



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LUIZ CÉSAR DE MORAIS PINTO
RAYANE CAMARGO PEREIRA COSTA**

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM
CONCRETO ARMADO COM SAPATA CORRIDA**

PUBLICAÇÃO Nº: 6

**GOIANÉSIA / GO
2020**



**LUIZ CÉSAR DE MORAIS PINTO
RAYANE CAMARGO PEREIRA COSTA**

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM
CONCRETO ARMADO COM SAPATA CORRIDA**

PUBLICAÇÃO Nº: 6

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

ORIENTADOR: IGOR CEZAR SILVA BRAGA

GOIANÉSIA / GO: 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

PINTO, LUIZ CESAR DE MORAIS,
COSTA, RAYANE CAMARGO PEREIRA.

Dimensionamento de Muro de Arrimo em Concreto Armado com Sapata Corrida, 2020 xi, 114P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 20).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. Obra de Contenção	2. Dimensionamento
3. Muro de Arrimo	4. Empuxo de terra
I. ENC/UNI	II. Dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado com sapata corrida

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PINTO, L. C. M.; COSTA, R. C. P. Dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado com sapata corrida. TCC, Publicação ENC. PF-001A/06, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia (FACEG), Goianésia, GO, 114p. 2020.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Luiz César de Moraes Pinto, Rayane Camargo Pereira Costa

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado com sapata corrida.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2020

É concedida à FACEG a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Luiz César de Moraes Pinto
Av. Contorno, 10703, São Cristóvão
76381-110 - Goianésia/GO – Brasil

Rayane Camargo Pereira Costa
Residencial Jardim Mariana, Bl 22, apto 401
76383-180 – Goianésia/GO – Brasil

**LUIZ CÉSAR DE MORAIS PINTO
RAYANE CAMARGO PEREIRA COSTA**

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM
CONCRETO ARMADO COM SAPATA CORRIDA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

APROVADO POR:

**IGOR CÉZAR SILVA BRAGA, mestre (FACEG)
(ORIENTADOR)**

**DANIELLY LUZ ARAÚJO MORAIS, mestre (FACEG)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ROBSON DE OLIVEIRA FÉLIX, mestre (FACEG)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: GOIANÉSIA/GO, 09 de junho de 2020.

*Dedico este trabalho:
aos meus pais, Joel e Dilzza;
e a minha irmã, Thamara.
Luiz César de Moraes Pinto*

*Dedico este trabalho;
Aos meus pais Virlene e Edvan,
Aos meus irmãos Dayane, Renato, e Bryan,
aos meus avós Marta e Valdemar,
ao Renato e Suely,
a todos meus familiares e amigos.
Rayane Camargo Pereira Costa*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais Dilzza e Joel que são a razão de eu ter chegado a este momento, sempre me apoiando e ajudando no que estava ao alcance deles. E, também à minha irmã que esteve sempre ao meu lado.

Agradeço as amigas que fiz durante a graduação, a Giovanna que desde o primeiro período esteve ao meu lado e não me deixou desistir, a Rayane que não me deixou pular da sacada fazendo os trabalhos da faculdade, inclusive esse presente trabalho e a minha amiga Ana Paula que sempre conseguia me alegrar com o seu jeito único.

Agradeço ao meu primeiro patrão na área de engenharia civil e agora amigo, Fernando, que me ensinou muito do que já sei sobre a prática e atuação do engenheiro civil. Pela sua paciência quando estava começando e sobre as dicas que nos foi passada no presente trabalho.

Agradeço ao Prof. Me. Igor César Silva Braga, orientador desse trabalho que me despertou o interesse pelo tema sugerido e pelo auxílio e disposição para o enriquecimento que foram fundamentais para o bom desenvolvimento deste trabalho. Tal como sua responsabilidade para com a docência e a Engenharia.

Agradeço ao Prof. Me. Eduardo Martins Toledo, professor da disciplina pela sua organização e empenho que nos auxiliou a entregar um trabalho mais limpo e bem feito.

Aos componentes da banca, escolhidos a dedo pela admiração como professores, e também como pessoas. Aos professores da instituição Faculdade Evangélica de Goianésia que me passaram todo o conhecimento, recursos e ferramentas necessários para estar apto a exercer a engenharia, em especial aos professores Igor, Danielly, Robson, Luana, Eduardo e Alexandre, aos quais serei sempre grato por todo o conhecimento transmitido.

Luiz César de Moraes Pinto

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus primeiramente, por ter me dado força e sabedoria para alcançar os meus objetivos, por sempre me amparar e me proteger em dias que pensei não conseguir mais.

Aos meus pais Virlene e Edvan por terem me ensinado desde cedo que o estudo seria o melhor caminho a seguir para minhas realizações pessoais e profissionais. Vocês sempre lutaram muito para conseguir me dar uma boa educação, me fazer ser uma pessoa humilde e de caráter.

Agradeço ao Renato meu padrasto por ter me apoiado juntamente com minha mãe em todas minhas escolhas, ter me amado e cuidado como se fosse sua filha de sangue.

Agradeço a minha vó Marta por sempre cuidar de mim e me ajudar em tudo que eu precisava para concluir meu curso.

Agradeço a Gabriela Santos, por ter abdicado de momentos ao meu lado para conclusão deste trabalho, e por acreditar em mim.

Agradeço a Brunna Fleury por me incentivar com suas palavras e me mostrar que eu poderia conseguir concluir essa etapa.

Agradeço ao meu amigo e companheiro desse trabalho, Luiz César, pela paciência, compreensão, e todo apoio durante esses anos.

A minhas amigas de faculdade Giovanna Lyssa e Ana Paula, agradeço pela companhia e a amizade durante todo esse tempo.

Agradeço ao Prof. Me. Igor César Silva Braga, orientador desse trabalho, por ser um exemplo de docente para mim, por toda paciência, contribuição, e disponibilidade para o melhoramento deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Me. Eduardo Toledo, professor da disciplina por suas correções e auxílio em cada etapa desse projeto.

Aos componentes da banca e aos professores da instituição Faculdade Evangélica de Goianésia, que passaram todo o conhecimento necessário para tornar meu sonho de ser engenheira civil em realidade.

A todos meu Muito Obrigada!

Rayane Camargo Pereira Costa

“Só sei que nada sei.”
Sócrates.

RESUMO

Os muros de contenção garantem a estabilidade do terreno, impedindo que o mesmo venha a desmoronar. São divididos em duas categorias sendo os muros de peso e os muros de concreto armado. O objetivo desse estudo foi dimensionar um muro de arrimo em concreto armado, utilizando dados fictícios do solo do terreno contemplando todas as fases que envolvem o projeto de muro de arrimo, e sua respectiva fundação. Dois métodos de determinação de empuxo foram utilizados, sendo o método de Coulomb e o método de Rankine, adotou-se o de Coulomb para continuidade do dimensionamento devido a teoria de Rankine ser mais conservadora que a teoria de Coulomb, e a mesma ser mais viável economicamente se tratando do estudo em questão. Determinar o empuxo se fez necessário, para obter-se uma análise do esforço exercido pela terra contra o muro. Para garantir a segurança de todo o conjunto foi determinado à estabilidade quanto a tombamentos, deslizamentos e verificação da capacidade de suporte do solo. Sucessivamente são determinados os esforços solicitantes que são divididos em dois elementos, o tardo, e a sapata, é indicado para determinação dos mesmos executar o cálculo de metro em metro. A partir dos valores obtidos no cálculo dos esforços foi possível determinar os diagramas de momento fletor e esforço cortante. Ao obter os esforços solicitantes na estrutura foram dimensionadas as armaduras, sendo a armadura principal e a armadura simples. Na determinação da armadura do muro foi calculado considerando o topo a uma distância de 1 metro até 4 metros do topo do muro. Todas as verificações foram atendidas exceto a verificação de rigidez da sapata, que mostrou se tratar de uma sapata flexível. Esse comportamento da sapata é caracterizado pelo trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível considerar tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata.

Palavras-chave: Contenção; Engenharia Civil; Estruturas; Geotecnia; Concreto; Fundação.

ABSTRACT

The retaining walls guarantee the stability of the land, preventing it from collapse. They are divided into two categories: weight walls and reinforced concrete walls. The objective of this study was to design a reinforced concrete retaining wall, using fictitious data covering all the phases that involve the retaining wall project, and its respective foundation. Two methods of determining buoyancy were calculated, the Coulomb method and the Rankine method, Coulomb's was adopted for design continuity because Rankine's theory is more conservative than Coulomb's theory, and it is more viable economically when it comes to the study in question. Determining the thrust was necessary to obtain an analysis of the effort exerted by the land against the wall. In order to guarantee the safety of the entire set, stability was determined as regards tipping, landslides and verification of the soil's carrying capacity. Subsequently, the requesting efforts are determined and divided into two elements, the back, and the shoe, it is indicated to determine the same to perform the calculation from meter to meter. From the values obtained in the effort calculation, it was possible to determine the bending moment and shear stress diagrams. When obtaining the stresses on the structure, the reinforcements were dimensioned, being the main reinforcement and the simple reinforcement. In determining the reinforcement of the wall it was calculated considering the top at a distance of 1 meter to 4 meters from the top of the wall. All checks were met except the shoe stiffness check, which proved to be a flexible shoe. This behavior of the shoe is characterized by flexion work in both directions, and it is not possible to consider traction in flexion evenly distributed in the corresponding width of the shoe.

Keywords: Containment, Civil Engineering, structures, geotechnics, concrete, foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Muro de arrimo de concreto armado.....	2
Figura 2.1 – Muro de arrimo tipo gravidade de concreto ciclópico.....	6
Figura 2.2 – Muro de arrimo tipo gravidade de pedra seca.....	7
Figura 2.3 – Muro de arrimo tipo gravidade de pedra argamassada.....	8
Figura 2.4 – Gabião.....	9
Figura 2.5 – Muro tipo “Crib Wall”.....	10
Figura 2.6 – Muro de arrimo em concreto armado com laje intermediária.....	11
Figura 2.7 – Detalhes de muros atirantados.....	11
Figura 2.8 – Muro de arrimo perfil L com dente de ancoragem.....	12
Figura 2.9 – Muro de concreto armado com contrafortes e vigas intermediárias.....	13
Figura 2.10 – Escoramento berlinense.	15
Figura 2.11 – Detalhes construtivos da Terra Armada.....	17
Figura 2.12 – Detalhe dos grampos.....	17
Figura 2.13 – Lançamento convencional do concreto no talude.....	18
Figura 2.14 – Esquema sequencial de execução do “jet grouting”.	19
Figura 2.15 – Movimento da parede devido as 3 categorias de empuxo.	21
Figura 2.16 – Exemplo de obra com empuxo passivo (atirantamento de encosta).....	22
Figura 2.17 – Exemplo de obra com empuxo ativo (muro de gravidade).....	23
Figura 2.18 – Considerações de Rankine para empuxo ativo.	25
Figura 2.19 – Considerações de Rankine para empuxo passivo.	25
Figura 2.20 – Esquema de cargas e inclinações para cálculo de empuxo.....	27
Figura 2.21 – Considerações de Coulomb para o empuxo ativo.....	29
Figura 2.22 – Considerações de Coulomb para o empuxo passivo.....	29
Figura 2.23 – Ponto de aplicação do empuxo em terrapleno sem sobrecarga.....	31
Figura 2.24 – Pré-dimensionamento de acordo com Huntington.....	32
Figura 2.25 – Pré-dimensionamento segundo Marchetti, sapata sem inclinação.....	33
Figura 2.26 – Pré-dimensionamento segundo Marchetti, sapata com inclinação.	33
Figura 2.27 – Pré-dimensionamento proposto por Moliterno.	35
Figura 2.28 – Tendência de deslizamento e tombamento do muro.....	36
Figura 2.29 – Tendência de ruptura de solo da fundação.....	36
Figura 2.30 – Ações verticais e horizontais do muro de arrimo.....	37
Figura 2.31 – Dentes de ancoragem.	41

Figura 2.32 – Centro de pressão e excentricidade.....	42
Figura 2.33 – Tensões atuantes no solo.	44
Figura 2.34 – Distribuição dos carregamentos solicitantes no muro.....	45
Figura 2.35 – Carregamento solicitantes na sapata	46
Figura 2.36 – Condição de engastamento na sapata.....	47
Figura 2.37 – Sistema de drenagem convencional de muros em concreto armado.....	49
Figura 2.38 – Drenagem com areia grossa envolvida em manta de fios de poliéster	50
Figura 3.1 – Medidas consideradas para o Pré-dimensionamento do muro.....	57
Figura 3.2 – Distribuição de carregamentos no tardo.....	60
Figura 3.3 – Carregamentos na sapata.....	62
Figura 3.4 – Somatório dos carregamentos na sapata	62
Figura 3.5 – Diagrama de momento fletor e esforço cortante da ponta da sapata, respectivamente.	63
Figura 3.6 – Diagrama de momento fletor e esforço cortante do talão da sapata, respectivamente.	63
Figura 4.1 – Pré-dimensionamento do muro de arrimo.	65
Figura 4.2 – Tensão atuante no solo e ponto de aplicação da resultante normal.	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de K_a e K_p para os diferentes valores de ϕ	26
Tabela 3.1 – Parâmetros do solo considerado para dimensionamento do muro.....	56
Tabela 3.2 – Comparação de resultados de Coloumb e Rankine.	59
Tabela 3.3 – Determinação de momento fletor e esforço cortante ao longo do muro.....	61
Tabela 3.4 – Carregamento na sapata.	61
Tabela 3.5 – Esforços cortantes e momentos fletores máximos na sapata	62
Tabela 4.1 – Dimensões da sapata.....	65
Tabela 4.2 – Cargas verticais.....	66
Tabela 4.3 – Braços de alavanca.....	66
Tabela 4.4 – Verificação quanto à excentricidade.....	68
Tabela 4.5 – Determinação de armadura do muro.....	70
Tabela 4.6 – Especificações da armadura principal do muro	70
Tabela 4.7 – Determinação de armadura da sapata	71
Tabela 4.8 – Especificações da armadura principal da sapata.....	72

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Notas Técnicas

FACEG – Faculdade Evangélica de Goianésia

NBR – Norma Brasileira de Regulamentação

LISTA DE SÍMBOLOS

b_s	Espessura da sapata.
$C_{m\acute{a}x}$	Esforço cortante máximo.
d_p	Espessura do parapeito de alvenaria.
d_i	Dimensão da base do tardoz.
d_0	Dimensão do topo no muro.
e	Excentricidade.
E_a	Empuxo ativo.
E_0	Empuxo no repouso.
E_p	Empuxo passivo.
ε_1	Coefficiente de segurança quanto ao deslizamento.
ε_2	Coefficiente de segurança quanto ao tombamento.
F_a	Força de atrito.
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto.
$f_{ct,m}$	Resistência à tração direta.
f_{bd}	Resistência de aderência de cálculo da armadura passiva.
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo.
G_s	Peso da sapata.
G_T	Peso da terra sobre o talão da sapata.
G_M	Peso do muro.
G_0	Peso do parapeito de alvenaria.
g_M	Braço de alavanca do muro.
g_0	Braço de alavanca do parapeito de alvenaria.
g_T	Braço de alavanca do parapeito de alvenaria.
h_p	Altura do parapeito de alvenaria.
h_0	Altura equivalente de terra da sobrecarga.
K_a	Coefficiente de empuxo ativo.
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso.
K_p	Coefficiente de empuxo passivo.
M_e	Momento atuante.
$M_{m\acute{a}x}$	Momento fletor máximo.
M_i	Momento resistente.

N	Componente normal.
P_i	Carregamento devido à carga de terra.
P_s	Carregamento devido à sobrecarga.
ρ_{\min}	Taxa mínima de armadura.
r	Dimensão da ponta da sapata.
δ	Ângulo de atrito entre a parede e o solo.
τ_{Rd}	Tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento.
T	Componente tangencial.
t	Dimensão do talão da sapata.
u	Posição do centro de pressão.
μ	Coefficiente de atrito solo-concreto.
V_{sd}	Força cortante de cálculo.
V_{Rd1}	Força resistente de projeto ao cisalhamento.
w_k	Valor característico da abertura das fissuras
γ_a	Peso específico da água.
γ_{conc}	Peso específico do concreto.
γ	Peso específico do solo.
γ_b	Peso específico dos blocos cerâmicos.
y'	Braço do empuxo.
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto.
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência do aço.
γ_n	Coefficiente de ajuste, devido a ocorrência de desvios relativos na construção.
φ	Ângulo de atrito interno do solo.
α	Ângulo formado pela parte externa do muro e a superfície do terreno.
\varnothing'	Parâmetro relativo a tensões efetivas (ângulo de atrito drenado).
σ_h	Tensão horizontal.
σ_{\max}	Tensão máxima.
σ_{\min}	Tensão mínima.
σ_v	Tensão vertical.

SUMÁRIO

RESUMO.....	ix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	2
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 Objetivo Geral.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos	3
2 REVISÃO DE LITERATURA (REVISÃO BIBLIOGRAFICA).....	4
3 METODOLOGIA.....	56
3.1 MÉTODOS PARA A EXECUÇÃO DO MURO DE ARRIMO	57
3.2 CÁLCULO DO EMPUXO DE TERRA.....	58
3.2.1 Método de Rankine	58
3.2.2 Método de Coulomb	59
3.3 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS.....	60
3.3.1 Esforços solicitantes na sapata.....	61
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	64
4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MURO.....	64
4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SAPATA.....	64
4.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CONJUNTO	65
4.3.1 Verificação da segurança ao tombamento	67
4.3.2 Verificação da segurança ao deslizamento	67
4.3.3 Verificação da capacidade suporte do solo.....	68
4.4 DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS RESISTENTES.....	69
4.4.1 Armação do muro	69
4.4.2 Armação da sapata	71
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	74
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	76

1 INTRODUÇÃO

Em obras geotécnicas onde há a presença de solos instáveis e de uma verticalização de encostas de solo, se faz necessário a execução de uma contenção ou movimentação de terra, com a função de promover estabilidade de maciços de terra contra a ruptura (ANDRADE et al., 2013).

De acordo com Luiz (2014), as estruturas de contenção abrangem vários métodos podendo destacar, muros, cortinas ancoradas e solos grampeados. “A escolha do tipo de contenção a ser executada depende do estudo de viabilidade de projeto e execução.” (CORREA, 2017). Onde são feitas análises comparativas da obra de contenção mais viável, para sustentar o corte ou aterro em questão.

As obras de contenção têm a finalidade de combater as tensões e empuxos gerados por um maciço que teve suas condições de equilíbrio alteradas. Para a determinação desses esforços solicitantes da pressão do solo, deve-se calcular o empuxo de terra. Dentre os métodos utilizados, podemos destacar os desenvolvidos por Coulomb e Rankine (MOLITERNO, 1994).

Para se equilibrar a resultante lateral das pressões que provocam o empuxo de terra, torna-se necessário fazer com que as cargas verticais sejam pelo menos iguais ao dobro da grandeza do empuxo. Isto somente poderá ser obtido, em se tratando de muro de arrimo [...]. (MOLITERNO, 1994, p.24).

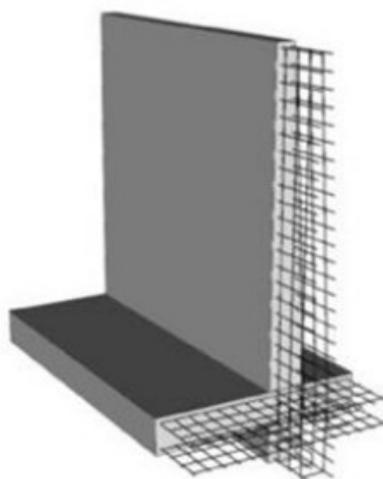
Muros são estruturas de contenção que garantem a estabilidade, basicamente, a partir do seu peso próprio, em alguns casos há também resistência pelas armaduras. Geralmente, esse tipo de solução é utilizado para conter pequenos ou médios desníveis, inferiores a cerca de 5 metros (GERSCOVICH, 2017).

Os muros podem ser divididos em duas categorias a primeira conhecida por muro de peso que pode ser construído para conter desníveis pequenos em alvenaria de pedras, concreto ciclópico, solo-reforçado ou gabiões. Na segunda categoria temos os muros de concreto armado, como mostra a Figura 1.1, que podem ser com ou sem contrafortes e com ou sem ancoragem, conhecido como muro de flexão (LUIZ, 2014).

No dimensionamento de um muro de arrimo deve-se levar em consideração as forças exercidas sobre a estrutura (GOMES; LIMA, 2018). A força que age na horizontal empurra o solo na direção do muro, caso o solo sofra alguma saturação e não haja um processo de drenagem apropriado, a pressão gerada pela tensão normal, se soma com o empuxo de terra aumentando sua solicitação (DOMINGUES, 1997). Afim de diminuir os esforços solicitantes

na estrutura calculada, deve ser elaborado um projeto de drenagem para a obra de contenção conforme as normas vigentes.

Figura 1.1 – Muro de arrimo de concreto armado.



Fonte: SOUZA, 2015.

1.1 JUSTIFICATIVA

Devido ao desnível dos terrenos, projetos arquitetônicos cada vez mais arrojados e a necessidade de se aproveitar os espaços, as obras de contenção se tornam imprescindíveis para atender tais necessidades.

“A construção de um muro de arrimo, representa sempre um elevado ônus no orçamento total de uma estrutura de uma obra.” (MOLITERNO, 1994, p. 1). Considerando os custos e à favor da segurança é necessário que tal profissional possua um conhecimento em mecânica dos solos, fundações e concreto armado seguindo os parâmetros estabelecidos pelas normas vigentes, bem como, avaliação de diferentes literaturas que tratam a respeito e observação de obras com as mesmas características.

Nos últimos anos vêm aumentando os acidentes em estruturas de contenção devido ao seu mau dimensionamento (CORREA, 2017). Convém mencionar que o mau dimensionamento traz um custo superior ao estimado, assim para executar o muro de arrimo em concreto armado, de forma segura e precisa, esse trabalho se justifica.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo o dimensionamento e análise de muro de arrimo em concreto armado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar e caracterizar algumas obras de contenção existentes, com ênfase nos muros de arrimo em concreto armado;
- Apresentar os métodos de Rankine e Coulomb na determinação do empuxo, de maneira a utilizar o mais favorável para o cálculo dos esforços solicitantes;
- Dimensionar geometricamente e estruturalmente um muro de arrimo, em conjunto com seu sistema de drenagem e fundação;
- Especificar as armaduras do muro de arrimo dimensionado.

2 REVISÃO DE LITERATURA (REVISÃO BIBLIOGRÁFICA)

2.1 OBRAS DE CONTENÇÃO

As obras de contenção têm a finalidade de fornecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha, tais estruturas fornecem suporte para estes maciços e evitam escorregamentos devido a carregamentos externos ou pelo seu peso próprio (PEREIRA, 2019).

Segundo Moliterno (1994), se faz necessário antes da implantação de uma obra de contenção, a verificação da ocorrência de movimentos lentos da encosta, que pode ser percebida pela inclinação das árvores, fissuração da superfície e ruptura de canalizações.

De acordo com Ranzini e Negro Jr. (1998), as contenções são estruturas nas quais o projeto depende de cargas geradas por ações de deslocamentos. As obras de contenção se fazem necessárias quando não é possível manter uma diferença de nível da superfície apenas com taludes devido à necessidade de se aproveitar os espaços. Tais obras tornam os locais em questão suficientemente planos, e garante por sua vez a utilização para construções e a segurança de obras em encostas.

Para Medeiros (2005), a contenção de um maciço é feita pela introdução de uma estrutura ou elementos estruturais compostos que possuem uma rigidez diferente da encontrada no terreno onde serão implantados. As estruturas de contenção podem ser subdivididas em muros, escoramentos, cortinas e reforços do terreno, cada qual com sua viabilidade e recomendação para cada tipo de problema de estabilidade de um maciço terroso.

Os muros são estruturas corridas, formadas por uma parede perpendicular ao solo ou quase, apoiada sob a fundação, seja ela superficial ou profunda, podendo ser constituídos de alvenaria ou concreto (simples ou armado) (ROSSI, 2016). Os escoramentos são estruturas provisórias que tem a finalidade de possibilitar a construção de outras obras, são usados comumente em obras de túneis, por exemplo. As cortinas são estruturas de contenção ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, sua principal característica é a pequena deslocabilidade que esse tipo de obra apresenta.

A seguir, serão descritos os principais tipos de muros, escoramentos e reforços de terra, bem como, seus detalhes construtivos e especificações.

2.2 MUROS

De acordo com Moliterno (1994), para equilibrar as pressões que provocam o empuxo de terra, as cargas verticais devem ser pelo menos o dobro do valor do empuxo. Em muros de arrimo isso se torna possível devido ao peso próprio da estrutura ou por parte do peso próprio da terra.

2.2.1 Muros De Peso

São utilizados geralmente onde o solo tem boa capacidade de suporte, o seu peso próprio é responsável por manter sua estabilidade opondo-se aos empuxos horizontais (RANZINI; NEGRO JR., 1998).

Ranzini e Negro Jr. (1998), dizem que antes da execução desse tipo de estrutura deve-se avaliar o espaço disponível, pois sua seção transversal é cerca de 40 % da sua altura. Por serem estruturas pesadas é necessária uma avaliação prévia da capacidade de suporte do solo para sua execução, a fim de, resistir às tensões máximas na fundação.

Para o dimensionamento de um muro de arrimo por gravidade o projetista deve preocupar-se em eliminar as tensões de tração e garantir a resistência contra as ações laterais.

De acordo com Domingues (1997), os muros de gravidade podem ser projetados em três perfis básicos, são eles, retangular, trapezoidal e escalonado.

Segundo Ranzini e Negro Jr. (1998), esse tipo de estrutura é utilizado em geral para conter desníveis inferiores a 5 metros. Podem ser construídos de concreto simples, ciclópico ou com pedras, argamassadas ou não.

2.2.1.1 Muros De Concreto Ciclópico

Vieira Junior (2014), diz que tais muros são constituídos de concreto simples e concreto ciclópico, que nada mais são que agregados de grandes dimensões. Sua execução consiste em preenchimento de forma com concreto e rochas de variadas dimensões, devido a sua impermeabilidade é imprescindível um sistema de drenagem capaz de garantir a segurança da estrutura, tais sistemas devem ser locados de modo a diminuir o impacto visual devido às manchas que o fluxo de água causa na parte frontal do muro.

Segundo Moliterno (1994), para o cálculo inicial de dimensionamento de um muro de concreto ciclópico deve-se adotar a base como sendo 30% da altura em perfil retangular.

Devido a sua seção transversal, usualmente trapezoidal, esse muro apresenta uma significativa economia de material (VIEIRA JUNIOR, 2014).

Para garantir a economia desse tipo de estrutura podem-se adotar faces inclinadas ou com degraus. Na Figura 2.1 podemos observar a ilustração desse tipo de muro de gravidade com seu devido sistema de drenagem.

Figura 2.1 - Muro de arrimo tipo gravidade de concreto ciclópico.



Fonte: vaicomtudo, 2015.

2.2.1.2 Muros De Pedra Seca

De acordo com Leite (2011), o muro é constituído de pedras dispostas manualmente, sua resistência resulta do imbricamento dos blocos de pedra. Possuem um baixo custo de execução, principalmente quando as pedras utilizadas são encontradas no local da obra.

O processo executivo desse tipo de estrutura é simples, visto que dispensa um sistema de drenagem, pois o material do muro é auto drenante. Para garantir a estabilidade do

conjunto é necessário que as pedras possuam dimensões regulares, causando assim um valor do atrito menor entre as pedras (GERSCOVICH, 2010).

São recomendados para alturas de até 2 metros. Sua base deve ser apoiada abaixo do nível da superfície para que se reduza o risco de ruptura por deslizamento no contato muro-fundação e deve ter dimensões mínimas de 0,5 a 1 metro (CARVALHO, 1991). A Figura 2.2 ilustra esse tipo de estrutura de contenção.

Figura 2.2 - Muro de arrimo tipo gravidade de pedra seca.



Fonte: HOMETEKKA, 2014.

2.2.1.3 Muros De Pedra Argamassada

Segundo Leite (2011), esse tipo de estrutura é semelhante aos muros de pedra seca, sendo que os vazios são preenchidos com argamassa composto de cimento, areia e água, neste caso podem ser utilizadas pedras de dimensões variadas. O rejuntamento das pedras de dimensões distintas confere mais rigidez ao muro, podendo ser utilizados para contenção de maciços de até 3 metros de altura.

Segundo Carvalho (1991), é necessário implantar sistemas de drenagem usuais para muros impermeáveis, tais como tubos barbacãs e drenos de areia ou geossintético no tardoz. A Figura 2.3 representa esse tipo de contenção.

Figura 2.3 - Muro de arrimo tipo gravidade de pedra argamassada.



Fonte: CYPE Ingenieros, S.A., 2019.

2.2.1.4 Muros De Gabião

De acordo com Ranzini e Negro Jr. (1998), são muros de gravidade constituídos por “gaiolas” metálicas de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção, preenchidas com pedras cujos diâmetros mínimos devem ser superiores a abertura da malha da estrutura.

Para Barros (2005 *apud* LEITE, 2011) as principais características desse tipo de estrutura são a flexibilidade e a permeabilidade, portanto se acomodam aos recalques diferenciais e não se faz necessário a utilização de sistemas de drenagens.

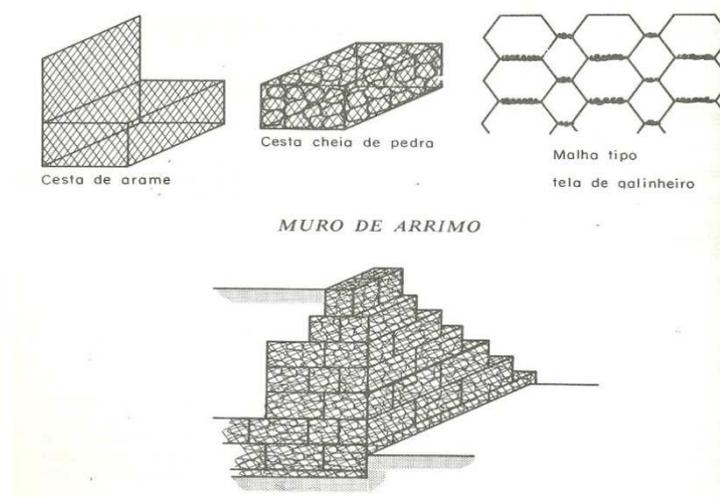
São utilizados principalmente em obras de proteção a margens de cursos d’água, obras de emergência e controle de erosões.

A rede metálica que compõe os gabhões possui alta resistência mecânica. Domingues (1997), diz que se durante a vida útil da obra ocorra uma corrosão da tela pode-se realizar um jateamento de argamassa no local, tornando o conjunto em um muro de concreto ciclópico.

Podem ser encontrados de três formas, são elas, gabião tipo caixa que possui forma de paralelepípedo, gabião tipo saco que possui forma cilíndrica e serve de apoio para a

estrutura e gabião tipo manta que tem a forma de paralelepípedo, porém, diferencia-se do gabião tipo caixa por possuírem grande área e pequena espessura, tem como principal funcionalidade atuarem como revestimento flexível de margens e fundos de cursos d'água, não havendo necessidade de dimensionar um sistema de drenagem por ser um sistema autodrenante. A Figura 2.4 representa esse tipo de arrimo de gravidade (ROSSI, 2016).

Figura 2.4 – Gabião.



Fonte: MOLITERNO, 1994.

2.2.2 Muros de Flexão

De acordo com Gomes e Lima (2018) "Muros de flexão na sua grande maioria são compostos de concreto armado, pois estão sobre influências de cargas verticais, cargas horizontais e momentos". Convém ressaltar que muros em concreto armado tendem a ser antieconômicos para alturas acima de 5 a 7m.

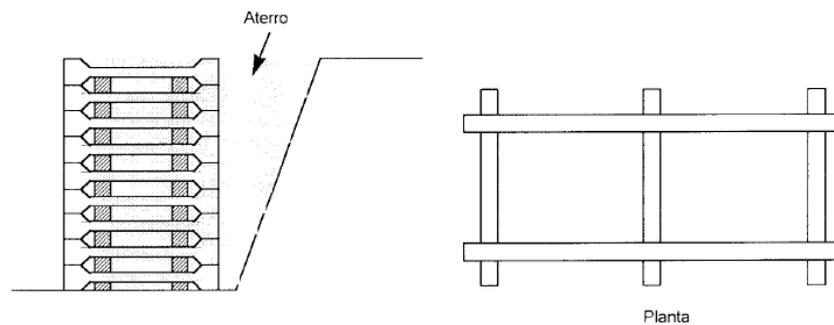
2.2.2.1 "Crib Walls"

Para Leite (2011) esse tipo de estrutura é formado por elementos pré-moldados de concreto armado, aço ou madeira. São conhecidos como muro em forma de "fogueira", devido a sua forma de montagem que se assemelha, suas peças são justapostas e interligadas longitudinalmente, seu espaço interno é preenchido de preferência com material granular graúdo devidamente compactado provocando assim o equilíbrio do sistema.

Para Domingues (1997), esse tipo de estrutura pode ser bastante deformável e apresenta como maior restrição à estética.

Os “*crib walls*” são estruturas capazes de se acomodar a recalques das fundações, e geralmente são utilizados na construção de aterros em encostas bastante íngremes e pouco estáveis, podem atingir alturas de até 20 metros. Deve ser provido de filtro na interface entre o *crib-wall* e o aterro para evitar a perda de materiais (CARVALHO, 1991). A Figura 2.5 ilustra esse tipo de contenção.

Figura 2.5 - Muro tipo “Crib wall”.



Fonte: DOMINGUES, 1997.

2.2.2.2 Muros De Concreto Armado Sem Contrafortes

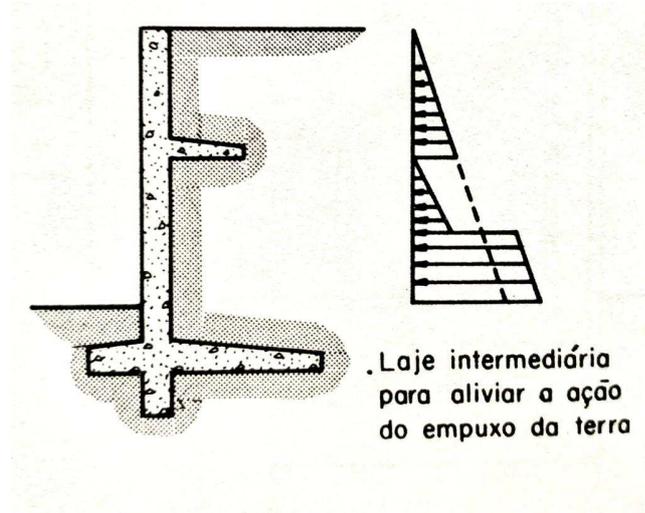
Segundo Leite (2011), por serem estruturas que resistem aos empuxos de terra por flexão devido às armaduras são também conhecidos como muros de flexão. São estruturas esbeltas com seção transversal em forma de “L” ou “T” que é o perfil clássico, e consequentemente o mais usual, pois apresenta maior estabilidade que o perfil “L” devido a aspectos construtivos, e com isso, podem ser usados para maiores alturas.

Para garantia da estabilidade esse tipo de estrutura conta com o peso próprio e por parte do peso de uma porção de solo sobre uma sapata enterrada. Segundo Domingues (1997), para qualquer comprimento de muro desse tipo de estrutura o dimensionamento é feito para faixa de 1 metro. Dependendo das características do solo da fundação esse tipo de estrutura pode ser apoiada em sapatas e estacas verticais ou inclinadas.

Os muros de arrimo de concreto armado sem contrafortes podem apresentar também em alguns casos, perfis especiais que são projetados com lajes intermediárias (Figura 2.6) a fim de aliviar os empuxos de terra na parte interna do muro e em outros casos podem ser projetados com auxílio de tirantes fixados a uma placa de ancoragem que por sua vez está fixa a uma rocha ou solo resistente evitando o seu deslocamento (Figura 2.7).

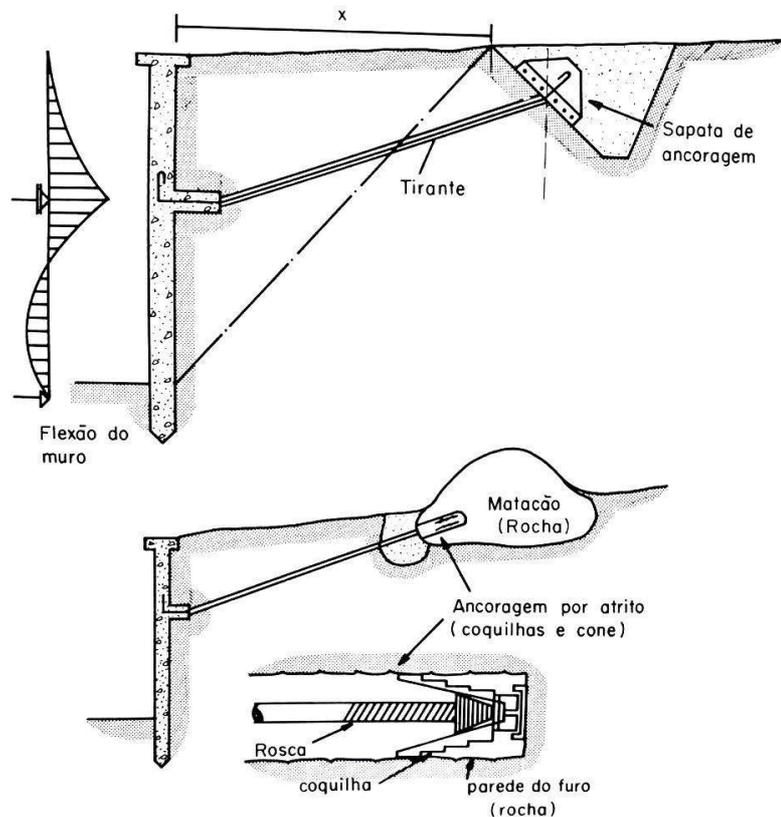
Moliterno (1994) afirma que, os muros de arrimo que são projetados com lajes intermediárias podem ser utilizados para alturas entre 2,00 m e 4,00 m, e os muros atirantados podem atingir alturas de 4,00 a 6,00 m.

Figura 2.6 - Muro de arrimo em concreto armado com laje intermediária.



Fonte: MOLITERNO, 1994.

Figura 2.7 - Detalhes de muros atirantados.

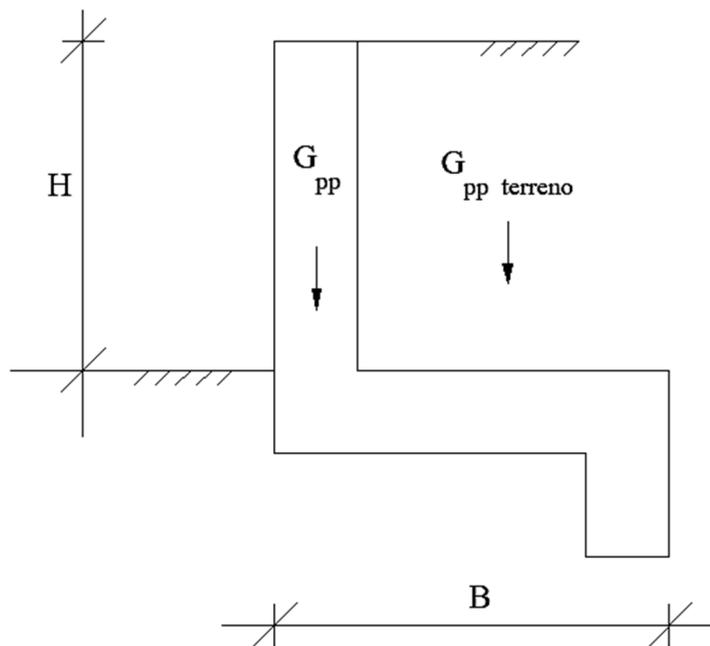


Fonte: MOLITERNO, 1994.

2.2.2.3 Muro De Concreto Armado Com Perfil L

De acordo com Moliterno (1994), o muro de concreto armado com perfil L deve ser utilizado para alturas até 2 metros. Para aumentar a estabilidade do conjunto é usual acrescentar um detalhe construtivo, que é o dente de ancoragem, que aumenta a resistência ao escorregamento. A Figura 2.8 ilustra esse tipo de muro.

Figura 2.8 - Muro de arrimo perfil L com dente de ancoragem.



Fonte: DOMINGUES, 1997 (adaptado, 2020).

2.2.2.4 Muros De Concreto Armado Com Contrafortes

Possuem elementos verticais de maior porte que são chamados de contrafortes ou gigantes que podem ser construídos no lado externo da estrutura ou embutidos no terrapleno. Para Moliterno (1994), esses elementos resistem à flexão pelo engastamento na sapata, o parâmetro desse tipo de muro é formado por uma laje vertical calculada como contínua que se apoia nos contrafortes.

Moliterno (1994), diz que esse tipo de estrutura se diferencia em casos em que o solo de apoio da fundação exige o emprego de estacas ou tubulões, embora nada impeça o emprego para alturas entre 4,00 m e 7,00 m como uma solução economicamente vantajosa com a execução de fundação direta.

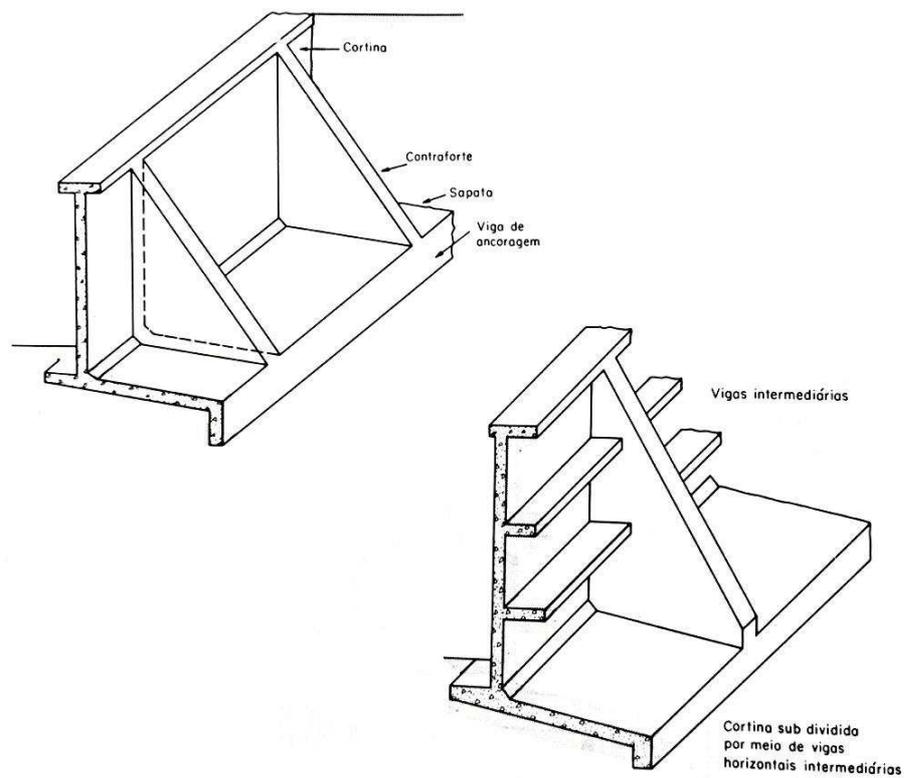
A estrutura é dimensionada levando em consideração os momentos fletores gerados pelo peso próprio da laje e dos contrafortes, bem como, os empuxos de terra (MOLITERNO, 1994).

De acordo com Domingues (1997), o uso de elemento de ancoragem para esse tipo de estrutura só se faz necessário quando há o risco de escorregamento por ser pequeno o atrito do solo com a face inferior da sapata.

Moliterno (1994), esclarece que para esse tipo de estrutura apoiado em fundação direta o solo deve ter capacidade mínima na faixa de 2 kgf/cm², para que seja econômica se comparada com outras alternativas como cortinas atirantadas e fundações sobre estacas.

Xavier (2011), diz que para diminuir o momento na base do muro e apresentar maior rigidez são projetadas vigas intermediárias, que são vigas horizontais consideradas contínuas que em aspectos construtivos dividem as porções de terra que geram o empuxo em duas ou mais partes. A Figura 2.9 demonstra os muros de concreto armado com contrafortes e vigas intermediárias.

Figura 2.9 - Muros de concreto armado com contrafortes e vigas intermediárias.



Fonte: MOLITERNO, 1994.

2.3 ESCORAMENTOS

De acordo com Neiva et al. (2014)

Os escoramentos são estruturas provisórias executadas para possibilitar a construção de outras obras, sendo mais comumente utilizadas para permitir a execução de obras enterradas ou o assentamento de tubulações embutidas no terreno. De um modo geral, os escoramentos são compostos pelos seguintes elementos: paredes, longarinas, estroncas e tirantes.

2.3.1 Escoramentos De Madeira

São mais comumente usados para contenção de paredes de valas que se destinam ao assentamento de tubulações de água ou esgoto, não são recomendados para profundidades superiores a 4,00 m (RANZINI; NEGRO JR., 1998).

Esse tipo de escoramento pode ser construído em pranchas verticais ou horizontais, no caso de pranchas verticais são comumente utilizados para o escoramento de valas, são cravadas à medida que a escavação avança, quando se atinge determinada altura em que as pranchas não resistem mais as pressões laterais exercidas pelo maciço são utilizadas longarinas. No caso de pranchas horizontais são principalmente utilizadas para escoramentos tipo berlinense, encaixadas entre as abas de perfis “I” metálicos verticais (RANZINI; NEGRO JR., 1998).

2.3.2 Escoramento Metálico-Madeira

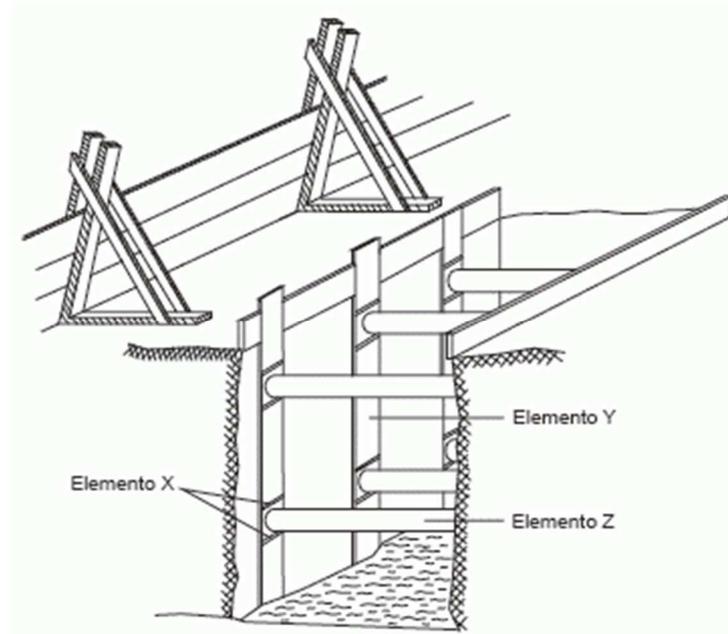
Para Ranzini e Negro Jr. (1998) são constituídos de perfis metálicos verticais “I”, cravados nas faces laterais da vala antes do início da escavação, abertura da vale é feita até atingir certa profundidade para que possam ser contidos os perfis metálicos funcionando em balanço, e as pranchas horizontais encaixadas em suas abas. Conforme observado na Figura 2.10.

Para Meireles e Martins (2006), as escoras podem ser pré-esforçadas, particularmente quando é necessária a redução de movimentos de solos vizinhos.

Segundo Ranzini e Negro Jr. (1998), as pranchas horizontais transferem o empuxo do terreno para as abas dos perfis verticais que por sua vez se apoiam nas longarinas mantidas em posição pelas estroncas.

Este tipo de escoramento recebe o nome de berlinense, pois foi empregado na construção do Metrô de Berlim.

Figura 2.10 - Escoramento berlinense.



Fonte: Estude Grátis, 2019.

2.3.3 Escoramento Metálico

São constituídos de perfis de aço laminado com seções planas ou em forma de “U” ou “Z”, que são encaixadas e cravadas sucessivamente formando paredes contínuas. Para Ranzini e Negro Jr. (1998), esse tipo de escoramento possui paredes com estanqueidade limitada pela permeabilidade das suas juntas.

De maneira semelhante ocorre o processo construtivo de escoramentos de estacas de concreto, que podem ser escavadas ou cravadas lado a lado, formando uma parede de contenção, geralmente possuem vigas de amarração ao longo de suas cabeças (RANZINI; NEGRO JR., 1998).

2.4 REFORÇOS DE TERRA

Segundo Abramento et al. (1998), o reforço de solo consiste na introdução no maciço de elementos que possuem alta resistência à tração ou compressão. Como principais técnicas de reforços de solo podemos destacar, terra armada, solo grampeado, e “jet grouting”.

2.4.1 Terra Armada (*TERRE ARMÉE*)

Esse método foi desenvolvido pelo arquiteto-engenheiro francês Henry Vidal, e consiste na introdução de fitas metálicas nervuradas ou não no maciço que são conectadas a painéis de concreto, que formam a face do muro (MOLITERNO, 1994). Segundo Moliterno (1994), a aderência das fitas metálicas com o solo garante a estabilidade das placas de concreto.

Para Abramento, Koshima e Zirlis (1998) o desenvolvimento da técnica ao longo do tempo foi marcado por três eventos significativos, que foram à escolha de aço galvanizado como elemento da estrutura depois de tentativas fracassadas com o emprego de aço inoxidável, alumínio e fibras de vidro, o desenvolvimento dos painéis de concreto pré-moldado em formato cruciforme substituindo o painel em forma de “U” e o desenvolvimento da armadura nervurada que aumentou o coeficiente de atrito solo-reforço e melhorou a transferência dos esforços.

Domingues (1997), diz que é necessário um aterro rigorosamente controlado entre o corte e o talude para a execução dessa estrutura de contenção.

De acordo com Abramento, Koshima e Zirlis (1998), para o dimensionamento da estrutura temos duas etapas: a verificação da estabilidade externa e interna. Para verificação da estabilidade externa do conjunto, deve-se verificar a segurança da estrutura ao escorregamento da base, ao tombamento e a capacidade de suporte do solo da fundação. Para verificação da estabilidade interna utiliza-se o método do equilíbrio local, em que se analisa cada camada do reforço de forma independente, nesse método verifica-se a estrutura contra a ruptura do reforço e seu possível arrancamento.

Domingues (1997), afirma que a tecnologia da terra armada é utilizada em locais onde são necessários aterros, visto que exige grandes movimentos de terra. Essas estruturas são comumente utilizadas na execução de viadutos, revestimento de taludes e canais. Aqui no Brasil esse tipo de obra deve ser supervisionado por empresas que detêm a patente, visto que é uma tecnologia patenteada. A Figura 2.11 ilustra essa tecnologia de reforço de solo.

Figura 2.11 - Detalhes construtivos da Terra Armada.



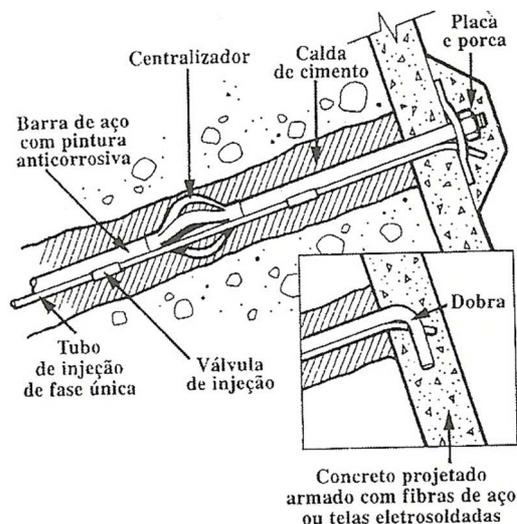
Fonte: Grupo RB e AJ, 2020.

2.4.2 Solo Grampeado

De acordo com Leite (2011), trata-se de uma estabilização temporária ou permanente de taludes naturais, podem ser utilizados também para aumentar a segurança em escavações.

Segundo Abramento, Koshima e Zirlis (1998), esse tipo de estrutura consiste na introdução de chumbadores em um maciço em corte, associados a um revestimento da parte externa (face) do talude, esse revestimento constitui-se de concreto projetado armado com tela de aço eletrossoldada ou fibras de aço, formando assim os “grampos” que estão representados na Figura 2.12.

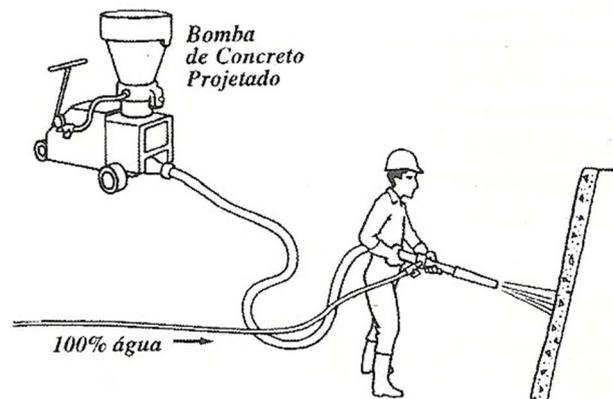
Figura 2.12 - Detalhe dos grampos.



Fonte: HACHICH, 1998.

Para Silva (2006 *apud* LEITE, 2011, p. 42) os chumbadores são geralmente moldados “in loco” por meio de perfuração e fixação da armação com injeção de calda de cimento, a Figura 2.13 ilustra o método convencional do lançamento desse concreto, esse elemento tem como finalidade fixar obras de concreto armado sem o uso de protensão.

Figura 2.13 - Lançamento convencional do concreto no talude.



Fonte: HACHICH, 1998.

Para Abramento, Koshima e Zirlis (1998), o concreto projetado é resultado pelo lançamento de camada de concreto armado (areia média, pedrisco e cimento) ao longo de todo o talude. O concreto é conduzido por mangotes até o bico de projeção onde então a água é adicionada a cerca de 1,00 m do parâmetro.

O solo grampeado possui uma zona ativa que fica próxima à superfície do talude e é limitada pela superfície de ruptura e uma zona passiva onde são instalados os chumbadores (ABRAMENTO, KOSHIMA e ZIRLIS, 1998). A figura 2.12 exemplifica o detalhe dos grampos.

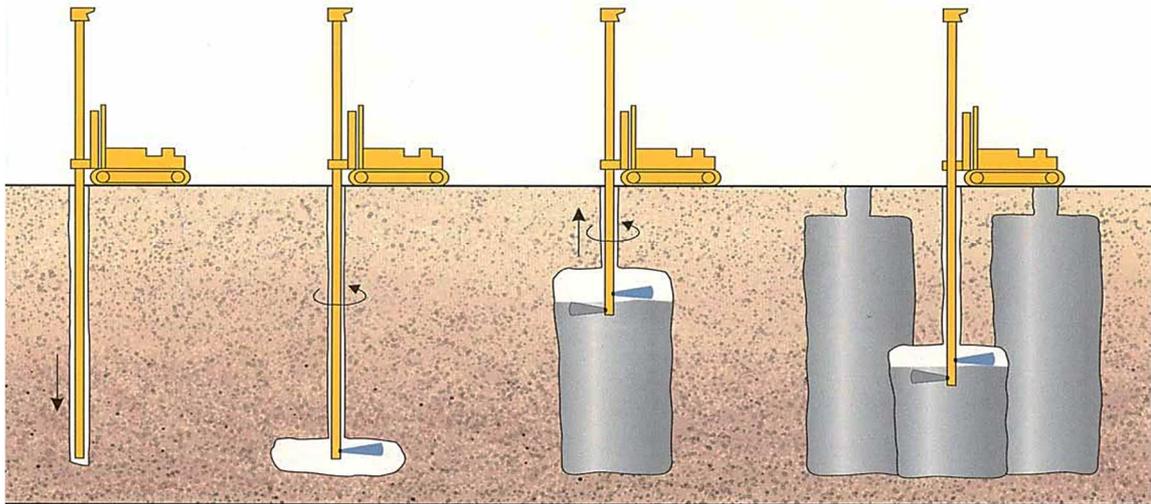
2.4.3 *Jet Grouting*

De acordo com Abramento, Koshima e Zirlis (1998), consiste no jateamento sob grande impacto, que ocorre através do bombeamento do líquido sob pressões de 200 a 500 vezes a pressão atmosférica, podendo atingir velocidades de lançamento de 200 a 320 m/s. O jateamento desagrega o solo e o mistura geralmente com uma calda de cimento, transformando um maciço sem tratamento em um maciço tratado com deformabilidade, permeabilidade e resistência.

Os principais equipamentos utilizados para execução do “*jet grouting*” são: sonda ou máquina perfo-injetora, conjunto moto-bomba, conjunto misturador-agitador, silo ou bancada

de cimento e reservatório de água. A Figura 2.14 ilustra o esquema sequencial de execução do “jet grouting”. De acordo com Abramento, Koshima e Zirlis (1998), essa tecnologia em princípio não apresenta restrição do tipo de solo quanto à granulometria, presença de água e origem geológica.

Figura 2.14 - Esquema sequencial de execução do “jet grouting”.



Fonte: Hayward Baker, 2019.

2.5 PROJETO DO MURO DE ARRIMO EM CONCRETO ARMADO

Para elaboração de um projeto de muro de arrimo se faz necessário uma análise criteriosa do terreno, onde será optado por um muro que garanta maior segurança e economia de acordo com as características do local. Moliterno (1994), diz que para que isto ocorra o engenheiro deve verificar a natureza geológica da região onde deverá ser implantada a obra, deve observar o comportamento das obras similares já executadas, deve observar antes de implantar a obra se não há ocorrência de movimentos lentos da encosta.

O projeto de um muro de arrimo, assim como qualquer outro tipo de estrutura seja qual for a sua seção deve ser investigado, analisando as condições de estabilidade como tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global (GERSCOVICH, 2010). De acordo com Moliterno (1994), para verificação da estabilidade do muro deve-se primeiramente considerar equilíbrio estático e em seguida equilíbrio elástico.

O empuxo de terra, que pode ser causado pelos aterros e cortes do terreno, é considerado o principal carregamento na estrutura de um muro de arrimo. De acordo com Marangon (2018) o cálculo dos empuxos constitui uma das maiores e mais antigas

preocupações da engenharia civil, a determinação do seu valor é de essencial importância para o cálculo e dimensionamento da estrutura. Portanto serão abordadas no capítulo posterior as teorias de Rankine e Coulomb.

Para Domingues (1997), o pré-dimensionamento da estrutura é estabelecido com apenas um dado conhecido, que é a altura do muro delimitado pela cota superior e inferior do terreno, sendo as outras dimensões definidas com a experiência do projetista, que são confirmadas através da verificação das resistências nas seções.

Para dimensionamento da fundação é necessário conhecimento da norma técnica de fundação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) – Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) –6122 (2019), para determinação do tipo ideal a ser utilizada no projeto do muro de arrimo, que poderá ser superficial ou profunda isso dependerá do solo em que será executada.

Segundo a NBR 6122 (2019) – Projeto e execução de fundações, seção 3.1, a fundação superficial (rasa ou direta) é o “elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”. Vale ressaltar que para utilização de fundação direta é necessário que o solo possua alta resistência superficial possibilitando o apoio da fundação em pequenas profundidades.

Em obras de muro de arrimo em concreto armado, comumente, são utilizadas sapatas que são elementos de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Vale destacar que as sapatas corridas resistem principalmente por flexão à transmissão das cargas atuantes no muro. (ABNT NBR 6122/2019).

Segundo Domingues (1997), antes da especificação da armadura resistente da estrutura, é preciso obter as solicitações horizontais, verticais e os respectivos momentos e componentes normais e tangenciais atuantes no muro.

Outro fator importante a se considerar no projeto de um muro de arrimo é a implantação de um sistema de drenagem que tem a finalidade de eliminar os empuxos hidrostáticos, visto que na maioria dos projetos não se considera solo saturado devido à inviabilidade econômica (MOLITERNO, 1994).

Nos tópicos seguintes serão abordadas de maneira mais aprofundada as etapas descritas acima, tais como, empuxos de terra, pré-dimensionamento, verificação da estabilidade, cálculo dos esforços solicitantes e especificação das armaduras.

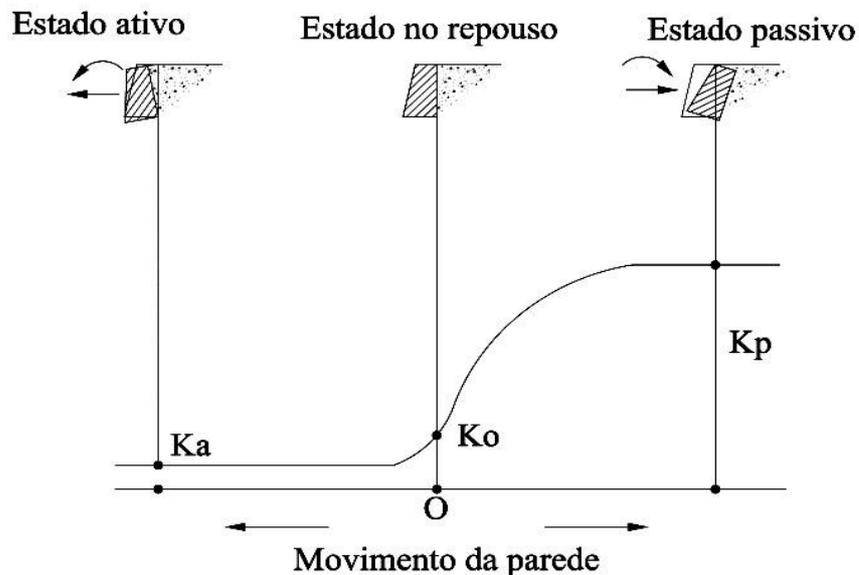
2.6 EMPUXOS DE TERRA

Segundo Moliterno (1994) empuxo de terra se trata do esforço exercido pela terra contra o muro. O empuxo de terra pode ser ativo e passivo. A determinação deste esforço é necessária para uma análise de obras de contenção, como, muros de arrimo, construção de subsolos, encontro de pontes, cortinas atirantadas, entre outras situações semelhantes.

Vilar e Bueno (1979 *apud* MARANGON, 2018) ressaltam que existem dois tipos de procedimentos no estudo dos empuxos de terra. A primeira apoia-se em tratamentos matemáticos elaborados a partir de estudo de deformações que tentam mostrar, tanto quanto possível, o comportamento preciso da relação tensão x deformação dos solos. A segunda forma de abordagem é de caráter empírico-experimental; são recomendações adquiridas através de modelos de laboratório e em obras instrumentadas. Vale ressaltar que o presente estudo será de caráter empírico-experimental.

Segundo Das (2014, p. 387), “O planejamento e a construção dessas estruturas exigem um conhecimento amplo sobre as forças laterais que atuam entre as estruturas de contenção e as massas de solo contidas”.

Figura 2.15 - Movimento da parede devido as 3 categorias de empuxo.



Fonte: CAPUTO, 1987 (adaptado).

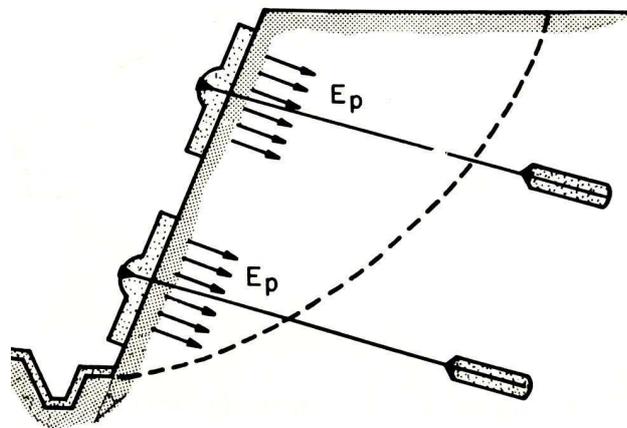
As estruturas e o solo se interagem por meio de forças horizontais, conhecidas como empuxos de terra, que se divide em três categorias, conforme indica a Figura 2.15, mas apenas duas categorias que se fazem relevantes ao presente estudo (GERSCOVICH, 2016 *apud*

SOUZA, 2017). A primeira tem sua estrutura executada a fim de suportar um maciço de solo, onde o solo “empurra” a estrutura, sendo denominada de empuxo ativo. Na segunda considera-se uma estrutura empurrada contra o solo, a mesma está sofrendo um empuxo passivo (SOUZA, 2017). Tendo como terceira categoria o empuxo no repouso, que não se faz necessário no presente trabalho.

2.6.1 Empuxo Passivo

No empuxo passivo, representado pela Figura 2.16, o solo é comprimido pela estrutura, sofrendo uma compressão no seu ponto instável, gerando, ao longo do plano de ruptura, uma reação ao “arrastamento”, ou seja, de resistência ao cisalhamento. A força contra a massa de solo, tentando movê-la, provoca o surgimento de uma movimentação, que menor seja, terá que vencer essa resistência deslocando o peso do maciço na região abrangida pela cunha. (MARANGON, 2018).

Figura 2.16 - Exemplo de obra com empuxo passivo (atirantamento de encosta).



Fonte: MOLITERNO, 1994.

O empuxo passivo pode ser caracterizado como coesivo e não coesivo, isso dependerá do tipo de solo que estiver no local onde o muro será instalado.

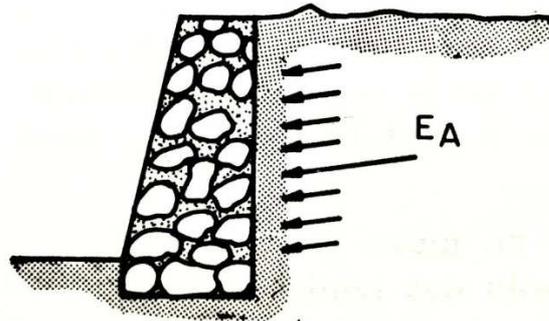
2.6.2 Empuxo Ativo

De acordo com Moliterno (1994) “O empuxo ativo, designa-se pela resultante da pressão da terra contra o muro”. O solo sofre um alongamento ao reagir contra esta ação de

afastamento do plano interno da estrutura de contenção, provoca assim na massa uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento. (MARANGON, 2018)

Assim como o empuxo passivo, o empuxo caracterizado como ativo (Figura 2.17) pode ser coesivo ou não coesivo, dependendo unicamente se o solo será arenoso ou argiloso.

Figura 2.17 - Exemplo de obra com empuxo ativo (muro de gravidade).



Fonte: MOLITERNO, 1994.

2.7 TEORIA DE RANKINE

Para a determinação dos empuxos de terra, os principais métodos utilizados são os de equilíbrio-limite. Considera-se que a parte de solo em contato com a estrutura de contenção esteja num estado de plastificação, ativo ou passivo. Essa parcela de solo tende a deslocar-se em relação ao restante do maciço, sendo realizadas análises de equilíbrio dos corpos rígidos (GERSCOVICH, 2017).

Rankine (1857 *apud* GERSCOVICH; SARAMAGO; DANZIGER, 2016) apresenta como solução, as equações de equilíbrio interno do maciço, ou seja, “o equilíbrio de tensões entre os campos externos e internos atuantes sobre a cunha plastificada.”. Onde têm-se como tensões externas as forças aplicadas na superfície do terreno e pela ação do peso próprio do solo inclinado. Considera-se todos os pontos ao longo da área de deslizamento em estado-limite e relaciona-se às resistências pelo critério de ruptura de Mohr-Coloumb, para a determinação das equações de equilíbrio.

Para que a teoria de Rankine seja válida, são feitas as seguintes considerações (RANKINE, 1856 *apud* CAPUTO, 1987):

- O solo como sendo areia pura seca (sem coesão);
- O solo como sendo homogêneo, ou seja, sem a mistura de outros tipos de solos ou substâncias;

- O solo como sendo isotrópico, sendo assim, apresenta as mesmas propriedades físicas independente da direção considerada;
- A ruptura ocorre sobre o estado plano de deformação e em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- O atrito solo-muro é igual a zero, para que se garanta a condição de plastificação total, pois, com a condição de atrito solo-muro diferente de zero ocorrem tensões tangenciais que interferem no equilíbrio do conjunto;
- Os empuxos de terra atuam paralelamente à superfície do terreno;
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

Rankine toma como base a Equação (2.1) de ruptura de Mohr:

$$\sigma_1 = \sigma_3 (\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)) + 2c \sqrt{\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)} \quad 2.1$$

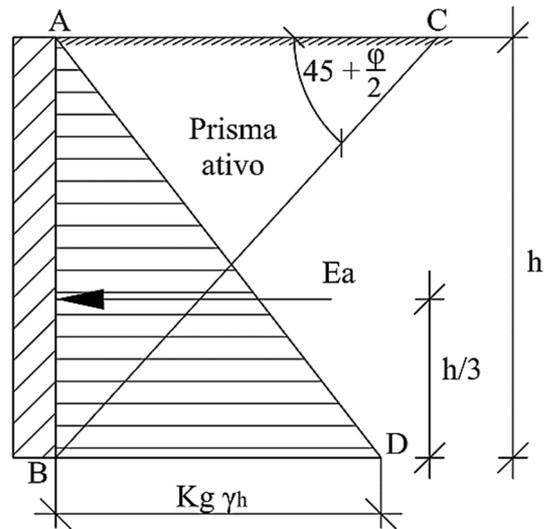
Onde φ é o ângulo de atrito interno, c a coesão do material, σ_1 e σ_3 são as tensões principais que variam de acordo com a natureza do empuxo, no caso de solos não coesivos que serão considerados neste trabalho, de acordo com Caputo (1987), quando o muro se afasta do terrapleno a pressão horizontal (σ_h) diminui até alcançar um valor mínimo e a pressão vertical (σ_v) será a pressão principal maior, neste caso, o deslizamento provocado pelas deformações formará com a linha BC (Figura 2.18) um ângulo de $45 - \varphi / 2$ com a direção da pressão principal maior ou $45 + \varphi / 2$ com a pressão principal menor, sendo assim, podemos descrever o valor do coeficiente de empuxo ativo K_a como sendo a relação entre a tensão horizontal (pressão principal menor) e a vertical (pressão principal maior), que pode ser resumido pela Equação 2.2:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) \quad 2.2$$

O valor do empuxo ativo (E_a) é expresso pelo valor da área do triângulo ABD, pode ser calculado pela Equação 2.3:

$$E_a = \frac{\gamma h^2 K_a}{2} \quad 2.3$$

Figura 2.18 - Considerações de Rankine para empuxo ativo.

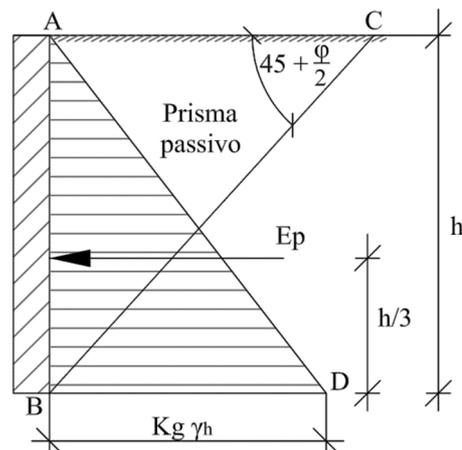


Fonte: CAPUTO, 1987 (adaptado).

Considerando a situação inversa, quando o muro se desloca contra o terrapleno (Figura 2.19), a pressão horizontal será a pressão principal maior e a pressão vertical será menor, sendo assim o valor de K_p será obtido através da Equação 2.4:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad 2.4$$

Figura 2.19 - Considerações de Rankine para empuxo passivo.



Fonte: CAPUTO, 1987 (adaptado).

Da mesma forma a expressão do empuxo passivo se dá pela Equação 2.5:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad 2.5$$

Podem-se definir os valores de K_a e K_p para os diferentes valores de (φ) , de acordo com a Tabela 2.1, sendo os valores do coeficiente de empuxo passivo igual a $K_p = 1 / K_a$.

Tabela 2.1 - Valores de K_a e K_p para os diferentes valores de φ .

φ	K_a	K_p
0°	1,00	1,00
30°	44,2	3,00
45°	42,3	5,83
60°	0,07	13,9

Fonte: CAPUTO, 1987 (adaptado).

De acordo com a análise feita por Rankine, quando a superfície livre do terrapleno tem uma inclinação β , os valores dos empuxos ativo e passivo passam a ser calculadas através das Equações 2.6 e 2.7, respectivamente:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad 2.6$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad 2.7$$

Segundo Das (2011), para a elaboração de um projeto, a pressão lateral ativa em um muro de arrimo pode ser calculado pela teoria de Rankine apenas quando há um deslocamento ou quando o muro se move o suficiente para fora por rotação sobre a extremidade da sapata, isso ocorre, pois se não houver deslocamento suficiente do muro a pressão lateral de terra será maior que o empuxo, de tal forma que, podem ficar mais próximos da pressão de terra em repouso.

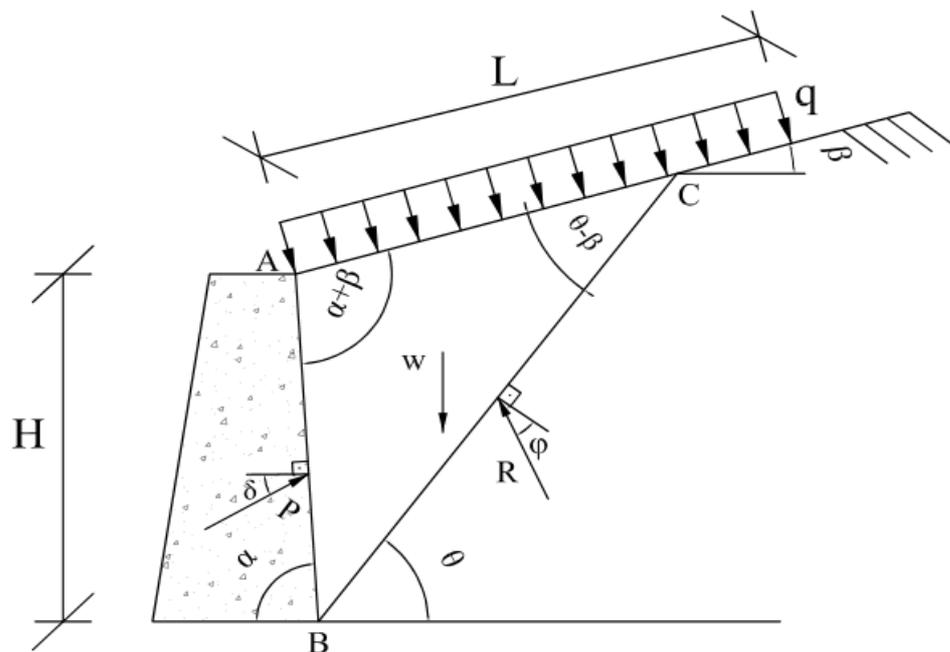
2.8 TEORIA DE COULOMB

Coulomb (1776, *apud* LUIZ, 2014), trabalha com os princípios de que o empuxo pode ser determinado pela teoria de equilíbrio limite, onde deve ser avaliado existência de atrito entre o solo e a estrutura de contenção executada, analisando o solo como sendo

isotrópico e homogêneo. Essa teoria analisa por tentativas as cunhas divididas para o alcance do equilíbrio das superfícies potenciais de ruptura planas. Denomina-se cunha crítica, a cunha com valor de empuxo limite, através da variação do ângulo de inclinação θ de ruptura da cunha.

Para determinar a inclinação crítica e o coeficiente de empuxo ativo, é levado em consideração a inclinação do empuxo de terra (δ), a inclinação do terrapleno (β). A Inclinação do tardo se dá pela relação trigonométrica da soma interna de um triângulo que é igual a 180° , ao fazer a soma dos ângulos já encontrados $(\theta - \beta) + (\alpha + \beta)$ obtemos $(\theta + \alpha)$, então $180^\circ - (\theta + \alpha) =$ inclinação do tardo, também podendo ser representada por $(180^\circ - \alpha - \theta)$, conforme apresentado na Figura 2.20.

Figura 2.20 – Esquema de cargas e inclinações para cálculo de empuxo.



Fonte: LUIZ, 2014 (adaptado).

O diagrama da Figura 2.20 nos permite chegar a equação de Coulomb pra determinar o empuxo ativo de terra, através da aplicação da lei dos senos no polígono, isso será demonstrado nas Equações 2.8, 2.9, 2.10 e 2.11:

$$\frac{P}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad 2.8$$

Com isso:

$$P = \frac{W(\text{sen}(\theta-\phi))}{\text{sen}(180^\circ-\alpha-\theta+\phi+\delta)} \quad 2.9$$

Substituindo o peso da cunha:

$$P = \frac{\gamma H^2}{2\text{sen}^2\alpha} \left(\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha+\beta)}{\text{sen}(\theta-\beta)} \right) \frac{(\text{sen}(\theta-\phi))}{\text{sen}(180^\circ-\alpha-\theta+\phi+\delta)} \quad 2.10$$

Onde:

P = força exercida pelo muro para evitar o escorregamento

W = Peso da massa de solo deslizante

H = Altura do muro

γ = Peso específico

θ = Ângulo formado entre a cunha de ruptura e a horizontal

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

ϕ = Ângulo de atrito do solo

δ = Ângulo de atrito solo-muro

β = Ângulo de inclinação do terreno adjacente

Ao derivar a Equação 2.10 em função de θ e igualar a derivada a zero para o empuxo máximo obtemos a Equação 2.11, capaz de determinar o valor do empuxo ativo que será utilizado para o cálculo dos esforços solicitantes no muro.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad 2.11$$

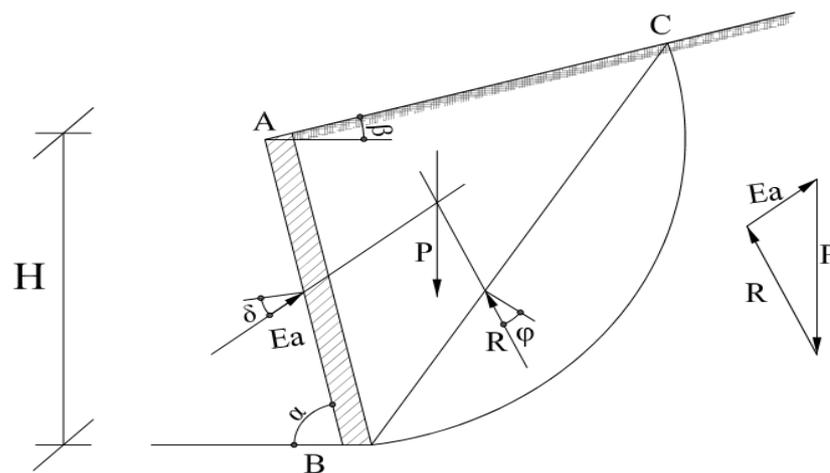
Para que seja válida a teoria de Coulomb (1773 *apud* CAPUTO, 1987), devem-se obedecer as seguintes hipóteses:

- O solo como sendo homogêneo e isotrópico, assim como, na teoria de Rankine;
- Existe atrito solo-muro, e em casos de solos coesivos considera-se também um componente de adesão na parede;
- Considera-se o terrapleno como um maciço indeformável;

- A deformação ocorre segundo superfícies curvas, mas para efeitos de cálculo adotam-se como planas;
- Uma pequena deformação da estrutura é capaz de mobilizar o estado limite, onde o estado plástico se desenvolve numa cunha, como um bloco rígido;
- O plano em que ocorre o deslizamento é aquele que limita o prisma de empuxo máximo sobre o suporte;
- As forças de ruptura com distribuição uniforme;
- Considera o terrapleno inclinado.

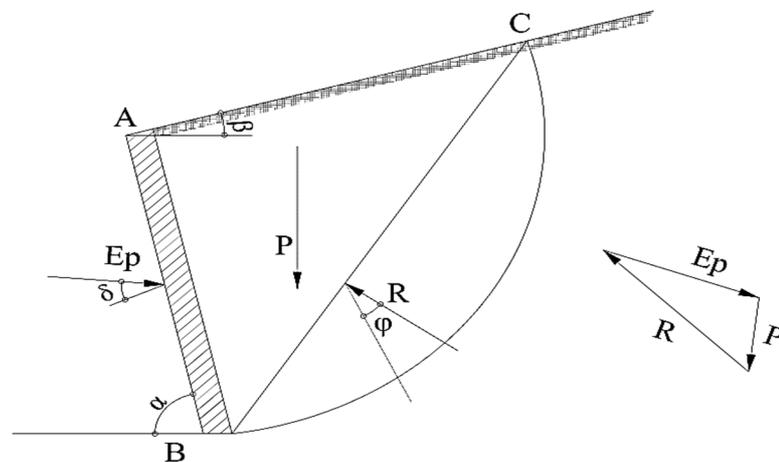
Para análise da formulação estabelecida por Coulomb, verifica-se a Figura 2.21 para o caso ativo e a Figura 2.22 para o caso de empuxo passivo.

Figura 2.21 - Considerações de Coulomb para o empuxo ativo.



Fonte: CAPUTO, 1987 (adaptado).

Figura 2.22 - Considerações de Coulomb para o empuxo passivo.



Fonte: CAPUTO, 1987 (adaptado).

Ambas as figuras demonstram uma cunha de ruptura ABC inicialmente em equilíbrio com ação das forças P que é o peso da cunha, R que é a reação do terreno que por sua vez forma um ângulo (φ) com a normal à linha de ruptura BC, β como sendo a inclinação do terraplano, δ sendo o ângulo de atrito entre a superfície AB e o solo, de acordo com Terzaghi (1929, *apud* CAPUTO, 1987) o seu valor varia com a Equação 2.12:

$$\frac{\varphi}{2} \leq \delta \leq \frac{2\varphi}{3} \quad 2.12$$

Para Caputo (1987), no caso de (E_p) a superfície de deslizamento gera o prisma de empuxo mínimo, neste parâmetro a curvatura da superfície de ruptura tem maior importância do que no caso ativo, por ser mais acentuada quanto maior for o valor de (δ) em relação à (φ), portanto é admissível adotar a teoria de Coulomb para o caso passivo apenas para solos não coesivos quando $\delta \leq \varphi / 3$. Desta forma admitindo vários planos de escorregamentos, será adotado com superfície de ruptura a que corresponder ao maior valor do empuxo, de tal forma podem-se enumerar as Equações 2.13 e 2.14 para determinação do empuxo ativo e as Equações 2.15 e 2.16 para a determinação do empuxo passivo.

- Empuxo ativo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad 2.13$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad 2.14$$

- Empuxo passivo:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad 2.15$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad 2.16$$

Essas equações quando considerados os valores de $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = \delta = 0^\circ$, se transformam nas conhecidas expressões de Rankine (1857) já analisadas neste estudo, isso ocorre, pois Coulomb considera o atrito entre o terrapleno e a superfície onde ele se apoia de tal forma, desconsiderando esse critério, as equações para cálculo de empuxo se tornam idênticas a de Rankine.

Guerrin e Lavaur (2003), dizem que devido às imprecisões de cálculo do empuxo, a fim de não sacrificar a segurança, é necessário fazer grandes suposições, pois para o maciço que atua no muro tem-se inúmeros estados de equilíbrio possíveis.

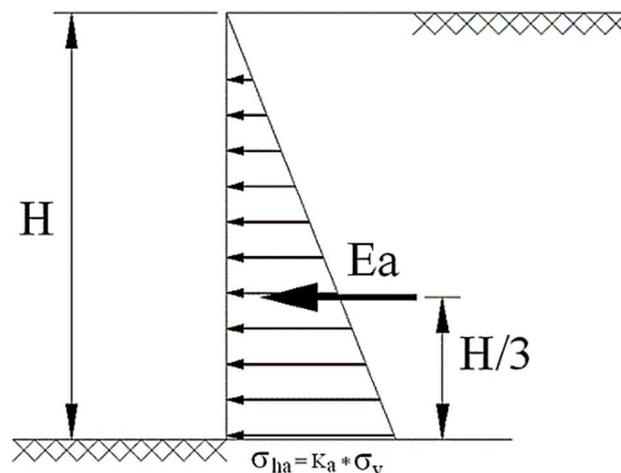
2.9 PONTO DE APLICAÇÃO DO EMPUXO

Para indicação do ponto de aplicação do empuxo, devem-se considerar duas situações, o solo sem sobrecarga e com sobrecarga.

Para solo sem sobrecarga o ponto de aplicação do empuxo é calculado através da Equação 2.17, como se pode verificar na Figura 2.23.

$$y = \frac{H}{3} \quad 2.17$$

Figura 2.23 - Ponto de aplicação do empuxo em terrapleno sem sobrecarga.



Fonte: XAVIER, 2011.

Para Caputo (1987), o efeito de sobrecarga q aplicada sobre o terreno pode ser considerada uma altura equivalente de terra h_0 , que pode ser determinada através da Equação 2.18:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad 2.18$$

Nesta condição o ponto de aplicação do empuxo é dado pela Equação 2.19:

$$y = \frac{h}{3} * \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} \quad 2.19$$

2.10 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MURO DE ARRIMO

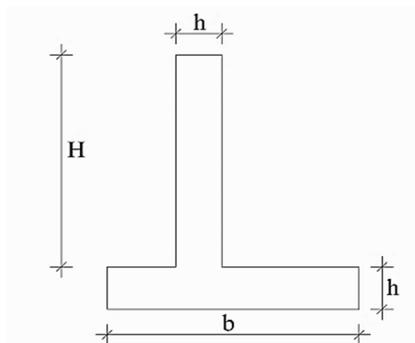
Existem diferentes processos utilizados para o pré-dimensionamento do muro, a seguir serão enumerados alguns destes, adotados por diferentes autores.

A única dimensão conhecida do muro é sua altura que é delimitada pela cota inferior e superior do terreno, as outras dimensões após serem pré-estabelecidas devem ser verificadas com a resistência das seções.

Huntington (1957, apud DOMINGUES, 1997, p.41), recomenda que a espessura tanto da sapata quanto da parede (h), esteja entre os seguintes valores (2.20):

$$\frac{H}{12} < h < \frac{H}{10}, \text{ em que } H \text{ é a altura do muro.} \quad 2.20$$

Figura 2.24 - Pré-dimensionamento de acordo com Huntington.

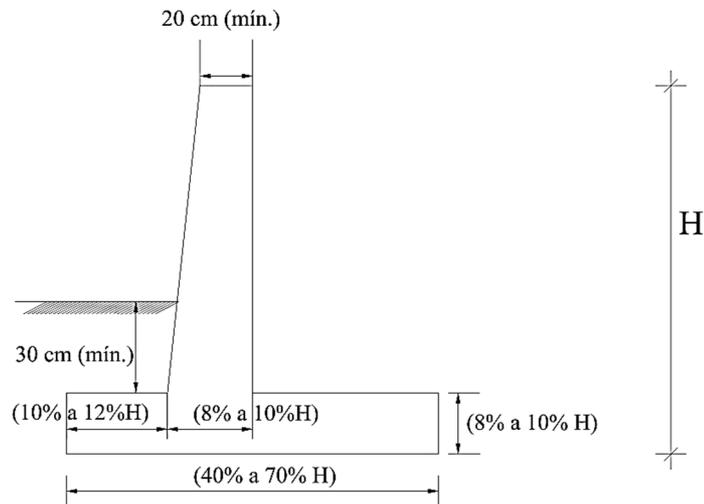


Fonte: DOMINGUES, 1997.

De acordo com Domingues (1997), comumente adota-se a largura da sapata (b) como sendo $0,5H$, podendo variar de $0,4H$ a $0,7H$, a Figura 2.24 representada acima ilustra esse processo de pré-dimensionamento.

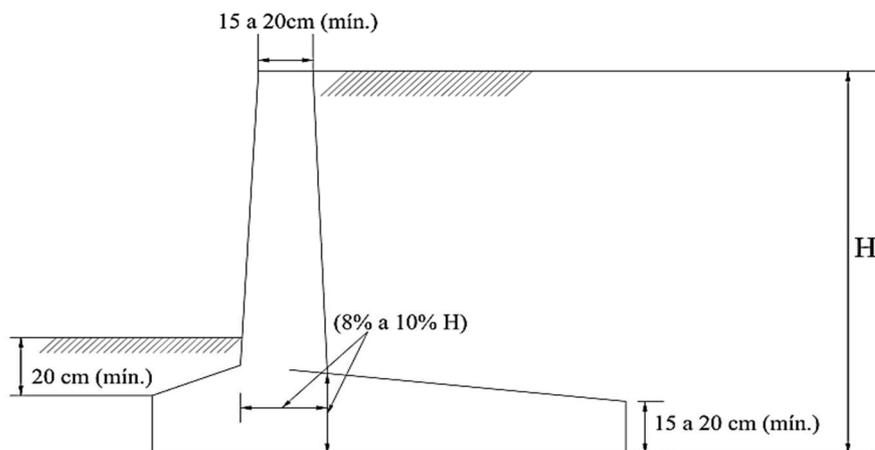
Marchetti (2008 apud XAVIER, 2011), sugere para o pré-dimensionamento do muro de arrimo em concreto armado as seguintes dimensões mínimas e condições, que variam de acordo com as disposições construtivas, a Figura 2.25 ilustra o pré-dimensionamento para a sapata sem inclinação, tendo uma espessura mínima de 20cm e a Figura 2.26 para a sapata com inclinação com uma espessura mínima variando entre 15 e 20 cm.

Figura 2.25 - Pré-dimensionamento segundo Marchetti, sapata sem inclinação.



Fonte: MARCHETTI, 2008 (adaptado).

Figura 2.26 - Pré-dimensionamento segundo Marchetti, sapata com inclinação.



Fonte: MARCHETTI, 2008 (adaptado).

Para Moliterno (1994), a estrutura é calculada como sendo uma laje vertical, em balanço e engastada na fundação direta (sapata).

Para o pré-dimensionamento da estrutura é necessário realizar antes o cálculo do momento fletor na base do muro correspondente ao empuxo de terra, sendo que o mesmo é calculado como uma laje vertical, em balanço, e engastada na sapata. (MOLITERNO, 1994, p. 72). O momento fletor é determinado pelo produto do empuxo pela distância do seu ponto de aplicação até a base, dado pela Equação 2.21, onde E é o empuxo de terra e y o ponto de aplicação, que foi demonstrado no tópico anterior (XAVIER, 2011).

$$M = E \cdot y \quad 2.21$$

Com o valor do momento fletor, pode-se começar a estimar as dimensões, segundo Moliterno (1994), a altura útil da seção de concreto (d) é dada pela Equação 2.22:

$$d = 10\sqrt{M} \quad 2.22$$

De acordo com a NBR 6118:2014, Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm, adota-se cobrimento nominal de concreto igual a 3 cm (para classe de agressividade moderada), tem-se que o valor da espessura da base do muro é igual a d_i que pode ser calculado através da Equação 2.23:

$$d_i = d + 3\text{cm} \quad 2.23$$

O dimensionamento da espessura do topo do muro (d_o) segue a NBR 6118:2014 – art. 13 – Seção 13.2.4.1, alínea c, que contempla que para laje maciça em balanço a dimensão mínima que pode ser adotada é de 10 cm.

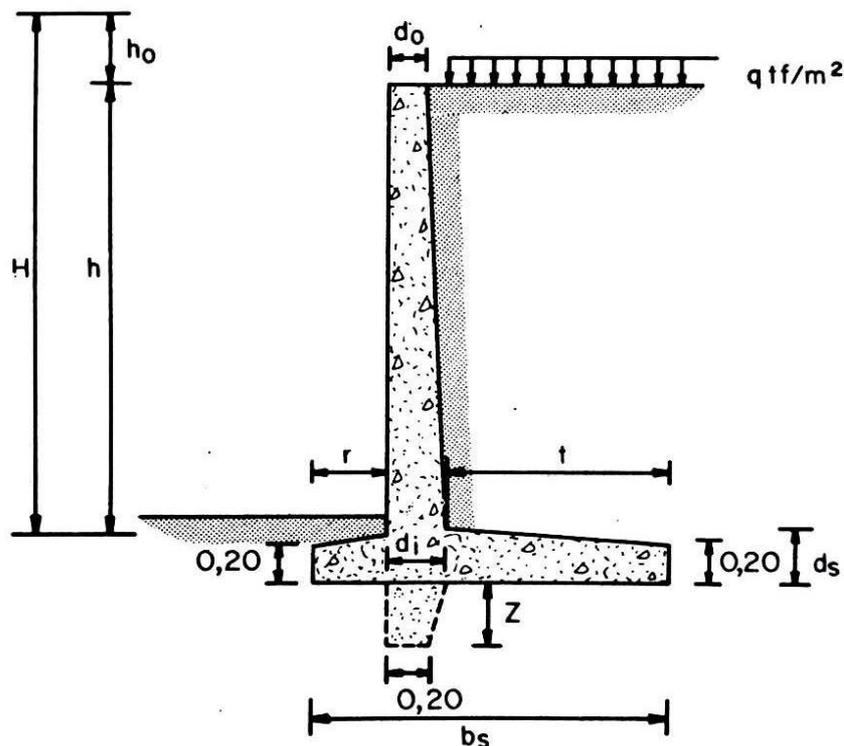
Para a largura da sapata (b_s) geralmente adota-se valores entre 50 % a 60 % da altura do muro (H), sendo a ponta (r) dimensionada com os valores compreendidos entre 1/6 e 1/8 da altura do muro (H) e o talão pré-dimensionado pela Equação 2.24:

$$t = b_s - (r + d_i) \quad 2.24$$

Para o engastamento do muro na sapata é necessário que $d_s > d_i$, sendo d_s a espessura da sapata. As espessuras das bordas devem estar entre 10 e 30 cm, havendo um chanfro suave na face superior da sapata (XAVIER, 2011).

Na verificação do equilíbrio estático da estrutura, será determinada a necessidade da utilização do dente de ancoragem. A Figura 2.27 ilustra o pré-dimensionamento proposto por Moliterno (1994).

Figura 2.27 - Pré-dimensionamento proposto por Moliterno.

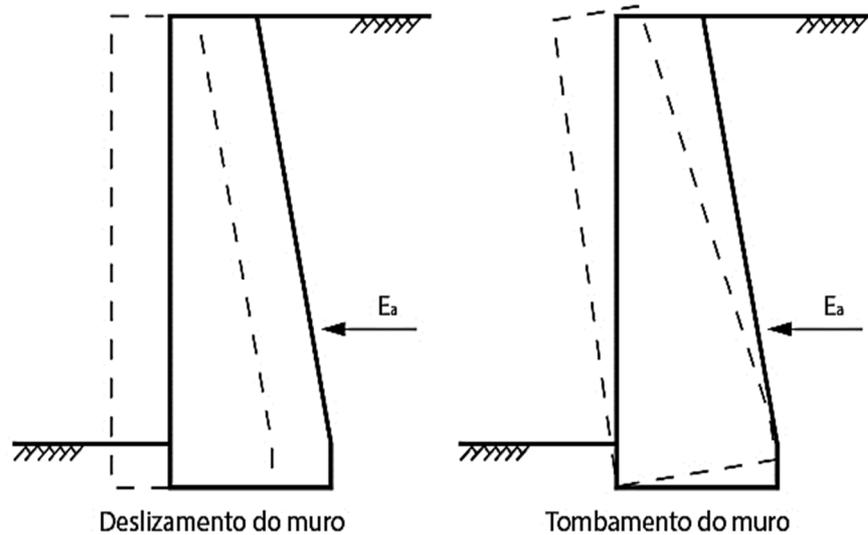


Fonte: MOLITERNO, 1994.

2.11 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CONJUNTO

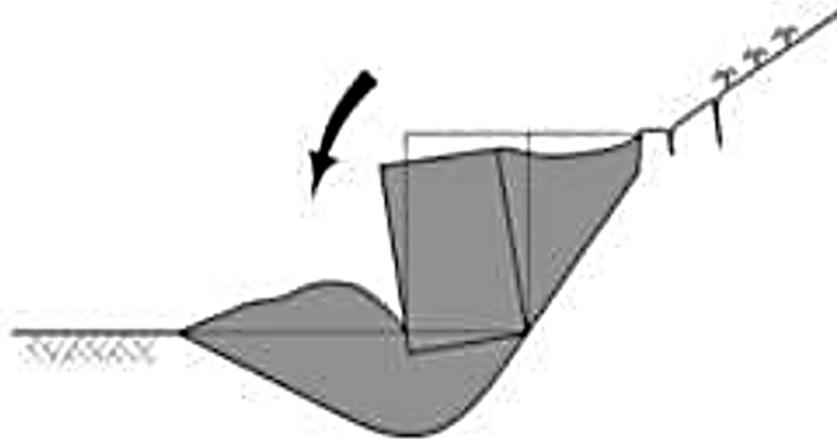
Para garantir a segurança de todo o conjunto da estrutura de contenção, é necessário antes mesmo do cálculo de esforços para determinação das armaduras a verificação da estabilidade, quanto às dimensões adotadas no pré-dimensionamento. “São considerados três potenciais mecanismos de ruptura: deslizamento da base, tombamento e ruptura do solo de fundação [...]” (SOUZA, 2017), como é mostrado nas Figuras 2.28 e 2.29.

Figura 2.28 - Tendência de deslizamento e tombamento do muro.



Fonte: MARINHO, 2019.

Figura 2.29 - Tendência de ruptura de solo da fundação.



Fonte: LUIZ, 2014 (adaptado).

Segundo Moliterno (1994), para análise da estabilidade do conjunto recomenda-se para efeito de praticidade dos cálculos, desprezar as inclinações da sapata e a mísula junta à parede. Para que essa verificação seja possível, é necessário determinar previamente as ações verticais e horizontais e os respectivos momentos do muro de arrimo, ilustrados na Figura 2.30, para os próximos cálculos serão utilizadas as nomenclaturas da mesma.

Para o cálculo do peso da terra sobre o talão da sapata (G_T), tem-se a seguinte Equação (2.28):

$$G_T = \frac{h}{2} \gamma_t (t + a) \quad 2.28$$

Onde o valor de a , é expresso pela seguinte Equação 2.29:

$$a = (t + d_i) - d_0 \quad 2.29$$

A ação horizontal é constituída pelo valor do empuxo ativo. Domingues (1997), diz que para se considerar o empuxo passivo é necessário que se garanta a permanência de terra sobre a extremidade da sapata durante toda a vida útil da obra.

Para a determinação dos momentos é necessário definir os valores dos braços de alavanca, que são as distâncias da linha de atuação das ações até a extremidade inferior da ponta da sapata. Para Moliterno (1994) seus valores são definidos pelas equações a seguir:

a) Muro calculado pelas Equações 2.30 e 2.31:

$$x_M = d_0^2 + d_0 d_i + d_i^2 / 3(d_0 + d_i) \quad 2.30$$

$$g_M = r + x_M \quad 2.31$$

b) Parapeito de alvenaria pela Equação 2.32:

$$g_0 = r + \frac{d_0}{2} \quad 2.32$$

c) Terra sobre o talão da sapata pelas Equações 2.33 e 2.34:

$$x_T = a^2 + at + t^2 / 3(a + t) \quad 2.33$$

$$g_T = b_s - x_T \quad 2.34$$

d) Braço de alavanca da sapata pela Equação 2.35:

$$g_s = \frac{b_s}{2} \quad 2.35$$

e) Empuxo determinado pela Equação 2.36:

$$y' = y + d_s \quad 2.36$$

Com a determinação dos braços de alavanca é possível calcular o momento resistente (M_i) e o momento atuante (M_e), através das Equações 2.37 e 2.38, respectivamente.

$$M_i = G_0 g_0 + G_M g_M + G_s g_s + G_T g_T \quad 2.37$$

$$M_e = E y' \quad 2.38$$

Os valores das componentes normal (N) e tangencial (T) são definidos pelo somatório das cargas verticais (Equação 2.39) e o valor da carga horizontal (Equação 2.40), respectivamente.

$$N = G_0 + G_M + G_s + G_T \quad 2.39$$

$$T = E \quad 2.40$$

Definidos os valores de todas as ações sujeitas no muro de arrimo, é possível verificar a estabilidade do conjunto.

2.11.1 Verificação Da Segurança Quanto Ao Tombamento

Para garantia da estabilidade do muro quanto ao tombamento, ou seja, para que não ocorra um colapso do muro devido a uma rotação em torno da parte inferior da extremidade da ponta da sapata, Moliterno (1994) fornece um coeficiente de segurança (ϵ_2) de no mínimo 1,5, como podemos verificar na Equação 2.41:

$$\varepsilon_2 \leq \frac{M_i}{M_e} \quad 2.41$$

Desta forma garante-se a estabilidade estática do muro.

2.11.2 Verificação Da Segurança Quanto Ao Deslizamento

Na verificação da estabilidade quanto ao deslizamento tem-se a força de atrito entre o solo e a sapata resistindo às ações do empuxo de terra, ou seja, a componente tangencial. A força de atrito (F_a) é expressa pela Equação 2.42:

$$F_a = \mu N \quad 2.42$$

Onde: μ é coeficiente de atrito solo-concreto, que é determinado de acordo com a superfície de contato entre o solo e a sapata.

Moliterno (1994) diz que para o coeficiente de atrito (μ) concreto sobre terra seca, tem-se o valor de 0,55.

De acordo com Moliterno (1994), para garantia da segurança quanto ao deslizamento o coeficiente de segurança (ε_1) deve ser maior ou igual a 1,5. De tal forma pode-se expressar a Equação de equilíbrio (2.46) como sendo a resultante das transformações das Equações 2.43, 2.44 e 2.45:

$$F_a = T \quad 2.43$$

$$T = \mu N \quad 2.44$$

$$\varepsilon_1 T = \mu N \quad 2.45$$

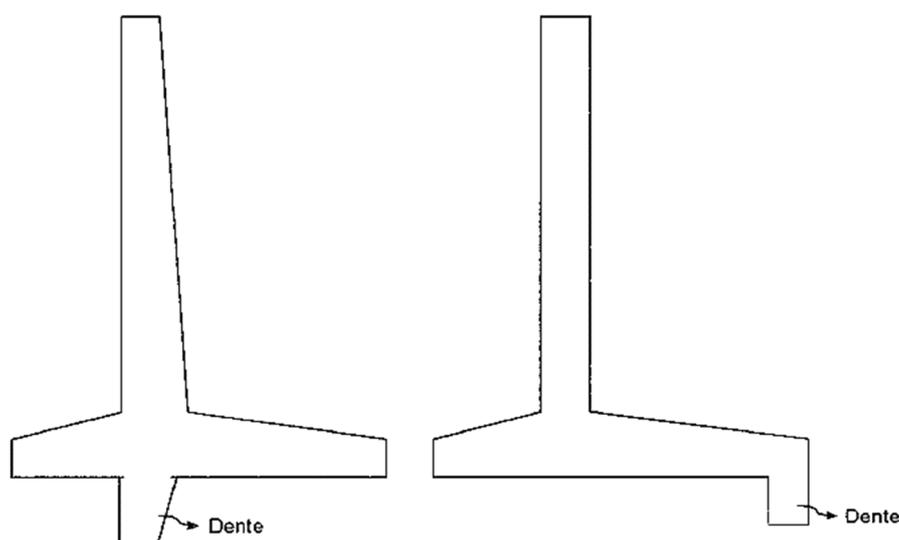
$$\varepsilon_1 = \mu \frac{N}{T} \quad 2.46$$

Onde: $\varepsilon_1 \geq 1,5$.

Para Moliterno (1994), se a verificação quanto ao deslizamento não for atendida e o coeficiente de segurança for menor que 1,5, uma solução que pode ser adotada é aumentar as dimensões da sapata, porém, não é uma alternativa econômica.

Usualmente para solucionar o problema da estabilidade quanto ao deslizamento recomenda-se o emprego de dentes na sapata, que garantem maior ancoragem no terreno, Domingues (1997), diz que com a utilização do dente na sapata ocorre uma mudança na superfície de deslizamento, provocando atrito solo-solo, que por sua vez aumenta o coeficiente de atrito μ . O emprego do dente na sapata depende em relação a sua localização principalmente dos detalhes de execução podendo estar localizado entre o talão e a ponta da sapata ou na extremidade do talão, como mostra na Figura 2.31.

Figura 2.31 - Dentes de ancoragem.



Fonte: DOMINGUES, 1997.

Segundo Domingues (1997) outra alternativa para solucionar o problema da estabilidade quanto ao escorregamento, é inclinar a base da sapata, de tal forma que, com essa disposição construtiva é possível aumentar a ação da resultante normal e conseqüentemente a resistência contra o deslizamento.

2.11.3 Verificação Da Capacidade Suporte do Solo

Para Das (2011), é importante que para a determinação de carga admissível em um local seja realizado conclusões com base no reconhecimento do solo no local, na experiência em execução de fundações e nos conceitos fundamentais de engenharia geotécnica relacionados à capacidade de carga, que dependem de diferentes fatores, como profundidade

da escavação, tamanho e peso da estrutura, parâmetros de resistência ao cisalhamento, dentre outros.

Segundo Moliterno (1994, *apud* SOARES NETO, 2017), a posição do centro de pressão (u), que é o ponto de aplicação da resultante medido a partir da extremidade da ponta da sapata, tem seu valor expresso pela Equação 2.47:

$$u = \frac{M}{N} \quad 2.47$$

Onde: M é a resultante da diferença do somatório dos momentos resistentes pelo somatório dos momentos atuantes e N é a resultante das forças normais de compressão.

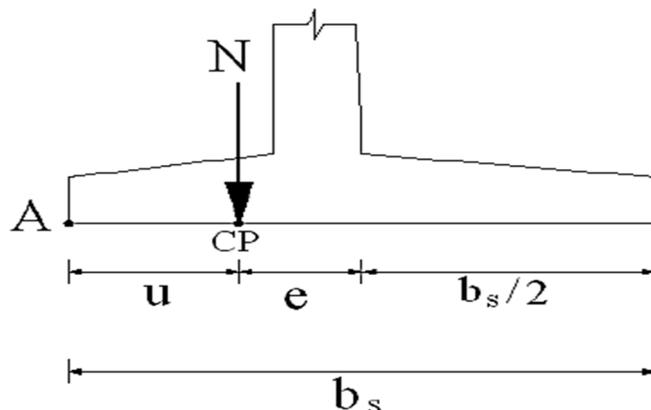
Com isso pode-se definir a excentricidade (e) pela Equação 2.48:

$$e = \frac{b_s}{2} - u \quad 2.48$$

Onde: b_s é a largura da sapata.

De acordo com Domingues (1997, *apud* SOARES NETO, 2017), quando o valor da excentricidade for menor que $b_s/6$, o centro de pressão e a resultante normal estarão dentro do núcleo central da sapata, com isso, a pressão mínima será maior que zero, se ocorre à situação inversa, a resultante normal e o centro de pressão estarão fora do núcleo central da sapata, portanto, a pressão mínima terá valores menores que zero e haverá tração no solo. Onde a região tracionada deve ser no máximo um terço da área da sapata.

Figura 2.32 - Centro de pressão e excentricidade.



A Figura 2.32 mostra o centro de pressão e a excentricidade, determinados a partir do ponto A, ou seja, a partir da extremidade inferior da ponta da sapata.

Domingues (1997), diz que quando a resultante das forças verticais estiver dentro do núcleo central, não haverá tração no solo sob a sapata, portanto, a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) e mínima ($\sigma_{\text{mín}}$) pode ser determinada pelas Equações 2.49 e 2.50, respectivamente.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{b_s} [1 + (6e / b_s)] \quad 2.49$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N}{b_s} [1 - (6e / b_s)] \quad 2.50$$

Neste caso, para que a capacidade de suporte do solo seja atendida é necessário que a tensão máxima seja menor ou igual à tensão admissível e a tensão mínima seja maior ou igual à zero.

Segundo Domingues (1997), quando a resultante das forças verticais estiver fora do núcleo central, haverá tração no solo sob a sapata, portanto, a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) é determinada pela Equação 2.51:

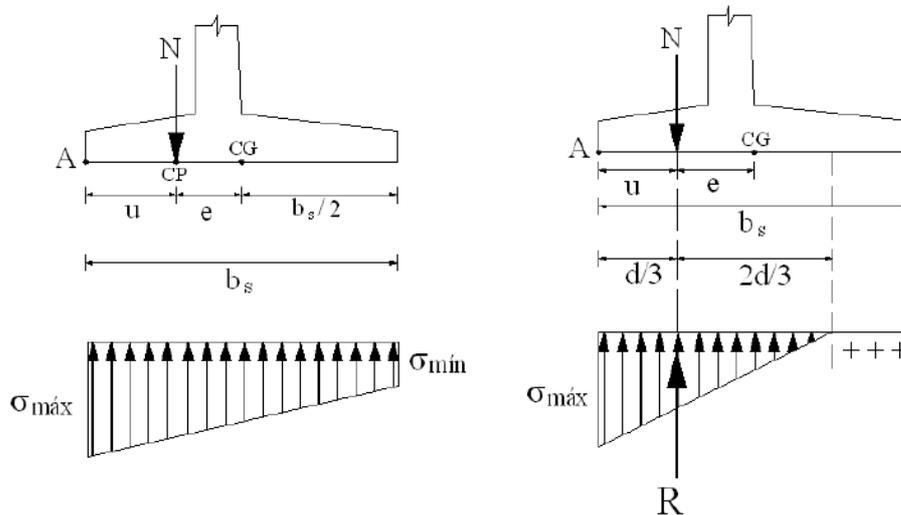
$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 N}{3 u} \quad 2.51$$

Nesta situação, a resultante da força normal estará a uma distância $d/3$ da extremidade da ponta da sapata, onde d é calculado pela Equação 2.52:

$$d = \frac{2 N}{\sigma_{\text{máx}}} \quad 2.52$$

Assim a capacidade de suporte do solo será atendida quando a tensão máxima for menor ou igual à tensão admissível. A Figura 2.33 ilustra as duas situações.

Figura 2.33 - Tensões atuantes no solo.



Fonte: XAVIER, 2011.

2.12 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

De acordo com Leonhard (2007), “idealiza-se a estrutura real, ou suas partes, por meio de modelos estruturais[...]”. Para determinação dos esforços solicitantes na estrutura do muro de arrimo, é necessário dividir o conjunto em dois elementos, que são o muro ou tardoz e a sapata. Moliterno (1994) indica que para determinação dos esforços do tardoz é recomendado o cálculo de metro em metro da estrutura.

O muro recebe as ações exercidas pelo maciço caracterizado pelo empuxo de terra e as transfere para a sapata de fundação, que por sua vez transmite esses esforços ao solo.

2.12.1 Esforços solicitantes no muro ou tardoz

Para o cálculo do esforço solicitante no muro é necessário averiguar a existência de sobrecarga no maciço de terra acima da parede. Domingues (1997) diz que se houver a presença de sobrecarga, de veículos ou pedestres sobre o maciço de terra acima da parede, terá uma distribuição trapezoidal de pressões. Não havendo a existência da sobrecarga a distribuição é triangular.

A distribuição trapezoidal das pressões ocorre, pois a sobrecarga é transformada em uma altura (h_0) que é somada a altura total (h), de tal forma que, a altura final (H) pode ser calculada através da Equação 2.53:

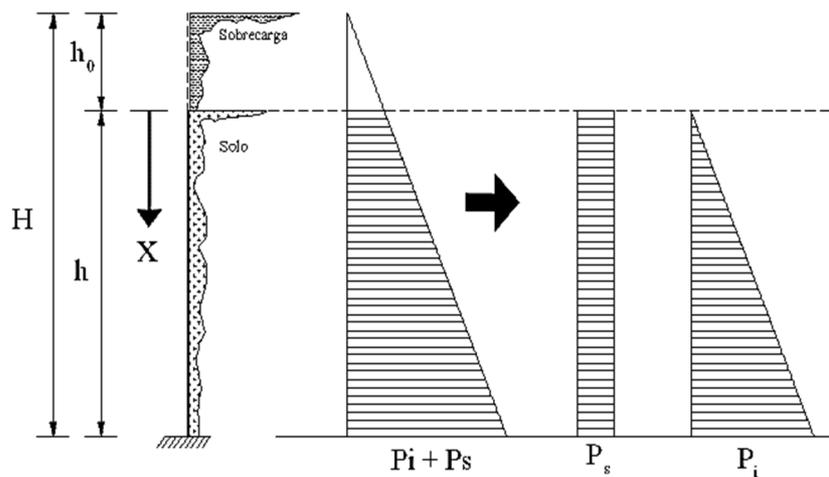
$$H = h_0 + h$$

2.53

De acordo com Domingues (1997), os cálculos de momento fletor e esforço cortante na parede são determinados a partir do momento de engastamento na base do muro, devido à carga de terra atuando sobre o muro e aos empuxos gerados pela sobrecarga.

A Figura 2.34 ilustra a distribuição dos carregamentos que o muro está sujeito no caso de haver sobrecarga.

Figura 2.34 - Distribuição dos carregamentos solicitantes no muro.



Fonte: XAVIER, 2011.

De acordo com Xavier (2011), para determinar o momento fletor em uma seção qualquer do muro (M_B), localizada a uma distância x do topo do muro, pode-se utilizar a seguinte Equação (2.54):

$$M_B = \frac{P_S x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h} \quad 2.54$$

Onde: P_S é o carregamento devido à sobrecarga e P_i devido à carga de terra atuando sobre o muro.

Da mesma forma, para o esforço cortante (C_B), localizada a uma distância x do topo do muro, é possível determinar seu valor pela Equação 2.55.

$$C_B = P_S x + \frac{P_i x^2}{2h} \quad 2.55$$

2.12.1 Esforços Solicitantes na Sapata

Sapata é um dos tipos mais usuais de fundação, sendo elementos estruturais de concreto armado, possuindo uma altura pequena relativa à sua base (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, *apud* ARCENO, 2018). Na base da sapata tem-se a máxima tensão atuante de tração, que na maioria das vezes supera a resistência do concreto à tração, de modo que se faz necessário dispor uma armadura resistente (BASTOS, 2016, *apud* ARCENO, 2018).

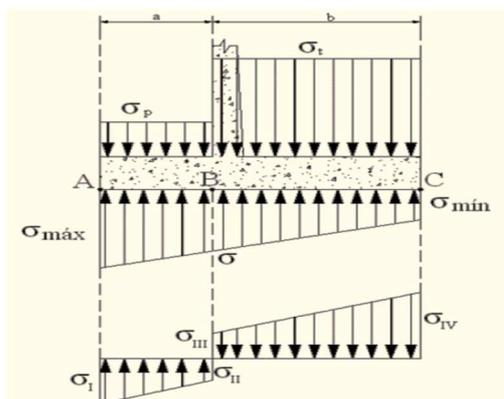
A ABNT NBR 6122:2019 caracteriza a sapata como sendo “Elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim”. Pela ABNT NBR 6118:2014 (item 22.6.1), “são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação direta.”

Para Xavier (2011) no cálculo das pressões no terreno em seu plano inferior, são determinadas as tensões máximas e mínimas, que devem ter seus valores comparados com a pressão admissível do solo. Para simplificação, considera-se a sapata de espessura constante.

Para Moliterno (1994), a solução teoricamente exata seria considerar a sapata como uma placa ou viga, sobre base elástica, porém é uma solução bastante trabalhosa, o usual é adotar uma solução mais simples, que consiste na soma gráfica dos diagramas de carregamento.

Como carregamentos na sapata, tem-se as tensões máximas e mínimas provocadas pela reação do terreno e as cargas verticais referentes ao peso de terra sobre o talão e a ponta da sapata. As tensões resultantes na sapata podem ser encontradas pela diferença entre as tensões solicitantes na sapata. A Figura 2.35 ilustra a distribuição dos carregamentos solicitantes na sapata.

Figura 2.35 - Carregamentos solicitantes na sapata.



Fonte: XAVIER, 2011.

Analisando a Figura 2.35, pode-se definir o valor de (σ) com a Equação 2.56:

$$\sigma = \sigma_{\text{mín}} + \frac{b (\sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{mín}})}{a+b} \quad 2.56$$

Verifica-se também as σ_I , σ_{II} , σ_{III} , σ_{IV} através das Equações 2.56, 2.57, 2.58 e 2.59, respectivamente:

$$\sigma_I = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_p \quad 2.56$$

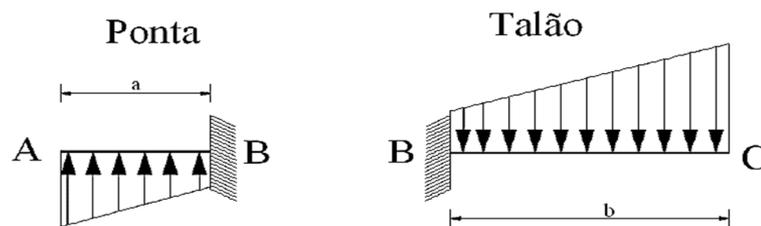
$$\sigma_{II} = \sigma - \sigma_p \quad 2.57$$

$$\sigma_{III} = \sigma_t - \sigma \quad 2.58$$

$$\sigma_{IV} = \sigma_t - \sigma_{\text{mín}} \quad 2.59$$

Pra determinação do momento fletor e esforço cortante máximo, considera-se o talão e a ponta da sapata como estruturas independentes, com a extremidade interna engastada no tardo (ponto B), como demonstra a Figura 2.36.

Figura 2.36 - Condição de engastamento na sapata.



Fonte: XAVIER, 2011.

Com isso pode-se definir o esforço cortante ($C_{\text{máx}}$) pela Equação 2.60 para a ponta da sapata e a Equação 2.62 para o talão da sapata. O momento máximo ($M_{\text{máx}}$) para a ponta da sapata pode ser calculado através da Equação 2.61, no talão da sapata esse momento pode ser calculado pela Equação 2.63.

Para a ponta da sapata tem-se:

$$C_{\text{máx}} = C_B = \frac{(\sigma_I + \sigma_{II}) a}{2} \quad 2.60$$

$$M_{\text{máx}} = M_B = C_{\text{máx}} \frac{a}{3} \left(\frac{2\sigma_I + \sigma_{II}}{\sigma_I + \sigma_{II}} \right) \quad 2.61$$

Para o talão da sapata tem-se:

$$C_{\text{máx}} = C_B = \frac{(\sigma_{IV} + \sigma_{III}) b}{2} \quad 2.62$$

$$M_{\text{máx}} = M_B = C_{\text{máx}} \frac{b}{3} \left(\frac{2\sigma_{IV} + \sigma_{III}}{\sigma_{IV} + \sigma_{III}} \right) \quad 2.63$$

2.13 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA RESISTENTE

Ao se determinar os esforços solicitantes na estrutura devem-se dimensionar as armaduras, que tem por finalidade “absorver os esforços de tração em peças estruturais solicitadas a flexão e a tração [...]” (LEONHARDT, 2007).

Para o dimensionamento das armaduras se faz uso da NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) e auxílio de variadas literaturas. O dimensionamento ocorre considerando o muro como sendo uma laje em balanço engastada na sapata.

Moliterno (1994), diz que é conveniente projetar o muro com espessuras que resistam as tensões de cisalhamento, devido à dificuldade de execução das armaduras transversais nesse tipo de obra.

O detalhamento da armadura do conjunto será elaborado posteriormente na simulação de um projeto completo do muro de arrimo em concreto armado e fundação direta.

2.14 DRENAGEM DO MURO DE ARRIMO

O sistema de drenagem é essencial no projeto de um muro de arrimo, a execução do mesmo é apresentada pela norma NBR 15645 (ABNT 2008), que direciona o profissional da construção civil a dimensionar uma drenagem que garanta que não ocorram infiltrações que danifiquem o muro. Caso não seja considerada nos cálculos a existência de solo saturado é

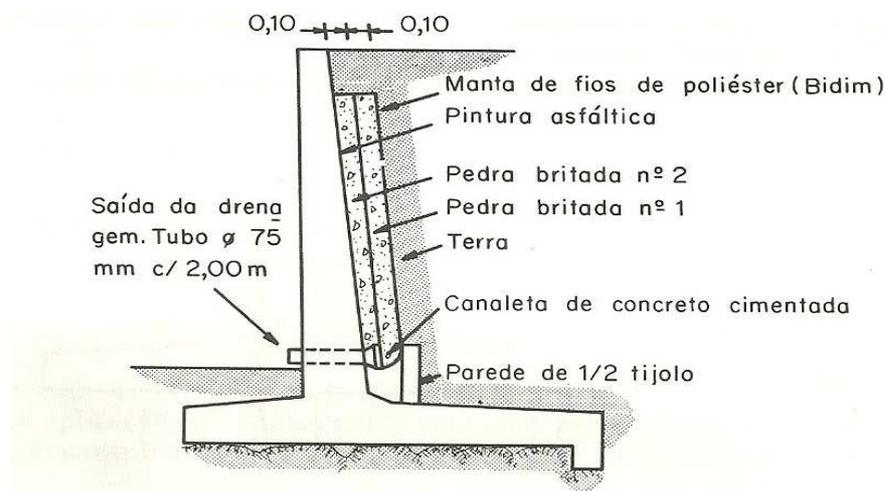
imprescindível dimensionar um sistema de drenagem, a fim de diminuir ao máximo o efeito da pressão que a água exerce, sendo a principal causa do colapso desse tipo de estrutura.

De acordo com Moliterno (1994), os sistemas de drenagem podem ser superficiais ou internos. O sistema de drenagem superficial deve captar e conduzir as águas que incidem na superfície, não só da região estudada, mas de toda a bacia de captação.

Em muros de arrimo de concreto armado o sistema de drenagem mais usual é composto por uma camada drenante disposta na vertical, constituída de areia ou pedra britada. Segundo Xavier (2011), na intersecção do tardo com a sapata, ao longo de todo o comprimento do muro utiliza-se os barbacãs que possuem diâmetros que podem variar de 50 mm a 100 mm, dispostos de 1,5 a 2,0 metros de distância um do outro, com a finalidade de captar a água do dreno e sempre que possível ligar os barbacãs as instalações de água pluvial.

Existem processos que aperfeiçoam a funcionalidade dos drenos, como por exemplo, a utilização de uma manta geotêxtil, feita de fios de poliéster conhecidas como bidim, que são executadas na interface de areia ou brita com o solo. Outro fator importante para garantir que o solo não fique saturado é a utilização de canaletas na superfície do aterro, com o objetivo de coletar as águas superficiais. A Figura 2.37 ilustra o sistema de drenagem descrito.

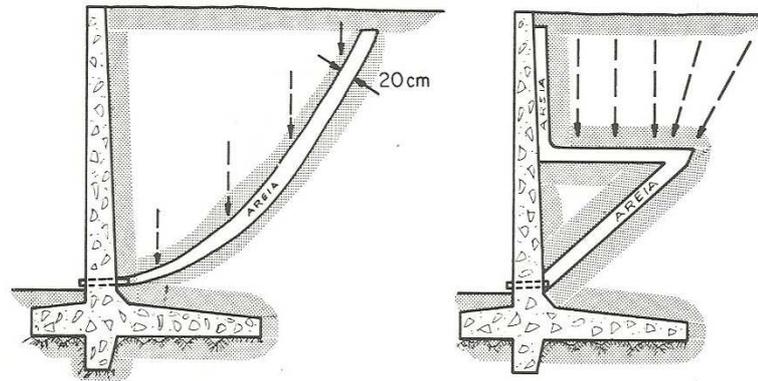
Figura 2.37 - Sistema de drenagem convencional de muros em concreto armado.



Fonte: MOLITERNO, 1994.

Existem outras soluções satisfatórias para os sistemas de drenagem, porém, são de difícil execução, como por exemplo, a execução de tapetes drenantes ao longo do talude, ou o emprego de areia grossa envolvida em manta de fios de poliéster ao longo do maciço, aumentando assim a área de contato dos drenos, aperfeiçoando o sistema de drenagem. A Figura 2.38 representa esse sistema.

Figura 2.38 - Drenagem com areia grossa envolvida em manta de fios de poliéster.



Fonte: MOLITERNO, 1994.

2.15 DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS RESISTENTES

Com os valores dos esforços solicitantes e cálculo do diagrama de esforço cortante e momento fletor é possível determinar as armaduras resistentes da estrutura. Para o dimensionamento considera-se aço CA-50 e concreto de 20 MPa. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm, adota-se cobrimento de concreto igual a 3 cm, porém, para assegurar o cobrimento mínimo ao longo de toda a estrutura deve-se considerar o valor do cobrimento nominal, que é obtido pela soma do cobrimento mínimo com o valor de 10 mm em obras que não possuam um controle rigoroso, portanto adota-se o cobrimento igual a 4 cm. Como visto anteriormente, o muro será calculado como uma laje em balanço vertical engastada na fundação direta (sapata).

2.15.1 Armação do muro

No muro determinam-se as áreas de aço para as seções de metro em metro a partir do topo do muro, desta forma, tem-se segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2005, apud XAVIER, 2011, p. 48) que a armadura principal da estrutura é determinada por:

- Seção 1: (De acordo com a Tabela de dimensionamento de seção retangular do Anexo 1, tem-se que o $K_{md \text{ front } 3-4}$ é igual a 0,320). Segundo a ABNT NBR 6118:2014, Tabela 13.2 – Valores do coeficiente adicional (γ_n) para lajes em balanço têm-se que para espessura de 10 cm o valor de (γ_n) é de 1,45, tal coeficiente majora os esforços

solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 12.4.1, Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes (γ_c) e (γ_s), os valores para a verificação no estado-limite último são de 1,4 e 1,15, respectivamente. É utilizada a Equação 2.64 para a determinação da altura da viga ($d_{\text{mín}}$).

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} \text{front } 3-4}} \quad 2.64$$

De acordo com Moliterno (1994), para o cálculo das espessuras intermediárias tem-se a Equação 2.65:

$$\Delta d = \frac{d_i - d_0}{n} \quad 2.65$$

Sendo n o número de seções consideradas no cálculo e Δd a variação de espessura por metro de muro.

Deve ser feita uma verificação quanto ao uso apenas de armadura simples, para isso tem-se as Equações 2.66 e 2.67:

$$d = d_i + \Delta d - C_{\text{nom}} \quad 2.66$$

$$d \geq d_{\text{mín}} \quad 2.67$$

Se atender ao requisito de armadura simples, a área de aço da armadura principal pode ser calculada utilizando a Equação 2.69 e a Tabela de dimensionamento de seções retangulares do Anexo A, onde pode ser encontrado o valor de K_z , para isso deve ser determinado posteriormente o K_{md} , através da Equação 2.68.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad 2.68$$

$$A_{s,1} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}} \quad 2.69$$

Consultando a ABNT NBR 6118:2014, Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas, tem-se que para aço CA-50 e concreto de 20 MPa a taxa mínima de armadura ($\rho_{\text{mín}}$) é de 0,150%, com esse valor é possível calcular a área de aço mínima pela Equação 2.70.

$$A_{\text{smín}} = \rho_{\text{mín}} b_w d \quad 2.70$$

Faz-se então uma comparação entre a área de aço calculada ($A_{S,1}$) e a área de aço mínima, admitindo-se como a área de aço da seção o maior valor entre elas.

Determinado a armadura principal é necessário o cálculo da armadura de distribuição, que de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, Seção 19.3.3.2, Tabela 19.1, a armadura de distribuição deve ser 20% da armadura principal, sendo assim é determinada pela Equação 2.71:

$$A_{\text{distr}} = \frac{1}{5} \cdot A_s \quad 2.71$$

De acordo com Moliterno (1994), deve-se evitar o uso de armadura transversal para combater as tensões de cisalhamento com o intuito de facilitar a execução da armação do muro. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, seção 19.4, a força cortante de cálculo (V_{Sd}) deve ser menor que a força resistente de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), como representado na Equação 2.72:

$$V_{\text{Sd}} \leq V_{\text{Rd1}} \quad 2.72$$

A força cortante resistente de cálculo segundo a norma é determinada pela Equação 2.73:

$$V_{\text{Rd1}} = [\tau_{\text{Rd}} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{\text{cp}}] b_w d \quad 2.73$$

Onde:

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão.

O valor da tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (τ_{Rd}) é determinado pela Equação 2.74, que é dependente da Equação 2.75:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} \quad 2.74$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad 2.75$$

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, seção 8.2.5, o valor de $f_{ctk,inf}$ é 70% do valor da resistência à tração direta ($f_{ct,m}$), que podem ser determinados pelas Equações 2.76 e 2.77:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad 2.76$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad 2.77$$

A ABNT NBR 6118:2014, contempla na seção 19.4 os valores de (k) Equação 2.78 e (ρ_1) Equação 2.79:

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;
- para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros;

$$k = |1,6 - d| \quad 2.78$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \quad 2.79$$

Marzionna e Maffei (1998), dizem que quando o efeito normal se dá exclusivamente pelo peso próprio da estrutura, não é considerado, pois sua grandeza é relativamente menor que as demais solicitações, como está representado na Equação 2.80:

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c = \text{zero} \quad 2.80$$

A força cortante de cálculo (V_{Sd}) deve ser determinada para a seção mais solicitada, resultando no produto da majoração dessa solicitação com o γ_c .

Moliterno (1994), explica que deve ser colocado ao lado externo do muro uma armadura suplementar, mesmo que está seja desnecessária no ponto de vista da resistência, porém ameniza os efeitos da retração do concreto e da diferença de temperatura entre as faces interna e externa. Adota-se para a armadura suplementar (A'_s) uma malha simétrica, que pode variar de 0,1% a 0,3% da seção transversal colocada ao longo da altura, com isso tem-se:

$$A'_s = 0,001 \frac{(d_o + d_i)}{2} h \quad 2.81$$

As emendas por traspasse de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, Seção 9.5.2 não são permitidas para barras de bitola maior que 32 mm e segundo a Seção 9.5.2.1 da mesma norma, quando as barras apresentam diâmetros diferentes o comprimento de traspasse deve ser determinado pela barra de maior diâmetro.

A ABNT NBR 6118:2014 define na Seção 9.4.2.4, o comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessária para ancorar a força limite ($A_s f_{yd}$) nessa barra, admitindo (f_{bd}) como resistência de aderência uniforme na Equação 2.83, o comprimento de ancoragem é determinado pela Equação 2.82:

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad 2.82$$

$$f_{bd} = n_1 n_2 n_3 f_{ctd} \quad 2.83$$

De acordo com a Seção 9.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, n_1 vale 2,25 para barras nervuradas, n_2 vale 1,0 para situações de boa aderência que são descritas no Item 9.3.1 e n_3 tem o valor de 1,0 para bitolas menores que 32 mm.

2.15.2 Armação da sapata

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, Seção 22.6, as sapatas são estruturas usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta. É necessário verificar se a sapata é considerada rígida ou flexível, quando atendida a expressão da Equação 2.84 a sapata é considerada rígida e pode-se admitir plana a distribuição de

tensões normais no contato sapata-terreno, se a expressão não for atendida a sapata é considerada flexível.

$$h \geq (a - a_p) / 3 \quad 2.84$$

Onde: h é a altura da sapata, a é a dimensão da sapata em uma determinada direção e a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para a armação da Sapata, caso atendido ao requisito de armadura simples, calcula-se da mesma forma que a armação do muro.

3 METODOLOGIA

O presente estudo tem por objetivo direcionar o profissional de engenharia civil em um projeto de muro de arrimo em concreto armado, onde foi realizada uma vasta pesquisa bibliográfica abrangendo as obras de contenção existentes, técnicas construtivas, empuxos de terra, Normas Brasileiras Regulamentadoras como a – ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) e a – ABNT NBR 6122:2019 (Projeto e execução de fundações), que irão auxiliar no dimensionamento a fim de prover maior compreensão no assunto em questão.

Métodos como o de Rankine e o método de Coulomb foram abordados e comparados para poder aderir o mais conveniente, de acordo com as características do suposto local onde o muro será executado. Convém mencionar que existem inúmeras formas e métodos para a obtenção do cálculo do empuxo, sua grande maioria apresentam resultados satisfatórios.

O pré-dimensionamento foi descrito em etapas, onde apresentará processos utilizados por autores distintos e irá expor dados encontrados como a altura total, espessura do muro, espessura da sapata. No dimensionamento do muro será verificada a estabilidade do conjunto quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade suporte do solo, a partir das medidas obtidas no pré-dimensionamento.

A partir de uma exemplificação da teoria será feito uma simulação de todas as etapas do dimensionamento do muro de arrimo em concreto armado, juntamente com o sistema de drenagem, detalhamento das armaduras e a fundação do mesmo. Para o dimensionamento da estrutura adotou-se os parâmetros para o solo que estão apresentados na Tabela 3.1, dados obtidos através de médias de ensaios de solos de 3 cidades diferentes do estado de Goiás:

Tabela 3.1 – Parâmetros do solo considerado para dimensionamento do muro.

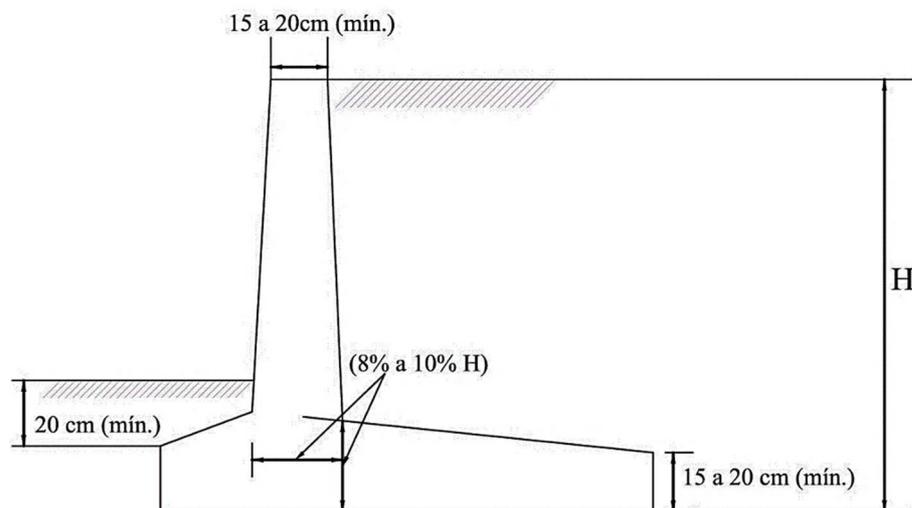
Parâmetro do solo	Valor adotado
Massa específica do solo seco	1642 kg/m ³
Massa específica do solo úmido	1888 kg/m ³
Ângulo de atrito interno do solo (φ)	30°
Tensão admissível do solo (σ_s)	2,0 kgf/cm ²
Ângulo de inclinação do terreno adjacente (β)	10°

Fonte: AUTOR (2020).

Para o cálculo do muro de arrimo para o caso proposto, considera-se uma sobrecarga sobre o terrapleno de 400 kgf/m^2 , considera-se também no topo da estrutura de arrimo um parapeito de alvenaria de tijolos com espessura de 0,1 metros e altura de 1,5 metros.

O muro deverá ser executado em concreto armado, onde o concreto deve resistir a 25 MPa e serão utilizadas armaduras conforme apresentadas no dimensionamento em aço CA50. Apresentará também um sistema de drenagem pré dimensionado, afim de diminuir os esforços solicitantes na contenção. As medidas do muro serão pré-determinadas com base na Figura 3.1, considerando a altura (H) igual a 4,00m e as demais dimensões em função de H.

Figura 3.1 – Medidas consideradas para o pré-dimensionamento do muro.



Fonte: MARCHETTI (adaptado, 2008).

Serão utilizados os *softwares* AutoCad® e Ftool para auxiliar no detalhamento e demonstração das armaduras e esforços solicitantes do muro de arrimo e da sapata corrida que irá transmitir os esforços para o solo e para conferência de valores dos Esforços cortantes e Momentos fletores.

3.1 MÉTODOS PARA A EXECUÇÃO DO MURO DE ARRIMO

Para o início da execução do muro de arrimo, é necessária a realização de um corte no terrapleno natural, para que a construção do muro seja executada no alinhamento estabelecido pelo projeto arquitetônico. Deve-se ter o cuidado de preparar a base para garantir que o muro se assente em terreno natural ou terreno bem compactado, a fim de se garantir o parâmetro estabelecido no projeto.

Em seguida é executado o muro de acordo com o projeto elaborado por um profissional qualificado, que atenda as normas, minimizando assim futuras patologias. Após a execução do muro é realizado sua impermeabilização, em seguida é executado o reaterro que apresenta como metodologia o apiloamento do terreno com soquete manual em camadas de 20 cm em 20 cm de espessura, para Ranzini e Negro Jr. (1998) a compactação do solo atrás do muro é um importante gerador de empuxos laterais, é essencial nessa etapa o controle de umidade do aterro bem como a execução de um sistema de drenagem junto ao muro.

Para a elaboração do projeto e execução de estruturas de concreto armado é necessário a NBR 6118:2014, portanto, para que se execute um projeto que atenda a segurança e que seja viável economicamente é necessário seguir os parâmetros da norma.

3.2 CÁLCULO DO EMPUXO DE TERRA

Com os valores da sobrecarga do terrapleno de 400 kgf/m^2 e o peso específico do solo de 1888 kgf/m^3 foi possível encontrar uma altura equivalente de solo (h_0) referente à sobrecarga, com o valor de 0,21 m, como demonstrado no Apêndice A (A.1.1). Com esse valor, os cálculos de empuxo se fizeram determináveis, cálculos esses que são necessários para a determinação dos esforços solicitantes no muro e na sapata, para que seja então possível realizar o dimensionamento do muro em questão.

3.2.1 Método de Rankine

Considerando a teoria de Rankine exposta na Seção 2.7, onde o atrito solo-muro é igual a zero e que os empuxos de terra atuam paralelamente a superfície do terreno, pode-se determinar o coeficiente de empuxo ativo (K_a) do caso proposto, como sendo 0,3495, presente no Apêndice A (A.1.2.1).

Com o valor do coeficiente de empuxo ativo é possível calcular a grandeza do empuxo, visto que, já são conhecidos os valores da altura do terrapleno e da altura equivalente de solo devido à sobrecarga, bem como, o peso específico natural do solo (γ), portanto tem-se $E_a = 5,85 \text{ tf/m}$, de acordo com o Apêndice A (A.1.2.2).

Pode-se então determinar o ponto de aplicação do empuxo (y), partindo da base do muro, utilizando a Equação 2.19, conforme o Apêndice A resultando em 1,40 m, em sua seção A.1.2.3.

3.2.2 Método de Coulomb

Considerando a teoria de Coulomb descrita na Seção 2.8, onde uma pequena deformação da estrutura é capaz de mobilizar o estado limite e o plano que ocorre o deslizamento é aquele que limita o prisma de empuxo máximo sobre o suporte, pode-se calcular o coeficiente de empuxo ativo, considerando o valor de $\alpha = 90^\circ$ e $\delta = (2\varphi/3)$, tem-se que $K_a=0,34$ (A.1.3.1).

Com o valor do coeficiente de empuxo ativo determinado, pode-se calcular, como dado na Seção A.1.3.2 a grandeza do empuxo estabelecida por Coulomb, como sendo igual a 5,70 tf/m.

Por Coloumb não especificar o ponto de aplicação do empuxo pode ser utilizado o mesmo calculado para a teoria de Rankine.

Observação: Os valores de empuxo calculados por ambas as teorias foram arredondados para cima, ou seja, a favor da segurança.

Comparando os resultados obtidos (Tabela 3.2), pode-se constatar que a teoria de Rankine é mais conservadora que a teoria de Coulomb, visto que, não considera o atrito solo-muro como parâmetro de cálculo, dentre outros fatores. Portanto conclui-se que a teoria de Rankine está a favor da segurança e a teoria de Coulomb é mais viável economicamente. Para continuidade do dimensionamento da estrutura será utilizado o valor obtido pela teoria de Coulomb.

Tabela 3.2 – Comparação de resultados de Coloumb e Rankine.

φ	Coloumb	Rankine
h_0	0,21 m	0,21 m
K_a	0,3400	0,3495
E_a	5,70 tf/m	5,85 tf/m
y	1,40 m	1,40 m

Fonte: AUTOR (2020).

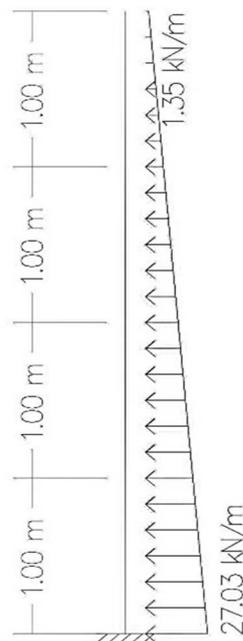
3.3 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

Foi necessário determinar os esforços solicitantes na sapata e no muro, afim de obter os seus respectivos carregamentos e solicitações para então ser possível dimensionar o muro de arrimo em concreto armado.

De acordo com a Seção 2.12, o tardoz é calculado de metro em metro da estrutura. Com a ocorrência de sobrecarga a distribuição do carregamento será trapezoidal como indica o tem 2.12.1. Para a determinação dos diagramas de momento fletor e esforço cortante é necessário obter a distribuição do carregamento no topo e na base do tardoz, que são dados no Apêndice A (A.1.8), sendo eles $0,135 \text{ tf/m}^2$ e $2,703 \text{ tf/m}^2$, respectivamente.

O muro de arrimo pode ter seus esforços determinados através de um esquema de uma viga engastada com uma seção variável de acordo com sua altura total, dada pela altura do aterro. A Figura 3.2 representa a distribuição de carregamentos na estrutura.

Figura 3.2 - Distribuição de carregamentos no tardoz.



Fonte: Autor, 2020.

Os valores determinados para o momento fletor e esforço cortante nas quatro seções (de metro em metro) do muro estão demonstrados na Tabela 3.3, obtida pelos resultados apresentados na Seção A.1.8 do Apêndice A.

Tabela 3.3 – Determinação de Momento Fletor e Esforço Cortante ao longo do muro.

Distância do topo do muro (m)	Momento fletor (tf.m)	Esforço Cortante (tf)
1,00 m	0,180	0,472
2,00 m	1,170	1,620
3,00 m	3,644	3,443
4,00 m	8,280	5,940

Fonte: AUTOR (2020).

3.3.1 Esforços solicitantes na sapata

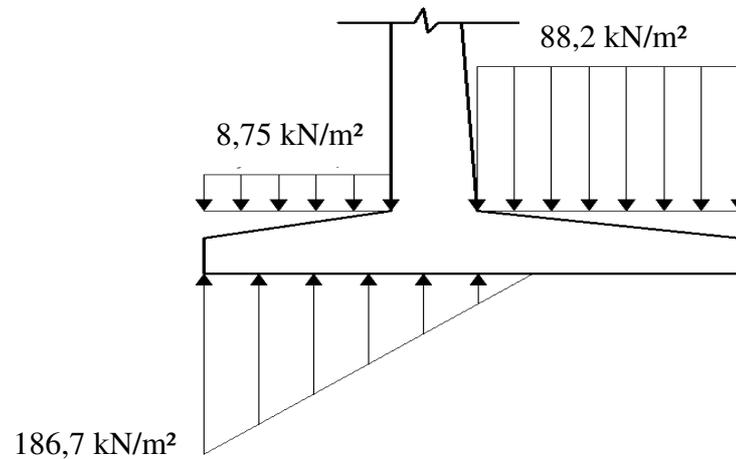
Para a determinação dos carregamentos na sapata segue-se as fórmulas estabelecidas na Seção 2.13.1, obtida pelos resultados apresentados na Seção A.1.9, resultando na Tabela 3.4:

Tabela 3.4 – Carregamento na sapata.

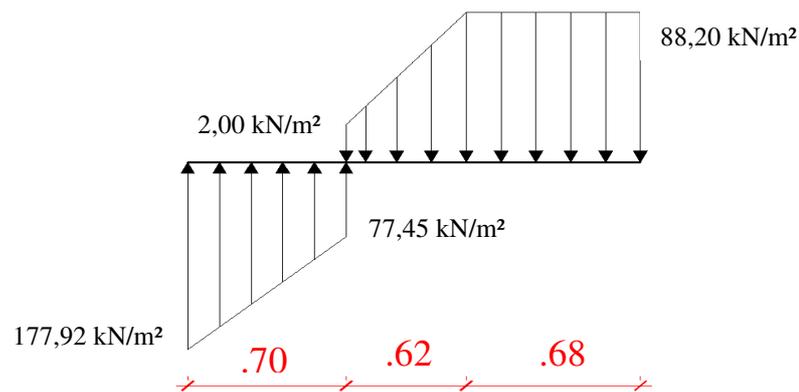
Ponto de cálculo	Valor (kN/m²)
σ_p	8,75
σ_t	88,20
σ_I	177,92
σ_{II}	77,45
σ_{III}	2,00
σ_{IV}	88,20

Fonte: AUTOR (2020).

A Figura 3.3 indica os carregamentos submetidos na sapata, e a Figura 3.4 ilustra o resultado desses carregamentos.

Figura 3.3 - Carregamentos na sapata.

Fonte: Autor, 2020.

Figura 3.4 - Somatório dos carregamentos na sapata.

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 3.5 apresenta os resultados dos esforços cortantes e momentos fletores máximos na sapata, tanto na ponta como no talão da mesma, que estão representados na Seção A.1.9 do Apêndice A.

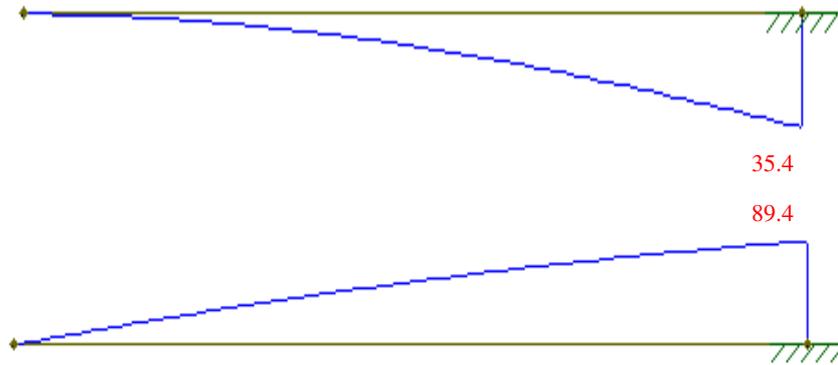
Tabela 3.5 – Esforços cortantes e momentos fletores máximos na sapata.

Ponto de cálculo	Momento (kN.m)	Cortante (KN)
Na ponta	35,40	89,40
No talão	94,19	87,94

Fonte: AUTOR (2020).

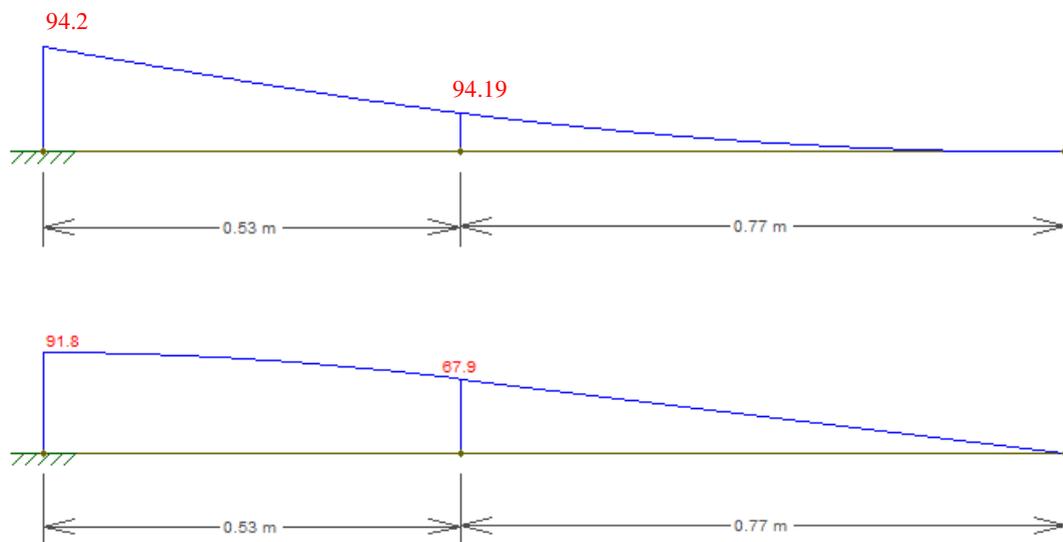
A Figura 3.5 representa os diagramas de momento fletor e esforço cortante da ponta da sapata. A Figura 3.6 apresenta os diagramas de momento fletor e esforço cortante do talão da sapata.

Figura 3.5 - Diagrama de momento fletor e esforço cortante da ponta da sapata, respectivamente.



Fonte: Autor, 2020.

Figura 3.6 - Diagrama de momento fletor e esforço cortante do talão da sapata, respectivamente.



Fonte: Autor, 2020.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MURO

Como visto anteriormente na Seção 2.10, o muro de arrimo em concreto armado e fundação direta é calculado como sendo uma laje vertical em balanço que se encontra engastada na sapata (fundação direta), portanto, para a continuidade do dimensionamento é necessário determinar o momento fletor na base do muro, seu valor obtido foi 7,98 tf.m/m, conforme Apêndice A (A.1.4.1).

Com o valor do momento fletor na base do muro define-se a altura útil da seção de concreto (d) igual a 29 cm (A.1.4.2).

Considerando a ABNT NBR 6118:2014, Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c=10$ mm, adota-se cobrimento de concreto igual a 3 cm, sendo assim, define-se a espessura da base do muro (d_i), como resultado da Seção A.1.4.3, como 32 cm.

O dimensionamento do topo do muro (d_0) segue a ABNT NBR 6118:2014 – art.13 – inciso 13.2.4.1, alínea c, que contempla que laje maciça em balanço a dimensão mínima que pode ser adotada é de 10 cm.

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SAPATA

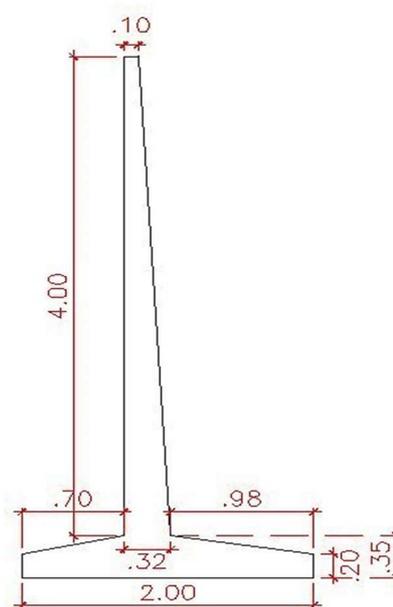
Moliterno (1994), indica que por experiência os valores da largura da sapata (b_s) variam entre 50% e 60% da altura do muro, para a ponta da sapata (r) esses valores podem variar entre 1/6 e 1/8 dessa altura e para o talão pré dimensionado utiliza-se a Equação 2.24 para a sua determinação, resultando na Tabela 4.1.

Para que se atenda a condição de engastamento do muro na sapata determina-se que $d_s > d_i$, portanto será adotado $d_s = 0,35$ m. Nas extremidades da sapata adota-se a espessura entre 10 e 30 cm de modo que seja dado um chanfro suave na sapata, nesse caso adota-se 20 cm nas extremidades. A Figura 4.1 representa o muro pré-dimensionado e a Tabela 4.1 apresenta as dimensões do pré-dimensionamento obtidas com base na Seção 2.10, resultado da Seção A.1.4.

Tabela 4.1 – Dimensões da sapata.

Dimensões da sapata	Valor obtido
Largura da sapata (b_s)	2,00 m
Ponta da sapata (r)	0,70 m
Talão pré-dimensionado (t)	0,98 m
Espessura da sapata (d_s)	0,35 m
Extremidades da sapata	0,20 m

Fonte: AUTOR (2020).

Figura 4.1 - Pré-dimensionamento do muro de arrimo.

Fonte: Autor, 2020.

4.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CONJUNTO

Faz-se necessário, antes do cálculo dos esforços solicitantes para a determinação das armaduras resistentes, a verificação da estabilidade do conjunto solo-muro. Para que seja possível tal verificação é necessário determinar as ações verticais, horizontais e os momentos no muro desprezando as inclinações na sapata e a mísula, segue-se assim, a Seção 2.11 com análise na Figura 2.30. Considerando o peso específico do concreto igual a 2500 kgf/m^3 e o peso específico do tijolo igual a 1600 kgf/m^3 .

A) Cargas verticais apresentadas na Tabela 4.2, apresentando resultados do Apêndice A, Seção A.1.5:

Tabela 4.2 – Cargas verticais.

Carga determinada	Valor obtido
Peso do muro (G_M)	2,10 tf/m
Peso do parapeito de alvenaria (G_0)	0,24 tf/m
Peso da sapata (G_S)	1,75 tf/m
Peso de terra sobre o talão da sapata (G_T)	8,23 tf/m
PESO TOTAL (N)	12,32 tf/m

Fonte: AUTOR (2020).

B) Carga horizontal:

A carga horizontal é composta apenas pela grandeza do empuxo ativo, tem-se assim que a carga horizontal vale 5,70 tf/m (A.1.3.2).

C) Momentos:

Para a determinação dos momentos gerados por todas as cargas é necessário o cálculo dos braços de alavanca, que é a distância do ponto de aplicação da carga até a extremidade inferior da ponta da sapata, com isso, tem-se a Tabela 4.3, que apresenta os resultados da Seção A.1.5.

Tabela 4.3 – Braços de alavanca.

Braço de alavanca	Distância da linha de atuação
Muro (g_M)	0,815 m
Parapeito de alvenaria (g_0)	0,750 m
Terra sobre o talão da sapata (g_T)	1,450 m
Sapata (g_S)	1,000 m
Empuxo (y')	1,750 m

Fonte: AUTOR (2020).

Com a determinação dos braços de alavanca, pode-se determinar o momento resistente (M_i) e o momento atuante (M_e) como sendo 15,575 tf.m (A.1.5.14) e 9,975 tf.m (A.1.5.15), respectivamente. Tendo como momento resultante 5,6 tf.m.

4.3.1 Verificação da segurança ao tombamento

Para verificação da segurança quanto ao tombamento segue-se a Seção 2.11.1, Equação 2.41, onde:

$$1,50 \leq 1,56$$

A verificação da segurança quanto ao tombamento foi atendida, visto que, 1,56, que foi obtido em A.1.5.16, é maior que 1,50.

4.3.2 Verificação da segurança ao deslizamento

Para verificação da segurança quanto ao deslizamento segue-se a Seção 2.11.2, Equação 2.46, onde o coeficiente de atrito do concreto sobre terra seca (μ) é igual a 0,55, portanto temos que (A.1.6.1):

$$\varepsilon_1 = 1,19 \geq 1,5$$

A verificação da segurança quanto ao deslizamento não foi atendida, pois o valor do coeficiente de segurança calculado é menor que 1,5. Como solução prática para o problema recomenda-se dentar a sapata, para que a mesma aproveite a ação do empuxo passivo.

O processo para dentar a sapata é realizado por tentativa, admite-se de princípio o dente de 0,25 m para ancoragem, portanto, somando com a altura da sapata tem-se a altura total (z_0) de 0,60 m.

Com o valor da altura total pode-se calcular o valor do coeficiente de empuxo passivo, bem como, o valor da grandeza do empuxo, como indicado no Item 2.8, como sendo 10,90 (a.1.6.2) e 3,71 tf/m (A.1.6.3), respectivamente.

Com o valor do empuxo passivo é realizada a correção da componente tangencial e posteriormente determina-se uma nova verificação do coeficiente de segurança contra o

deslizamento, como sendo o valor tangencial apresentado no Apêndice A, Seção 1.6.4 igual a 1,99 tf/m e para a verificação quanto a ε_1 tem-se (A.1.6.5):

$$\varepsilon_1 = 3,41 > 1,5.$$

A verificação da segurança contra o deslizamento foi atendida apenas dentando a sapata, e com isso, aproveitando a ação do empuxo passivo.

É necessária a correção dos momentos, pois o valor do momento atuante (M_e) aumenta, para isso, determina-se o ponto de aplicação do empuxo passivo como sendo 0,20m (A.1.6.6). O valor calculado para o momento atuante passa a ser 10,23 tf.m, conforme dado da Seção A.1.6.8 e o momento resultante igual a 5,345 tf.m, de acordo com a Seção A.1.6.9.

Com o valor do momento atuante (M_e) modificado é necessário calcular novamente a verificação da segurança contra o tombamento, que passa a ser:

$$1,50 \leq 1,52. \text{ Satisfaz.}$$

4.3.3 Verificação da capacidade suporte do solo

Para determinação da tensão máxima e mínima é necessário antes à verificação do centro de pressão (u) e da excentricidade (e), seguindo a Seção 2.11.3 tem-se a Tabela 4.4, que apresenta resultados da Seção A.1.7 do Apêndice A.

Tabela 4.4 – Verificação quanto a excentricidade.

Valor a ser determinado	Valor obtido
Centro de pressão (u)	0,44 m
Excentricidade (e)	0,56 m
Verificação quanto a excentricidade ($b_s/6$)	0,333 m

Fonte: AUTOR (2020).

Com isso tem-se que o valor da excentricidade é maior que $b_s/6$, logo, a pressão mínima terá valores menores que zero e haverá tração no solo.

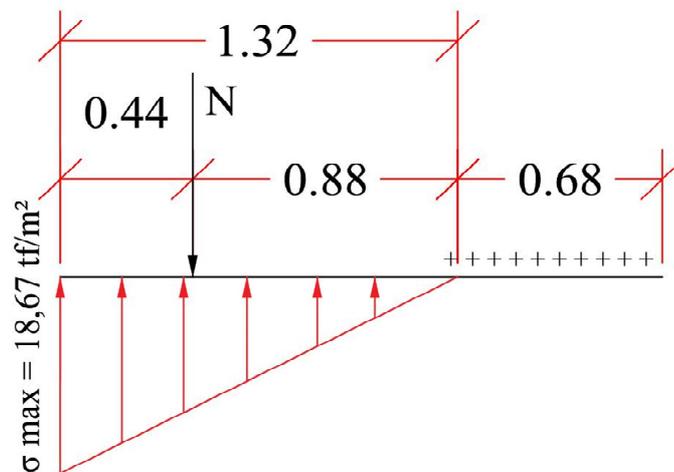
Para a determinação da tensão máxima excluindo a zona tracionada, segue-se o item 2.11.3, Equação 2.50, cálculo apresentado no Item A.1.7.3.

$$18,67 \text{ tf/m}^2 \leq 20 \text{ tf/m}^2$$

Como a tensão máxima apresenta valor menor que o da tensão admissível do solo, satisfaz a condição de estabilidade. Nesta situação, a resultante da força normal estará a uma distância $d/3$ da extremidade da ponta da sapata, valendo assim 0,44 m (A.1.7.4).

A Figura 4.2 representa a tensão atuante no solo e o ponto de aplicação da resultante normal com as devidas distâncias.

Figura 4.2 - Tensão atuante no solo e ponto de aplicação da resultante normal.



Fonte: Autor, 2020.

4.4 DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS RESISTENTES

4.4.1 Armação do muro

Como apresentado por Carvalho e Figueiredo Filho (2005, apud XAVIER, 2011, p. 48) a armadura principal da estrutura é determinada de metro em metro. Afim de determinar a armadura do muro segue-se os passos apresentados na Seção 2.15.1. Foi feita uma verificação quanto ao uso apenas de armadura simples. Dividiu-se em 4 seções para calcular a altura mínima da viga (d_{\min}) de cada seção pela Equação 2.64, e para a determinação da altura da viga (d) foram utilizadas as Equações 2.65 e 2.66. Todas atenderam ao requisito de armadura simples, podendo então, utilizar o a Equação 2.69 para a determinação da armadura.

A Equação 2.69 depende do K_z , que é um coeficiente apresentado no Anexo A, este dependente do K_{md} obtido pela Equação 2.6, com isso foi possível determinar as armaduras

de cada seção. Há também a necessidade do cálculo da armadura simples, esta pode ser calculada pela Equação 2.70. Todos os dados estão representados na Tabela 4.5, resultados do Item A.1.10.

Tabela 4.5 – Determinação de armadura do muro.

Seção	D _{mín} (cm)	Δd (cm)	d (cm)	K _{md}	K _z	A _s (cm ² /m)	A _{s,mín} (cm ² /m)
1	2,39	5,50	11,50	0,015	0,991	0,55	2,325
2	6,09	5,50	17,00	0,045	0,973	2,36	3,150
3	10,75	5,50	22,50	0,075	0,954	5,66	3,975
4	16,20	5,50	28,00	0,110	0,930	10,60	4,800

Fonte: AUTOR (2020).

Tabela 4.6 – Especificação da armadura principal do muro.

Seção	Distância da seção em relação ao topo do muro	Especificação da armadura principal	Área Efetiva (cm ² /m)
1	1 metro	9 Ø 8,0 c/ 12	4,19
2	2 metros	9 Ø 8,0 c/ 12	4,19
3	3 metros	9 Ø 12,5 c/ 12	10,23
4	4 metros	10 Ø 12,5 c/ 11	11,16

Fonte: AUTOR (2020).

Determinado a armadura principal é necessário o cálculo da armadura de distribuição (A.1.10.18):

$$A_{distr} = 2,12 \text{ cm}^2/m$$

$$5 \text{ Ø } 8,0 \text{ c/ } 20 \text{ (Área} = 2,51 \text{ cm}^2/m)$$

- Verificação de necessidade de armadura transversal:

A força cortante resistente de cálculo (V_{RD1}) segundo a norma que nos fornece a Equação 2.73 expressa na Seção 2.15.1, vale 137,86 kN, como foi dado na Seção A.1.10.25 do Apêndice A. A força cortante de cálculo (V_{sd}) deve ser determinada para a seção mais solicitada, com isso obtem-se o valor de 83,16 kN (A.1.10.26).

$V_{sd} < V_{RD1}$, portanto não se faz necessário o uso de armadura transversal de cisalhamento.

- Armadura suplementar do lado externo do muro, apresentada na Seção A.1.10.27:

$$A'_s = 8,4 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset 8,0 c/ 25 (Área = 2,01 cm²/m) armadura horizontal/m

4 \emptyset 8,0 c/ 25 (Área = 2,01 cm²/m) armadura vertical/m

Para a determinação do comprimento de ancoragem básico (l_b), utilizou-se a Equação 2.82, determinou-se anteriormente o valor da resistência de aderência (f_{bd}), através da Equação 2.83, como sendo 2,486 MPa (A.1.11.1) e a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento (f_{ctd}) é 1,105 MPa como calculado anteriormente no Item A.1.10.21. Portanto o comprimento de ancoragem é de 55 cm para a seção 2-3 (A.1.10.28).

4.4.2 Armação da sapata

- Verificação da sapata quanto a sua rigidez:

$$31 \text{ cm} \geq 56 \text{ cm}$$

Sendo assim, a condição de sapata rígida não foi atendida e a sapata é considerada flexível, e as verificações são realizadas como no tardo. O comportamento de uma sapata flexível segundo a ABNT NBR 6118:2014, § 22.6.2.3, é caracterizada pelo trabalho à flexão nas duas direções ortogonais e a força cisalhante, na Seção 19.5 da norma. A sapata flexível podendo ser utilizada em solos com pressão admissível abaixo de 0,15 Mpa. Para o cálculo da armadura principal no talão, tem-se a Tabela 4.6, que foi determinada na Seção A.1.11 do Apêndice A.

Tabela 4.7 – Determinação de armadura da Sapata.

Seção	D _{mín} (cm)	Δd (cm)	d (cm)	K _{md}	K _z	A _s (cm ² /m)	A _{s,mín} (cm ² /m)
Talão	17,00	5,50	31,00	0,096	0,937	10,45	5,25
Ponta	10,70	5,50	31,00	0,040	0,957	3,85	5,25

Fonte: AUTOR (2020).

Tabela 4.6 – Especificações da armadura principal da sapata.

Seção	Especificação da armadura principal	Área Efetiva (cm²/m)
Talão	10 Ø 12,5 c/ 10	12,50
Ponta	9 Ø 10,0 c/ 12	6,54
4	10 Ø 12,5 c/ 11	11,16

Fonte: AUTOR (2020).

Determinado a área de aço da armadura principal, deve-se calcular a armadura de distribuição, de acordo com a norma, valores obtidos pelo Apêndice A, Seção A.1.11.10:

$$A_{distr} = 1,54 \text{ cm}^2/m$$

$$9 \text{ Ø } 8,0 \text{ c/ } 22 \text{ (Área} = 2,28 \text{ cm}^2/2,0 \text{ m)}$$

- Verificação de necessidade de armadura transversal:

A força cortante resistente de cálculo (V_{RD1}) segundo a norma que nos fornece a Equação 2.73 expressa na Seção 2.15.1, determinada em A.1.11.17, vale 147,32 kN. A força cortante de cálculo (V_{Sd}) deve ser determinada para a seção mais solicitada, com isso obtém-se o valor de 131,60 kN (A.1.11.18).

$V_{Sd} < V_{RD1}$, portanto não se faz necessário o uso de armadura transversal de cisalhamento.

Por questões de praticidade, Xavier (2011) considera a armação suplementar a mesma armação principal e de distribuição.

De acordo com a NBR 6118:2014, seção 18.2.4, “sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evitá-la”. Os estribos suplementares que consistem em uma barra reta, terminada em ganchos, que atravessam a seção da peça e envolvem a barra longitudinal, conhecidos na prática como “gancho de açougueiro” são dispositivos que evitam a ocorrência de flambagem na estrutura. Para o projeto do muro de arrimo adota-se para os estribos suplementares Ø 6,3 c/ 25 (8x) – VAR. Coloca-se também a critério do projetista uma armadura adicional para o canto interno do muro, com a finalidade de auxiliar no combate dos esforços máximos e momentos volventes presentes na região, sua utilização pode ser

dispensada, contudo, aumenta a segurança da estrutura, adota-se no projeto a armadura detalhada no projeto executivo por Moliterno (1994), como sendo, $\emptyset 6,3 \text{ c/ } 25 - 100$.

O detalhamento do muro será feito para a dimensão do fundo do terreno de 10 metros de extensão.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o intuito de dimensionar um muro de arrimo em concreto armado este trabalho visou à contribuição na orientação de futuros engenheiros e profissionais formados para a elaboração de um projeto de muro de arrimo em concreto armado e fundação direta sapata corrida.

A seguir serão expostas observações que obtivemos ao analisar os resultados no decorrer do dimensionamento:

- Ao realizar o cálculo de empuxo pelos métodos de Rankine e Coulomb se obteve uma diferença em seus resultados de 2,57 %, fazendo com que o segundo método fosse o mais viável para o dimensionamento em questão;
- Todas as verificações de segurança foram atendidas, exceto a verificação da segurança quanto ao deslizamento, a mesma foi recalculada adicionando um dente de 0,25 m para ancoragem como solução prática para o problema;
- Ao fazer a verificação da rigidez da sapata constatou que se tratava de uma sapata flexível, não atendendo a condição imposta;
- Tendo todos os dados suficientes para determinar o muro, ficou-se com as seguintes dimensões: a base com 32 cm, topo do muro com 10 cm, e altura de 4 m;
- A sapata segue com as seguintes dimensões: largura com 2 m, ponta da sapata com 0,70 m, talão com 0,98 m, espessura com 0,35 m, extremidades da sapata com 0,2 m, e tendo um dente de 0,25 m para ancoragem devido a não satisfação da verificação de segurança quanto ao deslizamento.

Os muros de arrimo são estruturas essenciais na engenharia civil, visto que garantem a segurança de obras com desnível que venham a causar danos e possibilitam a elaboração de projetos arquitetônicos mais arrojados, portanto, é necessário que o projeto do muro seja muito bem elaborado, bem como sua execução.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o intuito de aprofundar este dimensionamento aconselha-se:

- Realizar o dimensionamento com dados reais obtidos através de ensaios de solos coletados;

- Estudar a possibilidade de uma fundação alternativa para a transmissão dos esforços solicitantes para o solo;
- Seguir com o dimensionamento pelo método de Rankine ao invés do método de Coulomb;
- Utilizar algum dos diversos muros citados neste trabalho para a contenção do solo em estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR-6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15645 – Execução de Obras de Esgoto e Drenagem com Tubos e Aduelas de Concreto.. 2008.

_____. Estruturas de contenção – Muros de Arrimo. Rio de Janeiro: UERJ/Departamento de Estruturas e Fundações. Notas de Aula, [s.d.].

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A.C.. Reforço do terreno. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.). Fundações: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Pini, 1998. p. 641-690.

ANDRADE, A. C. O. T.; Dantas, E. S.; Dias, L. K. L.; Araújo, M. E. P.; Silva, M. J. Geotecnia: fundações e obras de terra. Caderno de Graduação Ciências Exatas e Tecnológicas, Sergipe, 2013, v. 1, n. 16, p. 27- 28.

ARCENO, Matheus Furtado et al. Dimensionamento estrutural de sapatas e blocos de coroamento. 2018.

BAKER, Hayward. Jet Grouting. <https://research.engineering.ucdavis.edu/gpa/ground-improvement/jet-grouting>. Acesso: em 21 de novembro de 2019.

CAPUTO, H.P.. Mecânica dos solos e suas aplicações. Volume 2. 6ª edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 1987. 498 p.

CARVALHO, P. A. S.. (Coord.). DER – Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo – Taludes de Rodovias / Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, 1991.

CARVALHO, R.C. ; FIGUEIREDO FILHO, J.R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Segundo a NBR 6118:2003. São Carlos, EdUFSCar, 2ª. edição. São Carlos, 2005. IBSN 8576000199.

CORREA, B. R. S.. Comparação Entre Métodos De Análise Estrutural De Cortinas Em Concreto Armado. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2017.

CYPE Ingenieros, S. A., http://www.brasil.geradordeprecos.info/espacos_urbanos/calculaprecio.asp?Valor=0|0|1|CCC010|ccc_010:_0_2_0_0_0_0_0_0_0_0. Acesso: em 02 de novembro de 2019.

DAS, Braja M.. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Cengage Learning, 2014. Tradução da 8ª edição norte americana. ISBN 978-85-221-183-6. p. 355-483.

DOMINGUES, P. C.. Indicações Para Projeto De Muros De Arrimo Em Concreto Armado. 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) São Carlos: EESC – USP, 1997.

Estude Grátis. <https://www.estudegratis.com.br/questao-de-concurso/379730>. Acesso: em 21 de novembro de 2019.

GERSCOVICH, Denise MS. Estruturas de contenção: muros de arrimo. Apostila do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da UERJ. Rio de Janeiro: UERJ, 2010.

GERSCOVICH, DMS; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. Contenções: teoria e aplicações em obras. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, DMS. Estruturas de Contenção-Muros de Arrimo. Rio de Janeiro, 2017.

GOMES, C. R. F.; LIMA, L. S. R. Muros De Flexão: Dimensionamento E Seus Aspectos Construtivos. 70 f. Trabalho de Conclusão do curso de Engenharia Civil. Maceió: Centro Universitário CESMAC, 2018.

Grupo RB e AJ. Sistema de Terra armada. <http://www.gruporbengenharia.com.br/ver-noticias/sistema-de-terra-armada/28>. Acesso: em 21 de março de 2020.

GUERRIN, A.; LAVAUR R.C.. Tratado de Concreto Armado: Muros de Arrimo e Muros de Contenção. Volume 6. São Paulo: Hemus Editora Limitada, 2003. p. 366. ISBN 8528900495.

HOMETEKA. O que é muro de arrimo? Entenda sua importância e como deve ser construído. 2014. <https://www.hometeka.com.br/f5/o-que-e-muro-de-arrimo-entenda-sua-importancia-e-como-deve-ser-construido/#jp-carousel-30885>. Acesso: 21 de março de 2020.

LEITE, G. U.. Análise custo-benefício de obras de contenção. Monografia (Graduação) Centro de Tecnologia - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2011. 82p.

LEONHARDT, F.. Construções de concreto, vol. 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciencia, 2007. Tradução de: Vorlesungen über Massivbau: Dritter Teil-Dritte Auflage. ISBN 978-85-7193-167-1.

LUIZ, B. J. Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2014.

MARANGON, M.. Mecânica dos Solos II – Capítulo 6 – Empuxos de Terra. Edição 2018. Faculdade de engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia – UFJF, 2018.

MARCHETTI, O., Muros de Arrimo. São Paulo, Editora Blucher, 2008.

MARZIONNA, J.D.; MAFFEI, C.E.M.. Análise, projeto e execução de escavação e contenções. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.). Fundações: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Pini, 1998. p. 537-578.

MEDEIROS, A. G. B.; CUNHA, R. P.. Retroanálise de uma Estrutura de Contenção do Tipo Estaca Prancha no Distrito Federal. Belo Horizonte: INFOGEO, 2005. p. 347-352.

MEIRELES, A. B.; MARTINS, J. G.. Fundações e Contenção Lateral de Solos: Execução de Cortinas de Estacas. Monografia (Licenciatura). 1ª edição. UFP (Universidade Fernando Pessoa). Porto, 2006. p. 72.

MOLITERNO, A.. Caderno de muros de arrimo. 2ª edição. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1994. 194 p.

NEIVA, E. S.; FARIA, F. E. de; NOGUEIRA, G. T.; JORGE, R. P.. Estruturas de Contenção, Escavações e Escoramentos. Belo Horizonte: Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, 2014. p. 30

PEREIRA, C.. O que é Gabião, principais tipos, vantagens e desvantagens. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/gabiao/>. Acesso em: 19 de outubro de 2019.

RANZINI, S.M.T.; NEGRO JR., A.. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W. *et al.* (Org.). Fundações: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Pini, 1998. p. 497-515.

ROSSI, M. F.; DO NASCIMENTO, A. R.. Análise comparativa em muros de contenção em terrenos acidentados. *Revista Uningá Review*, Volume 28 n. 3. 2016.

SOARES NETO, Francielly et al. Análise comparativa do dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado para dois tipos de talude de terra. 2017.

SOUZA. Muro de concreto armado, Figura 1.1, 2015.

SOUZA, A. G.. Cálculo e dimensionamento de estruturas de contenção do tipo muro de arrimo. Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil, UFSC. Florianópolis, 2017. 93 p..

Palancio. VAICOMTUDO. 9 tipos de Muro de Arrimo e modelos de projetos. 2015. <https://www.vaicomtudo.com/2069-9-tipos-de-muro-de-arrimo-e-modelos-de-projetos.html>. Acesso em: 21 de março de 2020.

VIEIRA JÚNIOR, Genésio Teixeira. Estudo De Comparativo De Viabilidade Econômica Entre Muros De Arrimo De Gravidade, Utilizando O Gabião Comparando Com O Concreto Ciclópico. 2014.

XAVIER, A.M.. Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial. Monografia (Graduação). Departamento de Engenharia Civil, UFSCar. São Carlos, 2011. p. 66.

APÊNDICE A

A.1

A.1.1 EQUAÇÃO 2.18 – CÁLCULO DA ALTURA EQUIVALENTE ADICIONAL DEVIDO À SOBRECARGA NO TERRAPLENO.

$$h_0 = \frac{q}{\gamma}$$

$$h_0 = \frac{400}{1888}$$

$$h_0 = 0,21 \text{ m}$$

A.1.2 MÉTODO DE RANKINE.

A.1.2.1 Equação 2.2 – Cálculo do coeficiente de Empuxo ativo

$$K_a = \cos 10^\circ \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 30^\circ}}$$

$$K_a = 0,3495$$

A.1.2.2 Equação 2.3 – Cálculo do Empuxo ativo.

$$E_a = \frac{\gamma h^2 K_a}{2}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 1,888 \cdot 0,3495 \cdot (4,00 + 0,21)^2$$

$$E_a = 5,85 \text{ tf/m}$$

A.1.2.3 Equação 2.17 – Cálculo do ponto de aplicação do empuxo sem sobrecarga.

$$y = \frac{H}{3}$$

$$y = \frac{4,00}{3} \cdot \frac{2 \cdot 0,21 + 4,21}{0,21 + 4,21}$$

$$y = 1,40 \text{ m}$$

A.1.3 MÉTODO DE COULOMB.

A.1.3.1 Equação 2.14 – Cálculo do coeficiente de Empuxo ativo.

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

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(90^\circ + 30^\circ)}{\text{sen}^2 90^\circ \cdot \text{sen}(90^\circ - 20^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30^\circ + 20^\circ) \cdot \text{sen}(30^\circ - 10^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 20^\circ) \cdot \text{sen}(90^\circ + 10^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0,34$$

A.1.3.2 Equação 2.11 – Cálculo do Empuxo ativo.

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

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 1,888 \cdot 0,34 \cdot (4,00 + 0,21)^2$$

$$E_a = 5,70 \text{ tf/m}$$

A.1.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SAPATA.

A.1.4.1 Equação 2.21 – Cálculo do momento fletor.

$$M = E \cdot y$$

$$M = 5,70 \cdot 1,40$$

$$M = 7,98 \text{ tf.m}$$

A.1.4.2 Equação 2.22 – Cálculo da altura útil da seção de concreto.

$$d = 10 \sqrt{M}$$

$$d = 10 \cdot \sqrt{7,98}$$

$$d = 28,25 \text{ cm} \cong 29 \text{ cm}$$

A.1.4.3 Equação 2.23 – Cálculo da espessura da base do muro.

$$d_i = d + 3 \text{ cm}$$

$$d_i = 29 + 3$$

$$d_i = 32 \text{ cm}$$

A.1.4.4 Equação 2.24 – Cálculo da largura da sapata.

$$b_s = 0,5 h$$

$$b_s = 0,5 \cdot 4,00$$

$$b_s = 2,00 \text{ m}$$

A.1.4.5 Equação 2.24 – Cálculo da ponta da sapata.

$$r = \frac{1}{6} h$$

$$r = \frac{1}{6} \cdot 4,00$$

$$r = 0,666 \cong 0,70 \text{ m}$$

A.1.4.6 Equação 2.24 – Cálculo do talão.

$$t = b_s - (r + d_i)$$

$$t = 2,00 - (0,70 + 0,32)$$

$$t = 0,98 \text{ m}$$

A.1.5 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO CONJUNTO.

A.1.5.1 Equação 2.25 – Cálculo do peso do muro.

$$G_M = \frac{1}{2} h \gamma_{conc} (d_0 + d_i)$$

$$G_M = \frac{1}{2} \cdot 4,00 \cdot 2,5 \cdot (0,10 + 0,32)$$

$$G_M = 2,10 \text{ tf/m}$$

A.1.5.2 Equação 2.26 - Cálculo do peso do parapeito de alvenaria.

$$G_0 = d_p h_p \gamma_p$$

$$G_0 = 0,10 \cdot 1,50 \cdot 1,6$$

$$G_0 = 0,24 \text{ tf/m}$$

A.1.5.3 Equação 2.27 – Cálculo do Peso da Sapata.

$$G_s = d_s b_s \gamma_{conc}$$

$$G_s = 0,35 \cdot 2,00 \cdot 2,5$$

$$G_s = 1,75 \text{ tf/m}$$

A.1.5.4 Equação 2.29 – Cálculo da ação horizontal.

$$a = (t + d_i) - d_0$$

$$a = (0,98 + 0,32) - 0,10$$

$$a = 1,20 \text{ m}$$

A.1.5.5 Equação 2.28 – Cálculo do Peso de Terra sobre o Talão da Sapata.

$$G_T = \frac{h}{2} \gamma (t + a)$$

$$G_T = \frac{4,00}{2} \cdot 1,888 \cdot (0,98 + 1,20)$$

$$G_T = 8,23 \text{ tf/m}$$

A.1.5.6 Equação 2.39 – Cálculo da componente normal.

$$N = G_0 + G_M + G_s + G_T$$

$$N = 0,24 + 2,10 + 1,75 + 8,23$$

$$N = 12,32 \text{ tf/m}$$

A.1.5.7 Equação 2.30 - Cálculo do braço de alavanca do muro.

$$x_M = d_0^2 + d_0 d_i + d_i^2 / 3 (d_0 + d_i)$$

$$x_M = 0,10^2 + 0,10 \cdot 0,32 + 0,32^2 / 3 \cdot (0,10 + 0,32)$$

$$x_M = 0,115 \text{ m}$$

A.1.5.8 Equação 2.31- Cálculo do braço de alavanca do muro.

$$g_M = r + x_M$$

$$g_M = 0,70 + 0,115$$

$$\mathbf{g_M = 0,815\ m}$$

A.1.5.9 Equação 2.32 – Cálculo do Parapeito de Alvenaria.

$$g_0 = r + \frac{d_0}{2}$$

$$g_0 = 0,70 + \frac{0,10}{2}$$

$$\mathbf{g_0 = 0,75\ m}$$

A.1.5.10 Equação 2.33 – Cálculo da terra sobre o talão da sapata.

$$x_T = a^2 + at + t^2 / 3(a + t)$$

$$x_T = 1,20^2 + 1,20 \cdot 0,98 + 0,98^2 / 3 \cdot (1,20 + 0,98)$$

$$\mathbf{x_T = 0,55\ m}$$

A.1.5.11 Equação 2.34 – Cálculo da terra sobre o talão da sapata.

$$g_T = b_s - x_T$$

$$g_T = 2,00 - 0,55$$

$$\mathbf{g_T = 1,45\ m}$$

A.1.5.12 Equação 2.35 - Braço de alavanca da Sapata.

$$g_s = \frac{b_s}{2}$$

$$g_s = \frac{2,00}{2}$$

$$\mathbf{g_s = 1,00\ m}$$

A.1.5.13 Equação 2.36 Braço de Alavanca do Empuxo.

$$y' = y + d_s$$

$$y' = 1,40 + 0,35$$

$$\mathbf{y' = 1,75\ m}$$

A.1.5.14 Equação 2.37 – Cálculo do momento Resistente.

$$M_i = G_0 g_0 + G_M g_M + G_s g_s + G_T g_T$$

$$M_i = 0,24 \cdot 0,75 + 2,10 \cdot 0,815 + 1,75 \cdot 1,00 + 8,23 \cdot 1,45$$

$$\mathbf{M_i = 15,575\ tf.m}$$

A.1.5.15 Equação 2.38 – Cálculo do momento Resistente.

$$M_e = E y'$$

$$M_e = 5,70 \cdot 1,75$$

$$\mathbf{M_e = 9,975\ tf.m}$$

A.1.5.16 Equação 2.41 – Cálculo do coeficiente de segurança.

$$\varepsilon_2 \leq \frac{M_i}{M_e}$$

$$1,50 \leq \frac{15,575}{9,975}$$

$$1,50 \leq 1,56$$

A.1.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO.

A.1.6.1 Equação 2.46 – Cálculo do coeficiente de segurança.

$$\varepsilon_1 = \mu \frac{N}{T} \geq 1,5$$

$$\varepsilon_1 = \mu \cdot \frac{G_0 + G_M + G_S + G_T}{E}$$

$$\varepsilon_1 = 0,55 \cdot \frac{0,24 + 2,10 + 1,75 + 8,23}{5,70}$$

$$\varepsilon_1 = 1,19$$

$$1,19 \geq 1,5, \text{ não ok.}$$

A.1.6.2 Equação 2.16 – Cálculo do coeficiente do empuxo passivo.

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

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(90^\circ - 30^\circ)}{\text{sen}^2 90^\circ \cdot \text{sen}(90^\circ + 20^\circ) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(30^\circ + 20^\circ) \cdot \text{sen}(30^\circ + 10^\circ)}{\text{sen}(90^\circ + 20^\circ) \cdot \text{sen}(90^\circ + 10^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_p = 10,90$$

A.1.6.3 Equação 2.15 – Cálculo do empuxo passivo.

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma K_0 Z_0^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 1,888 \cdot 10,90 \cdot 0,60^2$$

$$E_p = 3,71 \text{ tf/m}$$

A.1.6.4 Equação 2.40 – Cálculo da carga horizontal.

$$T = E - E_0$$

$$T = 5,70 - 3,71$$

$$T = 1,99 \text{ tf/m}$$

A.1.6.5 Equação 2.46 – Cálculo do equilíbrio.

$$\varepsilon_1 = \mu \cdot \frac{G_0 + G_M + G_S + G_T}{E}$$

$$\varepsilon_1 = 0,55 \cdot \frac{0,24 + 2,10 + 1,75 + 8,23}{1,99}$$

$$\varepsilon_1 = 3,41$$

$$3,41 > 1,5, \text{ ok.}$$

A.1.6.6 Equação 2.17 – Cálculo do ponto de aplicação do empuxo passivo.

$$y_0 = \frac{h_0}{3}$$

$$y_0 = \frac{0,60}{3}$$

$$y_0 = 0,20 \text{ m}$$

A.1.6.7 Equação – Cálculo do ponto de aplicação do empuxo passivo.

$$M_0 = E_0 \cdot (z_0 - y_0 - d_s)$$

$$M_0 = 5 \cdot (0,60 - 0,20 - 0,35)$$

$$M_0 = 0,25 \text{ tf.m}$$

A.1.6.8 Equação 2.38 – Cálculo do momento atuante.

$$M_e = 9,975 + 0,25$$

$$M_e = 10,23 \text{ tf.m}$$

A.1.6.9 Equação – Cálculo do momento Resultante.

$$M = M_i - M_e$$

$$M = 15,575 - 10,23$$

$$M = 5,345 \text{ tfm}$$

$$1,50 \leq \frac{15,575}{10,23} = 1,52. \text{ Satisfaz.}$$

A.1.7 - VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE SUPORTE DO SOLO**A.1.7.1 Equação 2.47 – Cálculo da posição do centro de pressão.**

$$u = \frac{M}{N}$$

$$u = \frac{5,345}{12,32}$$

$$u = 0,44 \text{ m}$$

A.1.7.2 Equação 2.48 – Cálculo da excentricidade.

$$e = \frac{b_s}{2} - u$$

$$e = \frac{2,00}{2} - 0,44$$

$$e = 0,56 \text{ m}$$

$$\frac{b_s}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,333$$

$$e > \frac{b_s}{6}$$

0,56 > 0,333, satisfaz.

A.1.7.3 Equação 2.51 – Cálculo da tensão máxima.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 N}{3 u}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot 12,32}{3 \cdot 0,44}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 18,67 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} \leq \sigma_s$$

18,67 tf/m² ≤ 20 tf/m², satisfaz.

A.1.7.4 Equação 2.52 – Cálculo da distância da extremidade da ponta da sapata.

$$d = \frac{2 N}{\sigma_{\text{máx}}}$$

$$d = \frac{2 \cdot 12,32}{18,67}$$

$$d = 1,32 \text{ m}$$

$$d = \frac{1,32}{3}$$

$$d = 0,44 \text{ m}$$

A.1.8 - DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

A.1.8.1 Equação 2.54 – Cálculo do carregamento devido à sobrecarga

$$P_s = K \gamma h_0$$

$$P_s = 0,34 \cdot 1,888 \cdot 0,21$$

$$P_s = 0,1348 \text{ tf/m}^2$$

A.1.8.2 Equação 2.54 – Cálculo da carga de terra atuando sobre o muro.

$$P_i = K \gamma H$$

$$P_i = 0,34 \cdot 1,888 \cdot 4,21$$

$$P_i = 2,7025 \text{ tf/m}^2$$

A.1.8.3 Equação 2.54 – Cálculo momento fletor em uma seção localizada a 1,00 m do topo do muro.

$$M_B = \frac{P_s x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h}$$

$$M_B = \frac{P_s x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h} = \frac{1,35 \cdot 1,00^2}{2} + \frac{27,00 \cdot 1,00^3}{6 \cdot 4,00}$$

$$M_B = 1,80 \text{ kN.m} = 0,180 \text{ tf.m}$$

A.1.8.4 Equação 2.55 – Cálculo do esforço cortante em uma seção localizada a 1,00 m do topo do muro.

$$C_B = P_s x + \frac{P_i x^2}{2h}$$

$$C_B = P_s x + \frac{P_i x^2}{2h}$$

$$C_B = 1,35 \cdot 1,00 + \frac{27,00 \cdot 1,00^2}{2 \cdot 4,00}$$

$$C_B = 4,72 \text{ kN.m} = 0,472 \text{ tf.m}$$

A.1.8.5 Equação 2.54 – Cálculo momento fletor em uma seção localizada a 2,00 m do topo do muro.

$$M_B = \frac{P_s x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h}$$

$$M_B = \frac{1,35 \cdot 2,00^2}{2} + \frac{27,00 \cdot 2,00^3}{6 \cdot 4,00}$$

$$M_B = 11,7 \text{ kN.m} = 1,17 \text{ tf.m}$$

A.1.8.6 Equação 2.55 – Cálculo do esforço cortante em uma seção localizada a 2,00 m do topo do muro.

$$C_B = P_s x + \frac{P_i x^2}{2h}$$

$$C_B = 1,35 \cdot 2,00 + \frac{27,00 \cdot 2,00^2}{2 \cdot 4,00}$$

$$C_B = 16,2 \text{ kN.m} = 1,62 \text{ tf.m}$$

A.1.8.7 Equação 2.54 – Cálculo momento fletor em uma seção localizada a 3,00 m do topo do muro.

$$M_B = \frac{P_s x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h}$$

$$M_B = \frac{1,35 \cdot 3,00^2}{2} + \frac{27,00 \cdot 3,00^3}{6 \cdot 4,00}$$

$$M_B = 36,44 \text{ kN.m} = 3,644 \text{ tf.m}$$

A.1.8.8 Equação 2.55 – Cálculo do esforço cortante em uma seção localizada a 3,00 m do topo do muro.

$$C_B = P_s x + \frac{P_i x^2}{2h}$$

$$C_B = 1,35 \cdot 3,00 + \frac{27,00 \cdot 3,00^2}{2 \cdot 4,00}$$

$$C_B = 34,43 \text{ kN.m} = 3,443 \text{ tf.m}$$

A.1.8.9 Equação 2.54 – Cálculo momento fletor em uma seção localizada na base do muro.

$$M_B = \frac{P_s x^2}{2} + \frac{P_i x^3}{6h}$$

$$M_B = \frac{1,35 \cdot 4,00^2}{2} + \frac{27,00 \cdot 4,00^3}{6 \cdot 4,00}$$

$$M_B = 82,8 \text{ kN.m} = 8,28 \text{ tf.m}$$

A.1.8.10 Equação 2.55 – Cálculo do esforço cortante em uma seção localizada na base do muro.

$$C_B = P_s x + \frac{P_i x^2}{2h}$$

$$C_B = 1,35 \cdot 4,00 + \frac{27,00 \cdot 4,00^2}{2 \cdot 4,00}$$

$$C_B = 59,4 \text{ kN.m} = 5,94 \text{ tf.m}$$

A.1.9 ESFORÇOS SOLICITANTES NA SAPATA

A.1.9.1 Equação 2.55 – Cálculo da tensão..

$$\sigma_p = d_s \cdot \gamma_{conc}$$

$$\sigma_p = 0,35 \cdot 2,5 = 0,875 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

A.1.9.2 Equação 2.55 – Cálculo

$$\sigma_t = d_s \cdot \gamma_{conc} + H\gamma$$

$$\sigma_t = 0,35 \cdot 2,5 + 4,21 \cdot 1,888$$

$$\sigma_t = 8,82 \text{ tf/m}^2 = 88,2 \text{ kN/m}^2$$

A.1.9.3 Equação 2.56, 2.57, 2.58, 2.59 – Cálculo das tensões.

$$\sigma_I = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_p$$

$$\sigma_I = 186,67 - 8,75$$

$$\sigma_I = 177,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{II} = \sigma - \sigma_p$$

$$\sigma_{II} = 86,2 - 8,75$$

$$\sigma_{II} = 77,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{III} = \sigma_t - \sigma$$

$$\sigma_{III} = 88,2 - 86,2$$

$$\sigma_{III} = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{IV} = \sigma_t - \sigma_{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{IV} = 88,2 - 0$$

$$\sigma_{IV} = 88,2 \text{ kN/m}^2$$

A.1.9.4 Equação 2.60 – Cálculo do esforço cortante máximo da ponta da sapata.

$$C_{m\acute{a}x} = C_B = \frac{(\sigma_I + \sigma_{II}) a}{2}$$

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{(177,92 + 77,45) \cdot 0,70}{2}$$

$$C_{m\acute{a}x} = 89,38 \text{ kN} \cong 89,40 \text{ kN}$$

A.1.9.5 Equação 2.61 – Cálculo do momento máximo da ponta da sapata.

$$M_{m\acute{a}x} = M_B = C_{m\acute{a}x} \frac{a}{3} \left(\frac{2\sigma_I + \sigma_{II}}{\sigma_I + \sigma_{II}} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 89,40 \cdot \frac{0,70}{3} \left(\frac{2 \cdot 177,92 + 77,45}{177,92 + 77,45} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 35,39 \text{ kN.m} \cong 35,40 \text{ kN.m}$$

A.1.9.6 Equação 2.62 – Cálculo do esforço cortante máximo no talão da sapata.

$$C_{m\acute{a}x} = C_B = \frac{(\sigma_{IV} + \sigma_{III}) b_1}{2} + (\sigma_{IV} \cdot b_2)$$

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{(88,2 + 2,00) \cdot 0,62}{2} + (88,2 \cdot 0,68)$$

$$C_{m\acute{a}x} = 87,94 \text{ kN}$$

A.1.9.7 Equação 2.63 – Cálculo do momento máximo no talão da sapata.

$$M_{m\acute{a}x} = 23,90 \cdot \frac{0,62}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 88,2 + 2,00}{88,2 + 2,00} \right) + (87,94 \cdot 0,96)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 94,19 \text{ kN.m}$$

A.1.10 ARMAÇÃO DO MURO

A.1.10.1 Equação 2.64 – Cálculo da determinação da altura da viga.

$$d_{m\acute{i}n} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} \text{front } 3-4}}$$

$$d_{m\acute{i}n} = \sqrt{\frac{1,45 \cdot 1,8}{1,0 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,320}}$$

$$d_{m\acute{i}n} = 0,0239 \text{ m} = 2,39 \text{ cm}$$

A.1.10.2 Equação 2.65 – Cálculo das espessuras intermediárias.

$$\Delta d = \frac{d_i - d_0}{n}$$

$$\Delta d = \frac{32 - 10}{4}$$

$$\Delta d = 5,5 \text{ cm}$$

A.1.10.3 Equação 2.68 – Cálculo do Coeficiente adimensional para determinar o K_z , localizado a 1 metros do topo do muro.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{1,45 \cdot 1,8}{1,0 \cdot 0,115^2 \cdot \frac{20000}{1,4}}$$

$$K_{md} = 0,0138 \cong 0,0150$$

A.1.10.4 Equação 2.69 – Cálculo da área de aço da armadura principal.

$$A_{s,1} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}}$$

$$A_{s,1} = \frac{1,45 \cdot 1,8}{0,991 \cdot 0,115 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{s,1} = 0,527 \text{ cm}^2/\text{m} \cong 0,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A.1.10.5 Equação 2.70 – Cálculo da área de aço mínima.

$$A_{smin} = \rho_{min} b_w d$$

$$A_{smin} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 15,5$$

$$A_{smin} = 2,325 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$9 \text{ } \emptyset \text{ } 8,0 \text{ c/ } 12 \text{ (Área} = 4,19 \text{ cm}^2/\text{m)}$$

A.1.10.6 Equação 2.64 – Cálculo da altura da viga localizada a 2 metros do topo do muro.

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} f_{front} 3-4}}$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{1,45 \cdot 11,7}{1,0 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,320}}$$

$$d_{min} = 0,0609 \text{ m} = 6,09 \text{ cm}$$

A.1.10.7 Equação 2.68 – Cálculo do Coeficiente adimensional para determinar o K_z , localizado a 2 metros do topo do muro.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{1,45 \cdot 11,7}{1,0 \cdot 0,17^2 \cdot \frac{20000}{1,4}}$$

$$K_{md} = 0,0411 \cong 0,045$$

A.1.10.8 Equação 2.69 – Cálculo da área de aço a 2 metros do topo do muro.

$$A_{s,2} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}}$$

$$A_{s,2} = \frac{1,45 \cdot 11,7}{0,973 \cdot 0,17 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{s,2} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A.1.10.9 Equação 2.70 – Cálculo da área de aço mínima a 2 metros do topo do muro.

$$A_{smin} = \rho_{min} b_w d$$

$$A_{smin} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 21$$

$$A_{smin} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9 Ø 8,0 c/ 12 (Área = 4,19 cm²/m)

A.1.10.10 Equação 2.64– Cálculo da altura da viga localizada a 3 metros do topo do muro.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} f_{\text{front } 3-4}}}$$

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{1,45 \cdot 36,44}{1,0 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,320}}$$

$$d_{\text{mín}} = 0,108 \text{ m} = 10,75 \text{ cm}$$

A.1.10.11 Equação 2.68 – Cálculo do Coeficiente adimensional para determinar o K_z, localizado a 3 metros do topo do muro.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{1,45 \cdot 36,44}{1,0 \cdot 0,225^2 \cdot \frac{20000}{1,4}}$$

$$K_{md} = 0,0731 \cong 0,075$$

A.1.10.12 Equação 2.69 – Cálculo da área de aço a 3 metros do topo do muro.

$$A_{s,3} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}}$$

$$A_{s,3} = \frac{1,45 \cdot 36,44}{0,954 \cdot 0,225 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{s,3} = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A.1.10.13 Equação 2.70 – Cálculo da área de aço mínima a 3 metros do topo do muro.

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} b_w d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 26,5$$

$$A_{s\text{mín}} = 3,975 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9 Ø 12,5 c/ 12 (Área = 10,23 cm²/m)

A.1.10.14 Equação 2.64 – Cálculo da altura da viga localizada a 4 metros do topo do muro.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} f_{\text{front } 3-4}}}$$

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{1,45 \cdot 82,8}{1,0 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,320}}$$

$$d_{\text{mín}} = 0,162 \text{ m} = 16,2 \text{ cm}$$

A.1.10.15 Equação 2.68 – Cálculo do Coeficiente adimensional para determinar o K_z , localizada a 4 metros do topo do muro.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{1,45 \cdot 82,8}{1,0 \cdot 0,28^2 \cdot \frac{20000}{1,4}}$$

$$K_{md} = 0,107 \cong 0,110$$

A.1.10.16 Equação 2.69 – Cálculo da área de aço a 4 metros do topo do muro.

$$A_{s,4} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}}$$

$$A_{s,4} = \frac{1,45 \cdot 82,8}{0,930 \cdot 0,28 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{s,4} = 10,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A.1.10.17 Equação 2.70 – Cálculo da área de aço mínima a 4 metros do topo do muro.

$$A_{smin} = \rho_{min} b_w d$$

$$A_{smin} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 32,0$$

$$A_{smin} = 4,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

10 \emptyset 12,5 c/ 11 (Área = 11,16 cm²/m)

A.1.10.18 Equação 2.71 – Cálculo da armadura de distribuição.

$$A_{distr} = \frac{1}{5} \cdot A_s$$

$$A_{distr} = \frac{1}{5} \cdot 10,60$$

$$A_{distr} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5 \emptyset 8,0 c/ 20 (Área = 2,51 cm²/m/m)

A.1.10.19 Equação 2.76 – Cálculo da resistência à tração direta.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 20^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 2,21 \text{ MPa}$$

A.1.10.20 Equação 2.77 – Cálculo da resistência à tração característica limite, inferior.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 2,21$$

$$f_{ctk,inf} = 1,547 \text{ Mpa}$$

A.1.10.21 Equação 2.75 – Cálculo da resistência à tração de cálculo do concreto.

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,547 / 1,4$$

$$f_{ctd} = \mathbf{1,105 \text{ MPa}}$$

A.1.10.22 Equação 2.74 – Cálculo da tensão resistente de cálculo do concreto à compressão.

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot 1,105$$

$$\tau_{Rd} = \mathbf{0,276 \text{ MPa} = 276 \text{ KN/m}^2}$$

A.1.10.23 Equação 2.78 – Cálculo do coeficiente paramétrico k.

$$k = 1,6 - d$$

$$k = 1,6 - 0,28$$

$$k = \mathbf{1,32}$$

A.1.10.24 Equação 2.79 – Cálculo da taxa geométrica de armadura.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$$

$$\rho_1 = \frac{10,60}{100 \cdot 28}$$

$$\rho_1 = \mathbf{0,003786}$$

A.1.10.25 Equação 2.73 – Cálculo da tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento.

$$V_{Rd1} = [276 \cdot 1,32 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,003786) + 0] \cdot 1,0 \cdot 0,28$$

$$V_{Rd1} = \mathbf{137,86 \text{ kN}}$$

A.1.10.26 Equação 2.72 – Cálculo da tensão solitante do concreto ao cisalhamento.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 59,40$$

$$V_{Sd} = \mathbf{83,16 \text{ kN}}$$

A.1.10.27 Equação 2.81 – Cálculo da armadura suplementar.

$$A'_s = 0,001 \frac{(d_0 + d_i)}{2} h$$

$$A'_s = 0,001 \cdot \frac{(10 + 32)}{2} \cdot 400$$

$$A'_s = \mathbf{8,4 \text{ cm}^2}$$

4 Ø 8,0 c/ 25 (Área = 2,01 cm²/m/m) armadura horizontal/m

4 Ø 8,0 c/ 25 (Área = 2,01 cm²/m/m) armadura vertical/m

A.1.10.28 Equação 2.82 – Cálculo do comprimento de ancoragem.

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{12,5}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 2,486}$$

$$l_b \cong 55 \text{ cm}$$

A.1.11 ARMAÇÃO DA SAPATA

A.1.11.1 Equação 2.83 – Cálculo do comprimento de ancoragem.

$$f_{bd} = n_1 n_2 n_3 f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,105$$

$$f_{bd} = 2,486 \text{ MPa}$$

A.1.11.2 Equação 2.64 – Cálculo da altura no talão.

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} f_{front 3-4}}}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{1,4 \cdot 94,19}{1,0 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,320}}$$

$$d_{\min} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$d = 35,0 - 4,0$$

$$d = 31,0 \text{ cm};$$

$d \geq d_{\min}$, atende-se o requisito para armadura simples.

A.1.11.3 Equação 2.68 – Cálculo do Coeficiente adimensional para determinar o K_z , no talão.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{1,4 \cdot 94,19}{1,0 \cdot 0,31^2 \cdot \frac{20000}{1,4}}$$

$$K_{md} = 0,0961$$

A.1.11.4 Equação 2.69 – Cálculo da área de aço no talão.

$$A_{s,tal\tilde{a}o} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}}$$

$$A_{s,tal\tilde{a}o} = \frac{1,4 \cdot 94,19}{0,937 \cdot 0,31 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{s,tal\tilde{a}o} = 10,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A.1.11.5 Equação 2.70 – Cálculo da área de aço mínima no talão.

$$A_{s\min} = \rho_{\min} b_w d$$

$$A_{s\min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 35$$

$$A_{s\min} = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

10 Ø 12,5 c/ 10 (Área = 12,50 cm²/m)

A.1.11.6 Equação 2.64 – Cálculo da altura na ponta da sapata.

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd} K_{md} f_{front\ 3-4}}}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{1,4 \cdot 35,40}{1,0 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,320}}$$

$$d_{\min} = 0,104 \text{ m} = 10,4 \text{ cm}$$

$$d = 35,0 - 4,0$$

$$d = 31,0 \text{ cm};$$

$d \geq d_{\min}$, atende-se o requisito para armadura simples.

A.1.11.7 Equação 2.68 – Cálculo do Coeficiente adimensional para determinar o K_z , na ponta da sapata

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{1,4 \cdot 35,4}{1,0 \cdot 0,31^2 \cdot \frac{20000}{1,4}}$$

$$K_{md} = 0,036 \cong 0,040$$

A.1.11.8 Equação 2.69 – Cálculo da área de aço na ponta da sapata.

$$A_{s,ponta} = \frac{M_d}{K_z d f_{yd}}$$

$$A_{s,ponta} = \frac{1,4 \cdot 35,4}{0,957 \cdot 0,31 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_{s,ponta} = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A.1.11.9 Equação 2.70 – Cálculo da área de aço mínima na ponta da sapata.

$$A_{s\min} = \rho_{\min} b_w d$$

$$A_{s\min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 35$$

$$A_{s\min} = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9 Ø 10,0 c/ 12 (Área = 6,54 cm²/m)

A.1.11.10 Equação 2.71 – Cálculo da armadura de distribuição na ponta da sapata.

$$A_{\text{distr}} = \frac{1}{5} \cdot A_s$$

$$A_{\text{distr}} = \frac{1}{5} \cdot 10,45$$

$$A_{\text{distr}} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9 Ø 8,0 c/ 22 (Área = 2,28 cm²/2,0 m)

A.1.11.11 Equação 2.76 – Cálculo da resistência à tração direta na ponta da sapata.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 20^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 2,21 \text{ Mpa}$$

A.1.11.12 Equação 2.77 – Cálculo à tração característica limite, inferior.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 2,21$$

$$f_{ctk,inf} = 1,547 \text{ MPa}$$

A.1.11.13 Equação 2.75 – Cálculo da resistência à tração de cálculo do concreto.

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,547 / 1,4$$

$$f_{ctd} = 1,105 \text{ Mpa}$$

A.1.11.14 Equação 2.74 – Cálculo da tensão resistente de cálculo do concreto à compressão na ponta da sapata.

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot 1,105$$

$$\tau_{Rd} = 0,276 = 276 \text{ kN/m}^2$$

A.1.11.15 Equação 2.78 – Cálculo do coeficiente paramétrico k.

$$k = 1,6 - d$$

$$k = 1,6 - (0,35 - 0,04)$$

$$k = 1,29$$

A.1.11.16 Equação 2.79 – Cálculo da taxa geométrica de armadura.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$$

$$\rho_1 = \frac{10,45}{100 \cdot 31}$$

$$\rho_1 = 0,00337$$

A.1.11.17 Equação 2.73 – Cálculo da tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento.

$$V_{Rd1} = [276 \cdot 1,29 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00337) + 0] \cdot 1,0 \cdot 0,31$$

$$V_{Rd1} = 147,32 \text{ kN}$$

A.1.11.18 Equação 2.72 – Cálculo da tensão solitante do concreto ao cisalhamento.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 94,0$$

$$V_{Sd} = 131,60 \text{ kN}$$

ANEXO A

Tabela A1 – Dimensionamento de seção retangular com diagrama retangular.

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118								
KMD	K _x	K _z	ε	ε	K _s			DOMÍNIO
					CA25	CA50	CA60	
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	DOMÍNIO 2 - CA25 / CA50 / CA60
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02	
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86	
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71	
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55	
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39	
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23	
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07	
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91	
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75	
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59	
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42	
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26	
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09	
0,070	0,108	0,957	1,21	10,00	20,80	41,61	49,93	
0,075	0,116	0,954	1,31	10,00	20,73	41,47	49,76	
0,080	0,124	0,950	1,41	10,00	20,66	41,33	49,59	
0,085	0,132	0,947	1,52	10,00	20,59	41,18	49,42	
0,090	0,140	0,944	1,63	10,00	20,52	41,04	49,24	
0,095	0,149	0,941	1,74	10,00	20,45	40,90	49,07	
0,100	0,157	0,937	1,86	10,00	20,38	40,75	48,90	
0,105	0,165	0,934	1,98	10,00	20,30	40,60	48,72	
0,110	0,174	0,930	2,10	10,00	20,23	40,46	48,54	
0,115	0,182	0,927	2,23	10,00	20,15	40,31	48,36	
0,120	0,191	0,924	2,36	10,00	20,08	40,16	48,18	
0,125	0,200	0,920	2,50	10,00	20,00	40,01	48,00	
0,130	0,209	0,917	2,64	10,00	19,93	39,85	47,82	
0,135	0,217	0,913	2,78	10,00	19,85	39,70	47,63	
0,140	0,226	0,909	2,93	10,00	19,77	39,54	47,45	
0,145	0,235	0,906	3,08	10,00	19,69	39,39	47,26	
0,150	0,244	0,902	3,24	10,00	19,61	39,23	47,07	
0,155	0,254	0,899	3,40	10,00	19,53	39,07	46,88	
0,158	0,259	0,896	3,50	10,00	19,49	38,97	46,76	
0,160	0,263	0,895	3,50	9,81	19,45	38,91	46,68	
0,165	0,272	0,891	3,50	9,35	19,37	38,74	46,49	
0,170	0,282	0,887	3,50	8,92	19,29	38,58	46,29	
0,175	0,291	0,883	3,50	8,52	19,21	38,41	46,09	
0,180	0,301	0,880	3,50	8,13	19,12	38,25	45,89	
0,185	0,311	0,876	3,50	7,77	19,04	38,08	45,69	
0,190	0,320	0,872	3,50	7,42	18,95	37,91	45,48	
0,195	0,330	0,868	3,50	7,09	18,87	37,73	45,27	
0,200	0,340	0,864	3,50	6,78	18,78	37,56	45,06	
0,205	0,351	0,860	3,50	6,48	18,69	37,38	44,85	
0,210	0,361	0,856	3,50	6,20	18,60	37,20	44,64	
0,215	0,371	0,851	3,50	5,93	18,51	37,02	44,42	
0,220	0,382	0,847	3,50	5,67	18,42	36,84	44,20	
0,225	0,392	0,843	3,50	5,42	18,33	36,65	43,98	
0,230	0,403	0,839	3,50	5,18	18,23	36,47	43,75	
0,235	0,414	0,834	3,50	4,95	18,14	36,28	43,53	
0,240	0,425	0,830	3,50	4,73	18,04	36,08	43,29	
0,245	0,436	0,825	3,50	4,52	17,94	35,89	43,06	
0,246	0,439	0,824	3,50	4,48	17,92	35,85	43,01	

DOMÍNIO 3 - CA25

DOMÍNIO 3 - CA50

DOMÍNIO 3 - CA60

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR DE ACORDO COM A NBR-6118 (CONTINUAÇÃO)								
KMD	K_x	K_z	ε	ε_s	K_s			DOMÍNIO
					CA25	CA50	CA60	
0,250	0,448	0,821	3,50	4,32	17,85	35,69		DOMÍNIO 3 - CA25
0,255	0,459	0,816	3,50	4,12	17,74	35,49		
0,260	0,471	0,812	3,50	3,93	17,64	35,29		
0,265	0,483	0,807	3,50	3,75	17,54	35,08		
0,270	0,495	0,802	3,50	3,57	17,43	34,87		
0,275	0,507	0,797	3,50	3,40	17,33	34,66		
0,280	0,520	0,792	3,50	3,23	17,22	34,44		
0,285	0,532	0,787	3,50	3,07	17,11	34,22		
0,290	0,545	0,782	3,50	2,92	17,00	33,99		
0,295	0,559	0,777	3,50	2,77	16,88	33,76		
0,300	0,572	0,771	3,50	2,62	16,76	33,53		
0,305	0,586	0,766	3,50	2,48	16,65	33,29		
0,310	0,600	0,760	3,50	2,34	16,52	33,05		
0,315	0,614	0,754	3,50	2,20	16,40	32,80		
0,320	0,629	0,749	3,50	2,07	16,27	32,55		
0,325	0,644	0,743	3,50	1,94	16,14			
0,330	0,659	0,736	3,50	1,81	16,01			
0,335	0,675	0,730	3,50	1,69	15,87			
0,340	0,691	0,724	3,50	1,57	15,73			
0,345	0,708	0,717	3,50	1,45	15,59			
0,350	0,725	0,710	3,50	1,33	15,44			
0,355	0,743	0,703	3,50	1,21	15,28			
0,360	0,761	0,696	3,50	1,10	15,12			
0,362	0,769	0,692	3,50	1,05	15,05			
0,365	0,780	0,688	3,50	0,99				
0,370	0,800	0,680	3,50	0,87				
0,375	0,821	0,671	3,50	0,76				
0,380	0,843	0,663	3,50	0,65				
0,385	0,866	0,653	3,50	0,54				
0,390	0,891	0,643	3,50	0,43				
0,395	0,918	0,633	3,50	0,31				
0,400	0,947	0,621	3,50	0,20				
0,405	0,978	0,608	3,50	0,08				
0,408	1,000	0,600	3,50	0,00				

$$KMD = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad A_s = \frac{M_d}{K_s d} \quad K_x = \frac{x}{d} \quad K_z = \frac{z}{d}$$

$$M_d \text{ (kNm)} \quad b_w \text{ e } d \text{ (m)} \quad A_s \text{ (cm}^2\text{)} \quad f_{cd} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$KMD_{LIM} = \begin{cases} 0,246 \rightarrow CA 60 \\ 0,320 \rightarrow CA 50 \\ 0,362 \rightarrow CA 25 \end{cases} \quad \text{LIMITE ENTRE OS DOMÍNIOS 3 E 4}$$

$KMD=0,158$ LIMITE ENTRE OS DOMÍNIOS 2 E 3

$KMD=0,408$ LIMITE ENTRE OS DOMÍNIOS 4 E 4a

Fonte: Varela (IFRN), [2018].