Coefficiente de empuxo ativo
K_p	Coefficiente de empuxo passivo
Z	Altura do solo
β	Ângulo de inclinação do retroaterro
γ'	Peso específico do solo
qK	Tensão horizontal em
$\alpha - \theta$	Inclinação do tardoz
(δ)	Inclinação do empuxo de terra
α	Inclinação da parede do muro em contato com o terreno
P_a	Reação de empuxo ativo
θ	Ângulo de inclinação da cunha
W	Peso da cunha
R	Resultante da resistência ao cisalhamento
φ	Ângulo do cisalhamento
c_w	Adesão entre solo e muro
U	Pressão da água
F_1 a F_6	Força
H	Altura do muro
h	Base do muro

j	Volume de terra acima da base do muro
z	Altura da base
B_1	Largura da base
γ_c	Peso específico do concreto
Q	Carga atuante no muro
M_{Res}	Momento resistente
$\sum Fv$	Somatório das forças cortantes
\emptyset	Ângulo de atrito interno
$F_s Tomb$	Fator de segurança do tombamento
M_{tomb}	Momento de tombamento
M_{Res}	Momento resistente
σ_1	Tensão 1
σ_2	Tensão 2
$F_{s,desl}$	Fator de deslizamento
$\sum F_{res}$	Somatório de força resistente
$\sum F_{sol}$	Somatório de força solicitante
F_{sol}	Força solicitante
E_1	Empuxo 1
E_2	Empuxo 2
F_{atrito}	Fator de atrito
M	Momento
e	Excentricidade
$\sum Fv$	Somatório das forças
σ_{max}	Tensão máxima
σ_{min}	Tensão mínima
B	Base da sapata
q e p	Carga do empuxo
M_{yd}	Momento de calculo
M_{yK}	Momento característico
V_k	Força característica
V_d	Força de cálculo
d	Altura real
$A_{s,min}$	Área de aço mínima

A_s	Área de aço
b	Largura do muro
b_1	Largura do muro
$A_{s,prin}$	Área de aço principal
c	
$A_{s,min}$	Área de aço mínima
$AC:$	Área de concreto
Vd	Força de cálculo
L	Distância entres eixos
\emptyset	Diâmetro
a	Lado menor do pilar
N_e	Número de estacas
Q_{esta}	Reação da estaca
A	Comprimento da sapata
a	Lado menor do pilar
B	Largura da sapata
b	Lado maior do pilar
D	Altura da sapata
d	Altura real
σ_{cpb}	Tensões atuantes nas bielas de concreto
σ_{cbe}	Tensões atuantes nas bielas das estacas
N_d	Força de cálculo
$\sigma_p \cdot b_p:$	Área do pilar
t_{max}	Tração máxima
Δ_{max}	Variação de momento
T	Tração
EB	Espaçamento entre barras
A_e	Área efetiva
b	Comprimento do bloco
h	Altura do bloco
e	Espessura do bloco
A_m	Área por metro
P_b	Peso do bloco

Pg Peso do graut

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Exemplo de muro de arrimo de concreto ciclópico.....	24
Figura 2– Muro de arrimo “Crib Wall”	25
Figura 3– Muro de flexão em concreto armado.....	26
Figura 4: Graute, armadura e bloco canaleta.....	27
Figura 5– Contenção de saco solo-cimento	28
Figura 6– Muro de pneus	29
Figura 7– Cortina cravada.....	29
Figura 8– Parede diafragma.....	30
Figura 9 - Execução parede diafragma	31
Figura 10 - parte construtiva do tirante.....	31
Figura 11– Muro de Cortina Atirantadas	32
Figura 12– Ruptura do muro de arrimo sem drenagem	33
Figura 13- Detalhe do Barbacã	34
Figura 14- Drenagem em muro de concreto ciclópico.....	35
Figura 15 - Drenagem em muro de flexão.....	35
Figura 16- Camada de geotêxtil no tardoz e base do gabião	36
Figura 17– Espessura da camada de apiloamento	36
Figura 18: Rede de fluxo dos muros	37
Figura 19– Estados ativo e passivo.....	38
Figura 20– Deslocamentos relativos mínimos necessários à mobilização dos estados plásticos	39
Figura 21 - Deslocamento da estrutura de contenção.....	40
Figura 22– Círculos de Mohr representantes dos estados repouso e limites	40
Figura 23- Círculo de Mohr em solo coeso.....	40
Figura 24: Empuxo segundo Rankine	42
Figura 25– Exemplo de tensões laterais	43
Figura 26– Diagrama de corpo livre para solos não coesivos	44
Figura 27- Diagrama de corpo livre para solos coesivos.....	46
Figura 28– Diagrama de corpo livre considerando a presença de água	46
Figura 29 – Planta de situação.....	48
Figura 30– Vista lateral superior do talude estudado	48
Figura 31: Método capacidade de carga (Aoki - Velloso).....	73
Figura 32:Planilha orçamentária do muro de concreto armado.....	76

Figura 33:Planilha Orçamentária do muro de bloco de concreto.....77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Momento resistente	65
Tabela 2: Fator de segurança contra tombamento.....	65
Tabela 3: Fator de segurança contra deslizamento	65
Tabela 4: Capacidade de carga	65
Tabela 5: Estrutura da parede do muro.....	65
Tabela 6: Momento aplicados	66
Tabela 7: Forças	66
Tabela 8: Armadura.....	66
Tabela 9: Armadura transversal	66
Tabela 10: Dados	67
Tabela 11: Diâmetro da armadura.....	67
Tabela 12: Armadura de distribuição.....	67
Tabela 13: Armaduras verticais e horizontais.....	67
Tabela 14: Verificação da força solicitante	67
Tabela 15: Reação na base da sapata.....	68
Tabela 16: Tensões na base da sapata	68
Tabela 17: Fator de segurança	68
Tabela 18: Armadura superior.....	68
Tabela 19: Armadura inferior.....	69
Tabela 20: Armadura de distribuição.....	69
Tabela 21: Propriedade do solo	69
Tabela 22: Valor do empuxo e momento	69
Tabela 23: Pilar	70
Tabela 24: Armadura do pilar	70
Tabela 25: Dimensionamento de vigas	70
Tabela 26: Momento nas vigas	70
Tabela 27: Armadura das vigas.....	71
Tabela 28: Momento resistente	71
Tabela 29: Verificação contra o tombamento	71
Tabela 30: Verificação contra o tombamento.....	71
Tabela 31: Estacas.....	72
Tabela 32: Dimensões do bloco	72

Tabela 33: Altura do bloco.....	72
Tabela 34: Tabela de AOKI - VELLOSO	73
Tabela 35: Tensões nas bielas.....	74
Tabela 36: Tração máxima.....	74
Tabela 37: Tração máxima.....	74
Tabela 38: Dimensões do bloco de concreto e suas características.....	74
Tabela 39: Armadura do graut.....	75
Tabela 40: Força cortante	75
Tabela 41: Cálculo das áreas.....	75
Tabela 42: Peso total	75
Tabela 43: Preço das contenções	78

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo mostrar o estudo de projetos geotécnicos nos quais haverá opções de estruturas de contenção de concreto, para uma condição real de uma inclinação de corte de 7m na qual ela deve ser contida, no município de Santo Antônio do Gramma - MG. Com a finalidade de trazer segurança para o local e as pessoas que residem próximas, fazendo a contenção do maciço de solo e evitar o possível colapso da via pública que é sustentada por esse talude no qual já mostra trincas. As opções de contenção analisadas para o estudo foram: muro de concreto armado e muro de blocos armados. Essas estruturas são projetadas e dimensionadas para garantir a estabilidade e a segurança necessárias neste tipo de contenção. Por meio do dimensionamento, foi feita uma análise econômica com valores reais referentes aos modelos de estruturas de contenção, onde foi feita uma comparação de custos, e por fim mostrando qual das estruturas seria economicamente mais vantajosa gerando a segurança necessária para o local. Neste estudo de caso, a opção que se tornou mais vantajosa para este terreno foi a estrutura da parede de blocos armados, mas ainda tendo a opção do muro de concreto armado.

Palavras-chave: Estrutura de contenção. Muro de concreto armado, Muro de bloco armado.

ABSTRACT

The present work aims to show the study of geotechnical projects in which there will be options of concrete containment structures, for a real condition of a 7m cutting slope in which it should be contained, in the municipality of Santo Antônio do Grama - MG. . In order to bring safety to the place and the people who live nearby, containing the soil massif and avoid the possible collapse of the public road that is sustained by this slope that already shows cracks. The containment options analyzed for the study were: reinforced concrete wall and reinforced block wall. These structures are designed and sized to ensure the stability and safety required in this type of containment. Through sizing, an economic analysis was performed with real values for the models of containment structures, where a cost comparison was made, and finally showing which of the structures would be more economically advantageous generating the necessary safety for the site. In this case study, the option that became more advantageous for this terrain was the structure of the reinforced block wall, but still having the option of the reinforced concrete wall.

Keywords: Containment structure. Reinforced concrete wall, Reinforced block wall.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO	18
1.2 OBJETIVOS	19
1.2.1 Objetivo Geral	19
1.2.2 Objetivos Específicos	19
1.3 JUSTIFICATIVA	20
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA	22
2.1 OBRAS DE CONTENÇÃO	22
2.2 DEFINIÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	22
2.3 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	23
2.3.1 Muro de Arrimo.....	23
2.3.2 Muro de arrimo de concreto ciclópico.....	24
2.3.3 Muro de arrimo por gravidade “Crib Wall”	25
2.3.4 Muro de flexão em concreto armado	25
2.4 CONCEITOS BÁSICOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL (BLOCOS)	26
2.4.1 Muro de saco solo-cimento	27
2.4.2 Muro de pneus	28
2.4.3 Cortina cravada	29
2.4.4 Parede diafragma	30
2.4.5 Contenção com cortinas atirantadas	31
2.5 INFLUÊNCIA DA ÁGUA NAS CONTENÇÕES	32
2.6 DRENAGEM	33
2.6.1 Drenagem horizontal	34
2.6.2 Drenagem vertical.....	35
2.6.3 Drenagem interna	35
2.7 DETALHES CONSTRUTIVOS DA DRENAGEM	36
2.8 EMPUXO DE TERRA	37
2.8.1 Empuxos ativos, passivos e repouso.....	38
2.9 TEORIA DE RANKINE	39
2.10 TEORIA DE COULOMB	44

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS E TÉCNICOS	47
3.1.1 Descrição da obra.....	47
3.1.2 Investigações Geotécnicas.....	48
3.2 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS.....	49
4 DISCUSSÕES E RESULTADOS.....	64
5 CONCLUSÃO.....	78
REFERÊNCIAS.....	80

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Desde os primórdios, o ser humano veio transformando e modificando o seu espaço no qual vive, e quando se trata de taludes, para garantir a estabilidade é necessário o conhecimento adequado através de métodos e técnicas para que haja segurança no qual é fundamental, pois é um tipo de obra que aparece com frequência e essencial em alguns casos das obras de engenharia civil, propondo solucionar problemas de estabilização ou uma alternativa interessante para que seja favorável as pessoas que fazem utilização de terrenos com encostas, nas quais há chances de ocorrer deslizamentos de terra.

No estado de Minas Gerais muitas das cidades se adequaram e se estabeleceram na formação topográfica no qual é bastante acidentada, gerando o surgimento de possíveis riscos por conta das mudanças realizadas aos terrenos, assim ocorrendo um desequilíbrio natural dos taludes em muitos dos casos não fornecendo as devidas condições de estabilidade e impossibilitando ter construções aos locais, havendo necessidade de estruturas de contenção nesses casos.

Não sendo diferente na região do Santo Antônio do Gramma, onde sua topografia é bastante acidentada e com tendência de utilizar cada vez mais áreas com taludes, por ser uma cidade em expansão. Ocasionalmente em possíveis problemas a população por grande parte da expansão ser através de construções economicamente mais baratas. Influenciando diretamente as residências vizinhas não havendo projetos para conter os maciços de solo nos locais, onde seria realmente necessário, trazendo insegurança para as pessoas residentes e suas construções próximas.

Dessa forma é preciso analisar minuciosamente as características do local pois esse tipo de estrutura pode acarretar uma obrigação financeira muito significativa para a efetuação do empreendimento em áreas de encostas. Mesmo que a execução de estruturas de contenções seja pequena, em alguns casos, apresentam gastos maiores que as edificações propostas. Desse modo, é preciso desenvolver um projeto pensando em diversas opções de estruturas de contenção, para atender a segurança necessária ao empreendimento e obter os menores custos envolvidos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Elaborar o dimensionamento de contenção de muro de concreto armado e muro de bloco armado, no intuito de estabilizar um talude, trazendo a segurança no qual esse tipo de estrutura proporciona ao local de estudo.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Determinar as propriedades do solo do talude proposto;
- b) Dimensionar os casos propostos, garantindo sua estabilidade para ambos;
- c) Apontar qual dos métodos será financeiramente mais viável para o local.

1.3 Justificativa

Trata-se de um assunto de grande importância, pois com a falta da elaboração de projeto de contenção, acaba prejudicando os moradores existentes neste local, gerando riscos reais a vida dessas pessoas e vizinhos que podem ser prejudicados fisicamente e financeiramente, caso o maciço de solo deslize. Acontecendo isso, aumenta ainda mais o problema onde irá colapsar uma via pública e a mesma descera em direção as construções situadas abaixo da rua. Ainda há a uma hipótese de ocorrer quando houver pessoas no momento de ruptura, ou mesmo veículos de grande porte acarretando em riscos ainda maiores a população local.

Foram abordados esses dois métodos de contenção por motivos de análise local. Por haver a residência, e a mesma estar próxima demais do talude que está cedendo, (por volta de 3 metros) e o talude tem altura de 7 metros e 10 metros de comprimento.

Nessas informações, muros de gravidade seriam inviáveis pois os mesmos necessitam geralmente de 70% de distancia horizontal, referente a sua altura vertical total. Cortina atirantadas seriam antieconômicas fugindo do tema base do estudo por haver gastos com mão de obra especializada e equipamentos especiais. Portanto sendo mais viável para o local de estudo muros de concreto armado e muro de bloco armado, que utilizam o peso da própria estrutura, e sua base sendo aterrada com parte do maciço gerando peso extra a esse tipo de contenção.

1.4 Estrutura do trabalho

Com o progresso do estudo, o primeiro capítulo é composto pela introdução, problema, objetivos, justificativa e a estrutura do trabalho.

O segundo capítulo é feito a reunião dos conceitos e definições dos muros, tipos de estruturas de arrimo, revisão bibliográfica sobre o mesmo.

No terceiro capítulo é feita a metodologia, onde foi feito o dimensionamento dos muros de arrimo propostos, e seus métodos de cálculo.

O quarto capítulo é mostrado os resultados que foram obtidos através do terceiro capítulo, e a verificação necessária para deslizamento, tombamento, ruptura global, capacidade de carga.

Já no quinto capítulo com os resultados obtidos, é apontado através de dados qual dos métodos propostos é economicamente viável, e conclusão do estudo da estrutura de arrimo para o local.

2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 Obras de contenção

A contenção na engenharia moderna se iniciou com o trabalho de Coulomb publicado em 1776, utilizando as normas da estrutura de contenção, Coulomb levou-se a estrutura a ter um grande impacto na sua concepção. Ainda nesse projeto de pesquisa coulomb aborda do empuxo lateral que é aplicado na estrutura de contenção pelo solo. Esse passo no dimensionamento é a fase, mas importante nessa estrutura. O método de Coulomb em dimensionamento de contenção de estabilidade de talude é um dos principais métodos, hoje mesmo com a modernidade e avanço na mecânica dos solos, o método aplicado por Coulomb permanece a ser muito aplicado. (LUIZ, 2014).

Com a evolução desse conhecimento, na época, a colonização europeia que foram responsável a incentivar a expansão, inserida no século XVI, abriu as portas para várias construção, até em estrutura de defesa e fortalecimento dos militares, em regiões e terrenos dos mais difíceis e diferentes que se encontraram, por volta de todos continentes da terra. A chegada da corte Portuguesa no Brasil essas estruturas de contenção foi umas das primeiras no século XVIII, e que se expandiu pelo Rio de Janeiro e na Bahia, a publicação dessa estrutura só iria ocorrer no Brasil no século XIX, com a expansão das obras em ferrovias privadas (companhia Estrada de Ferro Dom Pedro II, 1864).

2.2 Definições de estruturas de contenção

Barros (2006), diz que a estrutura de contenção contem a obrigação de suportar o maciço de solo, impedindo que o solo se rompe ou deslize. O dimensionamento da estrutura deve suportar todos os esforços sendo as pressões da água, empuxo de terra, e todas as outras cargas como o peso próprio da estrutura, equipamentos e serviços que possa ser transportado ao maciço do solo.

Segundo Ranzine Negro Jr (2012, p. 497-515), estrutura de contenção “é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se ao empuxo ou tensões geradas em maciços cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro”. São utilizados geralmente quando não há espaço suficiente para vencer a

diferença de um desnível do terreno que a inclinações é patível com a estabilidade do solo.

Carvalho (1991) conclui que todas as obras civis e estruturas de contenção, que quando é inserida em um talude desnivelado, corte ou aterro, apresenta resistência à movimentação ou à sua própria ruptura, ou então faz um reforço numa seção do maciço de solo, de jeito que, essa seção seja capaz de resistir aos esforços pendentes a instabilização do mesmo.

2.3 Tipos de Estruturas de Contenção

Atualmente, existem vários tipos de sistemas de contenção. Eles podem ser classificados como contidas, em talude, provisórias, escavações contidas ou não, definitivas, rígidas, flexíveis, escoradas e não escoradas. Cada uma dessas estruturas possui processos de execução diferenciados e são indicadas para projetos específicos (PASSOS, 2018).

Teixeira (2011), também comenta que atualmente existem vários modelos diferentes de estruturas de contenção para afim de solucionar problemas a diversas situações que cada local propõe, necessitando de um projeto e dimensionamento adequado. Através disso está apresentada vários desses métodos a seguir.

2.3.1 Muro de Arrimo

Muro de arrimo é uma estrutura de segurança que se faz para conter deslizamentos em terrenos muito inclinados ou corrigir locais onde já houve deslizamentos, afim de conter o maciço para o local específico. Algumas das vezes tendo um custo mais elevado para fazer tal contenção, porém mantendo o terreno estável e seguro para futuras construções e eventuais problemas que poderiam decorrer sem a presença do mesmo. Segundo Ranzini e Negro Jr (2012) caracterizam muros de arrimo como:

São estruturas compostas por uma parede vertical ou quase vertical, no qual são suportadas por uma fundação rasa ou profunda. Podendo ser construídas em concreto podendo ser armado ou simples e também construído em alvenaria utilizando pedras ou tijolos, ou materiais especiais caso necessário. (RANZINI & NEGRO Jr, 2012, p. 497-515).

2.3.2 Muro de arrimo de concreto ciclópico

Segundo Carvalho (1991) estes muros servem para obras de estabilização de taludes e terraplenos em geral. São muros de gravidade, construídos de concreto e agregados de grandes dimensões. Sua execução consiste no preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas, conforme mostra a figura 1, um modelo do mesmo construído.

Figura 1– Exemplo de muro de arrimo de concreto ciclópico



Fonte: Gerador de Preços Brasil (2019)

Moliterno (2014), relata que ao executar esse tipo de estrutura, deve ser avaliado a utilização dos seguintes materiais no quais são:

- a) Concreto de cimento Portland com fck igual ou superior a 11 MPa de plasticidade mediana;
- b) Pedras de mão, derivada de rocha sã, com qualidade igual à necessária da pedra britada, na qual se faz utilização na confecção do concreto para essa estrutura. As pedras não devem ter tamanhos maiores que 35 cm, e não deve ser superior a metade da mesma dimensão do muro que pode ser executado;
- c) Qualidade da madeira deve ser excelente, em pinho de várias categorias.

Ainda Carvalho (1991), fala que:

Podem ser usados para contenção de taludes com altura superior a 3 metros. Devido à impermeabilidade do muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem, evitando o acúmulo de água no maciço de solo arrimado. (Carvalho, 1991)

2.3.3 Muro de arrimo por gravidade “Crib Wall”

Ranzini Negro Jr (2012), dizem que os muros crib wall ou conhecidos também como muro em fogueira, são estruturas que utilizam peças pré-moldados de aço ou concreto armado. O nome de “fogueira” é dado por a estrutura construída se parecer com madeiras empilhadas na forma que são feitas em fogueiras reais. Esse tipo de estrutura é ligado longitudinalmente e sendo preenchido seu espaço interno com britas de tamanhos graúdos. Também são capazes de corrigir pequenos recalques nas fundações onde forem construídos. Na figura 2 é mostrado um exemplo desse tipo de estrutura.

Figura 2– Muro de arrimo “Crib Wall”



Fonte: Andradde (2018)

Ranzini e Negro Jr, (2012) constituem “Crib Wall” como:

Estruturas de contenção constituídas por peças pré-moldadas de aço, madeira ou concreto armado, no qual são encaixadas entre si “in loco”, em forma de “fogueiras” sobrepostas e interligadas longitudinalmente, no formado de caixa ou gaiola, onde seu espaço interno é abarrotado com britas ou pedra de dimensão graúdas. Essa estrutura sera responsável pela resistência da estrutura, e o material granular que irá conceder o peso necessário a contenção. (Ranzini e Negro Jr, 2012, p.497-515).

2.3.4 Muro de flexão em concreto armado

Alonso (2013), comenta que esse tipo de contenção é geralmente utilizado em aterros ou reaterros, podendo ser executados com ou sem contrafortes. Se necessário, pode ser utilizado vigas de enrijecimento, se caso necessitar de alturas mais elevadas. Normalmente precisam de peso em sua base para manter a estabilidade pois se trata de uma estrutura bastante leve. Sua laje da base geralmente possui a largura entre 50 e 70% da altura total do muro arrimado.

Diferente dos muros de gravidade, são muros com forma mais esbelta como mostra na figura 3, o muro em concreto armado.

Figura 3– Muro de flexão em concreto armado



Fonte: Habitissimo (2010)

Geo-Rio (2014), diz que são muros feitos com concreto armado para resistir a esforços de flexão provocados pelo empuxo. Suas seções transversais na maior parte dos casos são em L, porém T invertido podendo ser usado para proporcionar alturas maiores.

Ranzini e Negro Jr, (2012) caracterizam essas estruturas como:

Uma estrutura muito esbelta, que resistem a todos os empuxos por flexão, normalmente relacionado á execução de aterros e reaterros, para suportar sua estabilidade, contam com o peso próprio da estrutura e com o peso do solo arrimado, que é apoiado sobre a base da fundação em sapata corrida. Os muros tem seção transversal em forma de “L” ou “T invertido”, que são de concreto armado na qual pode ser ancorado com contraforte, tirantes e chumbadores. Essa solução de projeto é apropriada para suportar a estabilidade do conjunto contra o tombamento. Essa estrutura não é econômica para muros com a altura superior a 7 metros, e também para os solos com capacidade de carga abaixo de 2kgf/cm². (Ranzini e Negro Jr, 2012)

2.4 Conceitos básicos da alvenaria estrutural (Blocos)

Mohamad (2015) diz que quando a geometria da estrutura é mais robusta mais estável ela fica, ou seja, quanto menor a relação altura/comprimento/largura maior será a rigidez da estrutura quanto aos deslocamentos horizontais. Em muros de bloco armado geralmente é trabalhado com apenas uma parede em bloco, mas, outra opção pode ser a utilização de contraforte para aumentar a relação.

Para Silva (2003), a variabilidade do bloco de concreto é menor que o de cerâmica, tendo em vista que, a resistência à compressão e à tração se diferem, de acordo com o resultado do ensaio de prisma feito em laboratório.

De acordo com Mohamad (2015), o bloco estrutural de cerâmica possui a capacidade de sugar mais a água quando comparado ao bloco de concreto, sendo aconselhável adicionar um aditivo para reter a umidade da argamassa, como por exemplo a cal. Um abito geral em obras é umedecer a superfície do bloco antes de fazer a aplicação da argamassa, tendo em vista que, está prática irá corrigir o erro de absorção excessiva da água pelo material, todavia pode gerar má aderência da argamassa à superfície caso o bloco esteja saturado. Sendo assim é recomendável realizar a correção da água no próprio traço da argamassa, intencionando a absorção extra de acordo com o tipo de bloco (Bonissoni, 2017).

Segundo Mohamad (1998) foram realizadas análises laboratoriais em prismas de blocos de concreto com traços de argamassa distintos. Os prismas com argamassa mais forte (1: 0, 5: 4, 5) ocorreu fissuração na vertical, acarretado pela indução de tensões de tração no bloco que cortava os septos transversais. Já os prismas com argamassa mais fraca (1: 1: 6) houve fissuração da face do bloco em contato com a argamassa. Concluiu-se que se sucedeu o esmagamento localizado da junta de assentamento. (Figura 4)

Figura 4: Graute, armadura e bloco canaleta



Fonte: repositório online URGS

2.4.1 Muro de saco solo-cimento

Qualquer tipo de terreno é fácil ser estabilizado com a utilização do cimento, mas para usar esse método deve ser verificado se na localidade da região há jazidas nas quais podem fornecer o material necessário para se garantir a economia e

durabilidade que será indispensável. Para esse tipo de contenção, é recomendado utilizar solos que possuam 50 a 90% de areia, para obtenção de economia da obra, pois solos finos, como argila, demonstram desvantagens como consumo mais elevado de cimento (GEO-RIO, 2014). Desse modo é recomendado misturar o solo argiloso com um solo mais arenoso, assim como requisitado para atender a resistência mecânica, durabilidade e economia para tal proposta. Domingues (1997), afirma que essas contenções funcionam por gravidade contendo peso próprio, sendo utilizados sacos de aniagem ou geossintéticos que são preenchidos com material solo-cimento com proporção de 8% a 10% de volume do cimento. Na figura 5 a seguir, é mostrado um exemplo simples de um muro de saco solo-cimento como contenção.

Figura 5– Contenção de saco solo-cimento



Fonte: Drumond (2013)

2.4.2 Muro de pneus

Segundo Geo-Rio, 2014, muros de pneus apresentam uma ampla flexibilidade como há também nos muros de gravidade, e se acondicionam aos recalques sofridos pelo maciço de solo. Através disso, não são indicados a encostas nas quais precisariam suportar cargas de construções ou em local onde ainda seria executado o mesmo. Devido a isso, não é recomendado utilizar esse tipo de contenção em taludes com mais de 5 metros, uma vez que esse tipo de contenção não tolera deformações em suas bases, trabalhando apenas com o peso próprio da estrutura.

Lacerda (2006), fala que sua base deve ter valores entre 40 a 60% de sua altura total e dispor de um bom acabamento de concreto previamente projetado afim

de safar-se das erosões do maciço de solo e futuros problemas que poderiam ser causados por ação de intempéries assim prejudicando a estabilidade da estrutura. A figura 6 mostra como é esse tipo de contenção.

Figura 6– Muro de pneus

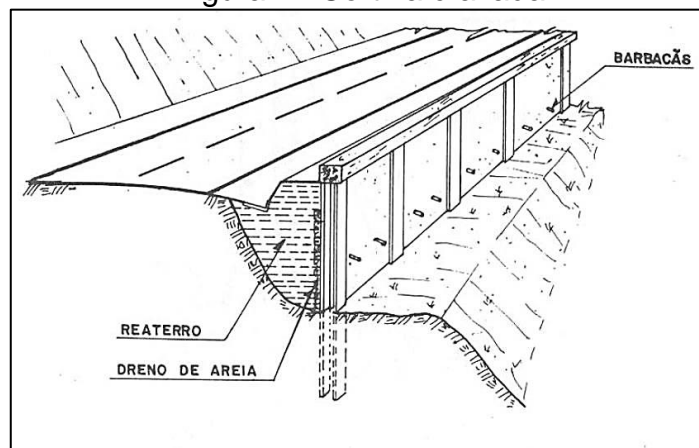


Fonte: Pneus Fácil.

2.4.3 Cortina cravada

Carvalho (1991), relata que são contenções muito utilizadas em obras provisórias de contenção de solo onde há ausência de fundações, no qual concederia alcançar maiores alturas. Esse método se embasa na introdução de perfis metálicos, estacas pré-moldadas ou peças de madeira que iram sustentar verticalmente a execução dos muros arrimados. Em sua construção, varia em que distancia as peças serão colocadas dependendo do tipo de solo e a altura da estrutura de arrimo prevista. A figura 7 demonstra esse tipo de construção.

Figura 7– Cortina cravada



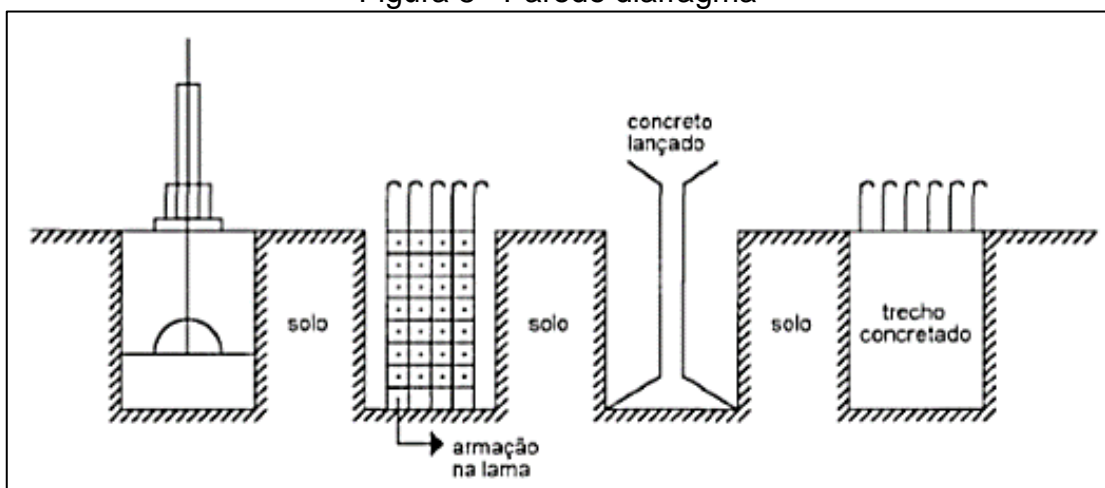
Fonte: Naresi Júnior, (2015)

Essa estrutura é geralmente definida por utilizar estacas cravadas no solo, trabalhando a flexão e resistindo pelo apoio da ficha – parte soterrada no perfil. Sendo frequentemente usadas em obras provisórias, utilizando perfis metálicos cravados com chapas de madeira, todavia em obras que requisitem uma grande duração e as definitivas, sugere-se revestir os perfis metálicos com material anticorrosivo, e não usar pranchas de madeira para preencher entre os perfis (GEO-RIO, 2014).

2.4.4 Parede diafragma

Domingues (1997), afirma “São cortinas de concreto armado, moldadas no solo, em painéis sucessivos, dando origem a uma parede bastante rígida e forte”. É executada através de escavação de trincheiras, com utilização de lama bentonítica para prevenir deslizamentos, colocação da armadura e assentamento do concreto. Com isso, é removido o restante do solo com escavações em frente a estrutura. O procedimento é esquematizado na figura 8.

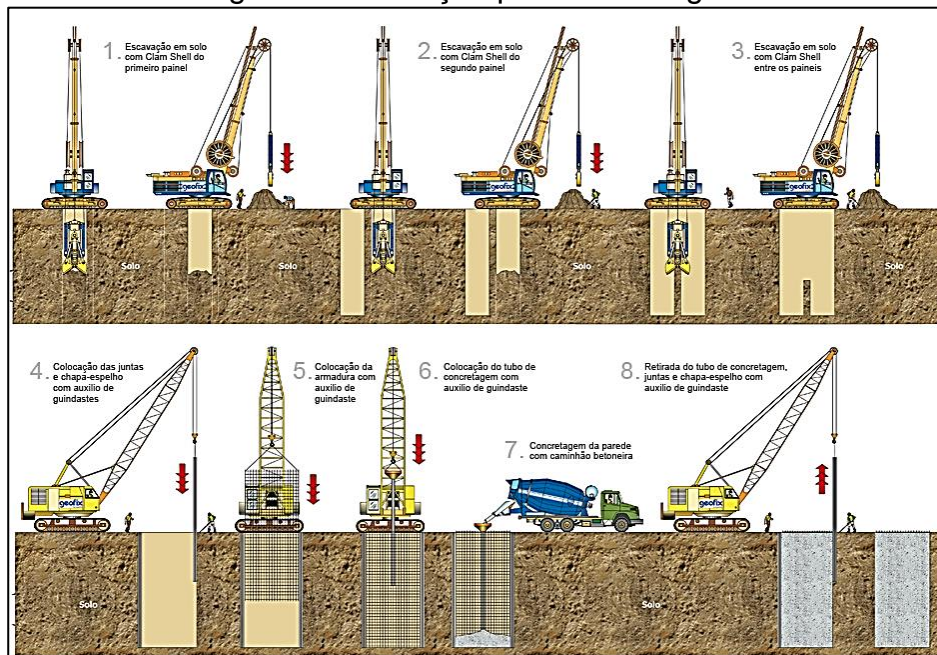
Figura 8– Parede diafragma



Fonte: Domingues, (1997)

Do Vale (2002), informa que a escavação neste modelo de contenção é executada com máquinas específicas como uma garra hidráulica (clamshell) tendo a eficácia de executar paredes com espessuras de 30 a 140 centímetros, com larguras que variam entre 2,5 a 3,8 metros. Através da figura 9, pode-se ver como é elaborada a execução do mesmo.

Figura 9 - Execução parede diafragma

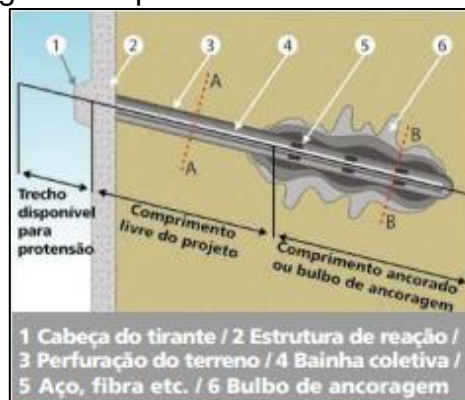


Fonte: Geofix

2.4.5 Contenção com cortinas atirantadas

Segundo Yassuda (1998), tirante é uma peça formada por elementos nos quais resistem à tração, projetada conforme é solicitado em projeto. Esses elementos devem ser colocados dentro do maciço de solo, no qual é feita uma perfuração que é executada antes dessa inserção. Após fazer a perfuração e atribuir os elementos construtivos no solo, é injetado calda de cimento ou outro material aglutinante na parte interna desse elemento, criando um bulbo que se prende a parede estrutural, pela parte que não é injetada pelo elemento que resiste a tração e pela ponta do tirante como mostra na figura 10.

Figura 10 - parte construtiva do tirante



Fonte: Solotrat

Segundo Carvalho (1991), tirantes são executados como (Figura 11):

Placas verticais de concreto armado, que atuam como paramento, no qual são ancorados na zona resistente do bloco de solo arrimado, por meio de tirantes protendidos. Esse modelo pode ser composto de placas isoladas para cada tirante, de placas abrangendo dois ou mais tirantes ou de cortina única, inserindo todos os tirantes. (CARVALHO 1991)

Figura 11– Muro de Cortina Atirantadas



Fonte: Solotrat

2.5 Influência da água nas contenções

Aos problemas recorrentes nas estruturas de contenção, grande parte é referente a concentração de água no solo arrimado. Caso tenha uma linha freática no solo, torna esse maciço altamente prejudicado aumentando bastante o seu empuxo total. O acúmulo de água, ocorrendo por erro de projeto ou execução incorreta da drenagem, pode dobrar o empuxo atuante. A água pode ter um efeito direto, como resultado do acúmulo de água junto a face posterior (de dentro) do muro, ou indireto, ocasionando em uma diminuição da resistência ao cisalhamento do talude por consequência do aumento das pressões intersticiais. A equação de resistência ao cisalhamento do solo é referida da seguinte forma:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.1)$$

Onde:

c' e ϕ' = Critérios de resistência do solo;

σ' = tensão normal efetiva;

σ = Tensão normal total;

u = Poropressão.

O efeito direto contém uma intensidade mais elevada no qual pode ser abolida ou bastante reduzida, por uma drenagem eficiente e executada corretamente para o local proposto. Sempre deve haver um cuidado maior ao projeto do sistema de drenagem, planejando de forma que com eventuais problemas por ação de excesso de chuvas não comprometa a drenagem, evitando a necessidade de adaptações futuras para melhorar o escoamento da água e que não haja impedimentos onde a água for escoar. (CAPUTO, 2014).

2.6 Drenagem

Qualquer tipo de terreno, seja qual for sua topografia, contém um tipo de drenagem natural, contudo essa drenagem é falha e uma melhoria é indispensável. Executar um modelo de drenagem é de grande relevância para diminuir a poropressão e o empuxo do solo (LUIZ, 2014).

Gerscovich (2010) corroborou que a ação da água sobre a estrutura de arrimo pode ser direto, por conta do líquido estocado no lado interno do muro, ou indireto, assim criando um aumento das pressões intersticiais e, portanto, acarretando na perda de resistência ao cisalhamento do maciço de solo.

Com a água agindo diretamente no muro de arrimo correspondendo ao excesso de água e uma drenagem indevida pode gerar uma duplicação na força de empuxo ativo na estrutura de arrimo. Logo é cabível suprimir essa consequência usando um modelo de drenagem melhor, do contrário, a contenção de arrimo irá se romper, como mostrado na figura 12 (LUIZ, 2014).

Figura 12– Ruptura do muro de arrimo sem drenagem



Fonte: Carvalho (1991)

Drenagem superficial é a captação de água decorrente da superfície do solo do talude. O aparelho a ser utilizado depende essencialmente dos seguintes motivos: reconhecimento e controle do local afetado (vegetação, urbano, etc), situações geométricas do talude (levantamento topográfico), conhecimento do lençol freático e modelos de materiais (estudo do solo/rocha) (BARROS, 2006).

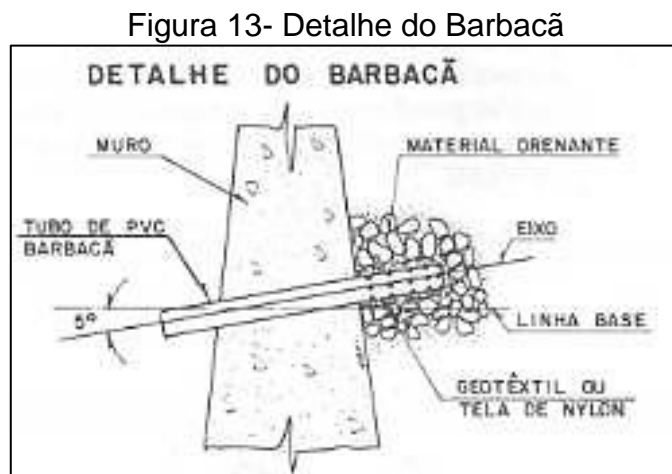
Para os modelos usuais, há: canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida (escada), dissipadores de energia, caixas coletoras, etc.

Para evitar alguns transtornos é adequado haver uma proteção superficial que pode ser executada com plantas que se alastram ao solo ou com aplicação de impermeabilizante, sendo a primeira mais conveniente. Com isso, há o objetivo de reduzir os danos causados água por razão de infiltração e a erosão, consequente da precipitação de chuva (BARROS, 2006).

2.6.1 Drenagem horizontal

Geralmente especificados em tubos curtos posicionados na horizontal e com baixa inclinação designados a coletar águas na parte subterrânea dos maciços de solo localizados no tardo dos muros (BASTOS 2006),

A inserção de barbacãs gera uma degradação do nível do “lençol freático” na face interna do muro aliviando poropressões presentes na construção de arrimo. O detalhe do barbacã pode ser visto na figura 13.

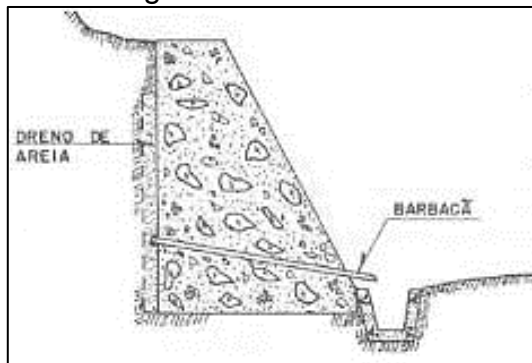


Fonte: Carvalho (1991)

2.6.2 Drenagem vertical

Normalmente compostos por geotêxtil, areia grossa ou pedra britada (figura 14). São tipos de materiais utilizados para a drenagem do tardo do muro que faz o escoamento da água para o lado externo ser realizado bem rápido, assim direcionando o curso da água do solo para o barbacã, diminuindo assim os danos na estrutura de contenção no qual ocorreram pelo excesso de água acumulada. Para obter um melhor resultado, deve ser executado a drenagem antes do reaterro (Figura 15). (CAPUTO, 2014).

Figura 14- Drenagem em muro de concreto ciclópico



Fonte Carvalho (1991)

Figura 15 - Drenagem em muro de flexão



Fonte Carvalho (1991)

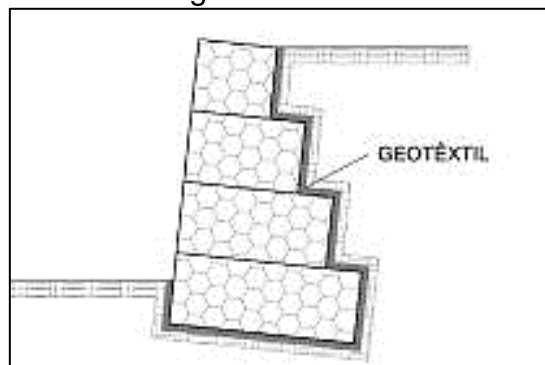
2.6.3 Drenagem interna

Utilizado para a obtenção do líquido que fica acumulado no talude a fim de se obter o controle das forças de pressão da água que atuam dentro da contenção. Os aparatos mais usados nestes modelos de drenagem de água geralmente são:

drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos de estruturas de contenção, filtros granulares e geodrenos (FERRAZ et al, 2017).

De acordo com Gerscovich (2010), os muros com peculiaridades drenantes, como gabiões e alvenaria de pedra não argamassadas, da mesma forma demandam instalar filtros verticais no tardo do muro, a menos que o material de abarrotamento seja do tipo filtrante. Nos gabiões, é recomendada, até então, a instalação de uma camada drenante para evitar possíveis erosões eventualmente. Na figura 16 é mostrada a camada de geotêxtil no tardo e base do gabião.

Figura 16- Camada de geotêxtil no tardo e base do gabião

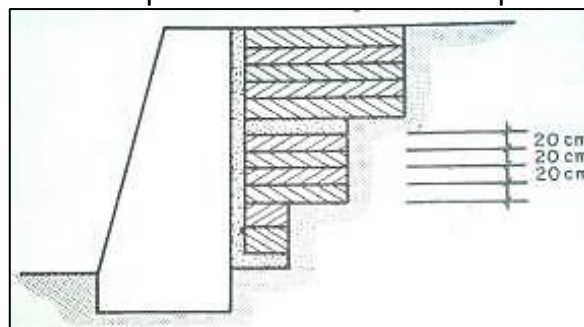


Fonte: Carvalho (1991)

2.7 Detalhes construtivos da drenagem

Segundo Moliterno (1980), a melhor forma de executar um reaterro após terminar a drenagem é esmagando a terra em camadas com soquete manual ou equipamento mecânico leve em camadas contínuas de 20 cm (figura 17). Dessa forma, o grau de compactação atingirá 90%.

Figura 17– Espessura da camada de apoio

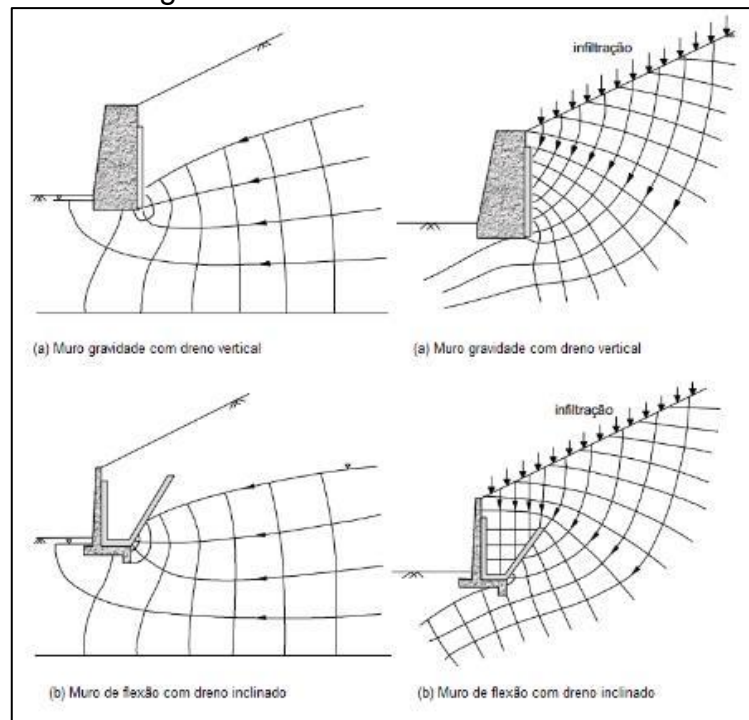


Fonte: Moliterno (1980)

“Existem outros métodos de drenagem, que proporcionem um melhor resultado, todavia de difícil execução, como é mostrado abaixo. Areia grossa que pode ficar envolvida em manta de fios de poliéster.” (MOLITERNO, 1980).

Gerscovich (2010) faz uma análise comparando a rede de fluxo dos muros, empregando o modelo de drenagem inclinado ou vertical. (Figura 18).

Figura 18: Rede de fluxo dos muros



Fonte: Gerscovich - Adaptado (2010)

Segundo Domingues (1997), os barbacãs são normalmente constituídos por um tubo de pvc, com diâmetros que varia entre 50mm a 100mm, espaçados de 1 a 2 metros, tanto no sentido vertical quanto na horizontal. Já na camada vertical quando composta por areia ou pedra britada deve ter espessura entre 15 a 20 cm, dependendo das condições do solo.

2.8 Empuxo de terra

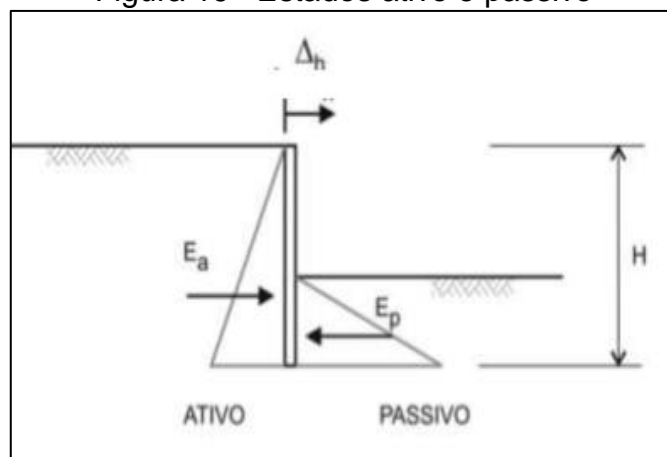
É a força resultante das pressões laterais de terra ou água exercidas sobre a estrutura de contenção ou fundação. Estas pressões, podem ser devido ao peso próprio do solo ou de sobrecargas aplicadas sobre ele (BARROS, 2006).

2.8.1 Empuxos ativos, passivos e repouso

Segundo Ranzini & Negro Jr, (2012), o empuxo é o resultado das tensões gerada pelo solo em uma determinada superfície, numa estrutura de contenção. Essas forças são provocadas pelo próprio peso do solo e pelas cargas aplicadas na superfície do solo ou uma carga externa, a estrutura terá a função de conter e suportar todos os esforços gerado pelo solo.

Ainda Ranzini & Negro Jr, (2012), explana que o cálculo numa estrutura de contenção, deslocamento lateral (Δh) indicam o estado das tensões no solo e é subdividida em três parte. Primeiramente a contenção recebe as forças do solo, reduzindo as tensões axiais, (σ_x), chamado de estado ativo (EA). quando a estrutura entra em contato com o solo, tem um acréscimo na tensão horizontal, (σ_x) chamado de estado passivo (EP), E quando não se tem esforço do muro nem do solo no muro é o estado de repouso. (figura 19)

Figura 19– Estados ativo e passivo



Fonte: Geo-Rio (2014)

O Empuxo ativo e passivo são geralmente realizados pelos cálculos das teorias de estado limite, só havendo o deslocamento da estrutura que se obtém os estados de limite ativo e limite passivo. Ao todo são 15 tipos de deslocamento mínimo estimado para movimentação do estado plástico ativo e passivo, dependendo do tipo da movimentação da estrutura, sendo elas translação e rotação do pé (Figura 20) (BARROS, 2006).

Figura 20– Deslocamentos relativos mínimos necessários à mobilização dos estados plásticos

SOLO	ESTADO	MOVIMENTO (Figura 13)	δ/H (%)
Areia	Ativo	Translação	0,1 a 0,5
		Rotação do pé	
	Passivo	Translação	5,0
		Rotação do pé	> 10
Argila media	Ativo	Translação	0,4
		Rotação do pé	
Argila rija	Ativo	Translação	1 a 2
		Rotação do pé	2 a 5

Fonte: Ranzini e Negro Jr (1996)

O resultado do coeficiente do empuxo em repouso necessita da análise geotécnicas do solo, exemplo ângulo de atrito, razão de pré-adensamento e índice de vazios, e normalmente são utilizadas as teorias de Rankine e Coulomb, além de considerar o solo em equilíbrio plástico e essa determinação fornece valores reais para esses tipos de empuxo (CAPUTO, 2014).

2.9 Teoria de Rankine

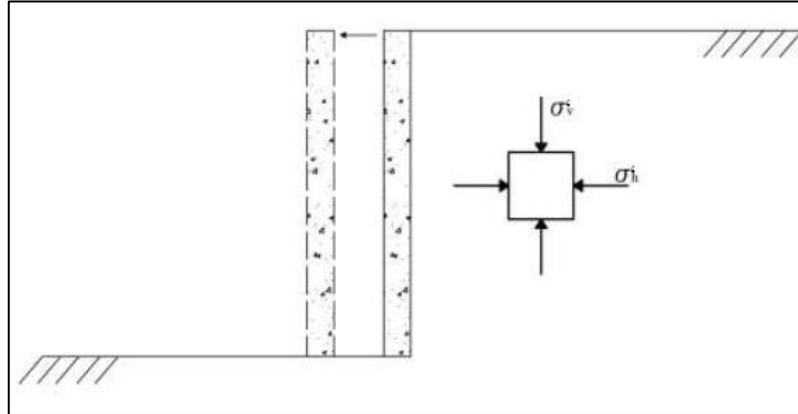
A teoria de Rankine tem como definição do empuxo de terra nos muros de contenção, que foi criada através do círculo de Mohr no qual baseia na teoria de equilíbrio plástico, e que tem o fundamento através dessas hipóteses(LUIZ,2014)

- Solo homogêneo;
- Solo isotrópico;
- Superfície plana do solo;
- Parede estrutural vertical de contenção em junção ao solo;
- Sem atrito entre estrutura/solo, com empuxo paralelo à superfície do solo.

Devido ao deslocamento da estrutura no qual é exibido na figura 21, é reduzida a tensão horizontal (σ'_h), sendo capaz de alcançar o estado de ruptura (estado ativo). Porém, se ocorrer do deslocamento acontecer na direção contrária, a tensão horizontal (σ'_h) cresce até chegar ao estado de ruptura (estado passivo). Em ambos os casos, a tensão efetiva vertical não é alterada. Os círculos de Mohr

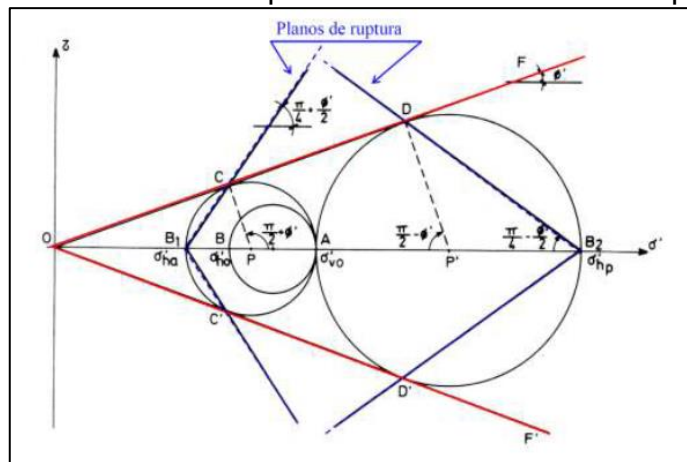
característicos entre os dois estados são demonstrados na figura 22 para areia e na figura 23, demonstrado para argila.

Figura 21 - Deslocamento da estrutura de contenção



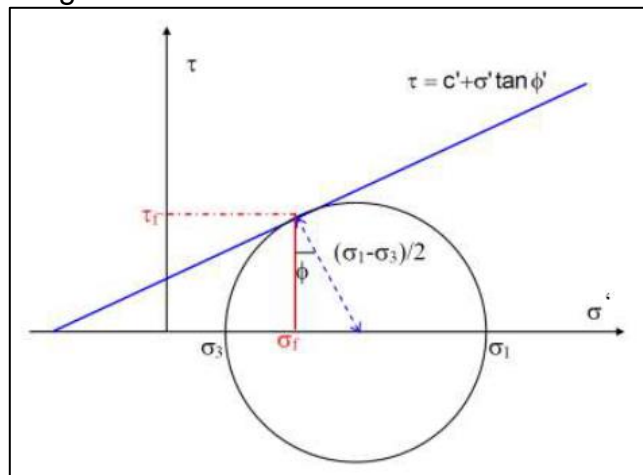
Fonte: Luiz (2014)

Figura 22- Círculos de Mohr representantes dos estados repouso e limites



Fonte: Gerscovich (2010)

Figura 23- Círculo de Mohr em solo coeso



Fonte: Gerscovich (2010)

Levando em conta os estados no qual foram mostrados anteriormente, na figura 22 e o desenho esquemático da figura 23 para solo coeso, é possível calcular as tensões de ruptura dos estados passivo e ativo através desses métodos (GERSCOVICH, 2010) (Equação 2.2):

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos\phi' \therefore \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin\phi' \quad (2.2)$$

Utilizando $\tau = c' + \sigma' \tan\phi'$, tem-se (Equação 2.3):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos\phi' = c' + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin\phi' \right) \tan\phi' \quad (2.3)$$

Multiplicando por $\cos\phi'$, e simplificando resulta-se na equação 2.4:

$$\sigma_3 = \frac{2c' \cos\phi'}{1 + \sin\phi'} + \sigma_1 \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \quad (2.4)$$

Admitindo $\sigma_1 = \sigma'_v$ e $\sigma_3 = \sigma'_h$, tem-se o caso ativo:

$$\sigma_{h_{ativo}} = \sigma_v \left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}} \Rightarrow \sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2.5)$$

Admitindo $\sigma_1 = \sigma'_h$ e $\sigma_3 = \sigma'_v$ tem-se o caso passivo:

$$\sigma_{h_{passivo}} = \sigma_v \left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}} \Rightarrow \sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_p} \quad (2.6)$$

Sendo:

c - coesão do solo;

σ'_v (tensão efetiva vertical) = $\gamma' \cdot z + q$

K_a - Coeficiente de empuxo ativo:

Terreno inclinado:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{MARCHETTI, 2007}) \quad (2.7)$$

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

K_p - Coeficiente de empuxo passivo:

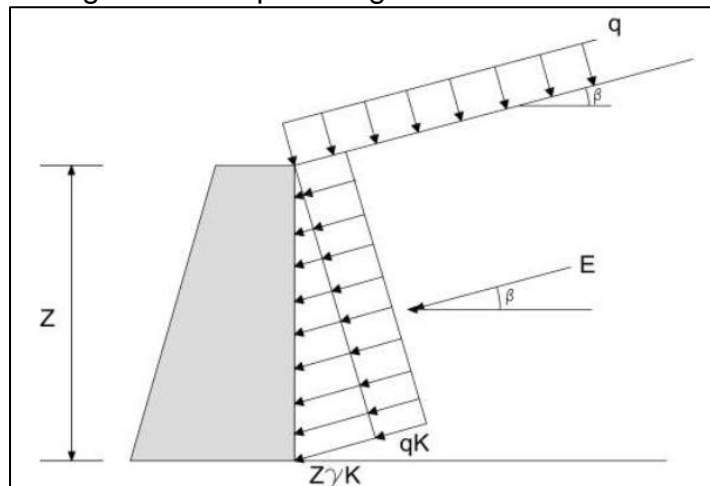
Terreno inclinado:

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{MARCHETTI, 2007}) \quad (2.8)$$

Terreno horizontal: $K_p = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$

Onde Z é a altura do solo, caso aja q , é o sobrepeso distribuída no solo contido, β é o ângulo de inclinação do retroaterro em junção a horizontal e γ' o peso específico do solo. Em casos onde tenha sobrepeso distribuído, será aumentado a tensão vertical em q , da mesma forma como resultado, a tensão horizontal em qK irá aumentar como mostra na figura 24.

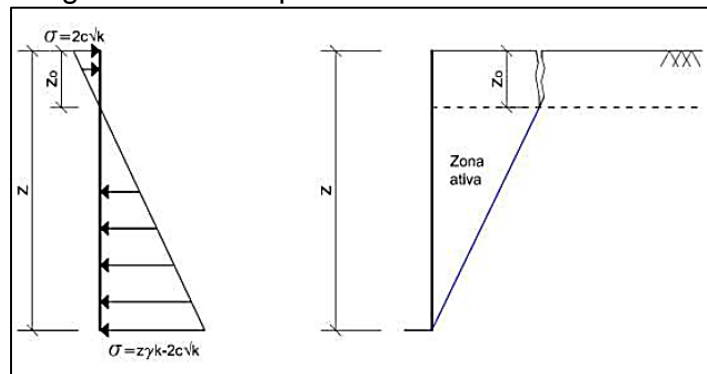
Figura 24: Empuxo segundo Rankine



Fonte: Luiz (2014)

No cálculo para descobrir o empuxo de terra no solo, é considerado Z como a profundidade/altura em que na condição ativo a tensão lateral distribuída se extingue, como é mostrada na figura 25. Com isso, não é preciso a estrutura de contenção, dizendo que não há tensões laterais positivas.

Figura 25– Exemplo de tensões laterais



Fonte: Gerscovich – Adaptada (2010)

Pensando em uma sobrecarga no terreno, tem-se então Z_0 por (Equação 2.9):

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} + qK_a = 0$$

$$K_a \sigma'_v = 2c'\sqrt{K_a} + qK_a \Rightarrow \gamma Z_0 K_a = 2c'\sqrt{K_a} - qK_a \quad (2.9)$$

$$Z_0 = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

Empuxos ativos e passivos são gerados através da integral pela tensão lateral do estado ativo em relação a profundidade, sendo demonstrado pela forma a seguir (Equações 2.10 e 2.11):

$$E_a = \frac{\gamma h^2 K_a}{2} - 2chK_a + qK_a h \quad (2.10)$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 K_p}{2} - 2chK_p + qK_p h \quad (2.11)$$

Nestes casos onde o solo é considerado sem coesão, é utilizado como se fosse homogêneo e o método de calcular o empuxo de terra atuante na estrutura de arrimo é gerado através das formulas 2.12 e 2.13 seguinte.

$$E_a = \frac{\gamma h^2 K_a}{2} + qK_a h, \quad \text{para o estado ativo} \quad (2.12)$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 K_p}{2} + qK_a h, \quad \text{para o estado passivo} \quad (2.13)$$

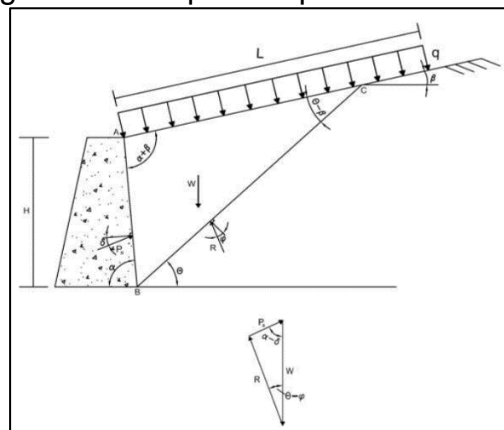
Todavia é necessário analisar no cálculo se será aplicado ou não os valores da coesão, sendo que pode ser evidente ou não. Coesão verdadeira é a coesão relacionada à cimentação entre partículas ou interação eletroquímica entre partículas que proporciona uma resistência ao cisalhamento mesmo com tensão efetiva igual a zero. A coesão aparente é resultante do fenômeno da capilaridade que ocorre em solos finos devido a capacidade da água suportar uma tensão superficial, em função da tensão superficial entre os grãos e a água (meniscos capilares). Segundo Vargas (1978), a coesão aparente pode ser temporária pois os meniscos tenderão a desfazer-se à medida que o movimento entre os grãos aumente e as deformações sejam muito grandes, além do efeito de saturação.

2.10 Teoria de Coulomb

Segundo a teoria de Coulomb o empuxo é determinado pela teoria de equilíbrio limite podendo considerar a existência de atrito entre o muro e o solo, solo sendo homogêneo e isotrópico. A teoria de Coulomb analisa por tentativa o equilíbrio das superfícies potenciais de ruptura planas, chamadas de cunhas. Determina-se a cunha com valor de empuxo limite, chamada de cunha crítica, através da variação do ângulo de inclinação θ de ruptura da cunha (LUIZ, 2014) (Figura 25).

Em solos não coesivos, na determinação do coeficiente de empuxo ativo e na determinação da inclinação crítica, devem ser consideradas a inclinação do terrapleno (β), a inclinação do tardoz ($180 - \alpha - \theta$) e a inclinação do empuxo de terra (δ), conforme apresentado no diagrama de corpo livre da figura 26.

Figura 26– Diagrama de corpo livre para solos não coesivos



Fonte: Luiz (2014)

Onde:

α é a inclinação da parede do muro em contato com o terreno

P_a é a reação de empuxo ativo;

θ é o ângulo de inclinação da cunha;

W é o peso da cunha;

R é a resultante da resistência ao cisalhamento

φ é o ângulo entre a resultante ao cisalhamento e a normal a superfície de ruptura.

O peso próprio da massa de solo por comprimento unitário é calculado pela área do triângulo que representa a cunha de ruptura multiplicada pelo peso específico do solo γ . Usando a figura 25, o peso próprio pode ser, então, expresso pela Equação 2.14.

$$W = \frac{\gamma h^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] + qL \quad (2.14)$$

Conhecendo-se θ , são definidos os valores de W , R e P_a , este último através do polígono de forças (Figura 25). Utilizando as leis dos senos neste polígono, tem-se:

$$\frac{P_a}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \Rightarrow P = \frac{W \text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (2.15)$$

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad 2.16$$

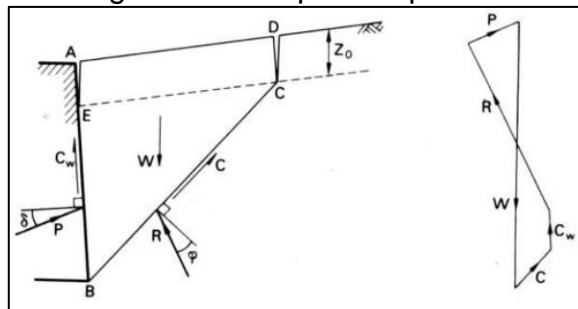
Como P_a varia com o valor de θ , tem-se P_a em função de θ . Derivando (2.16) para encontrar a cunha crítica $\frac{dP_a}{d\theta} = 0$ tem-se:

$$E = \frac{\gamma H^2 K_a}{2} \quad (2.17)$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (2.18)$$

Pela teoria de Coulomb, em solos coesivos são consideradas trincas provocadas a partir do ponto onde a tensão distribuída horizontal se anula, conforme a teoria de Rankine. Porém Coulomb considera a adesão entre solo e muro (C_w), conforme mostrado na figura 27.

Figura 27- Diagrama de corpo livre para solos coesivos



Fonte: Gerscovich (2010)

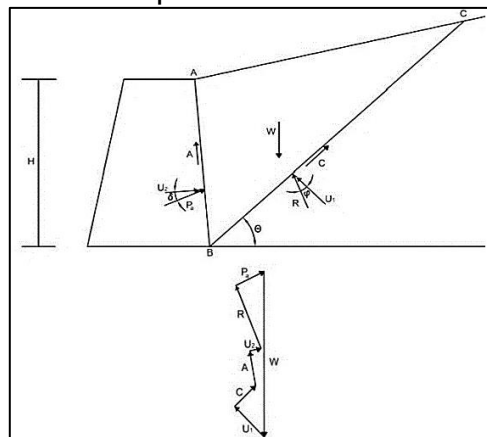
O empuxo é calculado do mesmo modo que é calculado em solos não coesivos, porém com a inclusão da força C e da adesão C_w onde:

$$C_w = c_w \times \overline{EB} \text{ e } C = c \times \overline{BC} \tag{2.19}$$

Para os casos de solos coesivos, em que as trincas sejam preenchidas por água de infiltração, esta parcela deve ser adicionada no polígono de forças.

Deve-se considerar para cada cunha a presença de água, caso ela esteja presente, e sua pressão resultante. No equilíbrio das cunhas a força em relação à pressão da água (U), que varia conforme o fluxo existente deve-se ser adicionada, conforme a figura 28.

Figura 28– Diagrama de corpo livre considerando a presença de água



Fonte: Gerscovich – Adaptada (2010)

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS E TÉCNICOS

Com base nas informações, a metodologia será composta pela descrição da obra em investigações realizadas, descrição da escolha das contenções, a descrição da obra e as devidas Investigações Geotécnicas.

Será dimensionado dois tipos de estrutura de contenção, um muro em concreto armado e outro em muro de bloco de concreto, para um talude com corte no Município de Santo Antônio do Grama – MG.

Foi escolhido estes dois meios para o local pois outras contenções não se enquadrariam, por ser um terreno onde a moradia está bem próxima do talude. Através disso, causando uma dificuldade para métodos que utilizam a gravidade e que necessitam de certo espaço para que seja utilizável, sendo exemplos: muros de saco solo-cimento, gabião, muro de pneus, entre outros. Geralmente necessitam de 60 a 70% da sua altura total em distância de comprimento em direção oposta do talude, e que no caso não dispõe dessa distancia necessária por razão da casa estar a menos de 3 metros do talude que está deslizando.

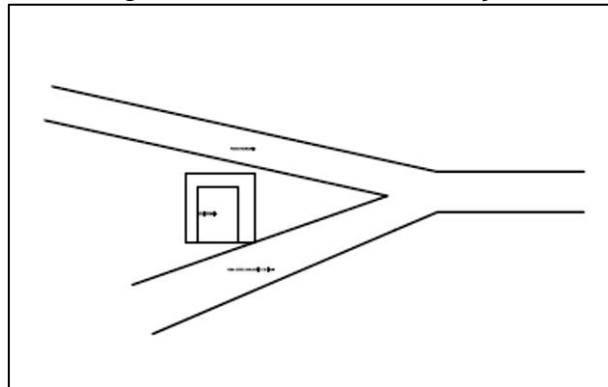
Também não seria possível financeiramente a utilização de cortina atirantadas pois seu custo é bastante elevado tornando inviável para esse local. A prefeitura se tornou a responsável para fazer a contenção, e não acarretar nenhum encargo para o dono da residência desse terreno, sendo favorável para o mesmo e ajudando moradores próximos por haver uma via pública acima desse talude e necessitando da sua contenção o mais breve possível.

3.1.1 Descrição da obra

O local onde foi estudada a obra trata-se de um lote construído, situado no município de Santo Antônio do Grama – MG. Essa área está localizada na rua novo rosário onde se situa outra rua José Januário de Lima, no qual esse lote se encontra ao lado de lotes vizinhos conforme mostra na planta de situação figura 29.

Ao final do lote construído, há um talude que está deslizando pela ação de chuvas e pelo peso que é gerado acima dele, onde à uma via pública que é a rua Novo Rosário, que está colapsando por compartilhar desse talude, tendo a necessidade da construção da estrutura de contenção.

Figura 29 – Planta de situação



Fonte: O Autores (2019)

Na figura 30 é apresentada a vista lateral superior do local onde será implementada essa estrutura de contenção. O talude apresenta uma altura de 7 metros na parte central, e nas bordas 4 metros de altura. Já o seu comprimento é de 10 metros.

Figura 30– Vista lateral superior do talude estudado



Fonte: O Autor

3.1.2 Investigações Geotécnicas

Foi realizado uma investigação do solo na área em estudo que constavam em sondagem à percussão (SPT). Essa sondagem foi cedida através da prefeitura de Santo Antônio do Grama contendo informações cruciais para esse estudo, sendo a prefeitura a encarregada de estar fazendo a obra de contenção para o local. Com a sondagem analisada do boletim SP-01, foi coletada próxima a base do talude, realizada no dia 19 de outubro de 2016 Mesmo com o tempo de 3 anos, essa

sondagem ainda é válida porém o estado de deslizamento se manteve mais constante conforme esses anos e piorando gradativamente.

Percebe-se pelo boletim presente no Anexo A, camadas de argila pouco compactada, argila consistente mole, argila arenosa (ou consistente media e mole), silte arenoso variando de medianamente compactado a compactado.

Através dessas informações da sondagem e com o conhecimento para analisar as informações, pode-se constatar que se trata de um solo ruim, podendo acarretar em algumas dificuldades para o dimensionamento das estruturas de contenção, principalmente quanto na análise de tombamento, deslizando e capacidade de cargas onde as informações que o solo mostra influencia e muito nos cálculos para essas estruturas.

3.2 Dimensionamento dos muros

Para a elaboração do dimensionamento do muro de contenção, foi preciso reunir algumas informações essenciais do solo que será trabalhado, como a coesão, peso específico e ângulo de atrito. Conforme o boletim, o solo predominante do local é argila pouco compacta, onde o mesmo tem o peso específico de 17 kN/m³, coesão de 48,6 kN/m³ e ângulo de atrito de 26, 8°.

Com as informações citadas anteriormente, é feito primeiramente o dimensionamento do muro de concreto armado, no qual será realizada as verificações de estabilidades, iniciando pela verificação ao tombamento da estrutura. E Com a carga aplicada no solo calcula (F1) através da Eq. 3.1, e o peso do muro se acha o valor (F2) a partir da Eq. 3.2; com peso do solo calcula o (F3) através da Eq. 3.3; Através da base do muro do lado interno encontra-se (F4) a partir da Eq. 3.4; A partir da base do muro lado externo temos o valor de (F5) como mostra a Eq. 3.5 e com o consolo encontra o (F6) é calculado a partir da Eq. 3.6:

$$F_1 = T \cdot Q \quad (3.1)$$

$$F_2 = B_1 \cdot H \cdot FCk \quad (3.2)$$

$$F_3 = T \cdot \gamma_s \cdot H \quad (3.3)$$

$$F_4 = B \cdot FCk \cdot z \quad (3.4)$$

$$F_5 = P \cdot h \cdot \gamma_s \cdot J \quad (3.5)$$

$$F_6 = z \cdot B_1 \cdot \gamma_c \quad (3.6)$$

Onde:

F_1 a F_6 Equivale a força;

H: altura do muro;

h: base do muro;

J: volume de terra acima da base do muro;

z: altura da base;

B_1 : largura da base;

γ_s : peso específico do solo;

γ_c : peso específico do concreto;

FCk: valor do concreto;

Q: carga atuante no muro;

Através disso, é feito o “Xo”, que é achado a partir do a distância da resultante até o ponto A, é calculado através dos momentos e as forças, a partir da Eq. 3.7):

$$x_0 = \frac{M_{Res}}{\sum Fv} \quad (3.7)$$

Onde:

M_{Res} : Momento resistente

$\sum Fv$: Somatorio das forças cortantes

Depois de efetuar a fórmula anterior, calcula o coeficiente de empuxo ativo (K_a) com a seguinte Eq. 3.8, e o empuxo ativo (E_a) é calculado através da Eq. 3.9.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.8)$$

$$E_a = \frac{k_a \cdot \gamma (H - z_0)^2}{2} \quad (3.9)$$

Onde:

Ka: Coeficiente de empuxo ativo;

Ea: Empuxo ativo (kPa);

γ : Peso específico (kN/m³);

ϕ : Ângulo de atrito interno;

Desse modo é calculada a tensão (σ_1) a partir da Eq. 3.10, e a tensão (σ_2) através da Eq. 3.11 e o fator de segurança (FsTomb) pela Eq. 3.12.

$$\sigma_1 = k_a \cdot q \quad (3.10)$$

$$\sigma_2 = k_a \cdot \gamma_s \cdot H \quad (3.11)$$

$$F_s T_{omb} = \frac{M_{Res}}{M_{tomb}} \quad (3.12)$$

Onde:

$F_s T_{omb}$: Fator de segurança do tombamento

M_{tomb} : Momento de tombamento

M_{Res} : Momento Resistente

H: Altura

σ_1 : Tensão 1

σ_2 : Tensão 2

γ_s : Peso específico do solo

k_a : Coeficiente de empuxo ativo

q: carga

Desse modo é calculado fator de deslizamento (Fs,desl) a partir da Eq. 3.13, e o somatório de força solicitante ($\sum F_{sol}$) pela Eq. 3.14, o somatório de força resistente ($\sum F_{res}$) através da Eq. 3.15, e o momento (M) através da Eq. 3.16.

$$F_{sdesl} = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{sol}} \quad (3.13)$$

$$F_{sol} = E_1 + E_2 \quad (3.14)$$

$$\sum res = F_{atrito} = M \cdot \sum F_v \quad (3.15)$$

$$M = Tg \left(\frac{2}{3} \phi \right) \quad (3.16)$$

Onde:

$F_{s,desl}$: Fator de deslizamento, onde o valor encontrado é maior ou igual a 1,5.

ΣF_{res} : Somatório de força resistente

ΣF_{sol} : Somatório de força solicitante

F_{sol} : Força solicitante

E_1 : empuxo 1

E_2 : empuxo 2

F atrito: Fator de atrito

M: Momento

Terminado essa etapa, é dada continuação com os cálculos de capacidade de carga mostrada nas próximas equações (Equações 3.17; 3.18; 3.19 e 3.20):

$$F_s T_{omb} = \Sigma F_v \cdot e \quad (3.17)$$

$$e = \frac{M}{\Sigma F_v} \quad (3.18)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma F_v}{B \cdot 1} \left(1 \cdot b \cdot \frac{1}{B} \right) \quad (3.19)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma F_v}{B \cdot 1} - \left(1 \cdot b \cdot \frac{1}{B} \right) \quad (3.20)$$

onde:

$F_s T_{omb}$: Fator de segurança contra tombamento

e: excentricidade

M: momento

ΣF_v : somatório das forças

σ_{max} : tensão máxima

σ_{min} : tensão mínima

B: base da sapata

b: largura do muro

Com os cálculos de capacidade de carga efetuados, é dado prosseguimento ao dimensionamento estrutural da parede do muro, onde são feitas várias equações

seguindo a sequência mostrada a seguir. Sendo calculado as tensões (σ_1) e (σ_2) através das Eq. 3.21 e 3.22, o momento (My) a partir da Eq. 3.23, o momento de cálculo (Myd) através da Eq. 3.24, a força característica (Fk) a partir da Eq. 3.25, e a força de cálculo (Vd) através da Eq. 3.26, através do (Kc) é achado o Ks pelas Eq. 3.27 e 3.30, assim é achada a área de aço mínima (As, min) através da Eq. 3.28, a área de aço (As) a partir das Eq. 3.29 e 3.31.

$$\sigma_1 = q_1 = k_a \cdot q \quad (3.21)$$

$$\sigma_2 = qep = k_a \cdot \gamma_s \cdot H \quad (3.22)$$

$$My = \frac{q_1 \cdot y^2}{2} + \frac{qep \cdot y^2}{b} \quad (3.23)$$

$$Myd = 1,4 \cdot MyK \quad (3.24)$$

$$Vk = q_1 \cdot y \cdot qep \cdot \frac{y}{2} \quad (3.25)$$

$$Vd = 1,4 \cdot Vk \quad (3.26)$$

$$Kc = \frac{bw \cdot d^2}{Md} \quad (3.27)$$

$$As, min = \frac{0,25}{100} \cdot bw \cdot d \quad (3.28)$$

$$As = \frac{Ks \cdot Md}{d} \quad (3.29)$$

$$Kc = \frac{100 \cdot d^2}{Md} \quad (3.30)$$

$$As = \frac{Ks \cdot Md}{d} \quad (3.31)$$

Onde:

q e p : carga do empuxo

My : momento

y : altura

b : largura do muro

Myd : momento de calculo

MyK : momento característico

Vk : força característica

Vd : força de calculo

d : altura real

$A_{s,min}$: área de aço mínima

A_s : área de aço

Através dos cálculos do dimensionamento estrutural, o próximo passo é o cálculo de Armadura de distribuição ($A_{s,dist}$), (horizontal) externo, no qual mostra pela Eq. 3.32.

$$A_{s,dist} \geq \begin{cases} 0,20 A_{s,princ} \\ 0,50 A_{s,min} \\ 0,90 \text{ cm}^2/m \end{cases} \quad (3.32)$$

Onde:

$A_{s,princ}$: área de aço principal

$A_{s,min}$: área de aço mínima

Fazendo a distribuição horizontal da armadura, é feito em seguida os cálculos para armadura do lado externa do muro.

Vertical

Horizontal

Em sequência é calculado a armadura transversal na ordem apresentada a seguir:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \text{ (não precisa de armadura transversal)} \quad (3.33)$$

$$V_{rd1} = [Z_{rd} \cdot K(1,2 + 40p_1) + 0,15 \cdot cp \cdot bw \cdot d] \quad (3.34)$$

$$v = \frac{0,25 + 0,21}{1,4} \cdot F_{ck}^{2/3} \quad (3.35)$$

$$p_1 = \frac{AS_1}{bw \cdot d} \quad (3.36)$$

$$K = 1,6 - d \quad (3.37)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{AC} \quad (3.38)$$

$$q_1 = P \cdot \gamma_s \cdot h \cdot \gamma_{conc} \quad (3.39)$$

$$q_2 = q \cdot H \cdot \gamma_s + Z \cdot \gamma_{conc} \quad (3.40)$$

$$\sigma_c = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (3.41)$$

$$\sigma_c - \sigma_{min} = t + b_1 \quad (3.42)$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (3.43)$$

$$\sigma_d - \sigma_{min} = t + b_1 \quad (3.44)$$

$$mck = \sigma_c \cdot p \cdot \frac{\rho}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_c) \cdot \frac{p}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot P\right) - q \cdot P \cdot \frac{P}{2} \quad (3.45)$$

$$mdk = \sigma_{min} \cdot t \cdot \frac{t}{2} + (\sigma_c - \sigma_{min}) \cdot \frac{t}{2} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot t\right) - q_2 \cdot t \cdot \frac{t}{2} \quad (3.46)$$

$$Mcd = 1,4 \cdot mck \quad (3.47)$$

$$Mdd = 1,4 \cdot mdk$$

Onde:

Vsd: força cortante de calculo

Vrd₁: força resistente de calculo

d: altura real

Fck: fator característico do concreto

AS₁: Area de Aço

AC: área de concreto

σ_{max} : tensão maxima

σ_{min} : tensão minima

γ_{conc} : peso especifico do concreto

γ_s : peso especifico do solo

b_1 : largura do muro

Feito o cálculo da armadura transversal e encontrado os devidos valores, é feito o cálculo da armadura da sapata. Para achar o Ks na tabela é preciso calcular o (Kc) como mostra a Eq. 3.48, a área de aço (As) através da Eq. 3.49, e área de aço mínima (As,min) a partir da Eq. 3.50.

$$Kc = \frac{bw \cdot d^2}{Md} \quad (3.48)$$

$$A_s = \frac{K_s \cdot M_d}{d} \quad (3.49)$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot d \quad (3.50)$$

Onde:

A_s : área de aço

$A_{s, min}$: área de aço mínima

Com os cálculos feitos, é analisado os cálculos da armadura de distribuição ($A_{s, dist}$) através da Eq. 3.51. Para saber a quantidade de material de ferragem a ser utilizada.

$$A_{s, dist} \geq \begin{cases} 0,2 \cdot Q_s \\ 0,5 \cdot A_{s, min} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{mm} \end{cases} \quad (3.51)$$

- Bloco armado

Para a elaboração do dimensionamento do muro de bloco armado, foi preciso adquirir algumas informações essenciais do solo que será trabalhado, como a coesão, peso específico e ângulo de atrito. Conforme o boletim, o solo predominante do local é argila pouco compacta, onde o mesmo tem o peso específico de 17 kN/m³, coesão de 48,6 kN/m³ e ângulo de atrito de 26, 8°.

Desse modo, calcula a pressão ativa (P_a) através da Eq. 3.52, o coeficiente de empuxo ativo (K_a) a partir da Eq. 3.53, o empuxo ativo (E_1) pela Eq. 3.54, e o momento (M) através da Eq. 3.55.

$$P_a = \sigma_z \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (3.52)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.53)$$

$$E_1 = \frac{H \cdot P_a}{2} \quad (3.54)$$

$$m = E1 \cdot \frac{H}{3} \quad (3.55)$$

Onde:

Ka: Coeficiente de empuxo ativo;

E1: Empuxo ativo (kPa);

γ : Peso específico (kN/m³);

\emptyset : Ângulo de atrito interno;

M: momento

Pa: Pressão ativa

H: Altura

Pilar: Após encontrar os resultados através do coeficiente de empuxo, e o momento a aplicado a um terço da altura, é feito o dimensionamento do pilar e a área de aço mínima para esse pilar. Desse modo, é calculado a área de aço mínima ($A_{s,min}$) pela Eq. 3.56, para achar o valor de k_s é calculado o (K_c) com base na Eq. 3.57, e a área de aço (A_s) através da Eq. 3.58.

$$A_{s,min} = 0,15\% \cdot B_w \cdot H \quad (3.56)$$

$$K_c = \frac{B_w \cdot D^2}{M_d} \quad (3.57)$$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d} \quad (3.58)$$

Onde:

A_s : área de aço

$A_{s,min}$: área de aço mínima

Vigas:

Para o cálculo da viga o muro foi projetado pra cinco vigas, a primeira seria a viga baldrame, e as outras a um metro e setenta de eixo a eixo. E o muro foram divididas em oito partes, sendo que as vigas das extremidades recebiam uma parte da carga, e as vigas de meio recebia duas partes. E para a verificação de estabilidade do muro, que seria o fator de segurança contra o tombamento e o deslizamento já foi mencionado na equação do dimensionamento de concreto armado.

Desse modo calculamos a carga na parte (A) através da Eq. 3.59, e a carga (B) como mostra a Eq. 3.60, é calculado a carga aplicada na viga (V_x) apresentada na Eq. 3.61, a área de aço mínima (A_s) através da formula 3.62.

$$A = Pa \cdot \frac{H}{8} \quad (3.59)$$

$$B = Pa \cdot \frac{H}{8} \quad (3.60)$$

$$V_x = \frac{B \cdot H/8}{2} \quad (3.61)$$

$$A_{s, \min} = 0,15\% \cdot B_w \cdot H$$

$$K_c = \frac{B_w \cdot D^2}{Md} \quad (3.62)$$

$$A_s = K_s \cdot \frac{Md}{d}$$

Onde:

A_s : área de aço

$A_{s, \min}$: área de aço mínima

Pa : Pressão ativa

H : Altura

M : Momento de calculo

D : Altura real

Dimensionamento dos blocos com estacas: Conforme a verificação de estabilidade do talude pode ser necessário da utilização de estaca no bloco de fundação para atender a estabilidade do talude.

Podendo ser calculado o numero de estacas (N_e) pela Eq. 3.63, e o comprimento entre eixos das etacas (L) através da Eq3.64, e a base da sapata (B) apresentada na Eq. 3.65.

$$N_e = \frac{Nd \cdot 1,1}{Q_{est}} \quad (3.63)$$

$$L = 3 \cdot \phi \quad (3.64)$$

$$B = L + \phi \cdot 2 + a \quad (3.65)$$

Onde:

Vd : Força de cálculo

L : Distância entre eixos

\emptyset : Da estaca

a : Lado menor do pilar

N_e : Número de estacas

Q_{esta} : Reação da estaca

Altura dos blocos:

Conforme o dimensionamento, a altura é resultado da largura do bloco e a largura do pilar de ambos os lados, sendo a altura maior que será a altura do bloco. Então é calculado a altura do bloco (h) como mostra a Eq. 3.66 e 3.67, com o ângulo da tangente para o valor da altura real ($tg\theta$) pela Eq. 3.68, a altura total (H) conforme a Eq. 3.69, e a tangente do ângulo ($tg\theta$) através da Eq. 3.70.

$$h > \frac{A - a}{3} \quad (3.66)$$

$$h > \frac{B - b}{3} \quad (3.67)$$

$$tg\theta = \frac{D}{\frac{\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} \cdot a} \quad (3.68)$$

$$H = d + 10 \quad (3.69)$$

$$tg\theta = \frac{d}{D} \quad (3.70)$$

Onde:

A : Comprimento da sapata

a : Lado menor do pilar

B : Largura da sapata

b : lado maior do pilar

D : altura da sapata

d : altura real

- Verificação das tensões de compressão atuantes nas bielas

Pilar:

E feito a verificação das tensões no pilar (σ_{cpb}) apresentada na Eq. 3.71, e nas estacas (σ_{cbe}), conforme mostra a Eq. 3.72, as tensões máximas (Tmax) pela Eq. 3.73, a variação máxima (Δmax) através da Eq. 3.74, a tensões (T) conforme mostra a Eq. 3.75, e a área de aço (A_s) pela Eq. 3.76.

$$\sigma_{cpb} = \frac{Nd \cdot 1,1}{\sigma_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2 \theta} \quad (3.71)$$

$$\sigma_{cbe} = \frac{Nd \cdot 1,1}{n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \text{sen} \theta} \quad (3.72)$$

$$t_{max} = \frac{Nd \cdot 1,1}{N} + \Delta max \quad (3.73)$$

$$\Delta max = \frac{M}{L} \quad (3.74)$$

$$t = \frac{t_{max}}{d} \cdot D \quad (3.75)$$

$$A_s = \frac{t}{F_{yd}} \quad (3.76)$$

Onde:

σ_{cpb} : Tensões atuantes nas bielas de concreto

σ_{cbe} : Tensões atuantes nas bielas das estacas

Nd: Força de calculo

$\sigma_p \cdot b_p$: Área do pilar

t_{max} : Tração máxima

Δmax : Variação de momento

T: Tração

A_s : Área de aço

L: Distancia entres eixos

M: Momento

- Dimensionamento dos blocos e armaduras

Armadura:

Após os cálculos da estrutura do muro podemos dimensionar a armadura do graut no bloco. Calculando o (μ) através da Eq. 3.77, o (τ) pela Eq. 3.78, e a área de aço (A_s) através da Eq. 3.79.

$$\mu = \frac{Mf}{\frac{(B/2)^2}{1000} \cdot \frac{Fcd}{Fyd}} \quad (3.77)$$

$$\tau = 1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{0.5} \quad (3.78)$$

$$A_s = \tau \cdot \frac{d}{2} \cdot 100 \cdot \frac{Fcd}{Fyd} \quad (3.79)$$

Onde:

A_s : Área de aço

Fcd :

Fyd :

Espaçamento:

Feito o cálculo para achar o diâmetro necessário para suportar o peso do solo, é calculado o espaçamento entre barras no graut (EB) a partir da Eq. 3.80, e a força de cálculo (Vd) apresentada pela Eq. 3.81.

$$EB = \frac{A_s, barra}{A_s} \cdot 100 \quad (3.80)$$

$$Vd = E1 - C \cdot \frac{h}{3} \cdot 1,4 \quad (3.81)$$

Onde:

EB : Espaçamento entre barras

$E1$: Empuxo

C : Coesão

H : Altura

A_s : Área de aço

Vd : Força de cálculo

Área efetiva do bloco:

Com relação a dimensão do bloco podemos chegar à o valor da área efetiva do bloco (A_e) como mostra a Eq. 3.82.

$$A_e = b \cdot e \cdot 2 + h - 2 \cdot e \cdot (e \cdot 3) \quad (3.82)$$

Onde:

A_e : Área efetiva

b: comprimento do bloco

h: Altura do bloco

e: Espessura do bloco

Área por metro:

Feito o cálculo da área efetiva encontramos a área por metro (A_m) a partir da Eq. 3.83.

$$A_m = \frac{A_e \cdot 100}{b + 1} \quad (3.83)$$

Onde:

A_m : Área por metro

A_e : Área efetiva

b: comprimento do bloco

Peso do bloco:

Após o valor anterior podemos continuar com o peso do bloco (P_b) através da Eq. 3.84.

$$P_B = \frac{A_m}{100^2} \cdot 2,2 \cdot h \quad (3.84)$$

Onde:

P_b : Peso do bloco

A_m : Área por metro

h: Altura do bloco

Peso do graut:

Com o comprimento do bloco a área por metro e com a altura do bloco e o fator de cálculo do concreto podemos chegar no peso total. É calculado o peso do graut (Pg) através da Eq. 3.85, e o peso total (N/M) apresentada na Eq. 3.86.

$$PG = b \cdot 100 - \frac{Am}{1} \cdot h \cdot \frac{Fcd}{100^2} \quad (3.85)$$

$$\frac{N}{M} = PB + PG \quad (3.86)$$

Onde:

Pg: Peso do graut

b: comprimento do bloco

Am: Área por metro

Pb: Peso do bloco

4 DISCUSSÕES E RESULTADOS

Através da verificação da estabilidade do muro de concreto armado, primeiramente foi realizado o levantamento das cargas, peso próprio da contenção e peso do solo. Com a altura do muro, foi encontrado a largura da base.

Após ser dimensionado o momento resistente, onde está localizada cada força resistente de ação na estrutura, foi dividida em seis forças nas quais sendo força de carga, peso próprio do solo, peso da contenção, peso da base interna do muro, de sua base externa e o consolo. Com essas informações foi multiplicada pela metade da largura onde estar aplicada, fazendo isso, é encontrado os valores do momento resistente, e assim a somatória das forças e do momento, no qual foi obtido o valor de X_0 .

Esse capítulo tem o objetivo de fazer o comparativo de custos referente às soluções que foram abordadas ao decorrer do trabalho. Foi adotado catálogos para custear as estruturas, onde foi utilizada a planilha orçamentária SETOP, no qual o mês referência do boletim de custos é agosto de 2019.

Os catálogos em questão descrevem os serviços minuciosamente, onde incluem o custo dos materiais, da mão de obra e dos encargos sociais. Somente não foram consideradas nos orçamentos custos de locação topográfica, e custos nos quais envolvem o canteiro de obras. Os presentes orçamentos estão apresentados nas figuras 32 e 33.

Com as informações adquiridas no decorrer dos resultados e com as análises feitas, pode-se constatar que essas contenções são vantajosas, aumentando a resistência e segurança do terreno estudado. E através do comparativo econômico, foi constatado que o muro de blocos armados foi economicamente mais viável além de trazer a segurança necessária para o local. A segunda opção se tornou economicamente mais cara por utilizar mais concreto para sua construção.

Também efetuou um comparativo e considerada uma contenção segura, onde uma de suas opções era a contenção de concreto armado, e foi economicamente mais cara que suas outras opções com valores próximos desse presente trabalho.

Tabela 1: Momento resistente

B(m)	B(m)	Mres(KN/m)	X0(m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)
3.85	0.55	1086,6	2,05	1,89	45,62

Fonte: Autores, 2019

Após ter calculado as tensões e o empuxo fizemos o dimensionamento do fator de segurança contra o tombamento

Tabela 2: Fator de segurança contra tombamento

E1 (kN)	E2 (kN)	M, tomb (kN/m)	Fs, tomb	Aceitável
13,40	162	536,2	2,02	Sim

Fonte: Autores, 2019

Fator de segurança contra o deslizamento, tendo colocado um consolo na base do muro, minoramos a força de resistência com a tangente do ângulo de atrito.

Tabela 3: Fator de segurança contra deslizamento

M	ΣF_{sol} (KN/m)	ΣF_{res} (KN/m)	Fs, desl	Aceitável
0,505	175,4	268,8	1,54	sim

Fonte: Autores, 2019

Capacidade de carga, calculamos a excentricidade e o valor do momento no centro da base, com o valor da excentricidade obtivemos as tensões máximas e mínimas.

Tabela 4: Capacidade de carga

B(m)	E(m)	σ_{Max} (KN/m ²)	σ_{Min} (KN/m ²)
3,85	0,88	327,5	50,82

Fonte: Autores, 2019

Dimensionamento estrutural da parede do muro, será adotado na análise a carga q1 e q2, sendo assim obtivemos o valor do σ_1 e σ_2

Tabela 5: Estrutura da parede do muro

Ka	Q()	H(m)	γ_s (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)
0,378	5	7,1	17	1,89	45,6

Fonte Autores, 2019

Para o dimensionamento da armadura foi feito a análise no começo, meio e na ponta do muro, devido aos momentos gerados nesses pontos, e majoramos o momento pelo fator de segurança.

Tabela 6: Momento aplicados

$\sigma 1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma 2(\text{KN/m}^2)$	Fs	Y ² (m)	Myd(KN.cm/m)
1,89	45,6	1,4	0	0
1,89	45,6	1,4	4	19140,6
1,89	45,6	1,4	7,1	60305,5

Fonte: Autores, 2019

A força também foi feita igual o momento analisado e três pontos e majorada pelo fator de segurança.

Tabela 7: Forças

$\sigma 1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma 2(\text{KN/m}^2)$	Fs	Y(m)	Vd (KN)
1,89	45,6	1,4	0	0
1,89	45,6	1,4	4	138,3
1,89	45,6	1,4	7,1	245,4

Fonte: Autores, 2019

Armadura da parede do muro

Tabela 8: Armadura

C25	CA-50	h-d (cm)	h (cm)
		3 cm	55

Fonte: Autores, 2019

Calculo da armadura transversal e o espaçamento entres barras do lado interno do muro, e também foi analisada a área de aço mínima, mas a área de aço calculada foi superior.

Tabela 9: Armadura transversal

Md (KN/cm)	Kc	Ks	As, min (cm ²)	Ø da barra	As (cm ²)	Ø da barra
60305,5	4,48	0,025	8,25	Ø12,5 c/14	29	Ø16 c/6.5

Fonte: Autores, 2019

Cálculo da armadura transversal nos 4 primeiros metros do lado interno do muro

Tabela 10: Dados

C25	CA-50	h-d(cm)	h(cm)
-	-	3	55

Fonte: Autores, 2019

Cálculo da armadura transversal a partir dos 4 metros do lado interno do muro:

Tabela 11: Diâmetro da armadura

Md (KN/cm)	Kc	Ks	As, min (cm ²)	Ø da barra	As (cm ²)	Ø da barra
19140,6	14,12	0,023	8,25	Ø12,5 c/14	8,46	Ø12,5c/14

Fonte: Autores, 2019

Armadura de distribuição (horizontal) interno

Tabela 12: Armadura de distribuição

As, dist (Cm/m)	Ø da barra
5,8	Ø10 c/113

Fonte: Autores, 2019

Armadura lado externo do muro

Tabela 13: Armaduras verticais e horizontais

Vertical (Cm ² /m)	Ø da barra	Horizontal (Cm ² /m)	Ø da barra
8,25	Ø12,5 c/14	5,8	Ø10c/13

Fonte: Autores, 2019

Armadura transversal, é obtido o valor da força de reação se $V_{sd} = 245,4 \text{ kN} \leq V_{dr1}$ Não precisa de armadura transversal e se $V_{sd} = 245,4 \text{ kN} \geq V_{dr1}$ Precisa de armadura transversal.

Tabela 14: Verificação da força solicitante

σ_{rd} (KN/cm ²)	ρ_1	K	σ_{cp} (KN/cm ²)	Vrd1 (KN)	Vsd ≤ Vrd1
0,0320	0,0056	1,08	0	255,9	Não

Fonte: Autores, 2019

Determinação dos esforços solicitante na sapata do muro. Com o valor das tensões máximas e mínimas, largura do muro e o peso específico do solo obtém o valor das tensões C e D.

Tabela 15: Reação na base da sapata

B (m)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	σ_d (KN/m ²)
3,85	327,5	50,82	298,7	259,23

Fonte: Autores, 2019

Momento fletor na seção C e D da sapata, é calculado com as cargas, e os resultados das tensões máximas e mínimas, e as tensões geradas na base da sapata.

Tabela 16: Tensões na base da sapata

Q1 (kN/m ²)	Q2 (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	σ_d (KN/m ²)	Mck (KN/m ²)	Mdk (KN/m ²)
10,2	143,2	327,5	50,82	298,7	259,23	334,65	401,5

Fonte: Autores, 2019

É levado em conta o Fator de segurança $F_s = 1,4$

Tabela 17: Fator de segurança

Mcd (KN/m ²)	Mdd (KN/m ²)
468,51	146,23

Fonte: Autores, 2019

Armadura da sapata

Dimensionamento da parte superior da sapata.

Tabela 18: Armadura superior

d (Cm)	Md (KN/cm)	Kc	Ks	As, min (Cm ²)	Ø da barra	As (Cm ²)	Ø da barra
56	46851	6,69	0,024	9	Ø12,5 c/ 13	20,08	Ø16 c/10

Fonte: Autores, 2019

Dimensionamento na parte inferior da sapata

Tabela 19: Armadura inferior

d (Cm)	Md (KN/cm)	Kc	Ks	As,min (Cm²)	Ø da barra	As (Cm²)	Ø da barra
6	14623	21,45	0,023	9	Ø12,5 c/13	6	Ø10 c/12,5

Fonte: Autores, 2019

Armadura de distribuição da sapata

Tabela 20: Armadura de distribuição

As, dist (Cm/m)	Ø da barra
4,5	Ø10c/17

Fonte: Autores, 2019

- Muro de Bloco Armado

Com os dados dos solos achamos os valores da coesão, do ângulo de atrito e o peso específico do solo, para o dimensionamento do muro considerando o muro de 6.9 metros de altura. É feita a verificação contra o tombamento e de deslizamento com as cargas que vai atuar sobre o muro.

Parâmetros do solo, altura do muro e a pressão ativa.

Tabela 21: Propriedade do solo

C (KN/m)	Ø	Ka	σ (KN/m)	H (m)	Pa (KN/m)
48,6	26,8	0,378	17	6,9	15,4

Fonte: Autores, 2019

O valor do empuxo será dobrado no pilar de centro devido a pressão que está sofrendo dos dois lados do pilar, e o valor do momento que está atuando na base do pilar.

Tabela 22: Valor do empuxo e momento

H (m)	Pa (KN/m)	E1 (KN/m)	E2 (KN/m)	D (m)	M (KN.m)
6,9	15,4	53,13	106,3	2,93	311,93

Fonte: Autores, 2019

O pilar foi dimensionado igual uma viga em balanço

Tabela 23: Pilar

Bw (cm)	h (cm)	D (cm)	Md (KN/cm)	Fs	Kc	Ks
30	60	55,7	30348	1,4	2,19	0,028

Fonte: Autores, 2019

O dimensionamento da armadura do pilar, e os estribos e a precisão de estribos complementares em todas barras exceto nas barras de canto.

Tabela 24: Armadura do pilar

As,min (Cm²)	Ø da barra	As (Cm²)	Ø da barra	St (Cm²)
2,7	Ø10c/28	21,36	Ø16c/9	Ø6,3c/19

Fonte: Autores, 2019

Precisa de estribos complementares a cada barra exceto as dos cantos.

Resultados do dimensionamento das vigas com a cargas atuando nas vigas e o momento foi tirado na viga com o maior carregamento.

Tabela 25: Dimensionamento de vigas

A (KN/m²)	B (KN/m²)	V1 (KN)	V2;V3;V4 (KN)	V5 (KN)
12,93	1,84	0,115	35,36	13,855

Fonte: Autores, 2019

Armadura das vigas:

Para achar o momento atuante na viga foi feito a análise no programa ftool, pegar a maior carga que estar atuando na viga.

Tabela 26: Momento nas vigas

D (m)	Kc	Ks	Md (KN/cm)
52	3,4	0,028	46850

Fonte: Autores, 2019

O dimensionamento da armadura das vigas, e os estribos e a precisão de estribos complementares em todas barras exceto nas barras de canto.

Tabela 27: Armadura das vigas

As, min (Cm ²)	Ø da barra	As (Cm ²)	Ø da barra	Ø st
2,7	Ø10c/25	23,43	Ø12,5c/16	Ø6,3c/19

Fonte: Autores, 2019

Verificação de resistência:

Verificação da estabilidade do muro de bloco armado, primeiramente foi realizado o levantamento das cargas, peso próprio do muro e peso do solo. Com a altura do muro adota a largura da base. Depois de ter calculado as forças, dimensiona o momento resistente de acordo onde estava localizada cada força, que foi dividida em cinco forças, foi multiplicada pela metade da largura onde estar aplicada, assim obtém o valor do momento resistente.

Tabela 28: Momento resistente

B (m)	B (m)	Mres (kN/m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)
2,70	0.60	615,75	1,89	47,55

Fonte: Autores, 2019

Para o dimensionamento da estrutura é considerada o valor do empuxo, e a verificação contra o tombamento.

Tabela 29: Verificação contra o tombamento

E1 (KN)	E2 (KN)	M, tomb (KN/m)	Fs, tomb	Aceitável
13,98	175,94	675,63	0,9	Não

Fonte: Autores, 2019

Deslizamento:

Verificação contra o deslizamento

Tabela 30: Verificação contra o tombamento

M	ΣF_{sol} (KN/m)	ΣF_{res} (KN/m)	Fs, desl	Aceitável
0,32	189,22	125,6	0,67	Não

Fonte: Autores, 2019

Solução: Colocar estacas

O bloco vai ser ancorados com estacas para resistir tanto ao tombamento e o deslizamento. O detalhamento do muro está no apêndice A.

- Dimensionamento de bloco com estacas

Para o dimensionamento do bloco é necessário que se sabe a carga que a estaca resiste, à estaca moldada in loco de concreto com diâmetro de 52 cm, então com a carga que estar atuando no bloco e a capacidade de carga resistente pela estaca é achado o número de estacas necessária

Tabela 31: Estacas

\varnothing_{est} (Cm ²)	Q _{est} (KN)	M _d (KN/m)	N _d (KN)	CA-50	F _{ck} (Mpa)	C (Cm)	N _e (Quant)
52	350	304	631,6		25	5	2

Fonte: Autores, 2019

Distância entre eixos das estacas e o valor mínimo de B e A, resultado da altura do bloco

Tabela 32: Dimensões do bloco

L (Cm)	B (Cm)	A (Cm)	a (Cm)	b (Cm)
156	270	100	30	60

Fonte: Autores, 2019

Tabela 33: Altura do bloco

h (Cm)	d(Cm)	θ (Graus)
110	100	47,7

Fonte: Autores, 2019

Através do método de AIOK – VELLOSO (figura 30), conseguimos a altura necessária para a estaca está apoiada do solo, que foi estimada pelo atrito lateral pois já que precisava conter o tombamento. Com o empuxo atuante no pilar foi multiplicado por 2 já que o empuxo é dos dois lados, e a estaca foi considerado o fator de segurança igual a 2.

Figura 31: Método carga (Aoki -
Fonte:

Tabela 34: Tabela
VELLOSO

MÉTODO CAPACIDADE DE CARGA (AOKI - VELLOSO)														
ÁREA DE PONTA = PERÍMETRO =	0,709 1,6336268	NSPT(MEDIO)	RAIO = 0,475	F1 = 1,75 F2 = 3,5		SOLO	TIPO DE ESTACA =				PREMOLDADA DE CONCRTO		FS =	2
				ALFA (%)	K (MPA)		U (M)	PL (KN)	PLACUM (KN)	AP (M²)	Pp (KN)	Pr (KN)		
1	7	6	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	39,20704	0,709	486,17	525,38	262,69		
2	5	5,33	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	28,00503	0,709	432,15	499,36	249,68		
3	4	4,67	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	22,40402	0,709	378,13	467,75	233,87		
4	5	4,67	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	28,00503	0,709	378,13	495,75	247,88		
5	5	5,33	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	33,60604	0,709	351,12	530,36	265,18		
6	2	3,33	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	11,20201	0,709	270,10	460,53	230,26		
7	2	2,67	0,2	6	0,2	ARGILA	1,633627	11,20201	0,709	216,08	417,71	208,86		
8	4	3,67	0,35	2,4	0,35	ARGILA ARENOSA	1,633627	15,68282	0,709	519,93	737,25	368,63		
9	5	4,33	0,35	2,4	0,35	ARGILA ARENOSA	1,633627	19,60352	0,709	614,47	851,39	425,69		
10	4	8,00	0,35	2,4	0,35	ARGILA ARENOSA	1,633627	15,68282	0,709	1134,40	1387,01	693,50		
11	15	14,33	0,55	2,2	0,55	SILTE ARENOSA	1,633627	84,71522	0,709	3193,88	3531,20	1765,60		
12	24	23,00	0,55	2,2	0,55	SILTE ARENOSA	1,633627	135,5443	0,709	5125,06	5597,92	2798,96		
13	30	28,67	0,55	2,2	0,55	SILTE ARENOSA	1,633627	169,4304	0,709	6387,75	7030,05	3515,02		
14	32	32,33	0,55	2,2	0,55	SILTE ARENOSA	1,633627	180,7258	0,709	7204,79	8027,81	4013,91		
15	35	22,33	0,55	2,2	0,55	SILTE ARENOSA	1,633627	197,6688	0,709	4976,50	5997,19	2998,60		

capacidade de
Velloso)

Autores, 2019

de AOKI -

E1 (Kn/m)	Fs	Etot (Kn/m)	PI (Kn)	Hest (Cm)	ϕ_{est} (Cm)	Aceitável
103,46	2	206,92	217,32	9	52	sim

Fonte: Autores, 2019

Verificações de tensões de compressão atuantes nas bielas:

Tabela 35: Tensões nas bielas

Nd (KN)	Ne (Quant)	Ac (Cm²)	σ_{cpb} (KN)	σ_{cbe} (KN)
694,76	2	1800	0,70	2990

Fonte: Autores, 2019

Tabela 36: Tração máxima

Nd (KN)	(m)	ΔMax (KN/m)	Tmax (KN)	T (KN)	As (Cm²)	ϕ da barra
694,76	1,56	195	542,38	540,9	12,44	7 ϕ 16

Fonte: Autores, 2019

Tração máxima que atua nas estacas, onde uma estaca estará sendo comprimida e a outra sendo tracionada, assim o dimensionamento da tração máxima é considerada a variação de momento entre os eixos das estacas, e é acrescentada.

Tabela 37: Tração máxima

Nd (Kn)	L (m)	ΔMax (Kn/m)	Tmax (Kn)	T (Kn)	As (cm²)	ϕ da barra
694,76	1,56	195	542,38	540,9	12,44	7 ϕ 16

Fonte: Autores, 2019

Dimensionamento dos blocos armado e as armaduras

Considerando os blocos com dimensões de 19x39x1.8, o concreto utilizado usinado, e aço CA-50.

Tabela 38: Dimensões do bloco de concreto e suas características

H (Cm)	C (Cm)	Eb (Cm)	Fcd (KN)	Fyd (KN/m)
19	39	1,8	25	250

Fonte: Autores, 2019

Armadura do graut

É feito o dimensionamento da área de aço o diâmetro e o espaçamento entre os furos do bloco, necessário para que seja capaz de sustentar as ações.

Tabela 39: Armadura do graut

μ (tf/m)	τ (tf/m)	As(Cm ²)	\emptyset da barra	Ep por bloco
0,1345	0,4656	44,23	\emptyset 16	1

Fonte: Autores, 2019

Com relação ao empuxo, coesão e altura do muro, adquiri o resultado da força que é majorada pelo fator de segurança.

Tabela 40: Força cortante

E1 (KN/m)	Coesão (kN/m)	H (m)	Fs	Vd (KN/m)
51,73	48,6	6,9	1,4	10,07

Fonte: Autores, 2019

Peso do graut

Através das dimensões do bloco se encontra a área efetiva e a área por metro.

Tabela 41: Cálculo das áreas

Eb (Cm)	C (Cm)	H (Cm)	A,efetiva (Cm ²)	A,metro (Cm ²)
1,8	39	19	223,56	558,9

Fonte: Autores, 2019

Peso do bloco e do graut

Considerando o concreto usinado de 25 Mpa a armadura de diâmetro de 16mm e o peso específico do bloco, conseguimos o peso total do bloco e do graut.

Tabela 42: Peso total

Peso do bloco (tf/m)	Peso do graut (tf/m)	Peso total (tf/m)
0,848	2,31	3,158

Fonte: Autores, 2019

O detalhamento do muro está no apêndice B.

Figura 32: Planilha orçamentária do muro de concreto armado

PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANTONIO DO GRAMA									
SECRETARIA MUNICIPAL DE SERVIÇOS OBRAS									
PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DE CUSTO GLOBAL									
ITEM	CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANT.	PREÇO - BDI 20		SETOP - AGOSTO/2019		
					Unit. (R\$)	Unit c/BDI (R\$)		TOTAL	TOTAL
1		MURO DE CONCRETO ARMADO							
1.1	IO-PLA-005	FORNECIMENTO E COLOCAÇÃO DE PLACA DE OBRA EM CHAPA GALVANIZADA (3,00 X 1,5 0 M) - EM CHAPA GALVANIZADA 0,26 AFIADAS COM REBITES 540 E PARAFUSOS 3/8, EM ESTRUTURA METÁLICA VIGA U 2" ENRIJECIDA COM METALON 20 X 20, SUPORTE EMELIC ALIPTO, AUTOCLAVADAS.	m ²	1,00	1090,22	1110,65	1.110,65		1.110,65
1.2	TER-ESC-035	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALAS H <= 1,50 M	m ³	42,35	45,49	50,59	2.142,49		2.142,49
1.3	EST-FOR-010	FORMA E DESFORMA DE COMPENSADO RESINADO ESPESURA 10MM, EXCLUSIVE ESCORAMENTO (3X)	m ²	157,00	37,95	40,47	6.353,79		6.353,79
1.4	EST-CON-085	FORNECIMENTO E LANÇAMENTO DE CONCRETO ESTRUTURAL USINADO FCK >= 25 MPA, BRITA 1 E MÓDULO DE ELASTICIDADE CONFORME NBR 6118	m ³	59,95	365,19	375,69	22.522,62		22.522,62
1.5	ARM-AÇO-005	CORTE, DOBRA E ARMAÇÃO DE AÇO CA-50 D <= 12,5 MM	KG	1228,5	7,44	7,72	9.484,02		9.484,02
1.6	ARM-AÇO-005	CORTE, DOBRA E ARMAÇÃO DE AÇO CA-50 D <= 12,5 MM	KG	1935,25	7,44	7,72	14.940,13		14.940,13
1.7	ARM-AÇO-010	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-50 DIÂMETRO (16,0MM A 25,0MM)	KG	4297,30	6,86	7,14	30.682,72		30.682,72
TOTAL							R\$ 87.236,42		
DIMENSIONAMENTO DO MURO SERA DOBRADO POIS É DOIS MUROS SIMILARES COM AS MESMAS DIMENSÕES							TOTAL DA OBRA		R\$ 174.472,84

Fonte Autores, 2019

Figura 33:Planilha Orçamentária do muro de bloco de concreto

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DE CUSTO GLOBAL						
ITEM	CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANT.	Unit. (R\$)	PREÇO - BDI 20
						Unit c/ BDI (R\$)
1	08/2019 setop	MURO DE BLOCO ARMADO				
1.2	IIO-PLA-005	FORNECIMENTO E COLOCAÇÃO DE PLACA DE OBRA EM CHAPA GALVANIZADA (3,00 X 1,5 0 M) - EM CHAPA GALVANIZADA 0,26 AFIXADAS COM REBITES 540 E PARAFUSOS 3/8, EM ESTRUTURA METÁLICA VIGA U 2" ENRUECIDA COM METALON 20 X20, SUPORTE EM EUCALIPTO AUTOCLAVADO PINTADAS	UNID.	1,00	1090,22	1110,65
1.3	LOC-OB-005	LOCAÇÃO DA OBRA (GABARITO)	M²	23,00	6,85	163,76
1.4	FUN-TUB-005	ESCAVAÇÃO MANUAL DE TUBULÃO A CÉU ABERTO	m³	23,04	225,90	5.831,88
1.5	TER-ESC-035	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALAS H <= 1,50 M	m³	20,70	45,49	1.047,21
1.6	EST-CON-085	FORNECIMENTO E LANÇAMENTO DE CONCRETO ESTRUTURAL USINADO FCK >= 25 MPa, BRITA 1 E MÓDULO DE ELASTICIDADE CONFORME NBR 6118	m³	30,79	365,19	11.567,50
1.7	ARM-AÇO-010	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-50 DIÂMETRO (16,0MM A 25,0MM)	KG	5172,50	6,86	36.931,65
1.8	ARM-AÇO-005	CORTE, DOBRA E ARMAÇÃO DE AÇO CA-50 D <= 12,5 MM	KG	708,33	7,44	5.468,31
1.9	EST-FOR-010	FORMA E DESFORMA DE COMPENSADO RESINADO ESPESURA 10MM, EXCLUSIVE ESCORAMENTO (3X)	M²	84,96	37,95	3.438,33
1.10	ALV-EST-015	ALVENARIA DE BLOCO DE CONCRETO CHEIO COM ARMAÇÃO, EM CONCRETO COM FCK 15MPa, ESP. 19CM, PARA REVESTIMENTO, INCLUSIVE ARGAMASSA PARA ASSENTAMENTO (DETALHE D - CADERNO SEDS)	M2	49,13	139,57	7.121,88
1.11	REV-CHA-015	CHAPISCO COM BRITA FINA 1:2:3 CIMENTO, AREIA E PEDRISCO	m²	74	8,65	700,04
1.12		TOTAL				R\$ 72.681,17
2		DIMENSIONAMENTO DO MURO SERA SERA DOBRADO POIS É DOIS MUROS SIMILARES COM AS MESMAS DIMENSÕES			TOTAL DA OBRA	R\$ 145.362,34

Fonte Autores, 2019

5 CONCLUSÃO

Após os devidos cálculos para o muro de concreto armado e o muro de bloco armado, vale ressaltar que somente a estrutura de concreto armado passou nos cálculos de tombamento e deslizamento. Por conta disso o muro de bloco armado utilizaria estacas na sua fundação. Porém, ainda sim as duas estruturas são seguras e exercem a sua função principal que é a contenção.

Considerando as informações anteriores, o critério de escolha baseou-se nas comparações de custos que é necessária para a implantação das obras no terreno localizado no município de Santo Antônio do Grama – MG.

Com as figuras 32 e 33, percebe-se que a solução mais indicada é a do muro de bloco armado, tendo um custo financeiro de 20.03% inferior a outra proposta do muro de concreto armado, conforme demonstrado na tabela 43 a seguir.

Tabela 43: Preço das contenções

OPÇÃO DE CONTENÇÃO	PREÇO (R\$)
MURO DE CONCRETO ARMADO	R\$ 174.472,84
MURO DE BLOCO ARMADO	R\$ 145.362,34

Fonte: O Autor

Com os valores mostrados anteriormente (tabela 43), e já comentado que o muro de bloco armado teve um custo financeiro mais baixo. Também é analisado que essa contenção se mostra mais vantajosa por haver uma velocidade maior em sua construção maior em relação ao seu método construtivo, poupando tempo de trabalho, onde se resulta em gastos menores com equipamentos especiais, e mão de obra.

Esse tipo de estudo possibilita a busca por mais informações sobre o assunto, se tratando de um tema importante onde a sociedade moderna se encontra em constante expansão, gerando a utilização de contenções cada vez mais para que se crie “espaços” onde não poderia haver sem a presença de contenções, trazendo um maior conhecimento sobre projetos geotécnicos, além de adquirir conhecimento para a elaboração dos cálculos necessários para o dimensionamento dessas estruturas, analisando suas verificações e custeando tais estruturas através de planilhas orçamentarias que servem de parâmetro auxiliando muito bem na sua finalidade, e

no fim, definido a melhor solução na qual deverá ser executada através de toda a análise econômica, estrutural e principalmente a análise local para definir o melhor modelo de contenção para a proposto deste trabalho.

Esperamos que através desse estudo realizado, os projetos de contenção de estruturas, possam servir como base para outros trabalhos e contribuir como ideia de projeto para alguma localidade que necessite de uma contenção similar futura. Por fim, há várias situações e modelos de estruturas de contenção diferentes que possam atender as regiões solicitadas onde forem analisados, atendendo principalmente financeiramente a pessoa que for solicitar esse tipo de projeto.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. *Dimensionamento de Fundações Profundas*. 3ª edição. São Paulo: Edgard, 2013.

ANDRADE, R.R. <http://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. 2018. Disponível em:<<http://diprotecgeo.com.br/blog/wp-content/uploads/2018/04/slide2.jpg>>. Acesso em: 20 de agosto de 2019

BARROS, P. L. A. *Obras De Contenção: Manual Técnico*. Maccaferri do Brasil Ltda. São Paulo, 2006.

BONISSONI, Lucas, dimensionamento e execução de muros de arrimo em alvenaria estrutural Santa Maria, 2017

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das rochas – Fundações – Obras de Terra*. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

CARVALHO, P. A. S. de (Coord.). *Manual de Geotecnia: Taludes de rodovia: orientações para diagnósticos e soluções de seus problemas*. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, n.1893, 206 p., 1991.

DOMINGUES, P.C. *Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado*. São Carlos, SP: USP São Carlos, 1997.

DO VALE, R.A.M. *Modelagem numérica de uma escavação profunda escorada com parede diafragma*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2002.

DRUMOND, R. <http://www.arquitetaresponde.com.br/como-fazer-muro-de-contencao/>. 2013. Disponível em:<<http://www.arquitetaresponde.com.br/wp-content/uploads/2013/09/rip-rap.png>> Acesso em: 08 de setembro de 2019

FERRAZ, R. L.; SANTOS, I. G.; PAIM, M. A. M. *Caso de ruptura de um talude associada a problemas no sistema de drenagem superficial*. VII COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – Florianópolis, SC. 2017. GEOFIX. <http://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>. Disponível em:<http://www.geofix.com.br/imgs/servicos/paredes_hidrofresa_metodologia_executi va1.jpg> Acesso em: 25 de agosto de 2019

GEO-RIO. *Manual Técnico de Encostas*. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, v. I, Rio de Janeiro: Secretaria Municipal de Obras, 2014

GERADOR DE PREÇOS BRASIL. <http://www.brasil.geradordeprecos.info/>. 2019. Disponível em:<http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/calculaprecio.asp?Valor=0|0_0_0_0_0|2|UNM015|unm_015:_0_50c4_0_1_1c3_0_2_0_1_5c4_0> Acesso em:15 de novembro de 2019

GERSCOVICH, D.M.S. *Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo*. Rio de Janeiro: FEUERJ, 2010.

HABITISSIMO. https://fotos.habitissimo.com.br/foto/execucao-de-contencao-com-muro-de-flexao-em-concreto-armado_1876078. 2010. Disponível em:<<https://br.habcdn.com/photos/project/big/execucao-de-contencao-com-muro-de-flexao-em-concreto-armado-1876078.jpg>>. Acesso em: 14 de setembro de 2019

LACERDA, W.A. (2006). *Casos geotécnicos da região sul do país*. GEOSUL 2006 – V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Porto Alegre – RS.

LUIZ, B. J. *Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto*. 2014. 124 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MOHAMAD, G. *Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho*. Santa Maria, 2015.

MOHAMAD, G. *Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, 1998.

MOLITERNO, A. *Caderno de muros de arrimo*. 2 ed. São Paulo: Edgard, 2014.

MOLITERNO, A. *Caderno de muros de arrimo*. São Paulo: Edgard Blucher, 1980. 194 p.

NARESI JÚNIOR, L. A. <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/42-cortinas-cravadas>. 2015. Disponível em:<https://sites.google.com/site/naresi1968/_/rsrc/1325613043628/naresi/42-cortinas-cravadas/cortinas%20cravadas.JPG> Acesso em: 28 de agosto de 2018

PASSOS, Rafael. Desenvolvimento e compatibilização de projetos no âmbito da construção civil para as principais construtoras do Brasil. **novesengenharia**, 2018. Disponível em: <<https://www.novesengenharia.com.br/principais-sistemas-de-contencao/>>. Acesso em: 05, dezembro 2019.

PNEUSFÁCIL. <https://br.pinterest.com/pin/328622104045515973/?autologin=true>. Disponível em: <<https://i.pinimg.com/564x/35/0b/db/350bdbaaab9efe909e1be8df10ec7ba6.jpg>> Acesso em: 25 de outubro de 2019

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR, A. *Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas*. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). *Fundações: Teoria e prática*. 2 ed. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 13, p.497-515.

SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE. *Consulta à Planilha Preço SETOP - Região Leste*. Disponível em: <<http://transportes.mg.gov.br/component/gmg/page/2242-consulta-a-planilha-preco-setop-regiao-leste>>. Acesso em: 19 nov. 2019.

SILVA, G. *Sistemas construtivos em concreto armado e alvenaria estrutural: Uma análise comparativa de custos*, 2003. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2003.




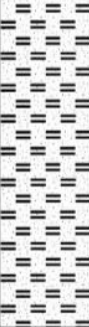
SOLOTTRAT. *Tirantes*. Disponível em: <<http://www.solottrat.com.br/assets/pdf/tirantes.pdf>>. Acesso em: 20 set. 2019.

TEIXEIRA, I. J. R, *Estudo comparativo de duas alternativas para contenção de taludes verticais: solo grampeado e cortina atirantada*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Feira de Santana (Departamento de Tecnologia), Feira de Santana/BA, 2011.

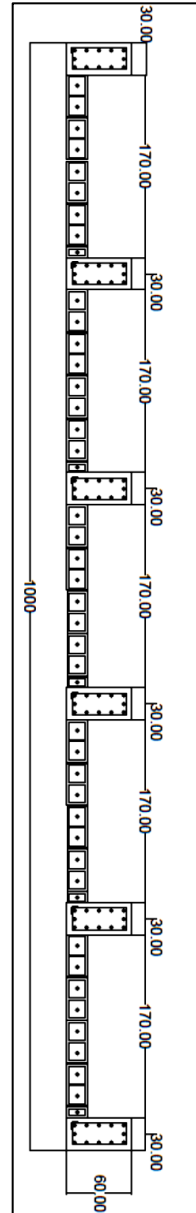
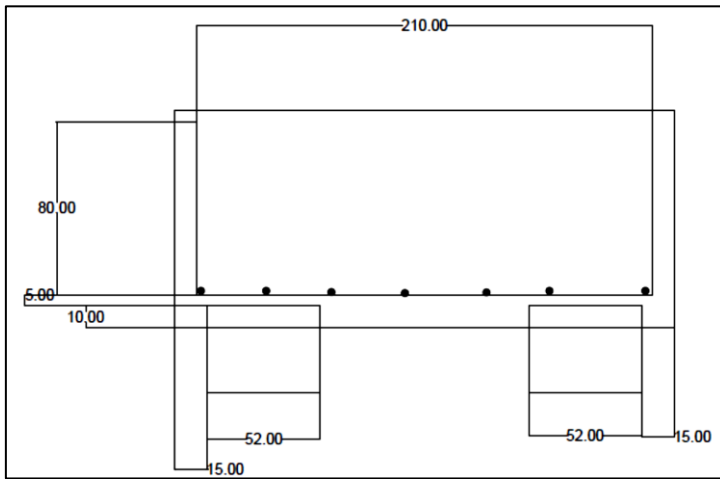
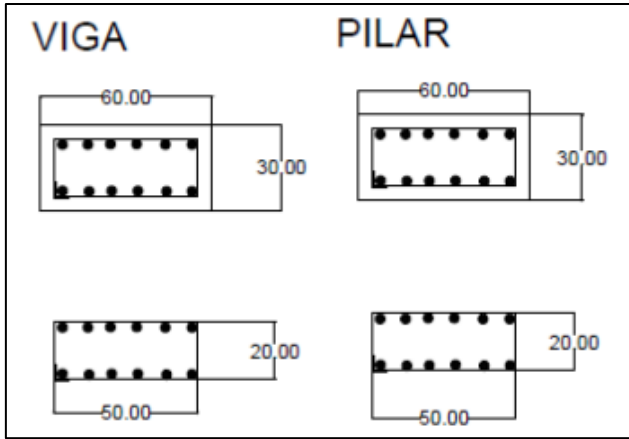
VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. 1 ed. São Paulo: MCgraw-Hill do Brasil, 1978. 509 p.

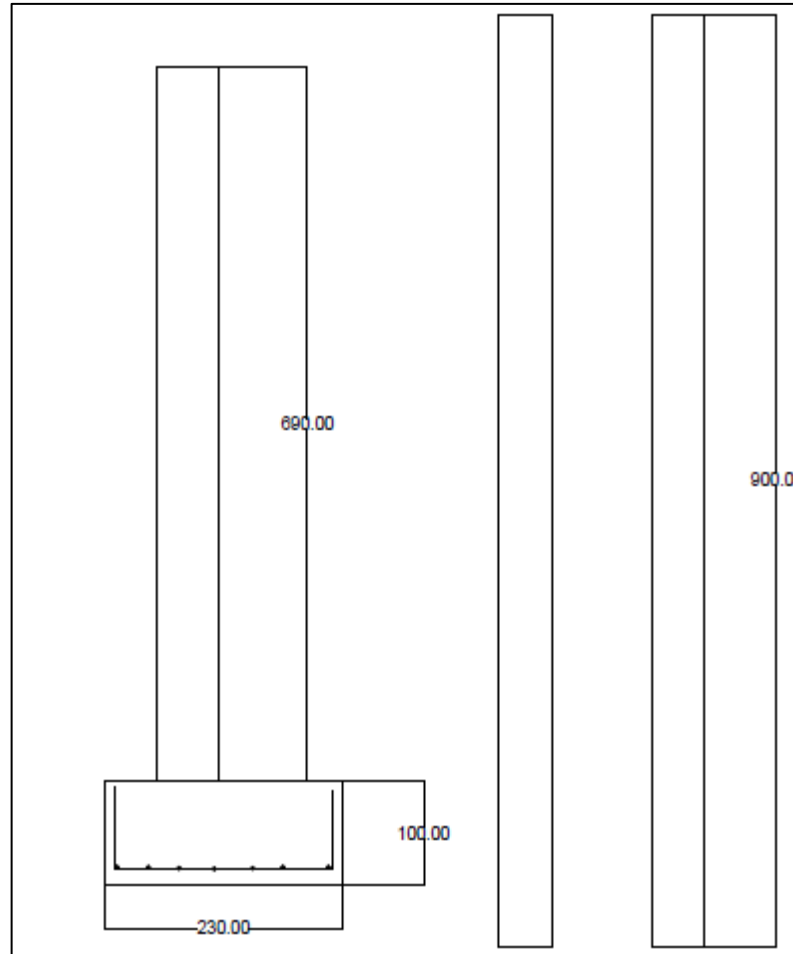
YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. *Fundações Teoria e Prática*, Cap. 17 – Tirantes, Editora Pini, 2ª ed. p. 603 a 640, 1998.

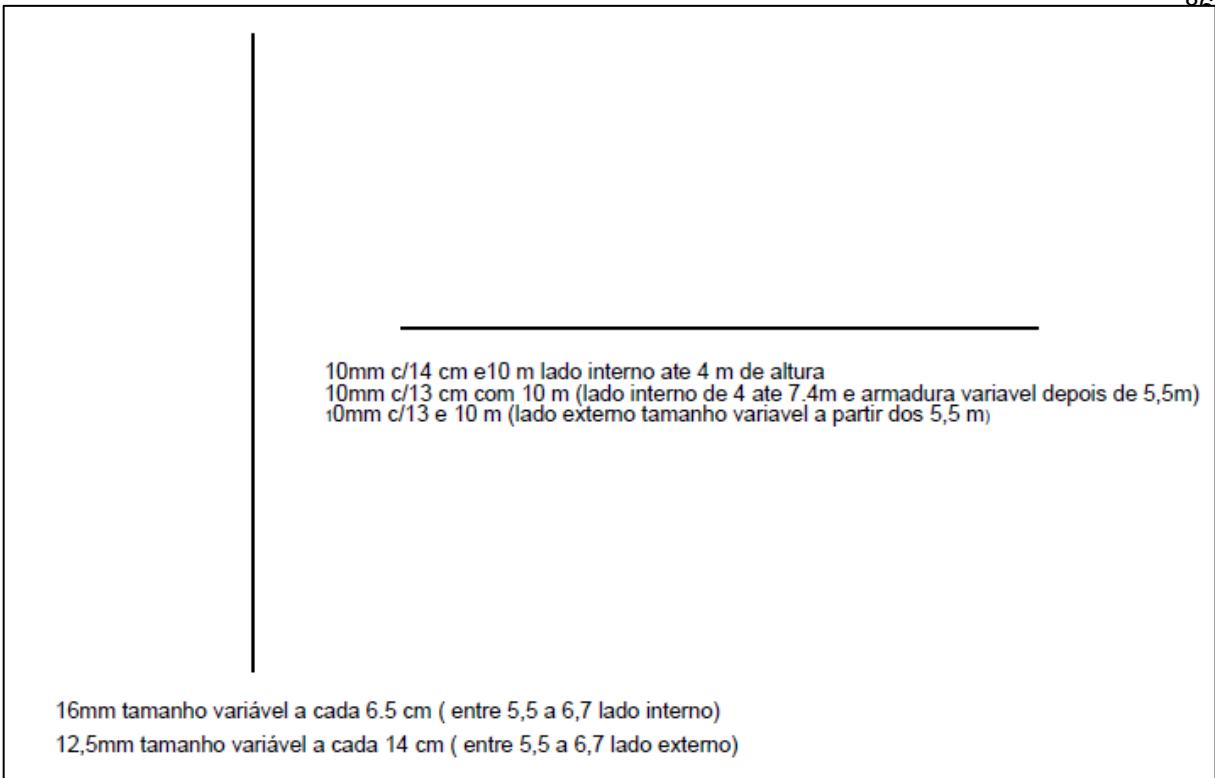
ANEXO A – BOLETIM DE SONDAAGEM

BOLETIM DE SONDAAGEM - SPT * NB - 12						FURO Nº:			
TRECHO:		BAIRRO NOVO ROSARIO		RODOVIA:		SP-01			
LOCAL: SANTO ANTONIO DO GRAMA - MG						ESTACA:			
				N.A.:		COTA:			
MURO DE CONTENÇÃO									
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS.* OU COMP.**	% RECUPER. Nº GOLPES			RECUPERAÇÃO 20 40 60 80 PENETRAÇÃO 10 20 30 40	N.A. (m)
7,30		ARGILA COLORAÇÃO VERMELHA		POUCO COMP.	1 2/15	3 15	4 15	7	
8,90		ARGILA COLORAÇÃO CINZA		CONS. MOLE*	2 15	2 15	3 15	5	
11,85		ARGILA ARENOSA COLORAÇÃO CINZA CLARA		CONS. MÉDIA*	3 15	2 15	2 15	4	
17,20		SILTE ARENOSO COLORAÇÃO AMARELA E CINZA		CONS. MOLE*	2 15	2 15	2 15	4	
		Impenetrável - Prossegue somente c/ Sonda Rotativa		MED. COMP.**	3 15	5 15	10 15	15	
				COMP.**	4 15	9 15	15 15	24	
					5 15	10 15	20 15	30	
					6 15	11 15	21 15	32	
					5 15	12 15	23 15	35	
					8 15		12 5	12/5	
OBS. 17,20m = IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR SPT / 17,21m = IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM . O FURO FECHOU EM 3,70m. ATÉ 3,70m FURO SECO.								30 cm INICIAIS	
								30 cm FINAIS	
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min. Profund. de Início (m) : 17,20	SOND. ROTATIVA	SOND. À PERCUSSÃO	
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Estagio 1 (cm) : 1,00	Ø	Amostrador : Ø I = 1 3/8 "	
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 2 (cm) : 0,00	Ø Revest. :	Ø E = 2 "	
3	--	--	Lavagem	1,45	17,20	Estagio 3 (cm) : 0,00		Ø Revestimento = 2 1/2 "	
									Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm

APÊNDICE A – DETALHAMENTO DO MURO DE BLOCO ARMADO







APÊNDICE B – DETALHAMENTO DO MURO DE CONCRETO ARMADO

- N1 154 barras de 16 c / 6.5 cm = 840
- N2 29 barras de 10 c / 14 cm = 1000
- N3 15 barras de 10 c / 13cm = 1000
- N4 72 barras de 12.5 c / 14 cm = 610
- N5 47 barras de 10 c / 13 cm = 1000
- N6 23 barras de 10 c / 17 cm = 1000

