

Glenda Sheley Guimarães

# **Projeto de Muro de Flexão para Contenção de um Terreno**

Brasil

Fevereiro de 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

G963p Guimarães, Glenda Sheley.  
Projeto de muro de flexão para contenção de um terreno / Glenda Sheley Guimarães. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022  
115 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -  
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira,  
2022

Orientador: Adriano Souza  
Inclui bibliografia

1. Estabilização de taludes. 2. Muro de contenção. 3. Muro de flexão.

*Raiane da Silva Santos*  
Raiane da Silva Santos

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Aluno: GLENDA SHELEY GUIMARÃES

Título: Projeto de Muro de Flexão para Contenção de um Terreno

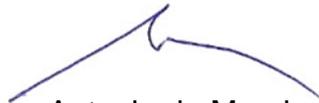
Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Campus de Ilha Solteira

### COMISSÃO EXAMINADORA



Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcantara

UNESP – Campus de Ilha Solteira



Prof. Dr. Claudia Scoton Antonio Marques

UNESP – Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira

07/03/2022

# Agradecimentos

Agradeço a minha família e Deus pelas oportunidades proporcionadas. Aos meus professores por todo o aprendizado que me foi transmitido. Agradeço também aos meus amigos, Rogê Fernando, Natália Ramos e Kawanna Kriscia, por estarem comigo e me apoiarem em tudo. Por fim e não menos importante, agradeço meu orientador Professor Adriano pela ajuda e orientação para o sucesso deste trabalho de graduação.

# Resumo

Desde os primórdios da humanidade até hoje, o homem enfrenta dificuldades para ocupar terrenos inclinados e relevos mais elevados. Esta dificuldade é relacionada a movimentação de terra que cada vez mais causa acidentes, gerando não só alto custo econômico, mas o imensurável custo de uma vida humana. Por isso, as estruturas de contenção, principalmente os muros de arrimo, ganham destaque, afinal, é uma ferramenta de contenção em terrenos com inclinações, capazes de conter forças e equilibrar a pressão de um terreno e coibir acidentes. Neste contexto que se enquadra este trabalho de graduação que aprimorou as técnicas de dimensionamento de muros de flexão, utilizando por metodologia o dimensionamento de um muro de contenção para um terreno acidentado localizado na cidade de Ilha Solteira. Como resultado obtido, além do dimensionamento de um muro de contenção, este trabalho determina um roteiro de cálculo para estruturas de contenção.

**Palavras-chave:** Estabilização de taludes, Muros de Contenção, Muro de Flexão

# Lista de ilustrações

Figura 1 – Representação do Talude . . . . .	15
Figura 2 – Elementos do Muro de Arrimo . . . . .	19
Figura 3 – Representação Muro por gravidade e Muro por Flexão . . . . .	20
Figura 4 – Configurações Geométricas dos Muros por Gravidade . . . . .	20
Figura 5 – Muro de Alvenaria sem argamassa . . . . .	22
Figura 6 – Muro de Alvenaria com argamassa . . . . .	23
Figura 7 – Muro de Concreto . . . . .	24
Figura 8 – Muro de Gabião . . . . .	25
Figura 9 – Muro por flexão . . . . .	27
Figura 10 – Formas do Muro por flexão . . . . .	29
Figura 11 – Formas do Muro por flexão com contraforte . . . . .	31
Figura 12 – Muro por flexão Ligados a estrutura . . . . .	32
Figura 13 – Análise do Talude Finito . . . . .	34
Figura 14 – Representação Empuxo Ativo e Passivo . . . . .	37
Figura 15 – Representação Teoria de Coulomb . . . . .	38
Figura 16 – Diagrama do Empuxo por Coulomb . . . . .	39
Figura 17 – Plano de tensões em um elemento do solo . . . . .	40
Figura 18 – Sobrecargas no muro de arrimo . . . . .	41
Figura 19 – Simplificação da Sobrecarga . . . . .	41
Figura 20 – Partes a serem Pré-Dimensionamento do perfil . . . . .	43
Figura 21 – Pré dimensionamento do muro . . . . .	44
Figura 22 – Pré-dimensionamento da sapata . . . . .	46
Figura 23 – Pré-dimensionamento do dente . . . . .	47
Figura 24 – Verificações de estabilidade . . . . .	49
Figura 25 – Diagrama de Tensões somente de compressão . . . . .	52
Figura 26 – Diagrama de Tensões compressão e tração . . . . .	53
Figura 27 – Representação do Método das Fatias de Fellenius . . . . .	56
Figura 28 – Terreno do Estudo de caso . . . . .	61
Figura 29 – Dimensões do Terreno . . . . .	62
Figura 30 – Muro por flexão perfil clássico . . . . .	81
Figura 31 – Diagrama de ação do empuxo ativo e passivo . . . . .	82
Figura 32 – Projeto de layout pré-executivo . . . . .	87
Figura 33 – Representação das forças . . . . .	91
Figura 34 – Diagrama da cortante . . . . .	98
Figura 35 – Diagrama do momento fletor . . . . .	99
Figura 36 – Seções de dimensionamento . . . . .	99

Figura 37 – Diagrama da cortante . . . . .	103
Figura 38 – Diagrama do momento fletor . . . . .	104
Figura 39 – Seções de dimensionamento . . . . .	104
Figura 40 – Diagrama da cortante . . . . .	107
Figura 41 – Diagrama do momento fletor . . . . .	107
Figura 42 – Seções de dimensionamento . . . . .	108
Figura 43 – Layout Executivo . . . . .	111
Figura 44 – Projeto executivo da armadura . . . . .	112

# Lista de tabelas

Tabela 1 – Valores mínimos de fatores de segurança . . . . .	36
Tabela 2 – Valores coeficiente de cobertura da armadura (c) . . . . .	45
Tabela 3 – Valores adimensionais da solução de Terzaghi . . . . .	55
Tabela 4 – Parâmetros médios de identificação do tipo de solo . . . . .	63
Tabela 5 – Verificação da estabilidade do talude . . . . .	80
Tabela 6 – Determinação da Armadura Longitudinal . . . . .	101
Tabela 7 – Determinação da Armadura Longitudinal . . . . .	102
Tabela 8 – Determinação da Armadura Longitudinal . . . . .	105
Tabela 9 – Determinação da Armadura Longitudinal . . . . .	106
Tabela 10 – Determinação da Armadura Longitudinal . . . . .	109
Tabela 11 – Determinação da Armadura Longitudinal . . . . .	109

# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b>	<b>13</b>
1.1.1	Objetivo Principal	13
1.1.2	Objetivos específicos	14
<b>2</b>	<b>INSTABILIDADE DE TALUDE</b>	<b>15</b>
<b>2.1</b>	<b>Conceito de talude</b>	<b>15</b>
<b>2.2</b>	<b>Mecanismos de Ruptura</b>	<b>17</b>
2.2.1	Internos	17
2.2.2	Externos	17
<b>3</b>	<b>MURO DE ARRIMO</b>	<b>18</b>
<b>3.1</b>	<b>Visão Geral</b>	<b>18</b>
<b>3.2</b>	<b>Muro por Gravidade</b>	<b>20</b>
3.2.1	Muros de Alvenaria	21
3.2.2	Muros de Concreto	24
3.2.3	Gabião	25
<b>3.3</b>	<b>Muros por Flexão</b>	<b>27</b>
3.3.1	Muros Corridos	28
3.3.2	Muros com Contraforte	29
3.3.3	Muros Ligados Às Estruturas	32
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO</b>	<b>33</b>
<b>4.1</b>	<b>Estabilidade do Talude</b>	<b>33</b>
4.1.1	Tensão de Cisalhamento do Solo ( $\tau_r$ )	35
4.1.2	Tensão de Cisalhamento Ruptura ( $\tau_a$ )	35
4.1.3	Fator de Segurança	35
<b>4.2</b>	<b>Solicitações do solo</b>	<b>36</b>
4.2.1	Empuxo	36
4.2.1.1	Teoria de Couloumb	37
4.2.1.2	Teoria Rankine	39
4.2.2	Sobrecarga	40
<b>4.3</b>	<b>Pré-Dimensionamento do Muro de Arrimo</b>	<b>42</b>
4.3.1	Muro ou parede	43
4.3.2	Sapata	45
4.3.3	Dente	47

<b>4.4</b>	<b>Verificações de estabilidade</b>	<b>47</b>
4.4.1	Deslizamento da base	49
4.4.2	Tombamento	50
4.4.3	Capacidade de carga da fundação	51
4.4.3.1	Verificação das Tensões	51
4.4.3.2	Verificação da ruptura	54
4.4.4	Ruptura global	55
<b>4.5</b>	<b>Dimensionamento Final</b>	<b>57</b>
4.5.1	Dimensionamento Interno do Muro	57
4.5.2	Dimensionamento Interno da Sapata	60
<b>5</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>61</b>
<b>5.1</b>	<b>Estudo de caso</b>	<b>61</b>
<b>5.2</b>	<b>Roteiro de Dimensionamento</b>	<b>64</b>
5.2.1	Dados iniciais	64
5.2.2	Verificação da estabilidade do talude	64
5.2.3	Definição do perfil do muro de arrimo a flexão	65
5.2.4	Determinação das forças oriundas do solo no muro de arrimo	65
5.2.4.1	Altura de sobrecarga	65
5.2.4.2	Empuxo	66
5.2.4.2.1	Coefficiente de empuxo ativo ( $k_a$ )	66
5.2.4.2.2	Coefficiente de empuxo passivo ( $k_p$ )	66
5.2.4.2.3	Empuxo Ativo ( $E_a$ )	66
5.2.4.2.4	Empuxo Passivo ( $E_p$ )	67
5.2.5	Pré dimensionamento	67
5.2.5.1	Pré-dimensionamento do muro	67
5.2.5.1.1	Altura ( $hm$ )	67
5.2.5.1.2	Espessura da Base do Muro $d_i$	67
5.2.5.1.3	Pré-Dimensionamento da espessura da crista ( $d_o$ )	68
5.2.5.2	Sapata	68
5.2.5.2.1	Comprimento da Base ( $b_s$ )	68
5.2.5.2.2	Comprimento de fixação do muro ( $r$ e $t$ )	68
5.2.5.2.3	Espessura da Base ( $h_s$ )	68
5.2.6	Representação do Muro de Arrimo Pré-Dimensionado	69
5.2.7	Levantamento dos esforços internos	69
5.2.7.1	Força Externas	69
5.2.7.1.1	Empuxo Ativo	69
5.2.7.1.2	Empuxo Passivo	69
5.2.7.1.3	Força peso do solo sobre o talão	70
5.2.7.1.4	Sobrecarga sobre o Muro	70

5.2.7.2	Força Externas . . . . .	70
5.2.7.2.1	Força Peso do Muro . . . . .	70
5.2.7.2.2	Força Peso da Sapata . . . . .	71
5.2.7.2.3	Força de atrito . . . . .	71
5.2.8	Verificação da estabilidade . . . . .	71
5.2.8.1	Verificação do Deslizamento . . . . .	71
5.2.8.1.1	Pré-Dimensionamento do Dente . . . . .	72
5.2.8.1.2	Forças oriundas do Dente . . . . .	72
5.2.8.1.3	Reverificação do Deslizamento . . . . .	73
5.2.8.2	Verificação do Tombamento . . . . .	73
5.2.8.3	Verificação da Capacidade de Carga da Fundação . . . . .	73
5.2.8.3.1	Verificação das tensões . . . . .	73
5.2.8.3.2	Verificação das tensões . . . . .	74
5.2.8.4	Verificação da Ruptura Global . . . . .	74
5.2.9	Dimensionamento da armadura do muro . . . . .	75
5.2.9.1	Determinação das armaduras longitudinais . . . . .	75
5.2.9.2	Armaduras de distribuição . . . . .	76
5.2.9.3	Verificação da Força Cortante . . . . .	76
5.2.10	Dimensionamento da armadura da Sapata . . . . .	77
5.2.11	Dimensionamento da armadura do Dente . . . . .	77
5.2.12	Detalhamento do comprimento de Ancoragem $l_b$ . . . . .	77
5.2.13	Verificação do Momento de Fissuração . . . . .	77
5.2.14	Projeto executivo do muro de arrimo dimensionado . . . . .	77
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES . . . . .</b>	<b>78</b>
<b>6.1</b>	<b>Dados iniciais . . . . .</b>	<b>78</b>
<b>6.2</b>	<b>Verificação da estabilidade do talude . . . . .</b>	<b>78</b>
<b>6.3</b>	<b>Definição do perfil do muro de arrimo a flexão . . . . .</b>	<b>80</b>
<b>6.4</b>	<b>Determinação das forças oriundas do solo no muro de arrimo . . . . .</b>	<b>81</b>
6.4.1	Altura de sobrecarga . . . . .	81
6.4.2	Empuxo . . . . .	82
6.4.2.1	Coeficiente de empuxo ativo ( $k_a$ ) . . . . .	82
6.4.2.2	Coeficiente de empuxo passivo ( $k_p$ ) . . . . .	82
6.4.2.3	Empuxo Ativo ( $E_a$ ) . . . . .	83
6.4.2.4	Empuxo Passivo ( $E_p$ ) . . . . .	83
<b>6.5</b>	<b>Pré-dimensionamento . . . . .</b>	<b>84</b>
6.5.1	Pré-dimensionamento do muro . . . . .	84
6.5.1.1	Altura do muro( $h$ ) . . . . .	84
6.5.1.2	Espessura da Base do Muro ( $d_i$ ) . . . . .	84
6.5.1.3	Pré-Dimensionamento da espessura da crista ( $d_o$ ) . . . . .	85

6.5.2	Sapata . . . . .	85
6.5.2.1	Comprimento da Base ( $b_s$ ) . . . . .	85
6.5.2.2	Comprimento de fixação do muro ( $r$ e $t$ ) . . . . .	86
6.5.2.3	Espessura da Base ( $h_s$ ) . . . . .	86
<b>6.6</b>	<b>Representação do Muro de Arrimo Pré-Dimensionado . . . . .</b>	<b>87</b>
<b>6.7</b>	<b>Levantamento dos esforços internos . . . . .</b>	<b>87</b>
6.7.1	Força Externas . . . . .	88
6.7.1.1	Empuxo Ativo . . . . .	88
6.7.1.2	Empuxo Passivo . . . . .	88
6.7.1.3	Força peso do solo sobre o talão . . . . .	88
6.7.1.4	Sobrecarga sobre o Muro . . . . .	89
6.7.2	Força Externas . . . . .	89
6.7.2.1	Força Peso do Muro . . . . .	89
6.7.2.2	Força Peso da Sapata . . . . .	90
6.7.2.3	Força de atrito . . . . .	90
6.7.3	Representação das forças . . . . .	91
<b>6.8</b>	<b>Verificação da estabilidade . . . . .</b>	<b>92</b>
6.8.1	Verificação do Deslizamento . . . . .	92
6.8.1.1	Pré-Dimensionamento do Dente . . . . .	92
6.8.1.1.1	Espessura da estrutura . . . . .	92
6.8.1.1.2	Altura do Dente . . . . .	93
6.8.1.2	Forças oriundas do Dente . . . . .	93
6.8.1.2.1	Força de atrito . . . . .	93
6.8.1.2.2	Empuxo passivo . . . . .	93
6.8.1.3	Reverificação do Deslizamento . . . . .	94
6.8.2	Verificação do Tombamento . . . . .	94
6.8.3	Verificação da Capacidade de Carga da Fundação . . . . .	95
6.8.3.1	Verificação das tensões . . . . .	95
6.8.3.2	Verificação da tensão de Ruptura . . . . .	96
6.8.4	Verificação da Ruptura Global . . . . .	97
<b>6.9</b>	<b>Dimensionamento da armadura do muro . . . . .</b>	<b>98</b>
6.9.1	Determinação das armaduras longitudinais . . . . .	100
6.9.2	Armaduras de distribuição . . . . .	101
6.9.3	Verificação da Força Cortante . . . . .	101
<b>6.10</b>	<b>Dimensionamento da armadura da Sapata . . . . .</b>	<b>102</b>
6.10.1	Determinação das armaduras longitudinais . . . . .	105
6.10.2	Armaduras de distribuição . . . . .	105
6.10.3	Verificação da Força Cortante . . . . .	106
<b>6.11</b>	<b>Dimensionamento da armadura do Dente . . . . .</b>	<b>106</b>

6.11.1	Determinação das armaduras longitudinais . . . . .	108
6.11.2	Armaduras de distribuição . . . . .	109
6.11.3	Verificação da Força Cortante . . . . .	109
<b>6.12</b>	<b>Detalhamento do comprimento de Ancoragem . . . . .</b>	<b>110</b>
<b>6.13</b>	<b>Verificação do Momento de Fissuração . . . . .</b>	<b>110</b>
<b>6.14</b>	<b>Projeto executivo do muro de arrimo dimensionado . . . . .</b>	<b>111</b>
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS . . . . .</b>	<b>113</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS . . . . .</b>	<b>114</b>

# 1 Introdução

O avanço humano esteve sempre atrelado com o uso e ocupação do solo, seus processos de urbanização e a capitalização destes espaços. Oriundo disto, o homem necessitou ocupar regiões com terrenos acidentados ao mesmo tempo que reaproveitava o subsolo dos espaços já ocupados, dando espaço para as construção de moradias, os edifícios públicos e as obras de infraestrutura (DOMINGUES, 1997).

A ocupação destas regiões e realização das estruturas no subsolo são ações humanas com alto risco, afinal, o solo destas regiões e obras apresentam instabilidades, podendo vir a desmoronar. Assim, representa riscos ao bem estar e a segurança da população.

Por isso, visto a necessidade de urbanização, reaproveitamento das áreas urbanas e as inseguranças em lidar com desestabilizações de solos, o homem desenvolveu as estruturas de contenção.

Estruturas de contenção são estruturas projetadas em taludes instáveis, a fim de evitar deslizamentos, sejam eles devidos a empuxos do solo e/ou água, cargas estruturais e/ ou quaisquer outros esforços adjacentes, possibilitando a estabilização do talude e garantindo a segurança e o bem estar das pessoas nas regiões inclinadas e vertentes que apresentam movimento de terra. (DUARTE, 2013).

Falconi e othersr (1998) comenta que contenções são elementos destinados a resistir a empuxos ou tensões geradas em maciço, devido ao seu peso próprio ou carregamentos externos, como algum tipo de escavação ou aterro que provocaram alteração em seu estado de equilíbrio.

Dentre os elementos de contenção, os que mais se destacam são (GOMES et al., 2018):

- Cortinas
- Paredes ou Escoramento
- Muros

As cortinas são elementos de contenção muito utilizadas no reaproveitamento da área construída, estabilizando o solo oriundo de escavações verticalizadas (sem taludes), e possibilitando os subsolos robustos dos edifícios e arranha céus. Entre os tipo de materiais utilizados para construir esse tipo de contenção, os perfis metálico ganham destaque,

sendo cravados verticalmente na divisa da construção com parede estruturada em concreto armado ou estruturada em pré moldados.

Já as paredes ou escoramentos são estruturas de contenção provisórias utilizadas para estabilizar o maciço e possibilitar escavações, cortes e aterros até estabilizar o talude novamente. Por isso, este tipo de contenção é amplamente utilizado em obras enterradas ou de assentamento de tubulação (FALCONI; OTHERSR, 1998).

Por fim, os muros de arrimo são construções mais forte, definidos como estruturas de contenção de parede vertical ou quase, sendo uma ferramenta de segurança em terrenos com inclinações, capazes de conter forças e equilibrar a pressão de um terreno. São apoiadas em fundações rasas ou profundas, trazendo estabilidade para o local e impedindo que haja um deslizamento e a terra ceda.

Neste contexto, este trabalho de graduação tem por foco o dimensionamento de uma estrutura de contenção, mais especificamente, um muro de arrimo por flexão para possibilitar a construção de moradias seguras na cidade de Ilha Solteira. Para isto, foi feito um estudo de caso com intuito de definir um roteiro de cálculo e dimensionar o muro de arrimo.

Sem dúvidas as obras de contenção são muito importantes para a sociedade, dentre elas o muro de arrimo é amplamente assistido por conta dos acidentes de desmoronamento de encostas, amplamente divulgados nos meios de divulgação que trazem a tona não só a perda econômica mas, a irreparável perda de vidas humanas.

Definir e simplificar o dimensionamento de estruturas de contenção ajudará a sociedade a ter segurança e bem estar mesmo em terrenos acidentados, demonstrando a importância deste trabalho.

Para isto, é de suma importância um embasamento teórico a respeito da instabilidade de taludes, dos tipos de muros de arrimo e a teoria de dimensionamento de muros de arrimo a flexão. Desta forma, será possível definir o melhor tipo de muro de arrimo para o terreno acidentado abordado segundo o embasamento teórico.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo Principal

O objetivo desse trabalho é dimensionar um muro de flexão para um terreno acidentado localizado na cidade de Ilha Solteira e assim aprimorar as técnicas de dimensionamento de estruturas de contenção.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Afim de alcançar o presente objetivo deste trabalho, foram feitos:

- Revisão bibliográfica a respeito de taludes e de muros de flexão;
- Projetar geometricamente e estruturalmente um muro de flexão;
- Dimensionamento do muro de flexão localizado na cidade de Ilha Solteira
- Descrição dos tipos de análises de estabilidade.

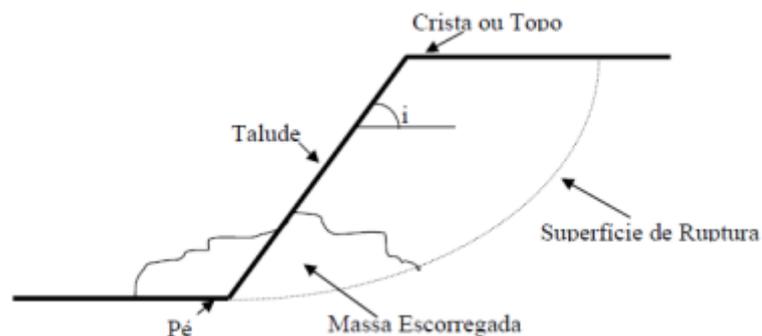
## 2 Instabilidade de Talude

Este capítulo, busca de forma concisa, identificar os mecanismos de ruptura dos taludes para beneficiar a identificação de taludes instáveis e executar obras de contenção.

### 2.1 Conceito de talude

Talude é a nomenclatura estabelecida para as superfícies inclinadas estabelecidas em maciços de rocha e/ou solo, conforme apresentado na figura 1. (MARCHETTI, 2008; BARROS, 2021).

Figura 1 – Representação do Talude



Fonte: Modificado de Duarte (2013)

As inclinações do talude são responsáveis por equilibrar as partículas do maciço e garantir que não haja a movimentação de terra e o colapso do talude. A formação da superfície inclinada pode ser desenvolvida de modo natural, originando os taludes naturais, ou de forma mecanizada e antrópica, originando os taludes artificiais (DUARTE, 2013).

Os taludes naturais, também chamados de encostas, são desenvolvidos de forma natural pela ação do intemperismo. Por isso, este tipo de talude está sujeito a problemas de instabilidades principalmente devido à contribuição da força gravitacional. Com o intemperismo atuando, o solo sofre alterações físico-químicas e se torna cada vez menos resistente. Com a ação da força gravitacional e interações com a água, o estado de tensões do solo se desequilibra e deflagra a ruptura, causando o movimento da massa de solo (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Esta movimentação da massa de solo pode ocorrer de três formas:

- quedas ou desprendimentos de terra ou rocha (falls): caracteriza-se pelo destacamento ou desprendimento de uma porção do maciço terroso ou rocha de um talude íngreme, acumulando-se no local onde estaciona;
- escorregamento (slide): movimento de descida ou deslocamento lateral de massa ou rocha com superfície de ruptura bem definida. Quando ocorre de forma lenta e contínua pode receber o nome de rastejo ou creep;
- espalhamento (spread): caracterizado pelo movimento rápido de argila estáveis durante muito tempo, que se deslocam à distâncias consideráveis

Já os taludes artificiais são construídos a partir de escavações, de cortes em encostas ou de lançamento de aterros. Eles são considerados mais estáveis devido as análises de estabilidades feitas para o projeto, as quais ponderam a condição mais desfavorável (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Mesmo com os estudos e o desenvolvimento de projetos, devido a solos colapsíveis - não tem capacidade de carga e resistência - aos desgastes do talude pelos intemperes e as mudanças abruptas climáticas, mesmo os taludes artificiais apresentam um risco de desequilíbrio e deflagração de ruptura, causando o movimento da massa de solo.

Por isso, mensalmente é divulgado nas redes sociais e noticiários os acidentes oriundo da instabilidade de taludes que representam não só os custos indiretos correspondentes aos reparo de danos, relocação de estruturas e instalações de contenção, mas o custo imensurável da perda de vidas humanas.

Por isso, cada vez mais, o estudo dos processos de instabilização de taludes e suas formas de contenção tornam-se necessários, devido as desastrosas consequências que os escorregamentos acarretam. Pode-se dizer que a ocorrência dos mesmos deve aumentar, devido principalmente a (DYMINSKI, 2007):

- Aumento da urbanização e do desenvolvimento de áreas sujeitas a escorregamentos;
- Desflorestamento contínuo destas áreas;
- Aumento das taxas de precipitação causadas pelas mudanças de clima

Assim, é importante identificar os mecanismos de ruptura para localizar os taludes instáveis e executar obras de contenções, como os muros de arrimo. Desta forma, é garantido a segurança e o bem estar da população que reside em zonas de taludes ou que dependem de infraestruturas sob/sobre eles.

## 2.2 Mecanismos de Ruptura

O mecanismo de ruptura é definido como os processos que se dão em um material no decorrer do carregamento e que, eventualmente, o levam a ruptura. Sendo descrito como o processo físico que acontece em diferentes pontos do maciço de terra ou rocha que eventualmente conduz ao colapso (DYMINSKI, 2007).

Em taludes de solos ou rocha, a superfície de ruptura não atua ao mesmo tempo em toda a sua extensão, se desenvolvendo progressivamente na superfície de ruptura, podendo eventualmente conduzir ao colapso (DUARTE, 2013) .

O material que compõe o talude é influenciado naturalmente pela força da gravidade, empuxo, e outras forças que são suportadas pela resistência ao cisalhamento do próprio material.

O aumento da tensão atuante (gravidade, empuxo), e diminuição da tensão de cisalhamento podem ser ocasionadas por causas internas e externas.

### 2.2.1 Internos

São causas internas (DYMINSKI, 2007):

- mudança da geometria do talude (inclinação e/ou altura), ocasionadas por cortes ou aterro no talude ou em terreno adjacente;
- aumento de carga atuante como por exemplo, sobrecargas na superfície

### 2.2.2 Externos

São causas externas (DYMINSKI, 2007):

- variação do nível de água (N.A.), podendo gerar: aumento na massa específica do material, aumento na pressão neutra (pressão na água dos vazios do solo) o que gera a diminuição da pressão efetiva;
- diminuição da resistência do solo ou rocha com o tempo, por lixiviação ou por mudanças nos minerais secundários.

## 3 Muro de Arrimo

Este t3pico tem por foco a apresenta33o concisa dos tipos de muros de arrimo de maior destaque. Desta forma, 3 poss3vel determinar as particularidades de cada grupo desta estrutura de conten33o relacionando as sua propriedades f3sicas, geol3gicas e econ3micas. Assim, a escolha do tipo de Muro de arrimo e seu dimensionamento com base no estudo de caso deste trabalho de gradua33o, ser3 mais assertivo e eficiente.

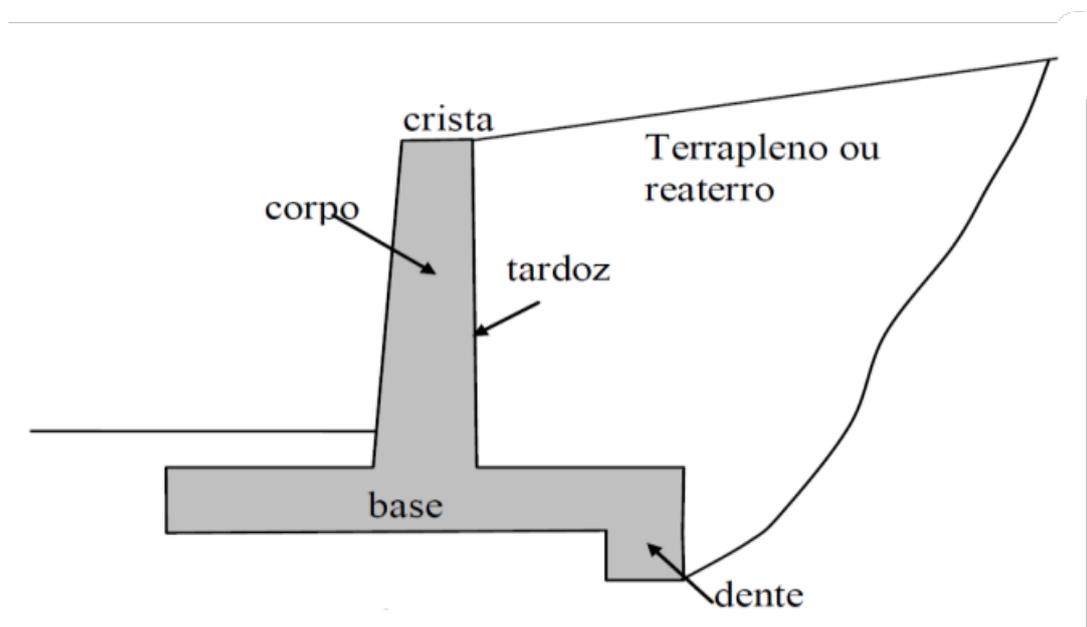
### 3.1 Vis3o Geral

Os muros de arrimo est3o entre as estruturas de conten33es mais antigas, acompanhando a civiliza33o desde o seu prim3rdio – de forma mais rupestre - at3 os dias atuais – estruturas mais rebuscadas, eficientes e seguras (BUDHU, 2013)

S3o constru33es resistentes, definidas como estruturas de conten33o de parede vertical ou quase, sendo uma ferramenta de seguran3a em terrenos com inclina33es. S3o capazes de conter for3as como barrancos e equilibrar a press3o de um terreno proporcionando assim a estabiliza33o de taludes e coibir os mecanismos de ruptura (GERSCOVICH, 2010)

Basicamente, um muro de arrimo 3 constitu3do por dois macros elementos estruturais: o Muro e a Funda33o, conforme representado na figura 2.

Figura 2 – Elementos do Muro de Arrimo



Fonte: Rocha (2016)

O muro é o elemento estrutural responsável por resistir aos empuxos do solo e transmitir tais esforços a fundação. Apresenta forma geométrica variada podendo ser construídas de forma retilínea, circular ou plana. Este macro elemento é subdividido em (ROCHA, 2016):

- Crista: parte superior do muro, apresenta cota superior ou no mesmo nível do maciço a ser contido;
- Corpo: definido como a alma do muro;
- Tardoz: parte externa do muro diretamente em contato com o solo.

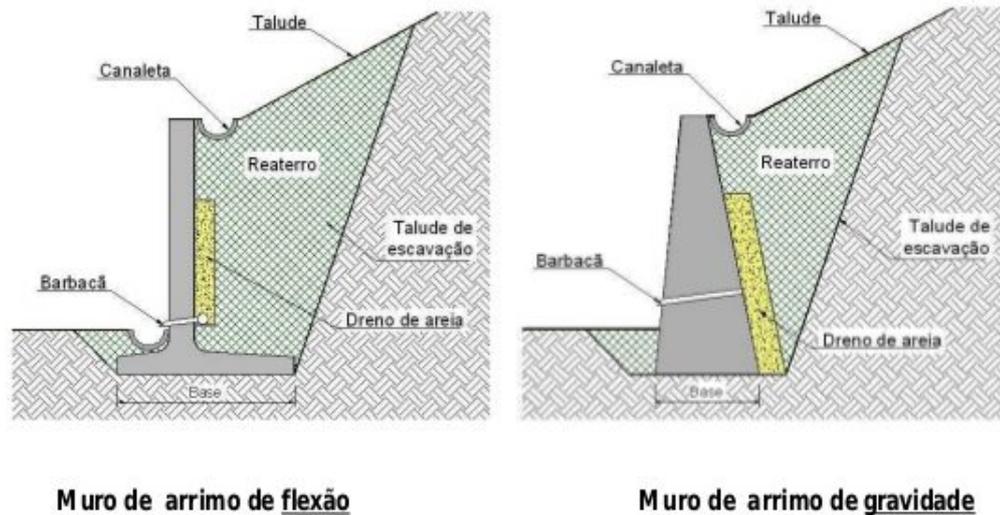
Já a Fundação é o elemento construtivo de suporte ao muro, ancorando a estrutura de contenção e resistindo as forças do solo e as reações do muro, através de fundações rasas ou profundas. Assim, traz estabilidade para o local e impede que haja um deslocamento da estrutura de contenção. Este macro elemento é dividido em:

- Base: Elemento Horizontal de suporte do muro e de fixação deste com o solo;
- Dente: Elemento Vertical interligado a base, responsável por coibir o deslocamento da base caso necessário.

De acordo com Domingues (1997), os muros de arrimo possuem varias configurações executivas e constituição de materiais, existindo uma gama de combinações. Todas estas

combinações são divididas com base no modo de resistência ao empuxo do solo, sendo classificados como: Muro por Gravidade e Muro por Flexão, conforme representado na figura 3

Figura 3 – Representação Muro por gravidade e Muro por Flexão



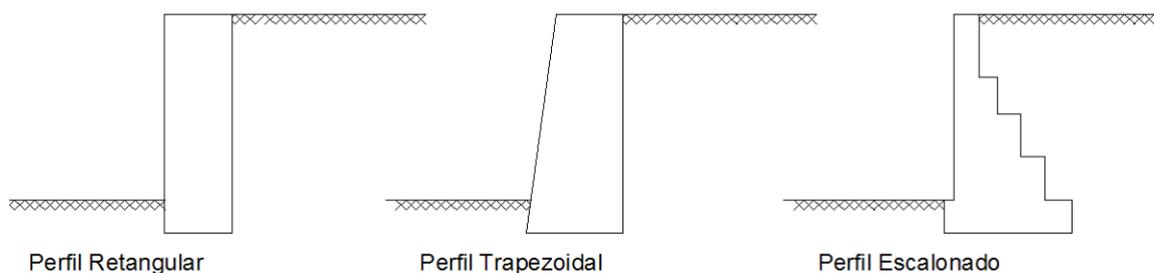
Fonte: Rocha (2016)

Com base nesta divisão é apresentado nos tópicos subsequentes suas características e principais tipos de muros de arrimo.

## 3.2 Muro por Gravidade

Os muros por gravidade são contenções que resistem aos empuxos laterais do maciço através do seu peso próprio. Por isso, são estruturas robustas formada por um corpo maciço que pode apresentar a configuração geométrica retangular, trapezoidal ou escalonado (Figura 4) (BARROS, 2021).

Figura 4 – Configurações Geométricas dos Muros por Gravidade



Fonte: Domingues (1997)

Segundo Brito, Gomes e Silvestre (2021), entre as vantagens deste tipo de muro de arrimo, a simplicidade e facilidade executiva são pontos de destaque, não exigido uma mão de obra específica e proporcionando um custo benefício elevado.

Por outro lado, entre as suas desvantagens, destaca-se a limitação física e geotécnica.

Devido a robustez, os muros de arrimo por gravidade apresentam a limitação física de altura, afinal, o consumo de material para garantir a estabilidade pelo peso próprio cresce exponencial com a altura do talude, tornando-se economicamente inviável. Por isso, a utilização deste tipo de contenção limita-se para taludes de até 3 metros (MARCHETTI, 2008).

Já a limitação geotécnica é oriunda da necessidade de uma alta capacidade suporte da fundação, sendo utilizados geralmente em locais onde o solo apresenta alta capacidade de suporte (MOLITERNO, 1995).

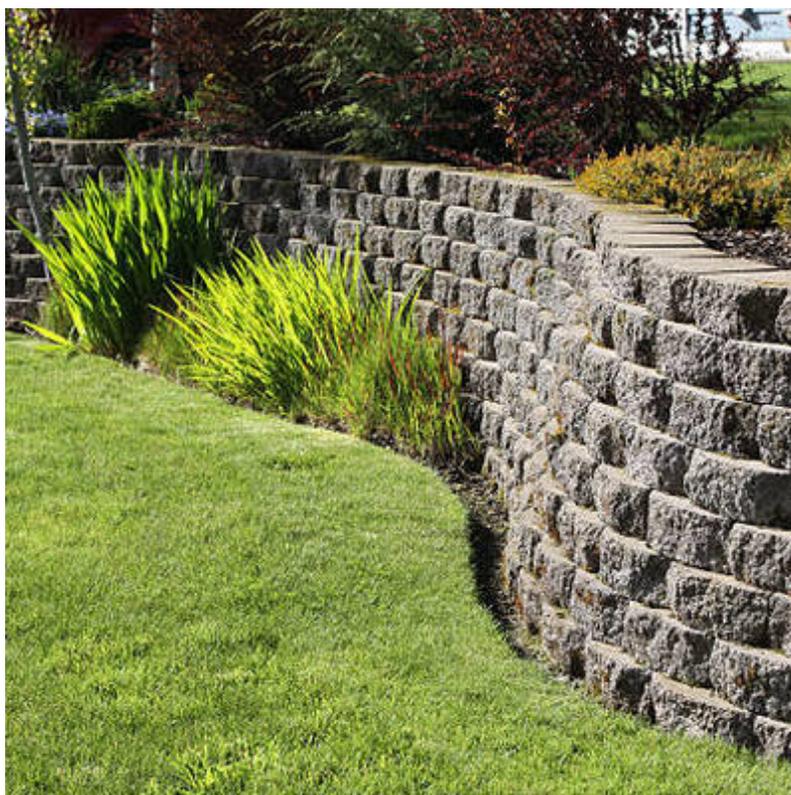
Entre os tipos de Muros por gravidade, destaca-se:

- Muros de Alvenaria
- Muros de Concreto
- Gabião

### 3.2.1 Muros de Alvenaria

Os Muros de Alvenaria, são estruturas de contenção composta por pedras, blocos ou alvenarias podendo haver elementos cimentícios de ligações ou não, conforme retratado na figura 5

Figura 5 – Muro de Alvenaria sem argamassa



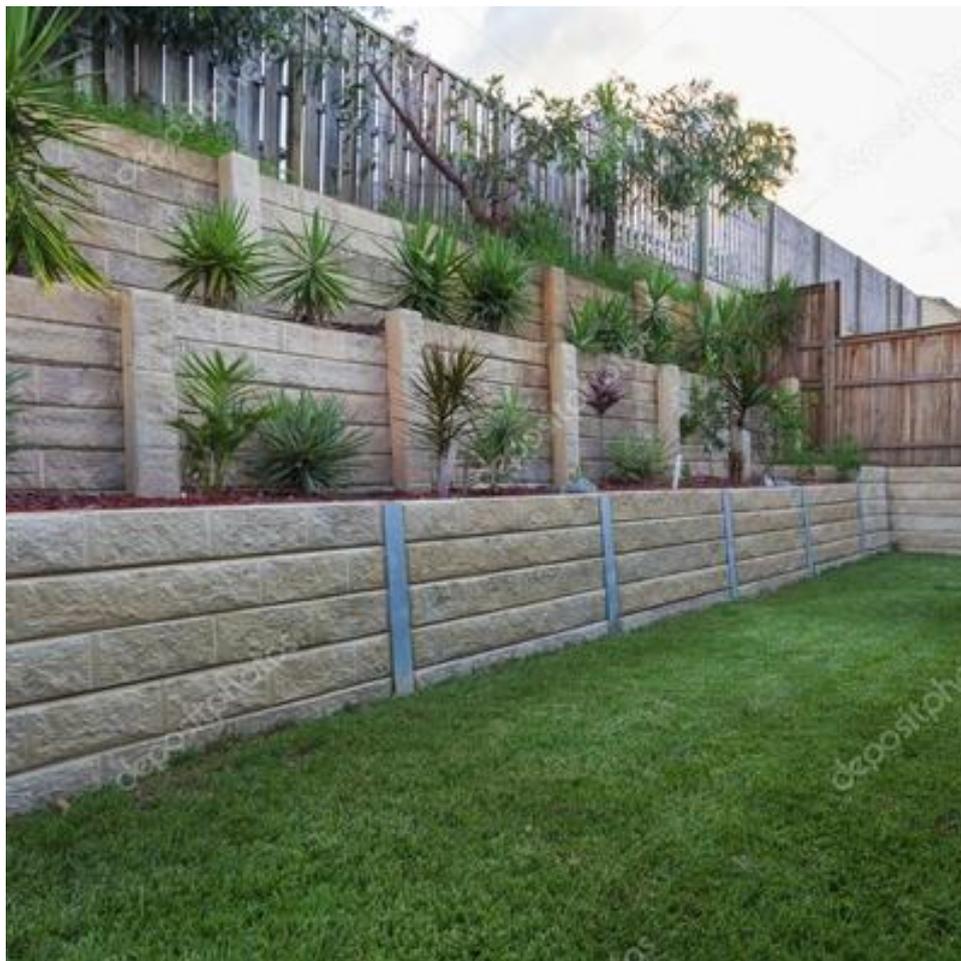
Fonte: Rocha (2016)

No caso dos muros sem elementos cimentícios, a resistência é obtida apenas pelo embricamento dos blocos de pedras. Este muro tem como vantagem a simplicidade de construção e , também, a dispensa de dispositivos de drenagem, devido a permeabilidade do material utilizado (GOMES et al., 2018)

Entretanto, como desvantagem, apresenta maior limitação de altura devido a instabilidade do material proporcional ao aumento do talude. Em relação aos custo, devido a simplicidade executiva e dispensa de drenagem, apresentam um ótimo custo benefício.

Economicamente, segundo a Consultrix (2021) uma reconhecida empresa que faz projeto de muro de arrimo e demais planos de fundações para obras e construções, o custo de execução do muro de arrimo em pedras sem elementos cimentícios é determinado majoritariamente pelo custo da rocha, variando entre 200 a 300 reais por metro quadrado.

Figura 6 – Muro de Alvenaria com argamassa



Fonte: Domingues (1997)

Já no caso dos muros de pedra com elementos cimentícios, a resistência é obtida pela coesividade da argamassa com os blocos de pedras (GOMES et al., 2018). Desta forma, além da simplicidade executiva, apresenta a vantagem de vencer vãos de até três metros devido a coesão do elemento cimentício com as pedras.

Por outro lado, os muros com argamassa apresentam a necessidade de implantar dispositivos de drenagem, pois a argamassa retira a propriedade drenante do conjunto (GUILHERME, 2017).

Economicamente, segundo a Consultrix , o custo de execução do muro de arrimo em pedras com elementos cimentícios é determinado pelo custo da rocha variando entre 200 a 300 reais por metro quadrado, custo da argamassa variando entre 5 a 6 reais por metro quadrado e o custo da drenagem variando entre 800 a 1000 reais por metro quadrado. Logo, a execução do muro de arrimo em pedras com elementos cimentícios apresenta um custo médio de 1200 reais por metro quadrado.

### 3.2.2 Muros de Concreto

Os muros de Concreto são uma estrutura constituída de rochas de granulometria variada, com preenchimento e coesividade do concreto, conforme representado pela figura 7.

Figura 7 – Muro de Concreto



Fonte: Rocha (2016)

O muro de concreto, denominado ciclópico, possui uma grande desvantagem em relação a outros tipos de muros: a impermeabilidade. Por isso, é necessário obter um sistema de drenagem eficaz para contornar os problemas oriundo do empuxo adicional da água.

Entre suas particularidades, a que mais se destaca é a seção transversal trapezoidal, com largura da base em torno de 50% da altura do muro, apresentando, portando, um alto consumo de concreto (40% da estrutura) e de rocha (60% da estrutura) e exigindo uma alta eficiência da fundação para não haver recalques ou deslizamentos.

Assim, o custo de construção do muro de concreto por gravidade e sua drenagem, segundo a empresa Consultrix, é estabelecido mais ou menos em 1590 reais por metro quadrado. Sendo desse custo, aproximadamente de 63% oriundo do sistema de drenagem.

### 3.2.3 Gabião

Os gabhões são elementos modulares de formas variadas constituídos de pedras de granulometria adequada e estruturadas com telas metálicas em malha hexagonal dupla torção, conforme representado na Figura 8.

Figura 8 – Muro de Gabião



Fonte: Rocha (2016)

Segundo BARROS (2021), estas telas são costuradas em diversos formatos, para diversas finalidades, sendo a mais comum o formato de caixa. Estas caixas são preenchidas com as pedras de granulometria variável para formarem as estruturas de contenção. A montagem e o enchimento podem ser manual ou mecanizada.

Entre as vantagens da utilização deste tipo de estrutura, destaca-se a flexibilidade que permite a estrutura se acomodar a recalque diferenciais, possibilitando sua utilização em solos com um índice menor de suporte quando comparado com outros muros por

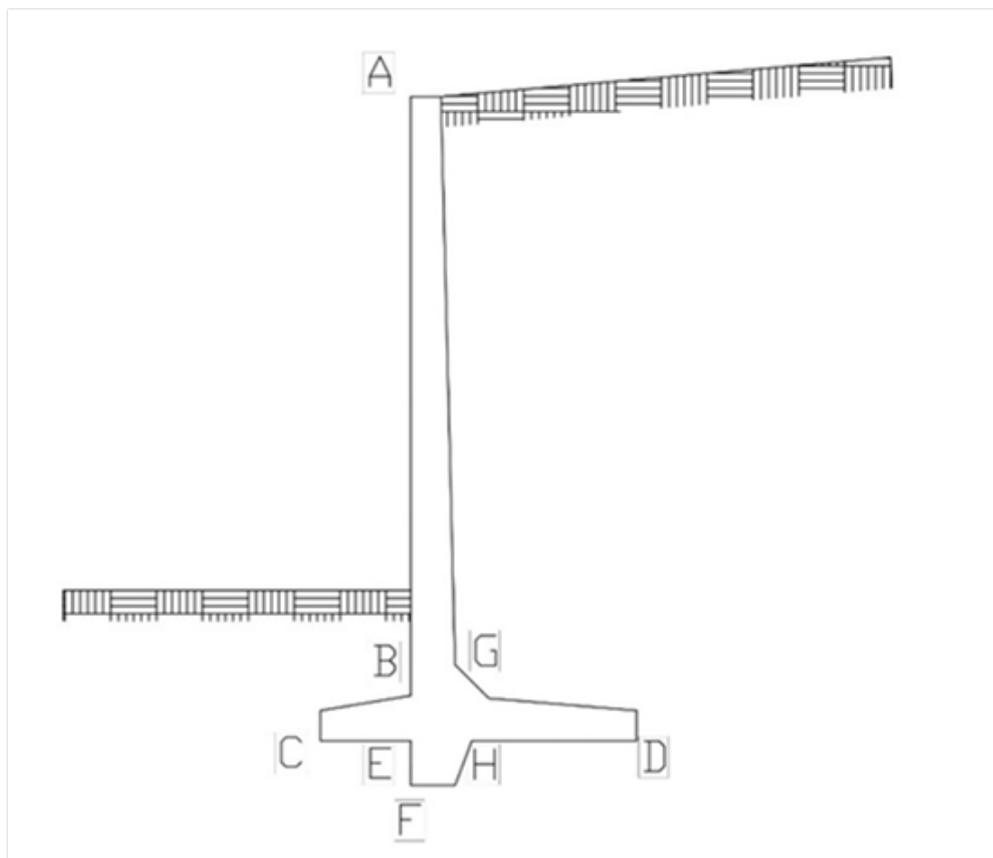
gravidade. Além disso, devido a utilização de pedras, a permeabilidade é um diferencial que dispensa a necessidade de elementos de drenagem (GERSCOVICH, 2009).

Economicamente, os custos oriundo de muros de gabiões são estabelecidos pelas pedras utilizadas e pela tela metálica em malha hexagonal dupla torção. Assim, segundo a Consultrix, os custos estão estabelecidos entre 300 e 400 reais por metro quadrado.

### 3.3 Muros por Flexão

Os muros por flexão são estruturas esbeltas com seções transversais variadas que resistem aos empuxos utilizando a flexão exercida pelo próprio do maciço de terra, localizado sobre a base da estrutura, conforme a Figura 9 (GUILHERME, 2017).

Figura 9 – Muro por flexão



Fonte: Gomes et al. (2018)

Domingues (1997) define que o muro de arrimo por flexão é composto por duas lajes, sendo uma laje horizontal e uma laje vertical. A primeira é responsável por garantir a estabilidade vertical contra o empuxo, dar suporte para a laje vertical e atuar na fixação da estrutura, coibindo o deslocamento horizontal, vertical e tombamento. Já a laje Vertical, engastada na laje horizontal, é responsável por resistir ao empuxo lateral e garantir a estabilidade do maciço.

Entre as vantagens deste tipo de estrutura de contenção, destaca-se, primeiramente, a diminuição do peso próprio da estrutura quando comparados com os muros por gravidade. Desta forma, é possível a utilização desta contenção em solos com capacidade de suporte diminuto e o vencimento de maiores vãos, podendo estabilizar taludes de até 5 metros (MOLITERNO, 1995; BARROS, 2021).

Entretanto, como desvantagens destaca-se sua antieconomia para alturas acima de 5m, a necessidade de espaço para sua construção e a impossibilidade de sua utilização em muros de divisa (ANDRADE, 2018).

Moliterno (1995) classifica os diferentes tipos de muro de arrimo de concreto armado em basicamente três categorias:

- Muros Corridos
- Muros com Contrafortes
- Muros ligados às estruturas

### 3.3.1 Muros Corridos

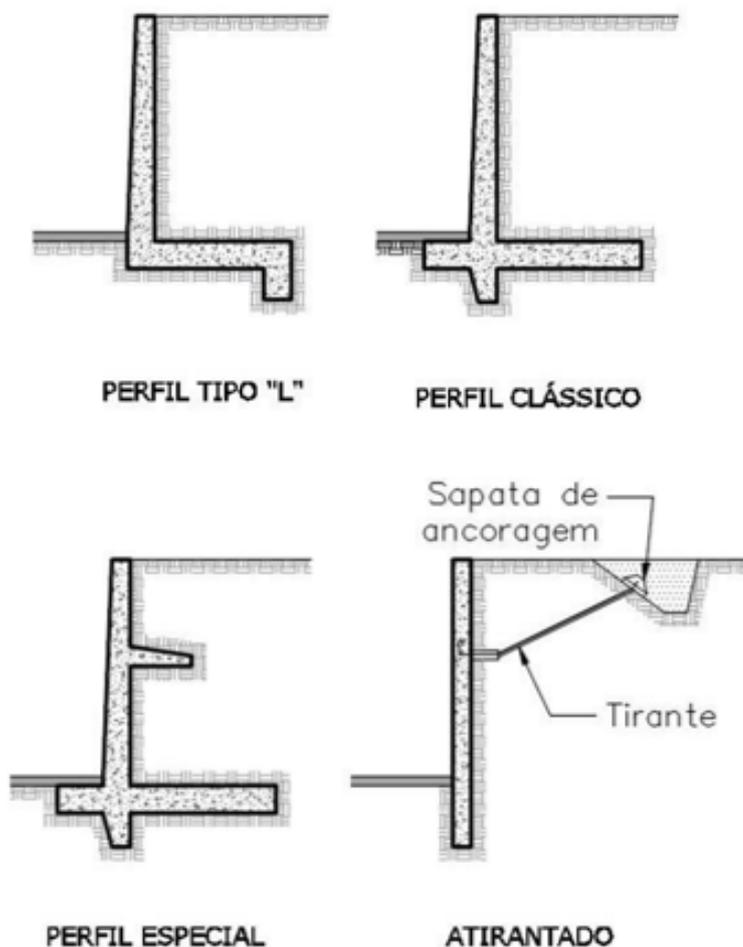
Os muros Corridos são estruturas a flexão estabelecidas pela subestrutura do muro e a subestrutura da função. É considerado o tipo de contenção mais viável em termos de praticidade de execução e custo.

Guilherme (2017) comenta que a estabilização deste tipo de muro de arrimo, se dá pela ação da massa de solo depositada sobre a laje horizontal - sapata do muro - e pela ação do atrito entre o solo e a face da base em contato com o mesmo, garantindo respectivamente a resistência ao momento fletor e a resistência às forças horizontais

Além da Viabilidade e praticidade de execução, os muros de arrimo contínuos apresentam a possibilidade de variações de forma geométrica, conforme retratado na Figura 10, podendo ser estabelecido por (GUILHERME, 2017; DOMINGUES, 1997):

- Perfil “L” (altura até 2 metros);
- Perfil clássico (altura entre 2 e 4 metros);
- Perfil especial (altura entre 2 e 4 metros);
- Perfil Atirantado (altura entre 4 e 6 metros)

Figura 10 – Formas do Muro por flexão



Fonte: Moliterno (1995)

Devido a esta possibilidade de configuração geométrica, os muros contínuos são adaptáveis às necessidades e disponibilidade de espaço do terreno e alturas do talude.

Entretanto devido à impermeabilidade, os muros de arrimo a flexão contínuos necessitam de estruturas eficazes de drenagem. Por isso, economicamente, seu custo de execução é estabelecido pelo concreto armado (concreto e aço) e a drenagem. Assim, seu custo, segundo a empresa Consultrix é estabelecido em 800 reais por metro quadrado, mais ou menos.

### 3.3.2 Muros com Contraforte

Os muros com contrafortes são estruturas robustas constituídas pelo muro, fundação e, o diferencial, os contrafortes. Os contrafortes são elementos estruturais, que têm por

finalidade transmitir as cargas provenientes do muro (lajes verticais) à fundação (laje de fundação) (SILVA; ORLANDINI; SARDINHA, 2019; MOLITERNO, 1995).

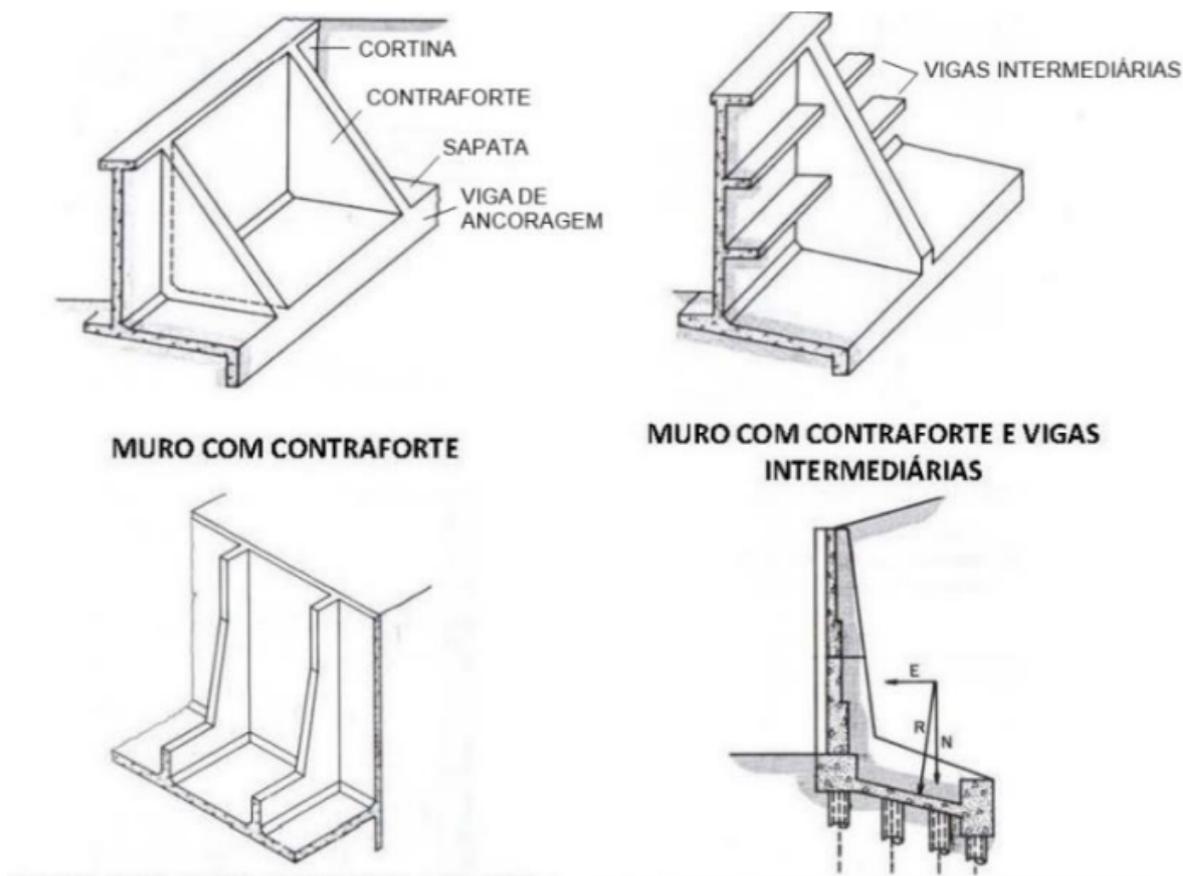
No dimensionamento deste tipo de estrutura as lajes verticais são consideradas contínuas e são responsáveis por receber os esforços horizontais advindos do maciço de solo a ser contido. Considera-se que a laje tem três lados engastados, nos contrafortes e na sapata, e um lado livre na borda superior. O peso próprio da laje, dos contrafortes e os momentos fletores causados pelos esforços horizontais na laje vertical são utilizados para o dimensionamento dos contrafortes (DOMINGUES, 1997).

Com isto, este tipo de estrutura apresenta maior resistência as tensões horizontais e verticais. Assim, é possível vencer maiores alturas de taludes (acima de 6 metros).

Devido a forma executiva do contraforte, representado pela figura 11, os muros de arrimo com contraforte são divididos em (MOLITERNO, 1995; SILVA; ORLANDINI; SARDINHA, 2019):

- Contrafortes do lado da terra que podem ou não ter vigas intermediárias;
- Contrafortes do lado externo
- Contraforte sobre estacas

Figura 11 – Formas do Muro por flexão com contraforte



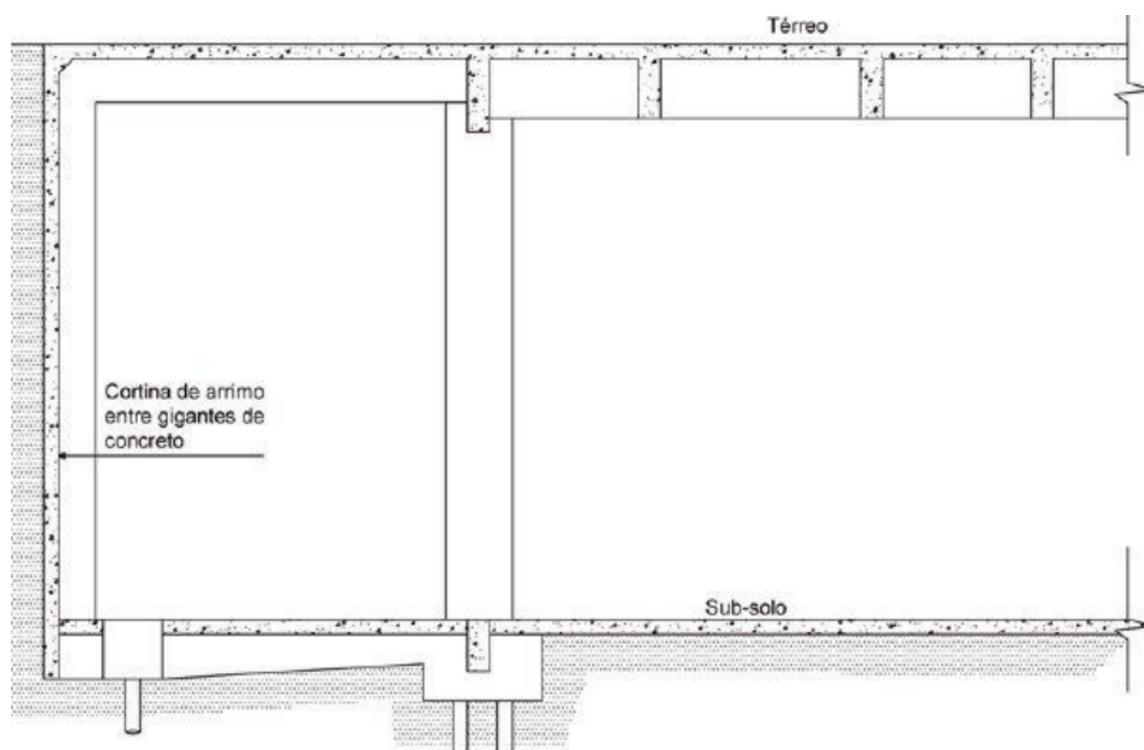
Fonte: Silva, Orlandini e Sardinha (2019)

### 3.3.3 Muros Ligados Às Estruturas

Por fim, os muros ligados às estruturas, se subdividem em muros junto às estruturas de edifícios e nos encontros de pontes ou viadutos, com intuito de possibilitar a execução de contenções em subsolos.

Marchetti (2008) apresenta um muro de arrimo ligado a estrutura de um edifício, que possibilita a construção de subsolos utilizados como estacionamento, onde o muro é solidarizado à estrutura do edifício, conforme representado pela figura 12.

Figura 12 – Muro por flexão Ligados a estrutura



Fonte: Silva, Orlandini e Sardinha (2019)

## 4 Dimensionamento

Este t3pico tem por foco o embasamento sobre dimensionamento de muros de arrimo a flex3o, auxiliando no desenvolvimento do roteiro de c3lculo deste trabalho de gradua3o para o dimensionamento no estudo de caso.

### 4.1 Estabilidade do Talude

A estabilidade do talude, conforme estabelecido conceitualmente no cap3tulo 2, 3 o ponto inicial de an3lise para o dimensionamento de qualquer estrutura conten3o. Afinal, atrav3s deste teste, 3 poss3vel definir o m3todo de ruptura e a necessidade ou n3o de uma estrutura de conten3o.

Para analisar a Estabilidade do Talude 3 utilizado o m3todo de Culmann que tem como base a hip3tese de que a ruptura do talude ocorre ao longo de um plano quando a tens3o m3dia de cisalhamento solicitado, que tende a causar o deslizamento, 3 maior que a resist3ncia ao cisalhamento do solo. E que o plano mais cr3tico 3 aquele que tem uma rela3o m3nima entre a tens3o m3dia de cisalhamento que tende a causar a ruptura e a resist3ncia ao cisalhamento do solo.

O M3todo de Culmann 3 uma aproxima3o que produz 3timos resultados para taludes verticalizados, tendo por base de determina3o o c3lculo do Fator de Seguran3a (FS) estabelecido pela equa3o 4.1.

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} \quad (4.1)$$

Onde:

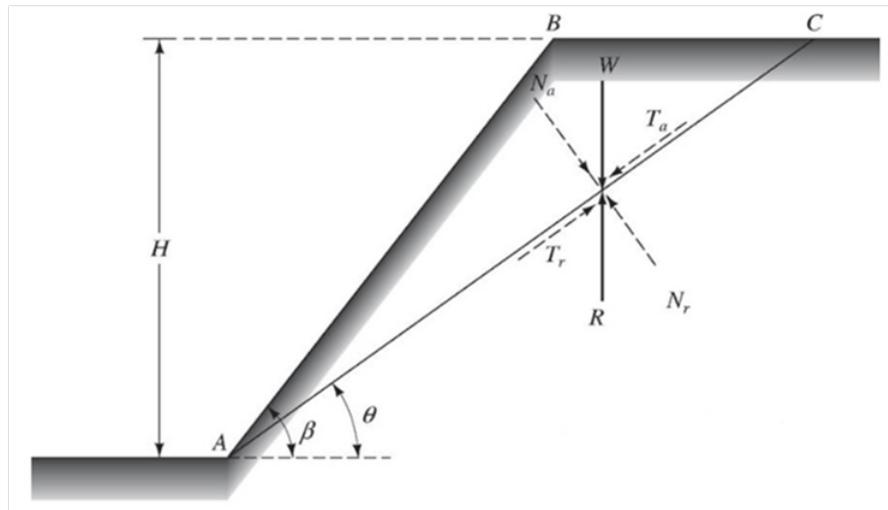
$FS$ : Fator de Seguran3a

$\tau_r$ : Tens3o de cisalhamento m3dia resistente do solo

$\tau_a$ : Tens3o de cisalhamento m3dia atuante na superf3cie de ruptura

Com base no FS, o objetivo para analisar a estabilidade do talude 3 determinar tens3o de cisalhamento m3dia resistente do solo e a tens3o de cisalhamento m3dia atuante na superf3cie de ruptura. Para isto 3 utilizado a An3lise do Talude Finito, representado pela figura 13

Figura 13 – Análise do Talude Finito



Fonte: Das e Sobhan (2014)

Sendo:

$\theta$ : Ângulo de inclinação do plano de ruptura analisado

$\beta$ : Ângulo de inclinação do talude

$W$ : Peso Próprio de Solo

$T_a$ : Componente tangencial do plano do talude analisado

$T_r$ : Componente tangencial do talude

$N_a$ : Componente normal do plano do talude analisado

$N_r$ : Componente normal do talude

$AC$ : comprimento do plano do talude analisado

Com base no diagrama de forças é possível identificar que:

$$T_a = W * \sin \theta \quad (4.2)$$

$$N_a = W * \cos \theta \quad (4.3)$$

Conforme apresentado acima, a componente tangencial e componente normal são diretamente proporcionais ao peso de solo ( $W$ ), sendo este definido como:

$$W = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 X \left[ \frac{\sin(\beta - \theta)}{(\sin \beta * \sin \theta)} \right] \quad (4.4)$$

Sendo:

$\gamma$ : Peso específico do solo

Assim, com base nestas informações é possível determinar a Tensão de Cisalhamento do Solo ( $\tau_r$ ) e a Tensão de Cisalhamento Ruptura ( $\tau_a$ )

#### 4.1.1 Tensão de Cisalhamento do Solo ( $\tau_r$ )

A tensão de cisalhamento do solo é estabelecido pela equação 4.5.

$$\tau_r = c_d + \sigma' * \tan\Phi_d \quad (4.5)$$

Sendo:

$c_d$ : coesão do solo

$\sigma'$ : tensão normal efetiva

$\Phi_d$ : ângulo de atrito do solo

A Coesão do solo ( $c_d$ ) e o ângulo de atrito do solo ( $\Phi_d$ ) são parâmetros físicos e dependem do solo estabelecido no maciço. Já a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) depende da componente normal para o talude analisado, estabelecido segundo a equação 4.6

$$\sigma' = \frac{N_a}{AC} \quad (4.6)$$

#### 4.1.2 Tensão de Cisalhamento Ruptura ( $\tau_a$ )

A tensão de cisalhamento do solo é estabelecido pela equação 4.7.

$$\tau_a = \frac{T_a}{AC} \quad (4.7)$$

#### 4.1.3 Fator de Segurança

Por fator de segurança (FS) entende-se o valor numérico da relação estabelecida entre a resistência ao cisalhamento disponível do solo para garantir o equilíbrio do corpo deslizante. Portanto, um valor de FS  $> 1$  implica em estabilidade do maciço, ou seja, os esforços atuantes são menores do que os esforços resistentes.

Entretanto, de acordo com NBR 11682 (2009), os valores mínimos de fatores de segurança devem ser estabelecidos em função do potencial de risco contra danos materiais, ambientais e perda de vidas humanas, segundo a tabela 1.

Tabela 1 – Valores mínimos de fatores de segurança

Nível de segurança contra perda de vidas humanas \ Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no Anexo D da referida norma.

Nota 2: No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $c$  e  $\phi$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1.1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

Nota 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682 (2009)

Desta forma, para  $FS > 1$  é garantindo a estabilidade do talude, porém para um nível de segurança alto contra danos materiais e ambientais e um nível alto de segurança contra perda e vidas humanas,  $FS > 1,5$ .

## 4.2 Solicitações do solo

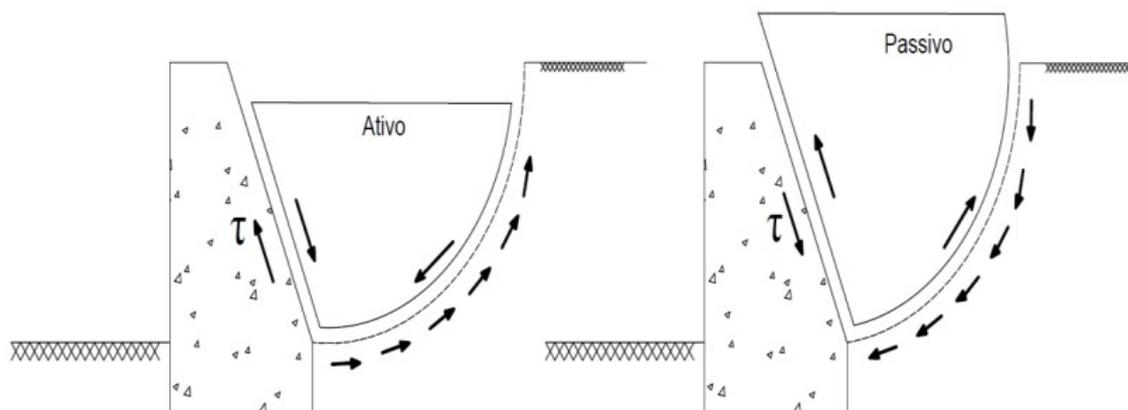
Após a comprovação da instabilidade do talude, é verificado a necessidade de uma estrutura de contenção. Para isso, inicialmente, é necessário determinar as forças de solicitação do solo, definida pelo empuxo e pela sobrecarga (DOMINGUES, 1997; DUARTE, 2013).

### 4.2.1 Empuxo

O empuxo é a força resultante oriunda das pressões laterais, de terra e/ou água exercidas contra o muro de arrimo. Estas pressões laterais, que atuam sobre a estrutura, variam em função das translações de duas formas, conforme representado na figura 14 (DOMINGUES, 1997; DUARTE, 2013):

1. A medida que a estrutura de arrimo é afastada do terrapleno, as pressões diminuem gradativamente até um valor mínimo, sendo denominado Empuxo Ativo ( $E_a$ )
2. Se a estrutura de arrimo é empurrada contra o maciço, as pressões aumentam até um valor máximo, sendo denominado Empuxo Passivo ( $E_p$ )

Figura 14 – Representação Empuxo Ativo e Passivo



Fonte: Gerscovich (2010)

Desta forma, segundo BARROS (2021), o empuxo resultante ( $E_o$ ) é uma grandeza que envolve os parâmetros físicos do solo - atrito interno, coesão e peso específico, entre outros - mas também parâmetros da estrutura de contenção - altura, deformação e a configuração geométrica.

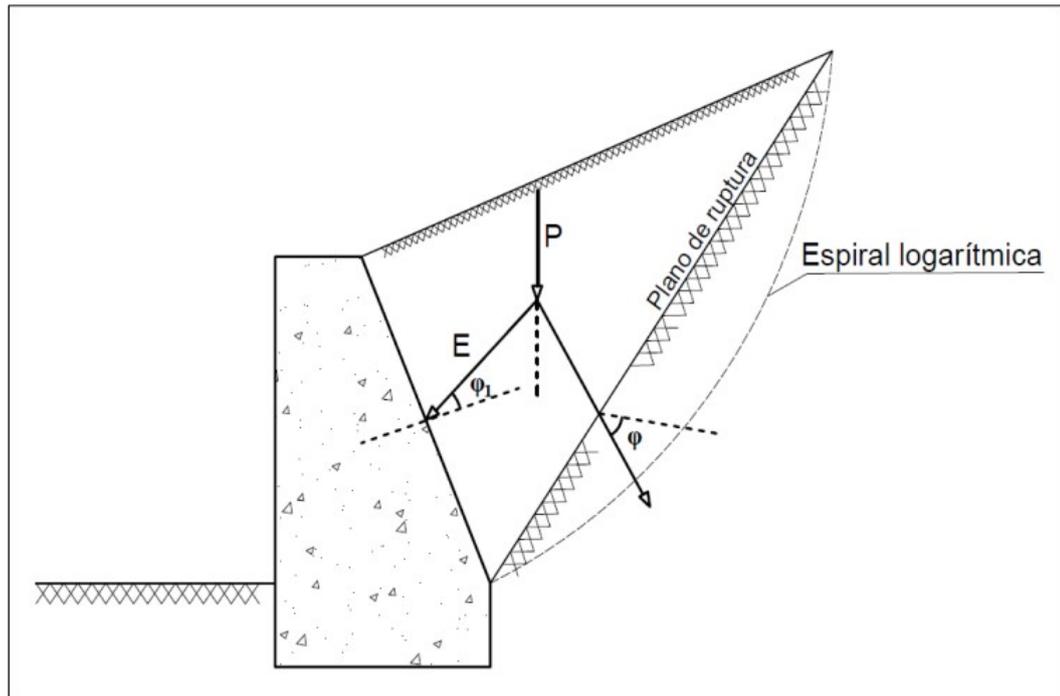
Para determinação do empuxo pode ser utilizado duas teorias: Teoria de Coulomb e Teoria Rankine (SANTOS, 2018; MOLITERNO, 1995)

#### 4.2.1.1 Teoria de Coulomb

A Teoria de Coulomb, parte do princípio que um deslizamento de terra ocorre segundo uma superfície plana por conta da mobilização da resistência ao cisalhamento ou atrito. Desta forma, analisa as forças que agem na cunha limitada a esta superfície pelo tardo e pela superfície do terrapleno, conforme representado na figura 15.

Este deslizamento ocorre por uma superfície curva que tem forma de espiral logarítmica, mas, em casos práticos, substitui-se esta superfície curva por uma plana, que é denominada plano de ruptura, de deslizamento ou de escorregamento, direcionando o empuxo em um ângulo  $\phi_i$  conhecido que faz com a normal ao parâmetro do lado da terra, de tal forma que a tangente é equivalente ao coeficiente de atrito entre a terra e o muro (ROCHA, 2016).

Figura 15 – Representação Teoria de Coulomb



Fonte: Rocha (2016)

Desta forma, o empuxo pode ser determinado através da equação 4.8

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * k * h^2 \quad (4.8)$$

Sendo:

$h$  altura a partir da crista do muro de arrimo apresentando mínimo igual a 0 e máximo igual a  $h$ . Este coeficiente  $k$  é designado como coeficiente de empuxo de Coulomb e é obtido pela equação 4.9

$$k = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 * \sin(\beta - \phi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \alpha) * \sin(\phi + \phi_1)}{\sin(\beta - \phi_1) * \sin(\beta + \alpha)}} \right]} \quad (4.9)$$

Sendo:

$\alpha$ : ângulo de inclinação do terreno adjacente

$\beta$ :  $90 - \theta$

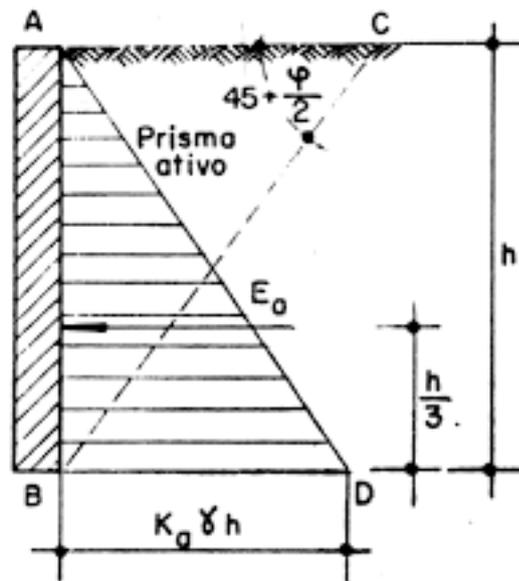
$\theta$ : ângulo de inclinação do terreno adjacente

$\phi$ : ângulo de atrito interno

$\phi_1$ : ângulo de atrito entre a terra e o muro

Portanto, o empuxo (E), pode ser considerado como uma pressão distribuída ao longo de uma altura “h” de muro. O diagrama de distribuição, para fins de simplificação, é considerado linear, e a resultante é aplicada a uma altura “h/3” a contar da base, conforme representado pela figura 16.

Figura 16 – Diagrama do Empuxo por Coulomb



Fonte: Rocha (2016)

#### 4.2.1.2 Teoria Rankine

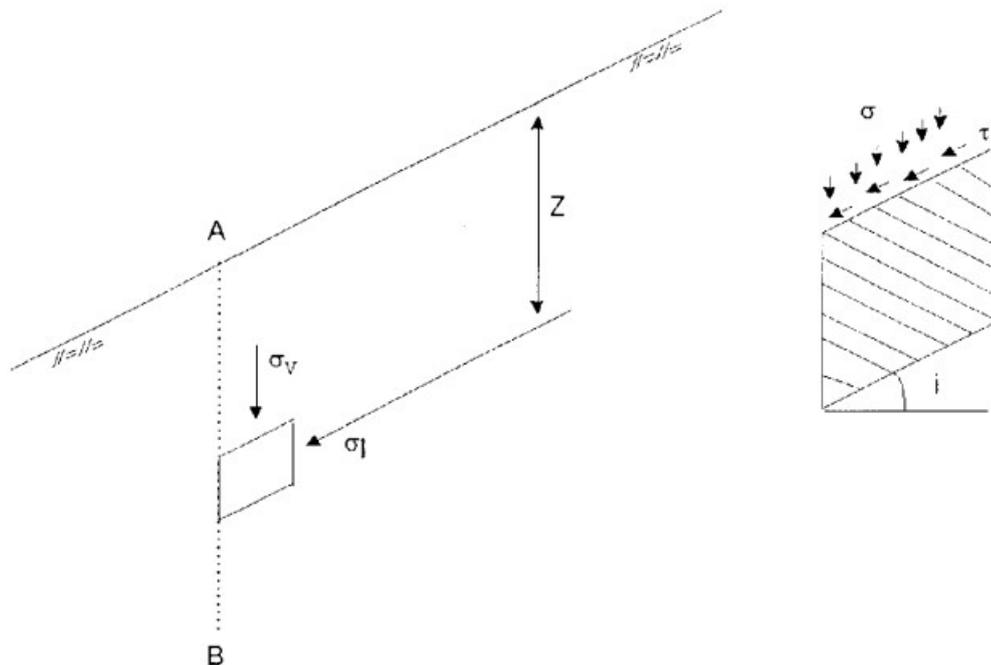
A teoria de Rankine parte do princípio que uma ligeira deformação do solo é suficiente para gerar um estado limite plástico que pode resultar na movimentação do solo, atingindo neste estado a máxima resistência ao cisalhamento. Assim, a mobilização pode produzir um estado ativo na expansão do solo ou passivo caso o solo retraia (DOMINGUES, 1997; ROCHA, 2016).

Desta forma, o empuxo pode ser definido de forma passiva, ou de forma ativa, com base no conceito de movimentação e deformação do solo, sendo determinado pela equação 4.10

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * k_i * h^2 \quad (4.10)$$

Com base nesta equação, fica nítido que a equação 4.10 e equação 4.8 são semelhantes, a única diferença é com relação ao coeficiente de empuxo  $k_i$  que, com base no desenvolvimento do plano de tensões do círculo de Mohr (figura 17), é definido em ativo e passivo e por conseguinte definindo se o empuxo é ativo ou passivo.

Figura 17 – Plano de tensões em um elemento do solo



Fonte: Domingues (1997)

Para o cálculo do Empuxo ativo, o coeficiente de empuxo ativo é determinado pela equação 4.11

$$k_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (4.11)$$

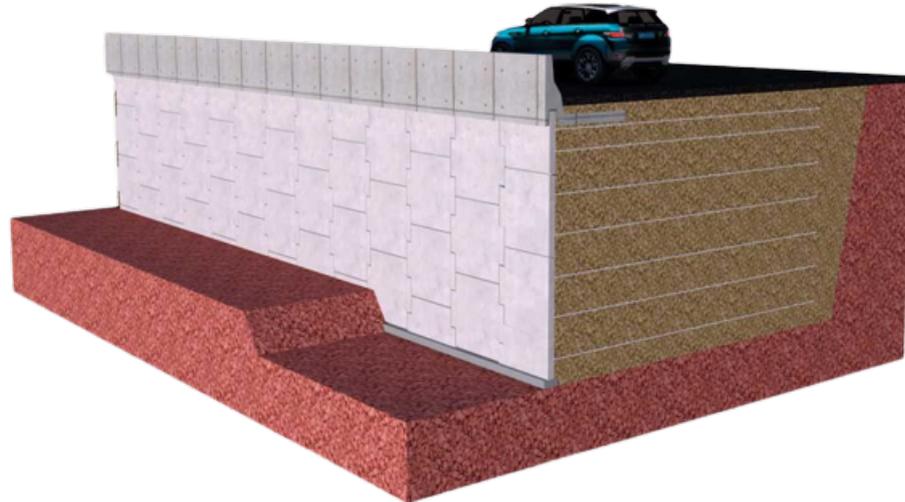
Já para o cálculo do Empuxo passivo, o coeficiente de empuxo passivo é determinado pela equação 4.12

$$k_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (4.12)$$

#### 4.2.2 Sobrecarga

Os muros de arrimo podem sofrer além da influência do empuxo, sobrecargas em sua parte superior, ocasionadas por diversas fontes, como por exemplo, estruturas construídas sobre o maciço, tráfego de veículos, entre outras, conforme representado pela figura 18.

Figura 18 – Sobrecargas no muro de arrimo

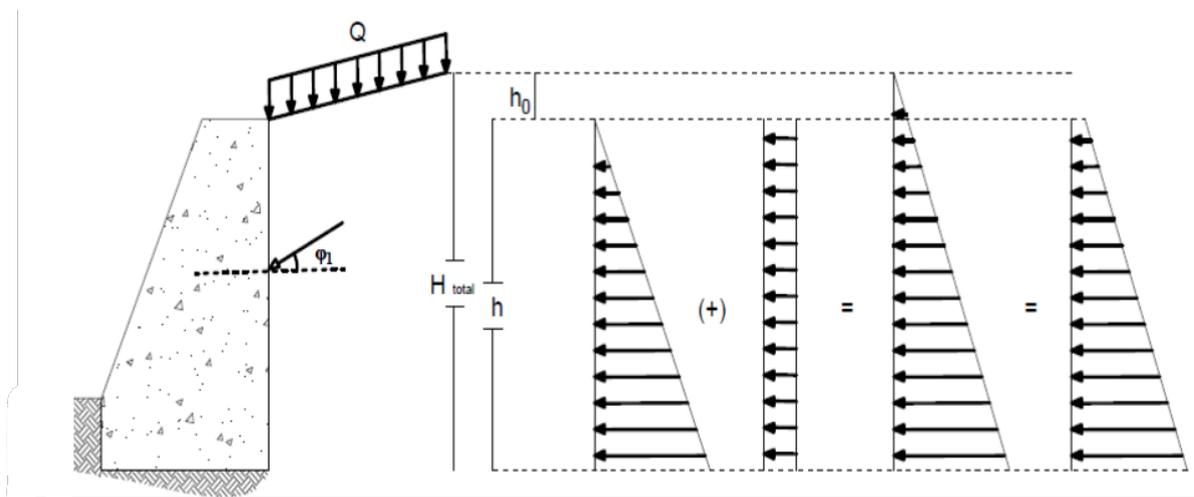


Fonte: Consultrix (2021)

Esta sobrecarga, segundo BARROS (2021), atua no talude como um carregamento uniformemente distribuído, aumentando uniformemente o empuxo do solo. Este aumento pode ser determinado levando em consideração a parte da sobrecarga, que atua sobre a cunha de solo, delimitada pelo plano de ruptura.

De acordo com Moliterno (1995), a ação desta sobrecarga pode ser simplificada, considerando como uma equivalência de altura de terra ( $h_0$ ) que causa aumento do empuxo no muro. Desta forma, a componente  $h_0$  será calculada pela razão entre o carregamento e o peso específico do solo e depois somada a altura total utilizada para calcular o empuxo, conforme representado pela figura 19.

Figura 19 – Simplificação da Sobrecarga



Fonte: Rocha (2016)

A NBR 11682 (2009) impõe que todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para resistir não só a esforços provindos do solo, mas também a sobrecargas acidentais mínimas da ordem de 20 KPa ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ), distribuída uniformemente sobre a superfície do talude arrimado.

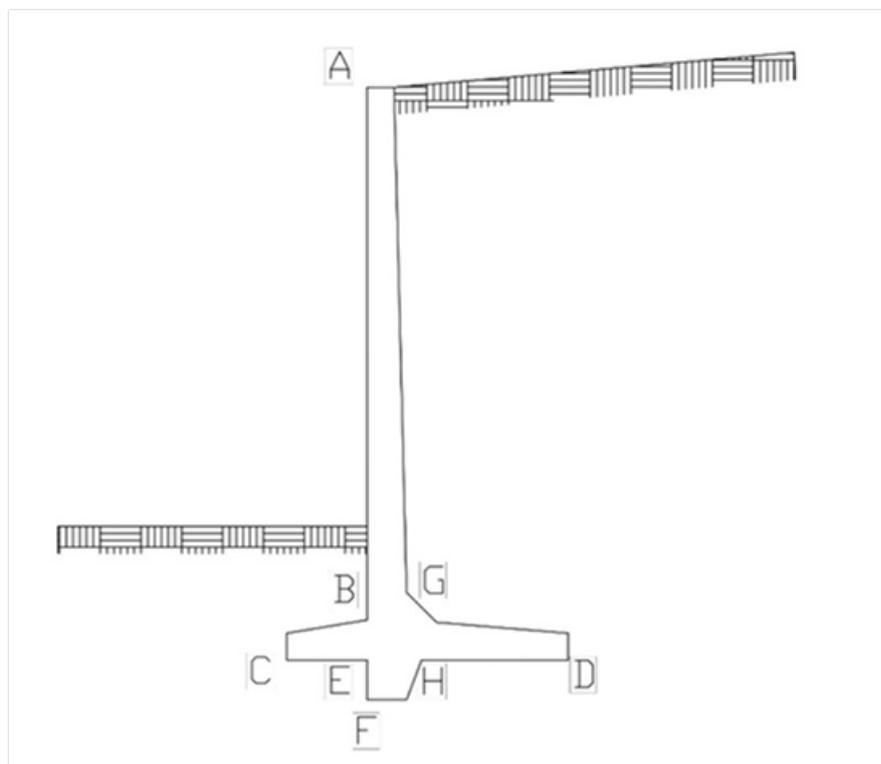
Quanto ao ponto de aplicação da resultante do empuxo, é possível obtê-lo por uma paralela à superfície de ruptura que passa pelo centro de gravidade do conjunto solo sobrecarga. Outra opção é desmembrar o efeito do solo do efeito da sobrecarga e com isso determinar o ponto de aplicação de cada parcela (BARROS, 2021; ROCHA, 2016; MOLITERNO, 1995).

### 4.3 Pré-Dimensionamento do Muro de Arrimo

O pré-dimensionamento é a determinação de medidas iniciais e relações de dimensionamento da estrutura de contenção, baseado em parâmetros conhecidos, como exemplo, a altura do talude ( $H$ ), forças aplicas no talude, entre outros.

O pré-dimensionamento das dimensões do Muro de arrimo a flexão é determinado com base no perfil do muro clássico de concreto armado (figura 20). Por isso, baseado em Rocha (2016), Moliterno (1995), NBR 11682 (2009), é apresentado as relações de pré-dimensionamento, base deste trabalho de graduação.

Figura 20 – Partes a serem Pré-Dimensionamento do perfil



Fonte: Rocha (2016)

Para isso é definido no pré-dimensionamento:

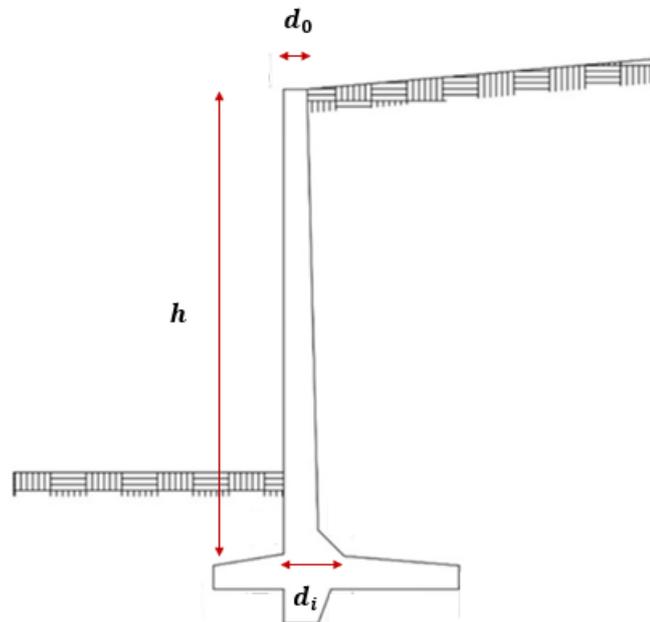
1. Trecho AB – Muro ou parede
2. Trecho CD – Sapata
3. Trecho EF – Dente de Ancoragem;

Vale destacar que o pré-dimensionamento é estabelecido para a seção transversal, sendo a largura do muro de arrimo respectivo a largura do talude a ser contido. Por isso, o dimensionamento é estabelecido em duas dimensões: comprimento e altura

#### 4.3.1 Muro ou parede

O pré-dimensionamento do muro ou parede é relacionado a altura do muro ( $h$ ), espessura da base do corpo ( $d_i$ ) e espessura da crista ( $d_0$ ), conforme a figura 21

Figura 21 – Pré dimensionamento do muro



Fonte: Adaptado de rocha2016estudo

O parâmetro inicial a ser definido é a altura do muro ( $y$ ), que para conseguir conter o maciço do talude apresenta a mesma altura do talude ( $h$ ), ou seja:

$$y = h \quad (4.13)$$

Com relação ao dimensionamento da espessura da base do corpo ( $d_i$ ), é determinado com base no momento fletor oriundo do empuxo aplicado a base da estrutura de contenção ( $M$ ), sendo definido segundo Rocha (2016) como:

$$d_i = (10 * \sqrt{M}) + c \quad (4.14)$$

Sendo:

$M$ : Momento fletor do empuxo aplicado a base da estrutura de contenção  $c$ : coeficiente de cobrimento da armadura

O coeficiente cobrimento da armadura é determinado conforme a NBR 10520 (2002), conforme tabela 2.

Tabela 2 – Valores coeficiente de cobertura da armadura ( $c$ )

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: NBR 10520 (2002)

Portanto, para este caso:

$$c = 30mm \quad (4.15)$$

Já o dimensionamento da espessura da crista ( $d_0$ ), é determinado com base no diâmetro máximo do agregado graúdo ( $\phi_{máx}$ ), sendo definido segundo Moliterno (1995) como:

$$d_0 = 4 * \phi_{máx} \quad (4.16)$$

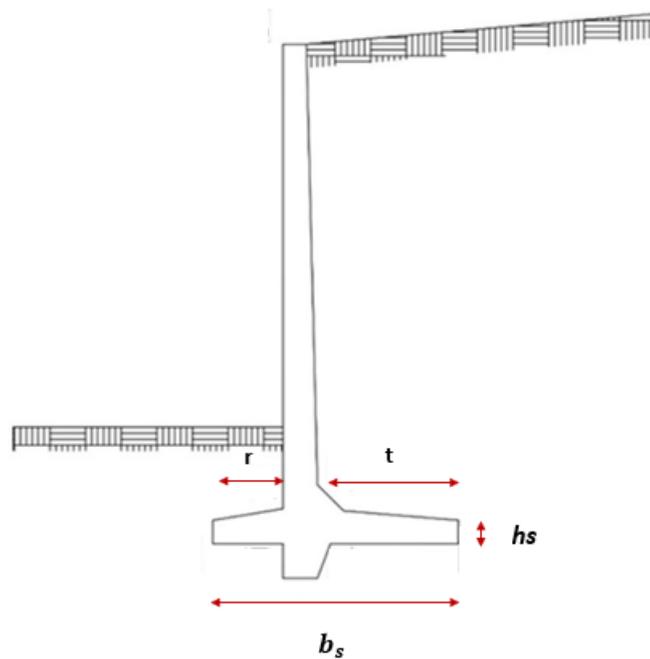
Entretanto, segundo a NBR 11682 (2009), fixa o valor mínimo para  $d_0$  como 20 centímetros, sendo, portanto o domínio da espessura da crista estabelecida em:

$$20 \leq d_0 \leq 4 * \phi_{máx} \quad (4.17)$$

### 4.3.2 Sapata

O pré dimensionamento da sapata é relacionado ao comprimento da sapata ( $b_s$ ), comprimento de fixação do muro ( $r$  e  $t$ ) e a altura da sapata ( $h_s$ ), conforme a figura 22

Figura 22 – Pré-dimensionamento da sapata



Fonte: Adaptado de Rocha (2016)

O comprimento da sapata é determinada em função da altura do talude ( $h$ ), estabelecido em (BARROS, 2021; MOLITERNO, 1995):

$$0,5h \leq b_s \leq 0,6h \quad (4.18)$$

Com relação ao comprimento de fixação do muro ( $t$ ), este é determinado conforme a equação 4.19.

$$t = b_s - (r + d_i) \quad (4.19)$$

Sendo , estabelecido  $r$  como:

$$\frac{1}{8} * H \leq r \leq \frac{1}{6} * H \quad (4.20)$$

Já com relação a altura d sapata, esta é estabelecida conforme a equação:

$$h_s = d_i \quad (4.21)$$

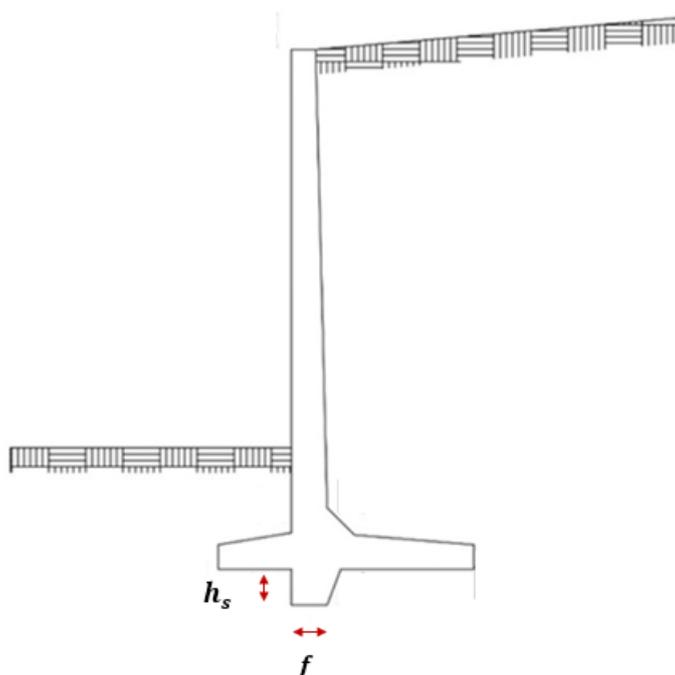
Entretanto, segundo a NBR 11682 (2009), o valor mínimo para  $d_s$  é definido como 20 centímetros, sendo, portanto o domínio da espessura da crista estabelecido em:

$$20 \leq d_o \leq d_i \quad (4.22)$$

### 4.3.3 Dente

O pré-dimensionamento do dente é relacionado ao comprimento ( $h_s$ ) e a espessura da sapata ( $f$ ), conforme a figura 23.

Figura 23 – Pré-dimensionamento do dente



Fonte: Adaptado de Rocha (2016)

A altura do dente é determinado em função da altura do talude ( $h$ ), estabelecido em (BARROS, 2021; MOLITERNO, 1995):

$$0,15h \leq h_s \leq 0,25h \quad (4.23)$$

Já a espessura do dente ( $f$ ) é definido segundo Rocha (2016), como:

$$f = d_s \quad (4.24)$$

Vale destacar que o dente só é utilizado caso a estrutura apresente uma instabilidade horizontal que possa provocar o deslocamento da estrutura.

## 4.4 Verificações de estabilidade

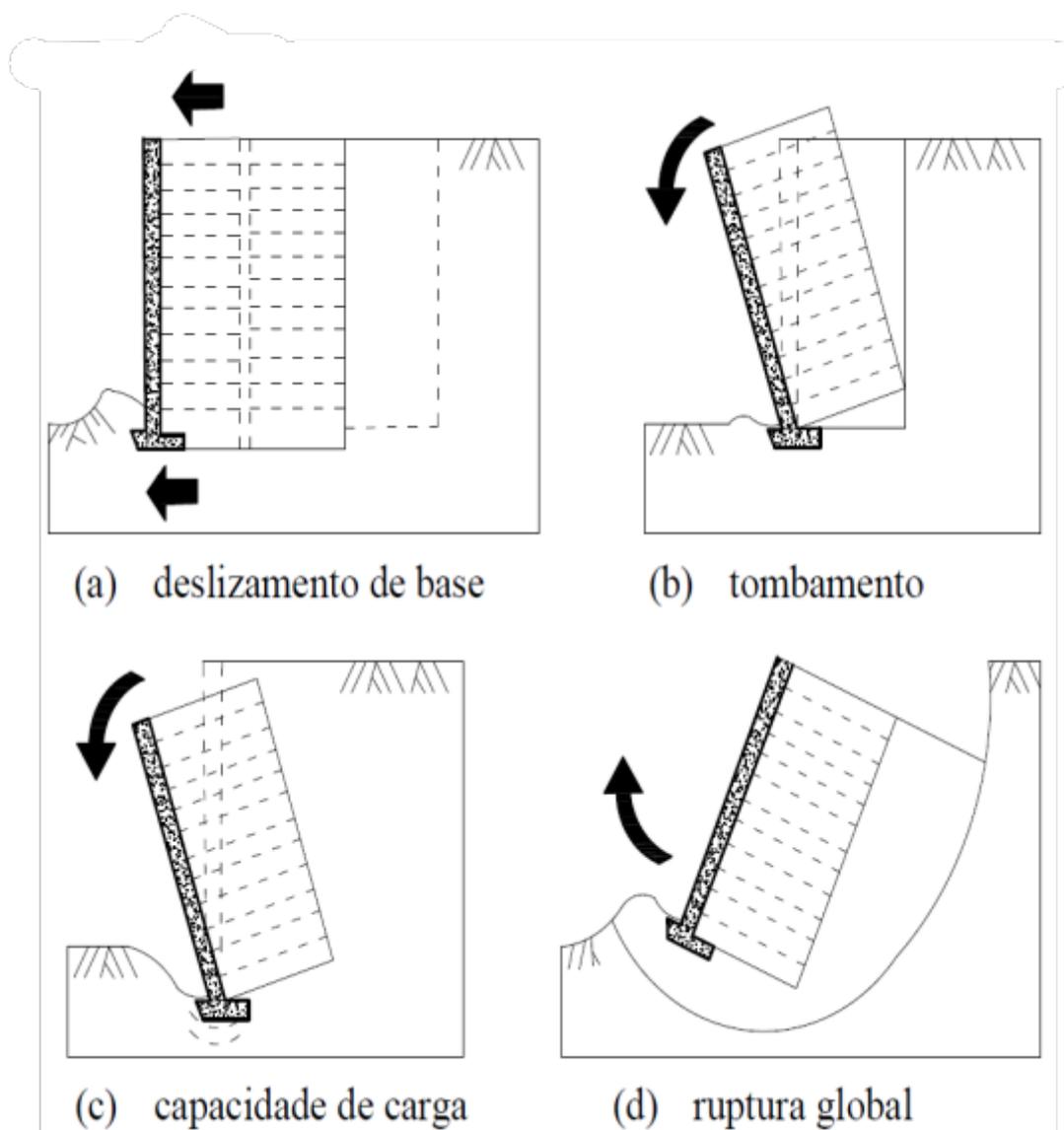
Após o pré -dimensionamento do muro de arrimo é determinado as dimensões geométricas iniciais. Entretanto, este projeto inicial não garante a estabilidade da estrutura frente as características do solo e das solicitações.

Por isso é realizado a verificações de estabilidade do muro de arrimo, para (DOMINGUES, 1997; GOMES et al., 2018; ROCHA, 2016):

- Deslizamento da base
- Tombamento
- Capacidade de carga da fundação
- Ruptura global

Conforme apresentado na figura 24, estas verificações são fundamentais para garantir a estabilidade da estrutura de contenção projetada. Por isso, cada verificação é detalhada nos subtópicos abaixo.

Figura 24 – Verificações de estabilidade



Fonte: Rocha (2016)

#### 4.4.1 Deslizamento da base

A verificação do deslizamento da base ( $FS_{des}$ ), tem por princípio que se as forças de resistência contra o deslizamento ao longo da base do muro, somado ao empuxo passivo for menor do que o empuxo e a sobrecarga, haverá o deslizamento e o colapso da estrutura de contenção (SILVA; ORLANDINI; SARDINHA, 2019).

Por isso, a segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio do somatório das componentes horizontais das forças atuantes, levando-se em conta um fator de segurança adequado. Este fator de segurança é dado pela equação 4.25:

$$FS_{des} = \frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{solicitado}} \quad (4.25)$$

Sendo:

$\sum F_{resistente}$ : Somatório das forças resistentes;

$\sum F_{solicitado}$ : Somatório das forças solicitantes

NBR 11682 (2009) define que o muro de arrimo só estará seguro se o Fator de Segurança contra o deslizamento for superior a 1,5, ou seja:

$$FS_{des} > 1,5 \quad (4.26)$$

#### 4.4.2 Tombamento

A verificação do Tombamento da base ( $FS_{des}$ ), tem por princípio que se o momento de resistência aplicado em um ponto na interseção crítica do muro com o solo, for menor do que o momento solicitante, haverá o tombamento e o colapso da estrutura de contenção (SILVA; ORLANDINI; SARDINHA, 2019; DOMINGUES, 1997).

Por isso, a segurança contra o tombamento consiste na verificação do equilíbrio em que a somatória dos momentos solicitantes precisa ser menor que a somatória dos momentos resistentes, levando-se em conta um fator de segurança adequado. Este fator de segurança é dado pela equação 4.27.

$$FS_{tomb} = \frac{\sum Mf_{resistente}}{\sum Mf_{solicitado}} \quad (4.27)$$

Sendo:

$\sum Mf_{resistente}$ : Somatório do momento fletor resistentes;

$\sum Mf_{solicitado}$ : Somatório do momento fletor solicitantes

NBR 11682 (2009) define que o muro de arrimo só estará seguro se o Fator de Segurança contra o deslizamento for superior a 1,5 em muros de arrimo sobre solos arenosos ou 2 em muros de arrimo sobre solos argilosos ou siltosos , ou seja:

$$FS_{tomb,arenoso} > 1,5 \quad (4.28)$$

$$FS_{tomb,argilosos} > 2 \quad (4.29)$$

#### 4.4.3 Capacidade de carga da fundação

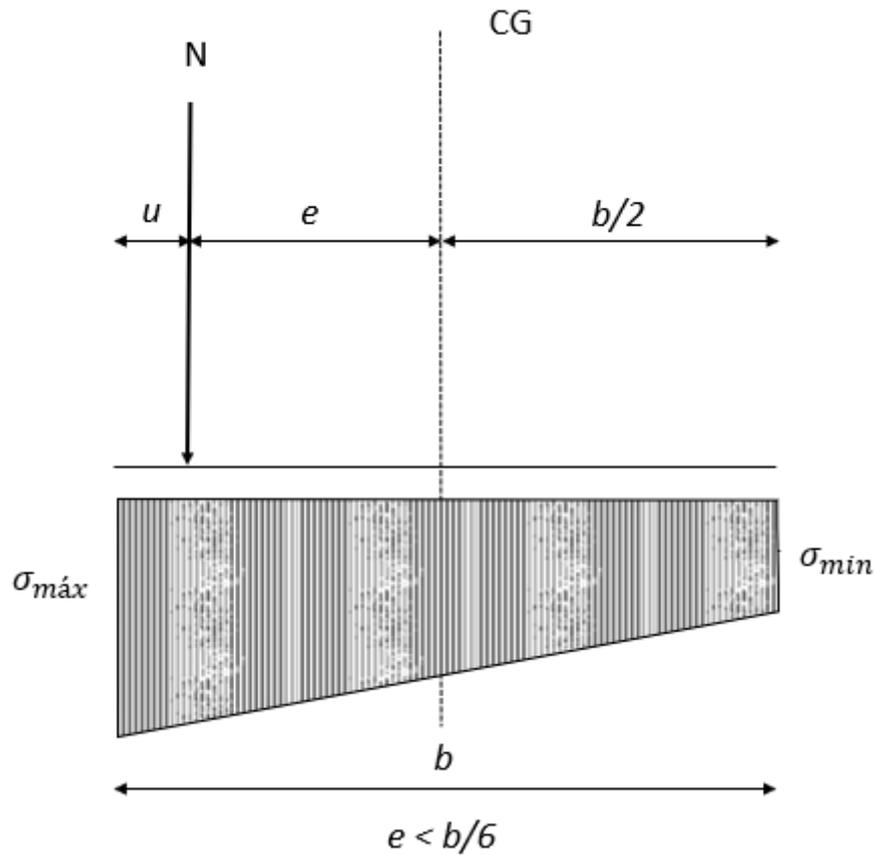
A verificação de capacidade de carga da fundação apresenta duas etapas: a verificação das tensões oriundas da estrutura de contenção e a verificação de ruptura da fundação. Desta forma, a estrutura não apresentará recalques, rupturas globais ou pontais que prejudiquem a estabilidade do muro e do talude contido.

A análise da capacidade de carga, de acordo com Gerscovich (2010), considera o muro rígido e a distribuição de tensões lineares ao longo da base.

##### 4.4.3.1 Verificação das Tensões

Levando-se em conta que a resultante das forças atuantes no muro esteja localizada no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões terá formato trapezoidal e, por consequência, o terreno estará sofrendo somente compressão, conforme representado pela figura 25.

Figura 25 – Diagrama de Tensões somente de compressão

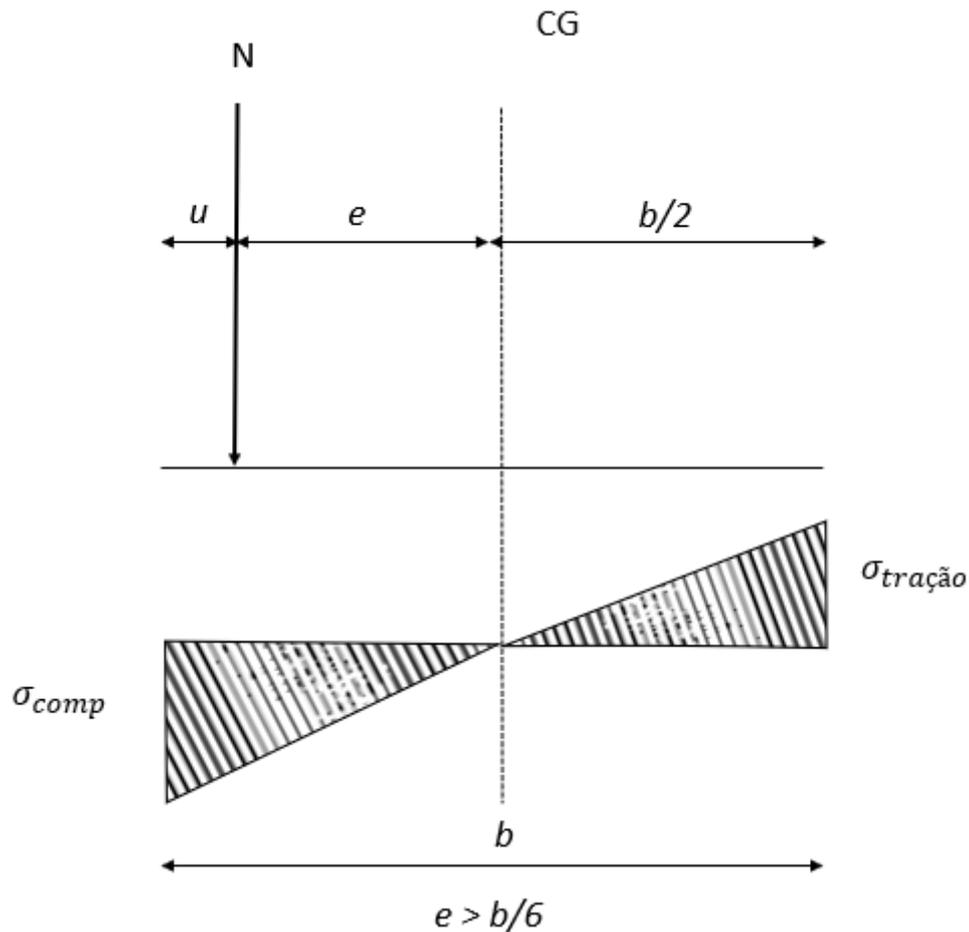


Fonte: Rocha (2016)

Assim, conforme a ABNT (NBR 6122:2010), a área de uma fundação que está sendo solicitada por cargas que não apresentam excentricidade, ou seja, centradas, deve ser tal que as tensões transmitidas ao solo de fundação, consideradas uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

Caso contrário, deverá ser levado em conta a excentricidade e o diagrama terá formato triangular em função da posição da resultante e verificado a tração aplicada ao solo, conforme representado pela figura 26.

Figura 26 – Diagrama de Tensões compressão e tração



Fonte: Rocha (2016)

Para esta verificação, inicialmente calcula-se a excentricidade resultante ( $e$ ), definido como:

$$e = \frac{b_s}{2} - e' \quad (4.30)$$

Sendo  $e'$  definido com

$$e' = \frac{\sum M_{Resultante}}{\sum FV_{Resultante}} \quad (4.31)$$

Se  $e$  for menor do que  $b_s/6$  então é verificado que só haverá atuação de tensões de compressão na base da fundação.

Caso contrário, deve ser considerado as cargas excêntricas, as quais são provenientes de qualquer decomposição de forças que incluam momentos e a garantia da estabilidade da fundação é verificada se a área comprimida for de no mínimo  $2/3$  da área total. Além

disto, deve ser garantido que a tensão máxima de borda seja igual ou menor à tensão admissível ou de projeto

#### 4.4.3.2 Verificação da ruptura

Para o cálculo da Tensão de ruptura ( $\sigma_{ruptura}$ ) é utilizado, segundo Rocha (2016), a fórmula geral de ruptura de Therzagui, definida por:

$$\sigma_{ruptura} = c * Nc * Sc + q * Nq * Sq + 0,5 * \gamma * B * Ny * Sy \quad (4.32)$$

Sendo:

$c$ : coesão do solo

$q$ : = carga distribuída

$\gamma$ : peso específico do solo em N/m<sup>3</sup>;

$B$ : menor dimensão da base

$Nc, Nq, Ny$ : adimensionais da solução de Terzaghi baseados no ângulo de atrito do solo, apresentados na tabela 3

$Sc, Sq, Sy$ : fatores de forma iguais a 1 para o caso de sapatas corridas

Tabela 3 – Valores adimensionais da solução de Terzaghi

$\Phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1	0
2	5,63	1,2	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,1	5,26	4,07
20	14,83	6,4	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,6	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,8	14,72	16,72
30	30,14	18,4	22,4
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,2	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,1	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: Rocha (2016)

Assim, é possível calcular o Fator de segurança para a capacidade de carga pela relação entre a tensão de ruptura e a tensão máxima. Se o fator de segurança for maior do que 1,5, é verificado que não ocorrerá ruptura global da fundação.

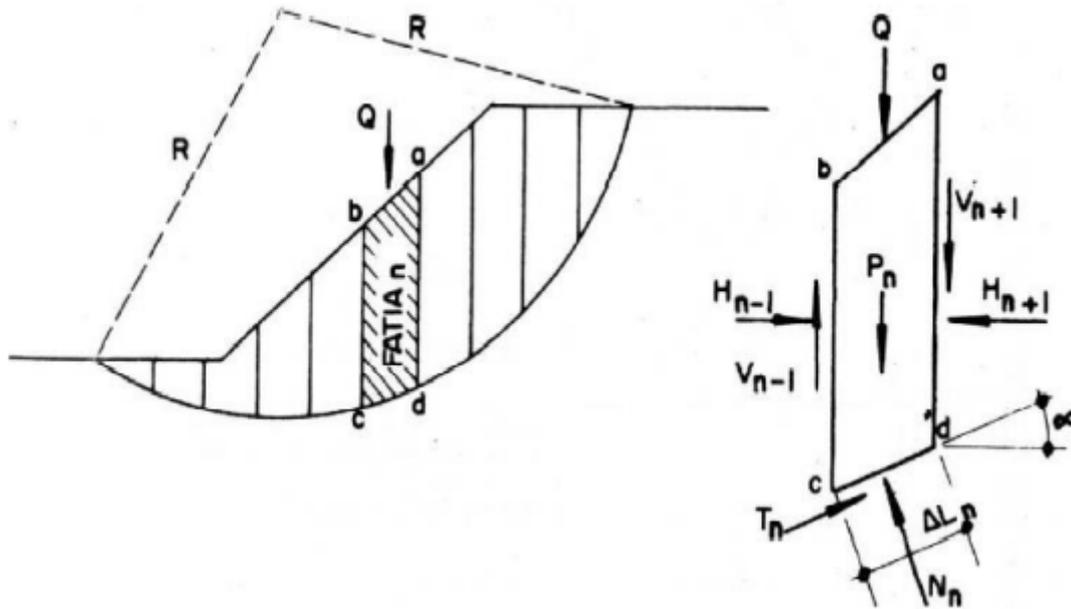
#### 4.4.4 Ruptura global

Por fim, a ruptura global leva em consideração a possibilidade de ocorrer a ruptura do maciço ao longo de uma superfície de ruptura sem tocar a estrutura do arrimo (BARROS, 2021).

Para realizar esta verificação, é utilizado o método de fatias de Fellenius que consiste

em dividir o maciço em fatias e considerar as forças atuantes em cada uma das fatias, conforme ilustrado na figura 27 (MOLITERNO, 1995; ROCHA, 2016; GERSCOVICH, 2010)

Figura 27 – Representação do Método das Fatias de Fellenius



Fonte: Rocha (2016)

Assim, para a verificação da ruptura global, é necessário:

1. definir a quantidade de divisões de fatias a serem analisadas
2. Considerar as forças atuantes na fatia analisada: Força Peso ( $P_n$ ), Sobrecarga ( $Q$ ), reações Normais ( $N_n$ ) e tangenciais ( $T_n$ ), conforme as equações abaixo

$$N_n = (P_n + Q) * \cos\alpha \quad (4.33)$$

$$T_n = (P_n + Q) * \sin\alpha \quad (4.34)$$

3. Como o sistema é indeterminado, devem-se fazer algumas hipóteses quanto às grandezas e pontos de aplicação de  $H$  e  $V$
4. Determinar as tensões normais (equação 4.35 e equação 4.36 e a tensão de cisalhamento (equação na fatia de espessura  $\Delta L_n$

$$\sigma_n = \frac{M_n}{\Delta L_n} \quad (4.35)$$

$$\sigma_n = \frac{T_n}{\Delta L_n} \quad (4.36)$$

$$\tau = c + \frac{[(pn + Q) * \cos\alpha] * \operatorname{tg}\phi}{\Delta L_n} \quad (4.37)$$

5. Determinar o Fator de Segurança da fatia (FSn) conforme equação 4.38

$$Fsn = \frac{\tau * \Delta L_n}{\sum(Pn + Q) * \sin\alpha} \quad (4.38)$$

6. Após repetir o cálculo para outras superfícies, adota-se como circunferência crítica a que conduzir ao menor valor de  $Fsn$

Caso o menor valor de Fsn for superior a 1, segundo a NBR 11682 (2009), não haverá rupturas globais.

## 4.5 Dimensionamento Final

Após o pré-dimensionamento e as verificações de estabilidade é definido as medidas geométricas externas, as forças atuantes na estrutura de contenção e seus diagramas. Com estes valores geométricos e solicitações é possível realizar o dimensionamento final, estabelecido no:

- Dimensionamento Interno do Muro: determinação esforços internos solicitantes no muro e dimensionamento da armadura
- Dimensionamento Interno da Sapata: cálculo dos esforços internos solicitantes nas sapatas e dimensionamento da armadura

### 4.5.1 Dimensionamento Interno do Muro

Antes de iniciar propriamente o dimensionamento da armadura do muro, é necessário conhecer as vinculações deste item estrutural. Para o caso do perfil clássico, a vinculação é estabelecida com o engastamento na base e livre na ponta (MOLITERNO, 1995; ROCHA, 2016; BARROS, 2021).

Desta forma, Moliterno (1995) destaca que o muro apresenta um dimensionamento semelhante a uma laje maciça e outra em balanço tendo uma distribuição de carga decrescente à medida que se desloca para a crista da estrutura de contenção.

Apesar desta semelhança, devido aos empuxo total, o dimensionamento do muro é baseado na segmentação da estrutura em seções de no máximo um metro sendo o dimensionamento estabelecido do topo do muro para a base (MOLITERNO, 1995). Apresentando por etapas em cada seção:

### 1. Determinação das armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais são responsáveis por absorver os esforços de flexão, podendo ser determinadas da mesma maneira que se calculam as armaduras de uma viga, conforme as equações 4.39, 4.40 e 4.41

$$K_{med} = 0,68 * (Kx) - 2,72(Kx)^2 \quad (4.39)$$

$$K_{med} = \frac{M^d}{b_s * d^2 * f_{cd}} \quad (4.40)$$

$$A_s = \frac{M^d}{Kz * d * f_{yd}} \quad (4.41)$$

Sendo;

$M_d$ : Momento de calculo, definido como 1,4 vezes o momento característico, retirado do diagrama do momento fletor;

$Kx$ : aproveitamento da seção de concreto

$d$ : altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço

$f_{cd}$ : resistência de cálculo do concreto, que leva em consideração o coeficiente de minoração de 1,4 da resistência característica (  $f_{ck}$  )

$A_s$ : área de aço

$Kz$  = Valor adimensional, obtido pela subtração de 40% do valor de  $Kx$  de um unitário

$f_{yd}$ : tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a  $f_{yk}/1,15$

### 2. Verificação da Força Cortante

Em conformidade com a NBR 6118 (2014), é permitido dispensar o uso da armadura transversal que resiste aos esforços de tração devidos à força cortante, desde que os critérios de ancoragem estejam atendidos e a força cortante solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento ( $V_{rd1}$ )

Por isso, a verificação da Força Cortante é estabelecido:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (4.42)$$

Sendo,

$V_{sd}$  o valor da força cortante de cálculo, estabelecido em 1,4 vezes o valor da força cortante característica, retirado do diagrama de cortante do muro, e  $V_{rd1}$  definida :

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd1} * k * (1,2 + 40 * p_1)] * b_w * x * d \quad (4.43)$$

$$\tau_{Rd1} = 0,25 f_{ctd} \quad (4.44)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (4.45)$$

$$p_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * x * d} \geq 0,02 \quad (4.46)$$

### 3. Detalhamento do comprimento de Ancoragem

A NBR 6118 (2014), definiu como comprimento básico de ancoragem ( $l_b$ ), o comprimento necessário para ancorar a força limite  $A_s * f_{yd}$  em uma barra de diâmetro  $\phi$ , da armadura passiva, admitindo-se ao longo deste, tensão de aderência uniforme e igual a  $f_{bd}$ . Portanto, a mensuração deste comprimento, pode ser determinado pela equação 4.47

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (4.47)$$

Sendo o termo  $f_{bd}$  definido como:

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd} \quad (4.48)$$

Conforme apresentado em Rocha (2016), os valores de  $n$  mais usuais são:

$n_1 = 2,25$  para CA50;

$n_2 = 0,7$  para zonas de má aderência;

$n_3 = 1$  para barras de diâmetro inferior a 32 mm.

### 4. Verificação do Momento de Fissuração

O momento de fissuração é definido como (NBR 11682, 2009):

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{Y_t} \quad (4.49)$$

Assim, a estrutura não apresentará fissuras se  $M_r$  for menor que o momento de cálculo máximo estabelecido no diagrama do momento fletor do muro.

## 4.5.2 Dimensionamento Interno da Sapata

Para a sapata é realizado o mesmo passo a passo estabelecido no dimensionamento interno do muro de arrimo. Entretanto há uma divisão estabelecida pela sapata externa e a sapata interna.

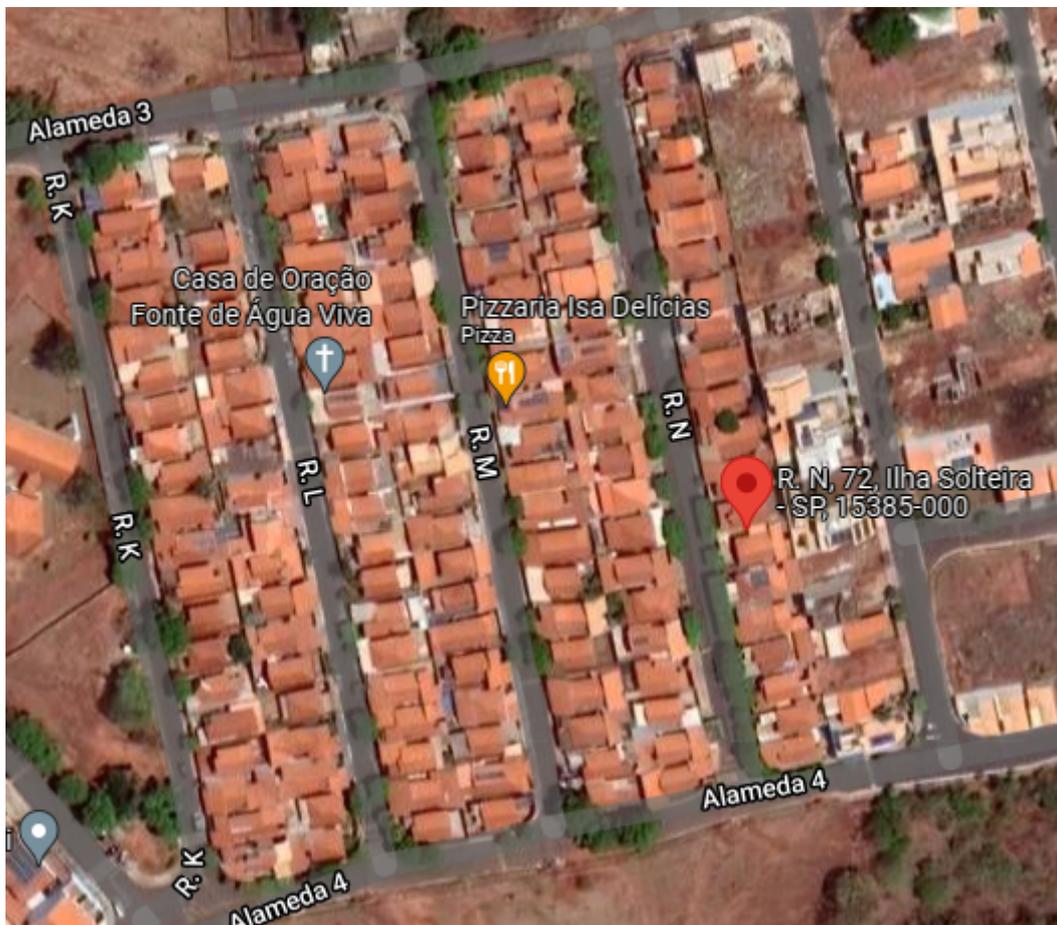
## 5 Metodologia

A metodologia deste trabalho, consistiu em estudar e dimensionar um muro de arrimo a flexão de concreto armado para um estudo de caso. Por isso, neste capítulo é apresentado as características do estudo de caso, a justificativa para a escolha deste tipo de muro de arrimo (baseado no embasamento teórico) e, por fim, fixar um roteiro simplificado de dimensionamento.

### 5.1 Estudo de caso

Para este trabalho, o estudo de caso baseou-se na proposta para construção de um muro de arrimo no limite de fundo do terreno localizado na Rua N, 72, Bairro CDHU Novo Horizonte, no município de Ilha Solteira (figura 28)

Figura 28 – Terreno do Estudo de caso



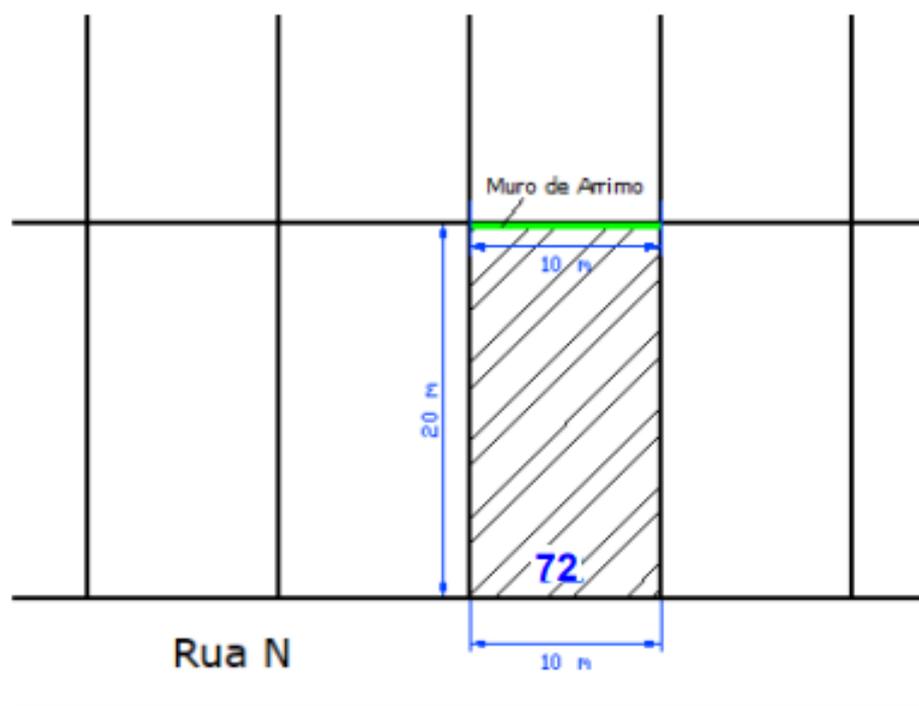
Fonte: Souza (2021)

Esta obra é desenvolvida pela Caixa econômica Federal através do programa CDHU e contempla um terreno de  $200 \text{ m}^2$  com uma área a ser construída de  $104 \text{ m}^2$ .

O terreno apresenta um talude de 3,5 metros de altura apresentando um muro de arrimo atual, com trincas, inclinações de tombamento consideráveis e elevada umidade na sua parede, sendo necessário o dimensionamento de um novo muro de arrimo.

Com base nas dimensões do terreno, representado na Figura 29, o muro se estenderá por toda a divisa de fundo totalizando uma extensão de 10 m.

Figura 29 – Dimensões do Terreno



Fonte: Souza (2021)

Para o dimensionamento do muro de contenção, foi necessário determinar algumas informações importantes sobre o solo, como o ângulo de atrito, a coesão, o peso específico e a classificação do solo, valores estes obtidos por ensaios de laboratório realizados por Souza (2021).

Destes ensaios temos os seguintes parâmetros médios para o solo de fundação:

- Peso específico do solo:  $18 \text{ kN/m}^3$
- Ângulo de atrito:  $30^\circ$
- Coesão:  $0 \text{ kPa}$

Comparando estes parâmetros com a Tabela 4 , é possível identificar que o solo desta região é constituído por uma areia fofa. Este tipo de solo, segundo (FALCONI; OTHERSR, 1998), não apresenta coesão entre as partículas, sendo a sua resistência definida somente pelo atrito entre as partículas arenosas.

Tabela 4 – Parâmetros médios de identificação do tipo de solo

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

Fonte: Gerscovich (2010)

Portanto, para um talude desta dimensões é indiscutível a necessidade de uma contenção, que neste estudo de caso será definida por um muro de arrimo a flexão de concreto armado sem contraforte.

Com base no embasamento teórico a respeito dos tipos de muros de arrimo, a escolha do muro de arrimo a flexão tem por justificativa:

- Espaço para construção do muro de contenção ser diminuto
- Boa relação com custo benefício
- Facilidade de execução
- Adequação ao espaço existente

Já com relação a escolha de ser um muro de concreto armado sem contraforte, tem por justificativa:

- Altura do talude ser inferior a 6 metros
- Custo elevado para realizar um muro de arrimo a flexão com contraforte
- Espaço reduzido para fazer o contraforte
- Invasão do terreno do vizinho, prejudicando-o em construções futuras .

## 5.2 Roteiro de Dimensionamento

### 5.2.1 Dados iniciais

Como ponto de partida inicial, identifica-se os dados iniciais, referente as características do solo.

Devido a estes parâmetros, é identificado o tipo solo. Além deste parâmetros, pela diferença de cotas do terreno é definido a altura do muro de arrimo e pela dimensão do terreno é determinado o comprimento (l) do muro de arrimo.

### 5.2.2 Verificação da estabilidade do talude

Assim, é possível verificar a estabilidade do talude e determinar se há necessidade de executar uma estrutura de contenção ou se pela execução do talude artificial é garantido a estabilidade

Para a verificação da instabilidade do talude é utilizado do método de Culmann para determinar o angulo de inclinação da superfície de ruptura que apresenta um fator de segurança maior que 1,5.

Para o desenvolvimento desta verificação, foi calculado o fator de segurança, estabelecido em:

1. Determinação das forças oriundas do solo:

a) Força Peso ( $W$ ): calculada pela equação 5.1, sendo estabelecido  $\beta$  igual ao ângulo do talude desejado, assim:

$$W = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 X \left[ \frac{\sin(\beta - \theta)}{(\sin \beta * \sin \theta)} \right] \quad (5.1)$$

b) Força Normal ( $N_a$ ):

$$N_a = W * \cos \theta \quad (5.2)$$

c) Força Tangencial ( $T_a$ ):

$$T_a = W * \sin \theta \quad (5.3)$$

2. Tensão de cisalhamento média resistente do solo: Com base na constituição do solo é calculado a tensão de cisalhamento média.

Inicialmente, calcula-se o comprimento do plano de ruptura, definido como:

$$AC = \frac{h}{\cos(90 - \theta)} \quad (5.4)$$

Após isto, é calculado a tensão do solo:

$$\tau_r = c_d + \sigma' * \tan\Phi_d \quad (5.5)$$

3. Tensão de cisalhamento média atuante na superfície de ruptura

$$\sigma' = \frac{N_a}{AC} \quad (5.6)$$

4. Fator de Segurança ( $FS$ )

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} \quad (5.7)$$

Este passo a passo é desenvolvido fixando o ângulo de inclinação do talude ( $\beta$ ) e variando o ângulo de inclinação do plano de ruptura ( $\theta$ ) em um processo iterativo para identificar o ângulo de estabilidade e de instabilidade do talude

Caso o ângulo do talude desejado não presente estabilidade, conforme a verificação, é comprovado a necessidade de um obra de contenção.

### 5.2.3 Definição do perfil do muro de arrimo a flexão

Com base na necessidade de um muro de arrimo e a escolha de um muro a flexão, é determinado o perfil do muro de arrimo.

Deve-se levar em consideração a altura do talude, execução, invasão do terreno do vizinho e custo do perfil para determinada contenção.

### 5.2.4 Determinação das forças oriundas do solo no muro de arrimo

Inicialmente é determinado as forças oriundas do solo que neste caso é definido pela ação da sobrecarga e do empuxo.

#### 5.2.4.1 Altura de sobrecarga

Conforme estabelecido pela NBR 11682 (2009), para o dimensionamento é necessário considerar uma sobrecarga de  $20kN/m^2$ , sendo desenvolvido, portanto, uma altura de sobrecarga, estabelecida por:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (5.8)$$

Desta forma a composição da sobrecarga com o empuxo ativo ( $H$ ) é definida por:

$$H = h + h_0 \quad (5.9)$$

#### 5.2.4.2 Empuxo

Com base no perfil, o empuxo pode apresentar ação ativa e a ação passiva na estrutura de contenção.

Desta forma, será calculado os coeficientes do empuxo ativo e passivo e determinado o empuxo ativo e passivo, com base na teoria de Rankine e considerando um ângulo de inclinação do plano de tensões ( $i$ ) com base na inclinação do talude existente ou desejado.

##### 5.2.4.2.1 Coeficiente de empuxo ativo ( $k_a$ )

$$k_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (5.10)$$

$\phi$ : ângulo de atrito do solo

##### 5.2.4.2.2 Coeficiente de empuxo passivo ( $k_p$ )

$$k_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (5.11)$$

##### 5.2.4.2.3 Empuxo Ativo ( $E_a$ )

Através do coeficiente de empuxo ativo, é calculado a função do empuxo ativo, sendo:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * k_a * y^2 \quad (5.12)$$

Desta forma, o empuxo máximo é estabelecido por  $y = H$  e o valor mínimo é estabelecido por  $y = h_0$ , substituindo estes valores na equação 5.12:

Assim, a localização da força resultante do empuxo com a sobrecarga é definida por:

$$ea = \frac{h}{3} * \frac{Ea_{min} + 2 * Ea_{máx}}{Ea_{min} + Ea_{máx}} \quad (5.13)$$

#### 5.2.4.2.4 Empuxo Passivo ( $E_p$ )

Através do coeficiente de empuxo passivo, foi calculado a função do empuxo ativo, sendo:

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * k_p * y^2 \quad (5.14)$$

Desta forma, o empuxo máximo é estabelecido pela altura da sapata do muro de arrimo ( $y = h_s$ ) e o valor mínimo é estabelecido por  $y = 0$ .

Assim, a localização da força resultante do empuxo passivo é definida por:

$$ep = \frac{h}{3} \quad (5.15)$$

### 5.2.5 Pré dimensionamento

Após o levantamento das forças oriundas do solo, o pré-dimensionamento é a etapa de fixação inicial dos parâmetros geométricos do muro de arrimo. Este processo é dividido em duas partes: pré-dimensionamento do muro e pré-dimensionamento da sapata

#### 5.2.5.1 Pré-dimensionamento do muro

O pré-dimensionamento do muro é estabelecido pela fixação das medidas de altura, espessura da base do muro e espessura da crista do muro.

##### 5.2.5.1.1 Altura ( $hm$ )

A altura é determinada considerando a mesma dimensão do talude a ser contido, desta forma:

$$hm = h \quad (5.16)$$

##### 5.2.5.1.2 Espessura da Base do Muro $d_i$

Para pré-dimensionamento da espessura da Base do Muro  $d_i$  é necessário calcular o momento fletor devido a ação do empuxo ativo, assim:

$$M = e * E_{a,máx} \quad (5.17)$$

Com isso, é possível calcular o pré-dimensionamento da espessura da Base do Muro  $d_i$ :

$$d_i = (10 * \sqrt{M}) + 3 \quad (5.18)$$

### 5.2.5.1.3 Pré-Dimensionamento da espessura da crista ( $d_o$ )

A espessura da crista é pré-dimensionada com base no diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado no concreto definida como:

$$d_o = 4 * \phi_{máx} \quad (5.19)$$

### 5.2.5.2 Sapata

O pré-dimensionamento da sapata é estabelecido pelo comprimento da base, pelo comprimento de fixação do muro e pela espessura da base.

#### 5.2.5.2.1 Comprimento da Base ( $b_s$ )

O comprimento da base é estabelecido pelo intervalo:

$$0,5h \leq b_s \leq 0,6h \quad (5.20)$$

#### 5.2.5.2.2 Comprimento de fixação do muro ( $r$ e $t$ )

O parâmetro  $r$  é definido segundo a relação:

$$\frac{1}{8} * h \leq r \leq \frac{1}{6} * h \quad (5.21)$$

Assim, o Parâmetro  $t$  é estabelecido como

$$t = b_s - (r + d_i) \quad (5.22)$$

#### 5.2.5.2.3 Espessura da Base ( $h_s$ )

Apesar da espessura da base ser variável, ela apresenta um pré-dimensionamento que orienta o dimensionamento deste parâmetro geométrico, estabelecido em:

$$h_s = d_i \quad (5.23)$$

## 5.2.6 Representação do Muro de Arrimo Pré-Dimensionado

: Com base no pré dimensionamento é possível estabelecer um projeto inicial, pré-executivo do muro de arrimo. Isto ajudará na continuação do dimensionamento.

## 5.2.7 Levantamento dos esforços internos

Com base no projeto pré-executivo, é determinado o módulo, direção e sentido das forças externas e internas que atuam na estrutura pré-dimensionada.

Entre as forças externas

- Empuxo ativo
- Empuxo passivo
- Força peso do solo no talão
- Sobrecarga Sobre o Muro

Entre as forças internas:

- Força Peso do Muro
- Força Peso da Sapata
- Força de Atrito

### 5.2.7.1 Força Externas

#### 5.2.7.1.1 Empuxo Ativo

O empuxo ativo calculado é o mesmo calculado anteriormente.

#### 5.2.7.1.2 Empuxo Passivo

O empuxo passivo calculado é definido pela equação 5.14, após do cálculo da espessura da sapata ( $h_s$ ), é possível calcular a resultante do empuxo passivo, estabelecido por:

$$Ep_{m\acute{a}x} = 0,5 * \gamma * k_p * h_s^2 \quad (5.24)$$

A localização de ação da resultante do empuxo passivo é estabelecido:

$$y_{Ep} = 0,5 * h_s \quad (5.25)$$

### 5.2.7.1.3 Força peso do solo sobre o talão

A força peso do solo sobre o talão é estabelecida pela camada de solo sobre a sapata, sendo estabelecido:

$$G_t = 0,5 * \gamma * h * (t + a)$$

A localização de ação da resultante do Peso do solo sobre o talão é estabelecido pelo centro de gravidade do maciço, sendo estabelecido, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{Gt} = 0,5 * t + d_i + r \quad (5.26)$$

### 5.2.7.1.4 Sobrecarga sobre o Muro

A sobrecarga sobre o muro é definida como:

$$G_o = q * d_o$$

A localização de ação da resultante da sobrecarga é estabelecida sobre centro de gravidade do muro, sendo estabelecido, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{Gt} = 0,5 * d_i + r$$

## 5.2.7.2 Força Externas

### 5.2.7.2.1 Força Peso do Muro

A Força peso do muro é estabelecido pelo peso específico ( $\gamma_c$ ) do concreto multiplicado pela área do muro, conforme a equação subsequente.

$$G_m = 0,5 * h * \gamma_c (d_o + d_i) \quad (5.27)$$

A localização de ação da resultante do Peso do Muro é estabelecida pelo centro de gravidade do muro, sendo determinado, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{Gm} = 0,5 * d_i + r \quad (5.28)$$

### 5.2.7.2.2 Força Peso da Sapata

A Força peso da sapata é estabelecida pelo peso específico ( $\gamma_c$ ) do concreto multiplicado pela área transversal da sapata, conforme a equação subsequente.

$$G_s = h_s * \gamma_c * b_s \quad (5.29)$$

A localização de ação da resultante do Peso da Sapata é estabelecida no centro de gravidade da sapata, sendo calculada, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{G_s} = 0,5 * b_s \quad (5.30)$$

### 5.2.7.2.3 Força de atrito

A força de atrito é estabelecida pela multiplicação do coeficiente de atrito com a resultante normal do muro de arrimo:

$$F_a = \nu * N \quad (5.31)$$

A localização de ação da resultante do Atrito é estabelecida na base da sapata, sendo estabelecida, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{F_a} = 0 \quad (5.32)$$

## 5.2.8 Verificação da estabilidade

Conforme estabelecido no embasamento teórico, a pré-dimensionamento não garante que o muro de arrimo esteja seguro. Por isso, é necessário realizar as verificações de estabilidade.

### 5.2.8.1 Verificação do Deslizamento

A verificação do deslizamento é baseado na equação 5.33.

$$FS_{des} = \frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{solicitado}} \quad (5.33)$$

Com base na relação acima e na representação das forças, as forças resistentes ao deslizamento são o empuxo passivo e a Força de atrito. Já com relação as forças solicitantes a favor do deslizamento, é estabelecida pelo empuxo ativo.

Se o  $FS_{des} < 1,5$  a estrutura apresenta a possibilidade de deslizamento, necessitando da adição do dente a base da sapata.

Esta peça estrutural coibi a tendência a este movimento, aumentando o módulo da força de atrito e a resultante do empuxo passivo.

#### 5.2.8.1.1 Pré-Dimensionamento do Dente

O pré-dimensionamento do dente é estabelecido pela espessura da estrutura, e a altura deste componente estrutural.

Através da relação com a espessura da base do muro =:

$$f = d_s \quad (5.34)$$

O dente apresenta uma dimensão variável de acordo com a necessidade, porém para orientar este dimensionamento apresenta a relação:

$$0,15h \leq h_d \leq 0,25h \quad (5.35)$$

#### 5.2.8.1.2 Forças oriundas do Dente

A associação do dente na estrutura provoca o aumento da força de atrito e do empuxo passivo, sendo assim é necessário recalculá-las.

Força de atrito

A força de atrito pela estabelecida pela multiplicação do coeficiente de atrito com a resultante normal do muro de arrimo, assim.

$$Fa = \nu * (N + G_d) \quad (5.36)$$

Não há modificação na localização da resultante do Atrito.

Empuxo passivo

Com a adição do dente, há o aumento do módulo do empuxo passivo e o deslocamento do ponto de ação. O módulo do empuxo é definido como:

$$Ep_{máx} = 0,5 * \gamma * k_p * (h_s + h_d)^2 \quad (5.37)$$

A localização de ação da resultante do empuxo passivo é estabelecido:

$$y_{Ep} = 0,5 * (h_s + h_d) \quad (5.38)$$

### 5.2.8.1.3 Reverificação do Deslizamento

Com base nas novas forças e com a ação do dente na estrutura, é obrigatório reverificar o fator de segurança

Se  $FS_{des} > 1,5$  é verificado a estabilidade para o deslizamento.

### 5.2.8.2 Verificação do Tombamento

A verificação do tombamento é baseado na equação 5.39

$$FS_{tomb} = \frac{\sum Mf_{resistente}}{\sum Mf_{solicitado}} \quad (5.39)$$

Com base na relação acima, é necessário calcular os momentos fletores oriundos da multiplicação do módulo da forças e com os respectivos braços de alavanca

Se  $FS_{tomb} > 1,5$  é verificado a estabilidade para o tombamento

### 5.2.8.3 Verificação da Capacidade de Carga da Fundação

A verificação da Capacidade de Carga é estabelecida por duas verificação: Verificação das Tensões e Verificação de Ruptura.

#### 5.2.8.3.1 Verificação das tensões

Para verificar as tensões, é necessário encontrar a excentricidade resultante no muro de arrimo definido:

1. Cálculo da Força Normal Global

$$N_{global} = \sum Fv \quad (5.40)$$

2. Cálculo do Momento Resultante

$$M_{global} = \sum M \quad (5.41)$$

3. Cálculo de U

$$U = \frac{M}{N} \quad (5.42)$$

4. Cálculo da Excentricidade Global

$$eg = 0,5 * b_s - U \quad (5.43)$$

Se  $e < b/6$ , então só haverá tensões de compressão solicitando a estrutura, sendo:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} * \left(1 + \frac{e_{global}}{b_s}\right) \quad (5.44)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{b_s} * \left(1 - \frac{e_{global}}{b_s}\right) \quad (5.45)$$

Portanto, é verificado para as tensões de solicitação do solo aplicado na estrutura.

Caso  $e < b/6$ , então é necessário verificar se a área da tensão de tração é um terço da área das forças de compressão.

#### 5.2.8.3.2 Verificação das tensões

Calculando a tensão de ruptura pela equação 5.46:

$$\sigma_{ruptura} = c * Nc * Sc + q * Nq * Sq + 0,5 * \gamma * B * Ny * Sy \quad (5.46)$$

Sendo,  $Nc, Nq, Ny$  adimensionais da solução de Terzaghi baseados no ângulo de atrito do solo, apresentados na tabela 3 e  $Sc, Sq, Sy$  fatores de forma iguais a 1 para o caso de sapatas corridas

Se  $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{ruptura}$  então é verificado que não haverá ruptura da fundação.

#### 5.2.8.4 Verificação da Ruptura Global

Para a verificação da Ruptura global, considera-se fatias para identificar o menor fator de segurança. Para isso,

1. Calcula-se a Força Normal Global

$$N_{global} = \sum N \quad (5.47)$$

2. Calcula-se a Tensão de cisalhamento ( $\tau$ )

$$\tau = N_{global} * tg^2\phi \quad (5.48)$$

3. Calcula-se a Tensão normal ( $\sigma$ )

$$\sigma = N_{global}/A \quad (5.49)$$

4. Fator de Segurança a Ruptura Global ( $FS_{rg}$ )

$$FS_{rg} = \frac{\tau}{\sigma} \quad (5.50)$$

Se o menor valor do fator de segurança a ruptura ( $FS_{rg}$ ) for maior que 1, então é verificado a estabilidade para a ruptura global.

## 5.2.9 Dimensionamento da armadura do muro

Após as verificações de estabilidade, é realizado o dimensionamento final do muro de arrimo. Começando pela armadura do muro.

Para o dimensionamento da armadura do muro, é considerado os diagramas de cortante e do momento fletor. Associado a isto, o muro deve ser dividido em sessões de dimensionamento, cada seção sendo dimensionada separadamente.

Com base nestas seções, é dimensionado as armaduras longitudinais e verificado a força cortante

## 5.2.9.1 Determinação das armaduras longitudinais

A determinação das armaduras longitudinais é calculada por:

1. Determinação do Momento de calculo ( $M_{d,n}$ )

Com base no diagrama de momento fletor, na seção de análise, é determinado o momento de cálculo com base no momento característico do diagrama ( $M_{k,n}$ ), sendo:

$$M_{d,n} = 1,4M_{k,n} \quad (5.51)$$

2. Cálculo do  $K_{md}$ 

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_s * d^2 * f_{cd}} \quad (5.52)$$

3. Cálculo do  $K_x$ 

Sendo considerado a resolução positiva deste parâmetro através da formula de segundo grau.

$$K_{md} = 0,68 * (Kx) - 2,72(Kx)^2 \quad (5.53)$$

## 4. Cálculo do área de armadura necessária

$$A_s = \frac{M^d}{(1 - 0,4 * Kx) * d * f_{yd}} \quad (5.54)$$

## 5. Cálculo armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{pmin}{100} * b * hn \quad (5.55)$$

Sendo o ,  $pmin$  estabelecido com base na resistência do concreto. Se  $As < Asmin$  é adotado  $Asmin$  como taxa de mínima de aço para a armadura.

### 5.2.9.2 Armaduras de distribuição

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), a armadura de distribuição será 1/5 da armadura principal ou 0,00025 m<sup>2</sup>/m.

### 5.2.9.3 Verificação da Força Cortante

A verificação da cortante é utilizada para verificar a necessidade de armadura transversal. Para esta verificação, é realizado para cada seção:

#### 1. Cálculo da Tensão de cisalhamento ( $\tau_{Rd1}$ )

$$\tau_{Rd1} = 0,25f_{ctd} \quad (5.56)$$

#### 2. Cálculo do parâmetro $k$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (5.57)$$

#### 3. Cálculo do $p_1$

$$p_1 = \frac{As1}{b_w * d} \geq 0,02 \quad (5.58)$$

#### 4. Cálculo da Cortante

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd1} * k * (1,2 + 40 * p_1)] * b_w * d \quad (5.59)$$

#### 5. Verificado a necessidade da armadura transversal

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (5.60)$$

Vale destacar que  $V_{sd}$  é estabelecido por 1,4 vezes a cortante característica  $V_k$ , retirada do diagrama de cortante.

Caso  $V_{sd} \leq V_{rd1}$  não há necessidade de armadura transversal no muro de contenção

### 5.2.10 Dimensionamento da armadura da Sapata

O dimensionamento da sapata é igual ao dimensionamento do muro, sendo calculado a armadura longitudinal, a armadura de distribuição e realizado a verificação de cortante.

### 5.2.11 Dimensionamento da armadura do Dente

Caso seja necessário, o dimensionamento do dente é igual ao dimensionamento do muro, sendo calculado a armadura longitudinal, a armadura de distribuição e realizado a verificação de cortante.

### 5.2.12 Detalhamento do comprimento de Ancoragem $l_b$

Para o detalhamento do comprimento de ancoragem é calculado o termo  $f_{bd}$  definido como:

$$f_{bd} = n1 * n2 * n3 * f_{ctd} \quad (5.61)$$

e com este parâmetro, é determinado o comprimento de Ancoragem  $l_b$ :

$$l_b = \frac{0,008}{4} * \frac{437,8}{2,28} \quad (5.62)$$

### 5.2.13 Verificação do Momento de Fissuração

O momento de fissuração ( $M_r$ ) será determinado na região mais crítica da estrutura, no caso, na junção entre a sapata e o muro

A verificação do momento de Fissuração é estabelecida pelo calculo do momento de fissuração, definido como:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{Y_t} \quad (5.63)$$

Vale destacar que  $\alpha = 1,5$

Se  $M_r > M_d$  é verificado que não haverá fissuração.

### 5.2.14 Projeto executivo do muro de arrimo dimensionado

Com base no dimensionamento, é realizado o projeto geométrico final e o projeto executivo da armadura, finalizando este dimensionamento.

## 6 Resultados e Discussões

Este tópico tem por objetivo apresentar o desenvolvimento de cálculo no dimensionamento do muro de arrimo para o estudo de caso proposto. Para isso, o dimensionamento foi desenvolvido conforme o roteiro.

### 6.1 Dados iniciais

Com base na metodologia, para este estudo de caso, os dados referente ao solo são estabelecidos por:

Peso específico do solo  $\gamma$ :  $18 \text{ kN/m}^3$

ângulo de atrito do solo  $\Phi$ : 30 graus

Coesão do solo  $c$ : 0

Devido a estes parâmetros, conforme a tabela 4, é identificado que o solo do talude é constituído de areia fofa. Além deste parâmetros, pela diferença de cotas, a altura do muro de arrimo será de 3,5 metros e pela dimensão do terreno, o muro de arrimo apresenta um comprimento (1) de 10 metros, portanto:

$h=3,5$  metros

$l=10$  metros

### 6.2 Verificação da estabilidade do talude

Para a verificação da instabilidade do talude foi utilizado o método de Culmann para determinar o ângulo de inclinação da superfície de ruptura que apresenta um fator de segurança maior que 1,5. Com está informação é verificado se há necessidade ou não de uma estrutura de contenção.

Para o desenvolvimento desta verificação, foi calculado o fator de segurança seguindo o passo a passo do roteiro, estabelecido em:

1. Determinação das forças oriundas do solo:

a) Força Peso ( $W$ ):

Sendo estabelecido  $\beta = 90\text{graus}$ . Substituindo estes valores existentes:

$$W = 110,25 * \left[ \frac{\sin(90 - \theta)}{(\sin \theta)} \right] \quad (6.1)$$

b) Força Normal ( $N_a$ ):

$$N_a = W * \cos \theta \quad (6.2)$$

c) Força Tangencial ( $T_a$ ):

$$T_a = W * \sin \theta \quad (6.3)$$

2. Tensão de cisalhamento média resistente do solo: Como o solo é constituído por areia fofa, não apresenta forças de coesão, sendo  $c=0$ . Além disso o comprimento do plano de ruptura é estabelecido pela razão:

$$AC = \frac{h}{\cos(90 - \theta)} \quad (6.4)$$

Por tanto, substituindo os valores:

$$\tau_r = 0,577 * \frac{N_a * \cos(90 - \theta)}{3,5} \quad (6.5)$$

3. Tensão de cisalhamento média atuante na superfície de ruptura

$$\tau_a = \frac{T_a * \cos(90 - \theta)}{3,5} \quad (6.6)$$

4. Fator de Segurança ( $FS$ )

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} \quad (6.7)$$

Este passo a passo foi desenvolvido fixando o ângulo de inclinação do talude ( $\beta$ ) em 90 graus e variando o ângulo de inclinação do plano de ruptura ( $\theta$ ) em um processo iterativo, considerando um ângulo inicial de 90 graus até um ângulo mínimo de 15 graus.

Este processo iterativo foi resumido na tabela 5.

Tabela 5 – Verificação da estabilidade do talude

$\theta$	W [Kn/m]	Na [Kn/m]	Ta [Kn/m]	$\tau_r$ [Kn/m <sup>2</sup> ]	$\tau_a$ [Kn/m <sup>2</sup> ]	FS
90	0	0	0	0	0,0	0
75	29,5	7,6	28,5	1,2	7,9	0,16
60	63,7	31,8	55,1	4,6	13,6	0,33
45	110,3	78,0	78,0	9,1	15,8	0,58
30	191,0	165,4	95,5	13,7	13,6	1,00
15	411,5	397,4	106,5	17,0	7,9	2,16

Fonte: elaborado pelo autor

Conforme demonstrado na tabela 5, este talude apresenta estabilidade para inclinações abaixo de 30 graus, sendo ângulos superiores condicionados a instabilidade do talude e possibilidade de ação do mecanismo de ruptura.

Portanto, para o talude desejado de 90 graus é inquestionável a necessidade de uma estrutura de contenção, definida neste trabalho por um muro de arrimo por flexão.

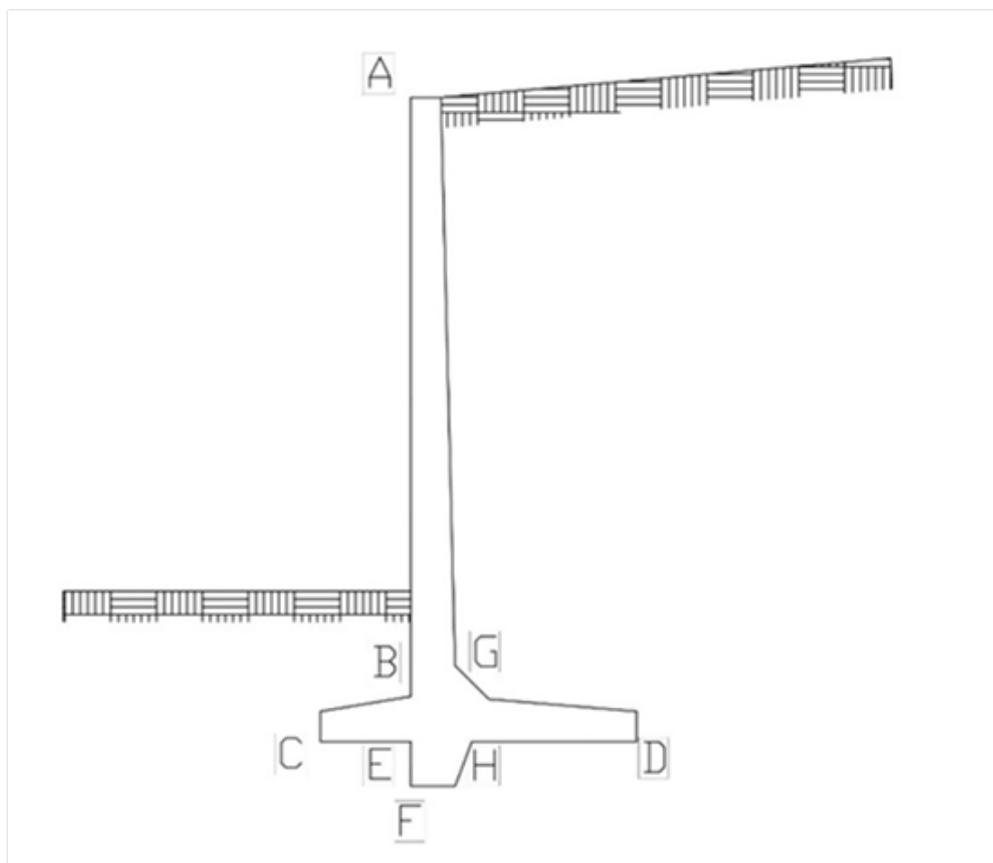
### 6.3 Definição do perfil do muro de arrimo a flexão

Com base na necessidade de um muro de arrimo, foi determinado para este trabalho, a utilização de um muro a flexão contínuo estabelecido pelo perfil clássico, conforme representação da figura 30.

A escolha deste tipo de perfil tem por justificativa:

- Altura do talude, estabelecido em 3,5 metros
- Facilidade executiva deste perfil
- Característica de divisa e vizinhança
- Custo benéfico

Figura 30 – Muro por flexão perfil clássico



Fonte: (GOMES et al., 2018)

## 6.4 Determinação das forças oriundas do solo no muro de arrimo

Inicialmente é determinado as forças oriundas do solo que, neste caso, é definido pela ação da sobrecarga e do empuxo.

### 6.4.1 Altura de sobrecarga

Conforme estabelecido pela NBR 11682 (2009), para o dimensionamento deste estudo de caso será considerado uma sobrecarga de  $20kN/m^2$ , sendo desenvolvido, portanto, uma altura de sobrecarga, estabelecida por:

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

$$h_0 = \frac{20}{18}$$

$$h_0 = 1,1 \text{ metros}$$

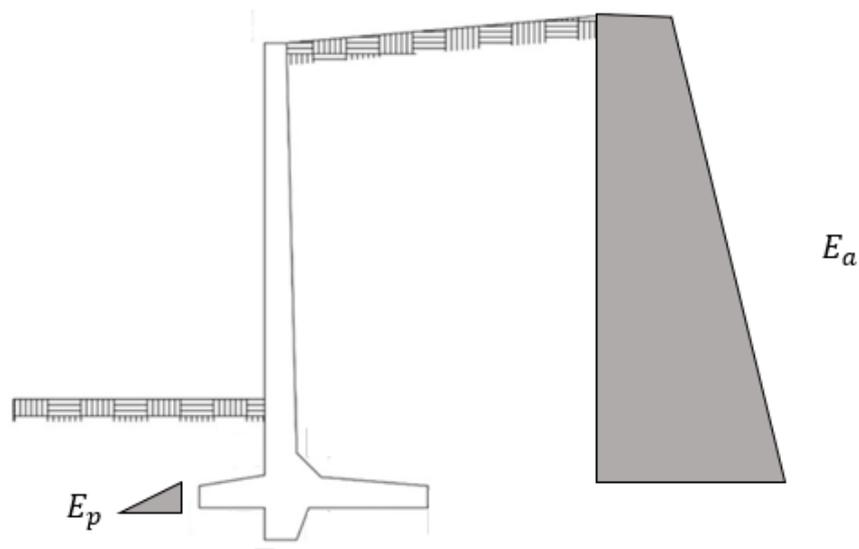
Desta forma, a composição da sobrecarga com o empuxo ativo ( $H$ ) é definida por:

$$H = h + h_0 = 3,5 + 1,1 = 4,6 \text{ metros}$$

### 6.4.2 Empuxo

Com base no perfil clássico, o empuxo apresenta ação ativa e a ação passiva, conforme a figura 31.

Figura 31 – Diagrama de ação do empuxo ativo e passivo



Fonte: Elaborado pelo autor

Assim, será calculado os coeficientes do empuxo ativo e passivo e determinado o empuxo ativo e passivo, com base na teoria de Rankine e considerando um ângulo de inclinação do plano de tensões ( $i$ ) de 0 graus.

#### 6.4.2.1 Coeficiente de empuxo ativo ( $k_a$ )

$$k_a = \frac{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 30}}{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 30}}$$

$$k_a = 0,33$$

#### 6.4.2.2 Coeficiente de empuxo passivo ( $k_p$ )

$$k_p = \frac{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 30}}{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 30}}$$

$$k_a = 3$$

#### 6.4.2.3 Empuxo Ativo ( $E_a$ )

Através do coeficiente de empuxo ativo, foi calculado a função do empuxo ativo, sendo:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} * \gamma * k_a * y^2 \\ E_a &= \frac{1}{2} * 18 * 0,33 * y^2 \\ E_a &= 2,97 * y^2 \end{aligned}$$

Desta forma, o empuxo máximo é estabelecido por  $y = H$  e o valor mínimo é estabelecido por  $y = h_0$ , substituindo estes valores na equação 6.8:

$$Ea_{máx} = 2,97 * H^2 = 2,97 * 4,6^2 = 62,8 \text{ kN/m}$$

$$Ea_{min} = 2,97 * h_0^2 = 2,97 * 1,1^2 = 3,6 \text{ kN/m}$$

Assim, a localização da força resultante do empuxo com a sobrecarga é definida por:

$$\begin{aligned} e &= \frac{h}{3} * \frac{Ea_{min} + 2 * Ea_{máx}}{Ea_{min} + Ea_{máx}} \\ e &= \frac{3,5}{3} * \frac{2 * 3,6 + 62,8}{3,6 + 62,8} \\ e &= 1,23 \text{ metros} \end{aligned}$$

#### 6.4.2.4 Empuxo Passivo ( $E_p$ )

Através do coeficiente de empuxo passivo, foi calculado a função do empuxo passivo, sendo:

$$\begin{aligned} E_p &= \frac{1}{2} * \gamma * k_a * y^2 \\ E_p &= \frac{1}{2} * 18 * 3 * y^2 \\ E_p &= 27 * y^2 \end{aligned}$$

Desta forma, o empuxo máximo é estabelecido por  $y = h_s$  e o valor mínimo é estabelecido por  $y = 0$ , substituindo estes valores na equação 6.8:

$$Ep_{máx} = 27 * h_s^2$$

$$Ep_{min} = 0$$

## 6.5 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento foi dividido em duas partes: pré-dimensionamento do muro e pré-dimensionamento da sapata

### 6.5.1 Pré-dimensionamento do muro

O pré-dimensionamento do muro foi estabelecido pela fixação das medidas de altura, espessura da base do muro e espessura da crista do muro.

#### 6.5.1.1 Altura do muro( $h$ )

A altura foi determinada considerando a mesma dimensão do talude a ser contido :

$$h = 3,5 \text{ metros}$$

#### 6.5.1.2 Espessura da Base do Muro ( $d_i$ )

Para o pré-dimensionamento da espessura da Base do Muro ( $d_i$ ), é necessário calcular o momento fletor devido a ação do empuxo ativo, assim:

$$M = e * E_{a,máx}$$

$$M = 1,23 * 62,8$$

$$M = 77,24 \text{ kN.m/m}$$

Com isso é possível calcular o pré-dimensionamento da espessura da Base do Muro:

$$d_i = (10 * \sqrt{M}) + 3$$

$$d_i = (10 * \sqrt{7,724}) + 3$$

$$d_i = 30,9 \text{ cm}$$

Portanto, arredondando para o múltiplo de 0,5 superior, com intuito de facilitar a execução da estrutura:

$$d_i = 31 \text{ cm}$$

### 6.5.1.3 Pré-Dimensionamento da espessura da crista ( $d_o$ )

A espessura da crista é pré-dimensionada com base no diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado no concreto. Para este caso, foi considerado como agregado graúdo a brita 2 e portanto  $\phi_{m\acute{a}x} = 25\text{mm}$

Sendo assim;

$$d_o = 4 * \phi_{m\acute{a}x}$$

$$d_o = 4 * \phi_{m\acute{a}x}$$

$$d_o = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

## 6.5.2 Sapata

O pré-dimensionamento da sapata foi estabelecido pelo comprimento da base, pelo comprimento de fixação do muro e pela espessura da base.

### 6.5.2.1 Comprimento da Base ( $b_s$ )

O comprimento da base é estabelecido pelo intervalo:

$$0,5h \leq b_s \leq 0,6h$$

Assim,

$$1,75 \leq b_s \leq 2,1 \text{ [metros]}$$

Considerando o valor médio arredondado para o múltiplo de 0,5,  $b_s = 2$  metros

### 6.5.2.2 Comprimento de fixação do muro ( $r$ e $t$ )

O parâmetro  $r$  é definido segundo a relação:

$$\frac{1}{8} * h \leq r \leq \frac{1}{6} * h$$

Assim,

$$0,4375 \leq r \leq 0,5833$$

Considerando o valor médio, arredondado para o múltiplo superior de 0,5,  $r = 0,5$  metros.

Já o Parâmetro  $t$  é estabelecido pela relação:

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

Sendo  $b_s = 2m$ ;  $r = 0,5m$ ;  $d_i = 0,31m$  então:

$$t = 1,2 \text{ metros}$$

### 6.5.2.3 Espessura da Base ( $h_s$ )

Seguindo a função de pré-dimensionamento:

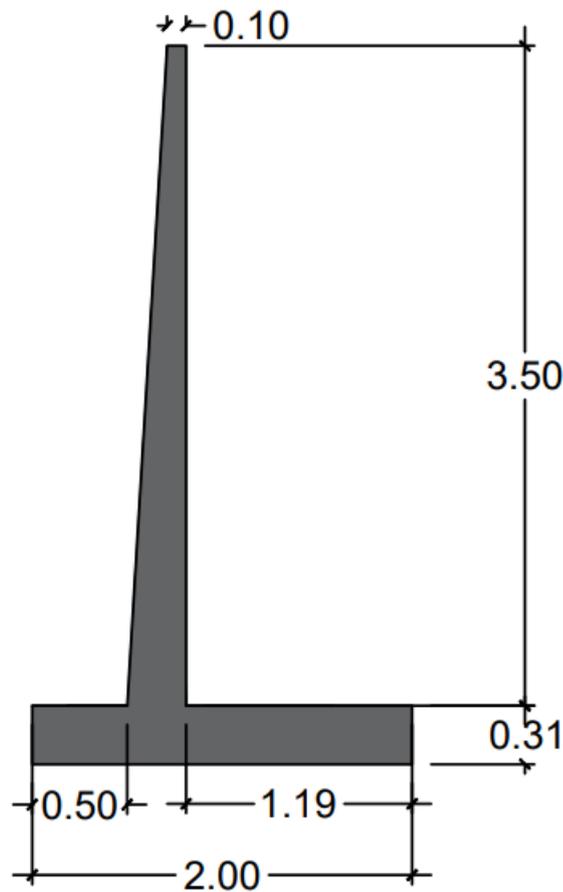
$$h_s = d_i$$

Portanto  $h_s = 31$  centímetros

## 6.6 Representação do Muro de Arrimo Pré-Dimensionado

Com base nas dimensões pré-dimensionadas, é estabelecido um layout inicial do muro de arrimo a flexão (projeto pré-executivo), conforme a figura 32

Figura 32 – Projeto de layout pré-executivo



Fonte: Elaborado pelo autor

## 6.7 Levantamento dos esforços internos

Com base no projeto pré-executivo, é determinado as forças externas e internas que atuam na estrutura pré-dimensionada.

As forças externas são definidas como:

- Empuxo ativo
- Empuxo passivo
- Força peso do solo no talão
- Sobrecarga Sobre o Muro

As forças internas são definidas como:

- Força Peso do Muro
- Força Peso da Sapata
- Força de Atrito

Vale destacar que a determinação da forças que atuam no muro de arrimo a flexão tem por base o cálculo do módulo, da direção e do sentido da força.

## 6.7.1 Força Externas

### 6.7.1.1 Empuxo Ativo

O empuxo ativo, calculado anteriormente apresenta um módulo de 62,8 kN/m e está localizado a 1,23 metros da base superior da sapata.

### 6.7.1.2 Empuxo Passivo

O empuxo ativo, calculado é definido pela equação 6.8, após do cálculo da espessura da sapata ( $h_s=31$  centímetros),

$$Ep_{m\acute{a}x} = 27 * h_s^2 = 27 * 0,31^2 = 2,6 \text{ kN/m}$$

A localização de ação da resultante do empuxo passivo é estabelecido:

$$y_{Ep} = 0,5 * h_s = 0,15 \text{ metros}$$

### 6.7.1.3 Força peso do solo sobre o talão

A força peso do solo sobre o talão é estabelecida pela camada de solo sobre a sapata, sendo calculado:

$$G_t = 0,5 * \gamma * h * (t + a)$$

Sendo,  $t=1,2$ metros e  $a= 1,4$ metros, então,

$$G_t = 0,5 * 18 * 3,5 * (1,2 + 1,4)$$

$$G_t = 82,22 \text{ kN/m}$$

A localização de ação da resultante do Peso do solo sobre o talão é estabelecido pelo centro de gravidade do maciço:

$$y_{Gt} = 0,5 * t + d_i + r = 0,6 + 0,3 + 0,5 = 1,4 \text{ metros}$$

#### 6.7.1.4 Sobrecarga sobre o Muro

A sobrecarga sobre o muro é definida como:

$$G_o = q * d_o$$

Assim, substituindo os valores já calculados:

$$G_o = 2 \text{ kN/m}$$

A localização de ação da resultante da sobrecarga é estabelecida sobre centro de gravidade do muro, sendo estabelecido, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{Gt} = 0,5 * d_i + r = 0,15 + 0,5 = 0,55 \text{ metros}$$

### 6.7.2 Força Externas

#### 6.7.2.1 Força Peso do Muro

A Força peso do muro é determinada pelo peso específico ( $\gamma_c$ ) do concreto multiplicado pela área do muro, conforme a equação subsequente.

$$G_m = 0,5 * h * \gamma_c (d_o + d_i)$$

Considerando peso específico do concreto ( $\gamma_c$ ) como  $24 \text{ kN/m}_3$ , a força peso do muro :

$$G_m = 0,5 * 3,5 * 24 * (0,1 + 0,315)$$

$$G_m = 17,43 \text{ kN/m}$$

A localização de ação da resultante do Peso do Muro é estabelecida pelo centro de gravidade do muro, sendo estabelecido, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{G_m} = 0,5 * d_i + r = 0,5 * 0,3 + 0,5 = 0,55 \text{ metros}$$

### 6.7.2.2 Força Peso da Sapata

A Força peso da sapata é determinada pelo peso específico ( $\gamma_c$ ) do concreto multiplicado pela área transversal da sapata, conforme a equação subsequente.

$$G_s = h_s * \gamma_c * b_s$$

Considerando peso específico do concreto ( $\gamma_c$ ) como  $24kN/m^3$ , a força peso da sapata:

$$G_s = 0,31 * 24 * 2$$

$$G_s = 14,88kN/m$$

A localização de ação da resultante do Peso da Sapata é estabelecida no centro de gravidade da sapata, sendo estabelecida, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{G_s} = 0,5 * b_s = 0,5 * 2 = 1 \text{ metro}$$

### 6.7.2.3 Força de atrito

A força de atrito é calculado pela multiplicação do coeficiente de atrito com a resultante normal do muro de arrimo. Assim, considerando o coeficiente de atrito como 0,55 considerando o contato do concreto com o solo:

$$F_a = \nu * N$$

$$F_a = \nu * (G_t + G_0 + G_m + G_m)$$

$$F_a = 0,55 * (17,22 + 14,88 + 2 + 82,22)$$

$$F_a = 64 kN/m$$

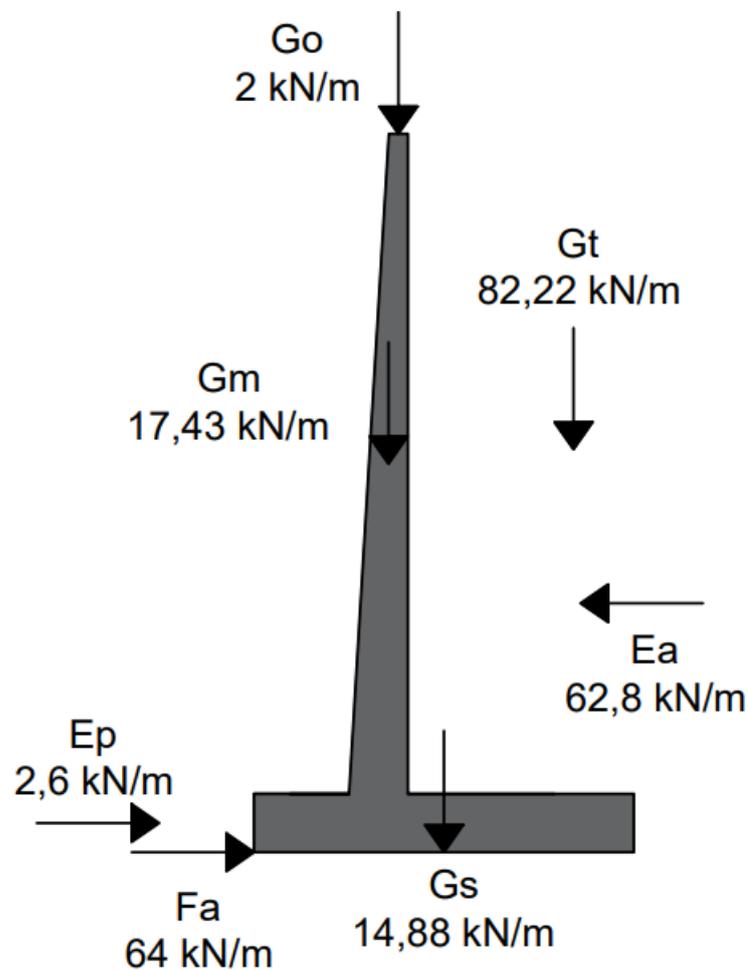
A localização de ação da resultante do Atrito é estabelecida na base da sapata, sendo estabelecida, com base na base do muro de arrimo em:

$$y_{Fa} = h_s = 0,31 \text{ metros}$$

### 6.7.3 Representação das forças

Com base neste levantamento das forças que agem na estrutura do muro de arrimo é possível representá-las, conforme a figura 33:

Figura 33 – Representação das forças



Fonte: Elaborado pelo autor

Nota: Medidas em metros

Esta representação é de suma importância para a continuação deste dimensionamento, pois através dela é possível verificar a estabilidade, determinar os diagramas solicitantes da estrutura e realizar o dimensionamento final.

## 6.8 Verificação da estabilidade

Conforme estabelecido no embasamento teórico, o pré-dimensionamento não garante a segurança e a estabilidade do muro de arrimo. Por isso, é necessário realizar as verificações de estabilidade.

### 6.8.1 Verificação do Deslizamento

A verificação do deslizamento é determinado como:

$$FS_{des} = \frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{solicitado}}$$

Com base na relação acima e na representação das forças (figura 33), as forças resistentes ao deslizamento são o empuxo passivo e a Força de atrito. Já com relação as forças solicitantes a favor do deslizamento, é estabelecida pelo empuxo ativo. Assim:

$$FS_{des} = \frac{F_{atr} + E_p}{E_a}$$

$$FS_{des} = \frac{64 + 2,6}{62,8}$$

$$FS_{des} = 1,1$$

Como o  $FS_{des} < 1,5$  a estrutura apresenta a instabilidade para o deslizamento. Por isso, será preciso adicionar o dente a base da sapata para coibir a tendência a este movimento aumentando o módulo da força de atrito e a resultante do empuxo passivo.

#### 6.8.1.1 Pré-Dimensionamento do Dente

O pré dimensionamento do dente é estabelecido pela espessura da estrutura, e a altura deste componente estrutural.

##### 6.8.1.1.1 Espessura da estrutura

Através da relação, a espessura da base do muro foi pré-dimensionada:

$$f = d_s = 0,31 \text{ metros}$$

#### 6.8.1.1.2 Altura do Dente

O dente apresenta uma dimensão variável de acordo com a necessidade, porém para orientar este dimensionamento apresenta a relação:

$$0,15h \leq b_s \leq 0,25h$$

Portanto,

$$0,525 \leq h_s \leq 0,875 \text{ [metros]}$$

Considerando o valor médio múltiplo de 0,5,  $h_s = 0,8$  metros

#### 6.8.1.2 Forças oriundas do Dente

A associação do dente a sapata, há o aumento da força de atrito e do empuxo passivo, sendo assim foi necessário recalculá-las.

##### 6.8.1.2.1 Força de atrito

Calculando a força de atrito, considerando o coeficiente de atrito como 0,55 e a adição da força peso do dente ( $G_d$ ):

$$Fa = \nu * N$$

$$Fa = \nu * (G_t + G_0 + G_m + G_m + G_d)$$

$$Fa = 0,55 * (17,22 + 14,88 + 2 + 82,22 + 6)$$

$$Fa = 67,3 \text{ kN/m}$$

Não há modificação na localização da resultante do Atrito, sendo definida como 0,31 metros da base do muro de arrimo.

##### 6.8.1.2.2 Empuxo passivo

Com a adição do dente, há o aumento do módulo do empuxo passivo e o deslocamento do ponto de ação. Sendo assim, o empuxo passivo foi calculado:

$$Ep_{m\acute{a}x} = 27 * (h_s + h_d)^2$$

$$Ep_{m\acute{a}x} = 27 * (0,31 + 0,8)^2$$

$$Ep_{m\acute{a}x} = 33,3 \text{ kN/m}$$

A localização de ação da resultante do empuxo passivo é estabelecido:

$$y_{Ep} = 0,5 * (h_s + h_s) = 0,555 \text{ metros}$$

### 6.8.1.3 Reverificação do Deslizamento

Com base nas novas forças e ação do dente na estrutura, o fator de segurança foi recalculado:

$$FS_{des} = \frac{67,3 + 33,3}{62,8} = 1,6$$

Como  $FS_{des} > 1,5$  foi verificado a estabilidade para o deslizamento

### 6.8.2 Verificação do Tombamento

A verificação do tombamento é baseado:

$$FS_{tomb} = \frac{\sum M f_{resistente}}{\sum M f_{solicitado}} \quad (6.8)$$

Com base na relação acima, na representação das forças e dos respectivos braços de alavanca (figura 33), os momentos resistentes são:

- Força Peso do Muro: 10,8 kN.m/m
- Força peso da Sapata: 14,9 kN.m/m
- Força peso do solo sobre o talão: 123,8kN.m/m
- Sobrecarga na crista do muro: 1,1 kN.m/m

Já com relação aos momentos solicitantes a favor do tombamento são:

- Empuxo Ativo: 77,2 kN.m/m

- Empuxo Passivo: 13,3 kN.m/m
- Força de Atrito: 10,4 kN.m/m

Assim,

$$FS_{tom} = \frac{10,8 + 14,9 + 123,8 + 1,1}{77,2 + 13,3 + 10,4}$$

$$FS_{tom} = \frac{150,61}{100}$$

$$FS_{tom} = 1,51$$

Como  $FS_{tomb} > 1,5$  foi verificado a estabilidade para o tombamento

### 6.8.3 Verificação da Capacidade de Carga da Fundação

A verificação da Capacidade de Carga foi estabelecida por duas verificação: Verificação das Tensões e Verificação de Ruptura.

#### 6.8.3.1 Verificação das tensões

Para verificar as tensões foi necessário encontrar a excentricidade resultante no muro de arrimo. Seguindo o roteiro:

1. Calculando Força Normal Global

$$N_{global} = G_t + G_m + G_s$$

$$N_{global} = 17,2 + 14,8 + 82,2$$

$$N_{global} = 114,2 \text{ kN/m}$$

2. Calculando Momento Resultante

$$M_{global} = (10,8 + 14,9 + 123,8 + 1,1) - (76,6)$$

$$M_{global} = 74 \text{ kN.m/m}$$

3. Calculando o parâmetro U

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

$$U = \frac{74}{114,3}$$

$$U = 0,65 \text{ metros}$$

4. Calculando a Excentricidade Global

$$eg = 0,5 * b_s - U$$

$$eg = 0,3 \text{ metros}$$

Como  $eg < b/6$  ( $0,3 < 0,33$ ), então só haverá tensões de compressão solicitando a estrutura, sendo:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} * (1 + \frac{e_{global}}{b_s})$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{114,2}{2} * (1 + \frac{0,3}{2})$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 65,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{b_s} * (1 - \frac{e_{global}}{b_s})$$

$$\sigma_{min} = \frac{114,2}{2} * (1 - \frac{0,3}{2})$$

$$\sigma_{min} = 42,8 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, é verificado as tensões de solicitação do solo aplicado na estrutura.

### 6.8.3.2 Verificação da tensão de Ruptura

Calculando a tensão de ruptura :

$$\sigma_{ruptura} = c * Nc * Sc + q * Nq * Sq + 0,5 * \gamma * B * Ny * Sy$$

$$\sigma_{ruptura} = 0 + 20 * 18,4 * 1 + 0,5 * 18 * 2 * 22,4 * 1$$

$$\sigma_{ruptura} = 771,2 \text{ kN/m}^2$$

Como  $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{ruptura}$  então é verificado que não haverá ruptura da fundação.

### 6.8.4 Verificação da Ruptura Global

Para a verificação da Ruptura global, foi considerado uma fatia de análise. Portanto, seguindo o roteiro:

1. Calculando Força Normal Global

$$\begin{aligned}N_{global} &= G_t + G_m + G_s \\N_{global} &= 17,2 + 14,8 + 82,2 \\N_{global} &= 114,2 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

2. Calculando a Tensão de cisalhamento ( $\tau$ )

$$\begin{aligned}\tau &= N_{global} * tg^2\phi \\ \tau &= 114,2 * tg^230 \\ \tau &= 70,7 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

3. Calculando a Tensão normal ( $\sigma$ )

$$\begin{aligned}\sigma &= N_{global}/A \\ \sigma &= 114,2/2 \\ \sigma &= 57,1 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

4. Fator de Segurança a Ruptura Global ( $FS_{rg}$ )

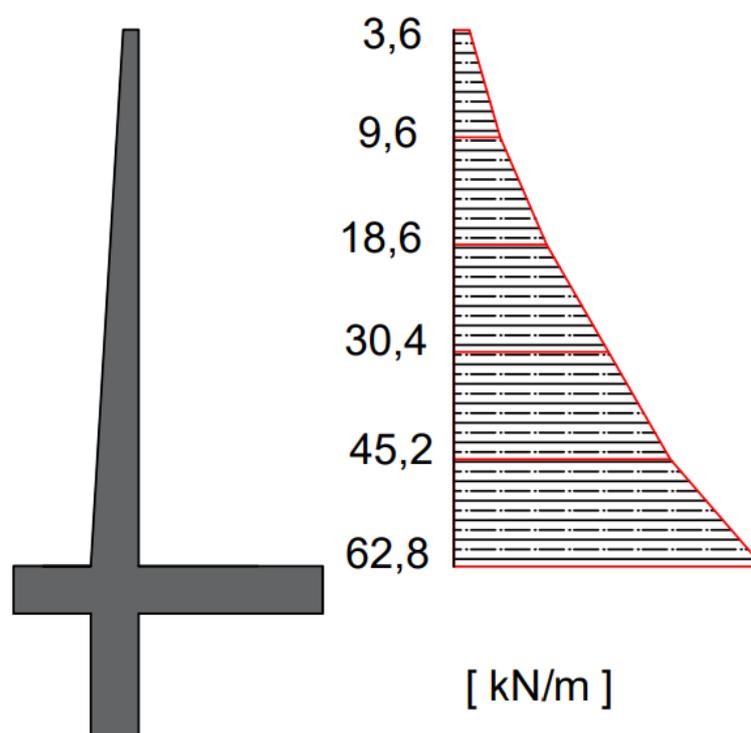
$$\begin{aligned}FS_{rg} &= \frac{\tau}{\sigma} \\ FS_{rg} &= \frac{70,7}{57,1} \\ FS_{rg} &= 1,3\end{aligned}$$

Como o  $FS_{rg} > 1$  então é verificado a estabilidade para a ruptura global.

## 6.9 Dimensionamento da armadura do muro

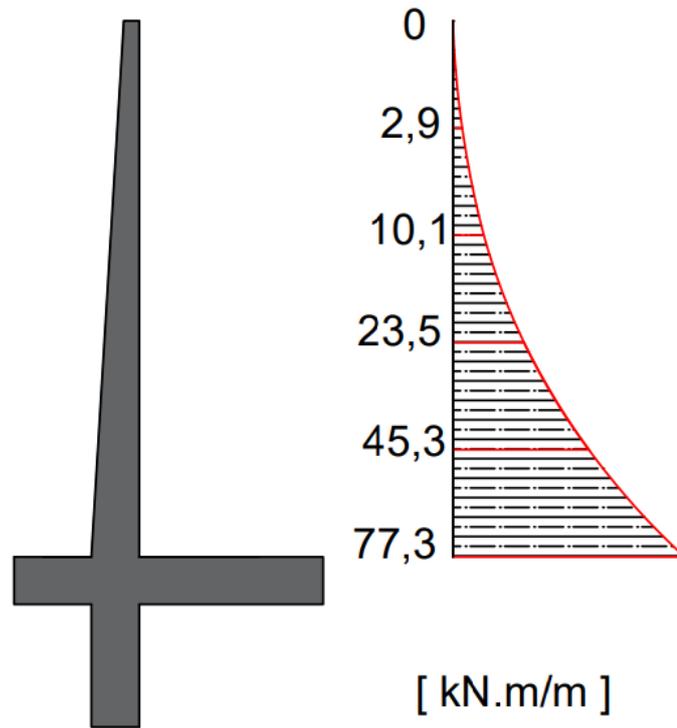
Para o dimensionamento da armadura do muro, foi considerado os diagramas de cortante e do momento fletor, conforme estabelecido pelas figura 34 e 35. Associado a isto, o muro foi dividido em cinco sessões de dimensionamento, cada seção apresentando 0,7 metros, conforme representado pela figura 36

Figura 34 – Diagrama da cortante



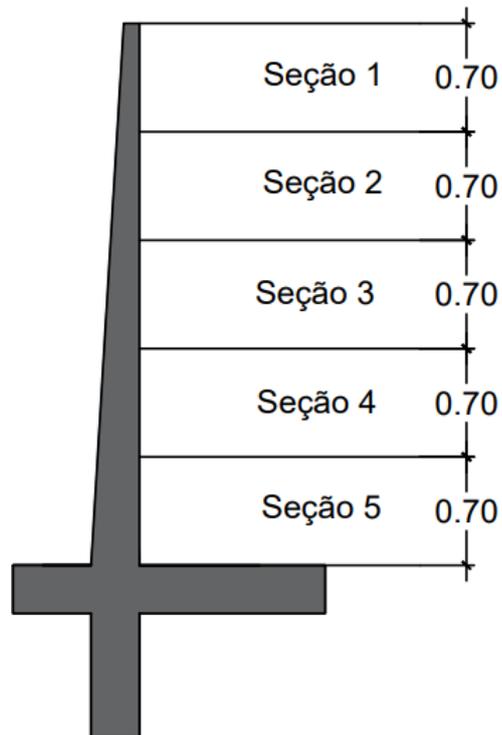
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 35 – Diagrama do momento fletor



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 36 – Seções de dimensionamento



Fonte: Elaborado pelo autor

Com base nestas seções, foram dimensionados as armaduras longitudinais e verifi-

cado a força cortante

Para isso, foi considerado  $f_{ck}$  do concreto igual a 30 kPa e logo  $f_{cd}$  é estabelecido por  $f_{ck}/1,4$ , portanto

$$f_{cd} = 21,43kPa$$

Para a armadura, foi considerado aço Ca 50 com resistência característica ( $f_{yk}$ ) de 500 MPa, logo  $f_{yd}$  é estabelecido por  $f_{yk}/1,15$ , portanto

$$f_{yd} = 434,8MPa$$

### 6.9.1 Determinação das armaduras longitudinais

A determinação das armaduras longitudinais foram calculadas com base no roteiro de dimensionamento, estabelecido por:

1. Determinação do Momento de cálculo ( $M_{d,n}$ )

Com base no diagrama de momento fletor e na seção de análise, é determinado o momento de cálculo com base no momento característico do diagrama ( $M_{k,n}$ ), sendo:

$$M_{d,n} = 1,4M_{k,n} \quad (6.9)$$

2. Calculando do  $K_{md}$

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_s * d^2 * f_{cd}} \quad (6.10)$$

3. Calculando do  $K_x$

Sendo considerado a resolução positiva deste parâmetro

$$K_{md} = 0,68 * (K_x) - 2,72(K_x)^2 \quad (6.11)$$

4. Calculando a área de armadura necessária

$$A_s = \frac{M^d}{(1 - 0,4 * K_x) * d * f_{yd}} \quad (6.12)$$

5. Calculando a armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{p_{min}}{100} * b * hn \quad (6.13)$$

Como foi estabelecido um concreto com resistência de 30 KPa, segundo (NBR 6118, 2014),  $p_{min} = 0,15$ . Se  $A_s < A_{smin}$  é adotado  $A_{smin}$  como a taxa de aço para a armadura

O desenvolvimento de cálculo desta etapa foi resumido na tabela 6, sendo definido a armadura para a seção do muro.

Tabela 6 – Determinação da Armadura Longitudinal

Seção	h [m]	Mk [kN.m/m]	Md [kN.m/m]	d [m]	Kmd	Kx	As [m <sup>2</sup> /m]	Asmin [m <sup>2</sup> /m]
1	0,7	2,9	4,06	0,112	0,076	0,12	0,0009	0,0021
2	1,4	10,1	14,14	0,154	0,139	0,22	0,0023	0,0042
3	2,1	23,5	32,9	0,196	0,200	0,34	0,0045	0,0063
4	2,8	45,3	63,42	0,238	0,261	0,47	0,0076	0,0084
5	3,5	77,3	108,22	0,28	0,322	0,63	0,0119	0,0105

Fonte: elaborado pelo autor

Conforme estabelecido pela tabela 6, devido a taxa crítica exigida na seção 5, foi estabelecido uma armadura principal (N1) constituída por 10 barras de 20 milímetros no decorrer de 1 metro do muro de arrimo

É valido destacar que houve uma taxa de aço muito elevada devido a sobrecarga considerada ser muito elevada quando considerado construções sobre o talude.

### 6.9.2 Armaduras de distribuição

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), a armadura de distribuição (N2) será 1/5 da armadura principal ou 0,00025 m<sup>2</sup>/m.

Portanto, para o muro, a maior armadura é de 0,0119 m<sup>2</sup>/m e para a armadura de distribuição a área de armadura foi estabelecida em 0,00238 m<sup>2</sup>/m

Considerando a utilização de barras CA-50, com diâmetro de 8,0 mm e o espaçamento máximo entre as barras de 0,25 cm, tem-se 14 barras perpendiculares a armadura de flexão adotada

### 6.9.3 Verificação da Força Cortante

A verificação da cortante é utilizada para verificar a necessidade de armadura transversal. Para esta verificação foi realizado para cada seção:

1. Cálculo da Tensão de cisalhamento ( $\tau_{Rd1}$ )

$$\tau_{Rd1} = 0,25f_{ctd} \quad (6.14)$$

2. Cálculo do parâmetro  $k$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (6.15)$$

3. Cálculo do  $p_1$

$$p_1 = \frac{As_1}{b_w * d} \geq 0,02 \quad (6.16)$$

4. Cálculo da Cortante

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd1} * k * (1,2 + 40 * p_1)] * b_w * x * d \quad (6.17)$$

5. Verificação da armadura transversal

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (6.18)$$

Vale destacar que  $V_{sd}$  é estabelecido por 1,4 vezes a cortante característica  $V_k$  retirada do diagrama de cortante.

O desenvolvimento de cálculo desta etapa foi resumido na tabela 7, sendo verificado a necessidade de armadura transversal para cada seção do muro.

Tabela 7 – Determinação da Armadura Longitudinal

Seção	h [m]	As [m <sup>2</sup> /m]	Vk [kN/m]	d [m]	k	p1	VRd1 [kN/m]	Vd [kN/m]
1	0,7	0,0021	9,62	0,11	1,49	0,0094	190,0	13,5
2	1,4	0,004	18,56	0,15	1,45	0,0136	281,4	26,0
3	2,1	0,006	30,41	0,20	1,40	0,0161	367,2	42,6
4	2,8	0,008	45,17	0,24	1,36	0,0176	447,3	63,2
5	3,5	0,012	62,85	0,28	1,32	0,0213	548,9	88,0

Fonte: elaborado pelo autor

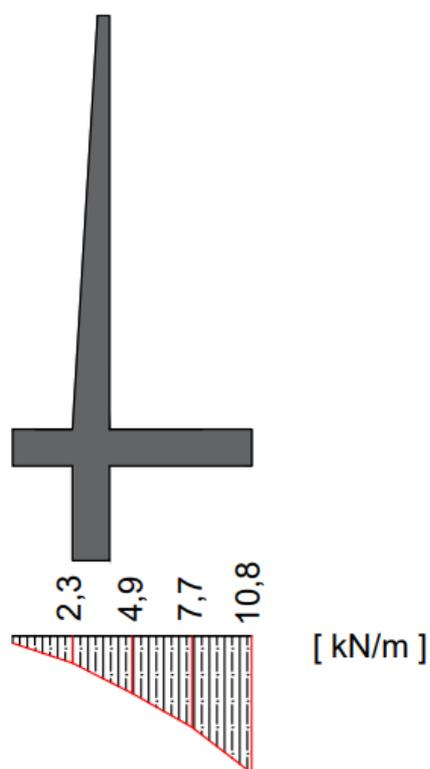
Conforme demonstrado pela tabela 7, não houve necessidade de armadura transversal.

## 6.10 Dimensionamento da armadura da Sapata

Para o dimensionamento da armadura da sapata, foi considerado os diagramas de cortante e do momento fletor, conforme estabelecido pelas figura 37 e 38. Associado a isto,

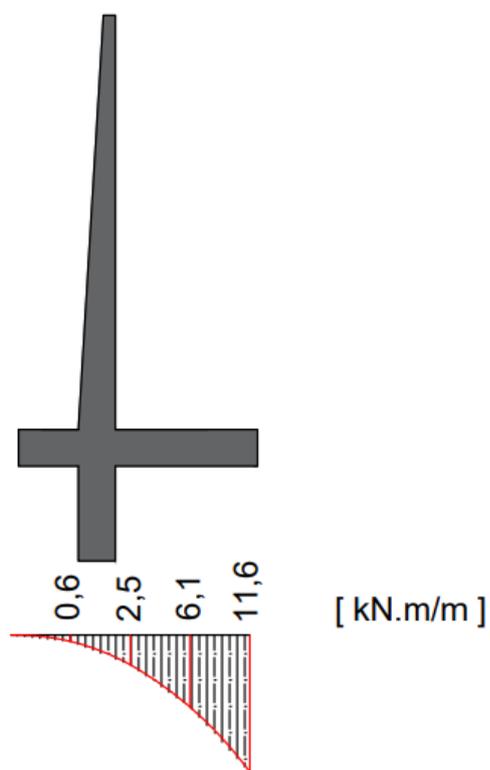
a sapata foi dividida em quatro seções de dimensionamento, cada seção apresentando 0,5 metros, conforme representado pela figura 39

Figura 37 – Diagrama da cortante



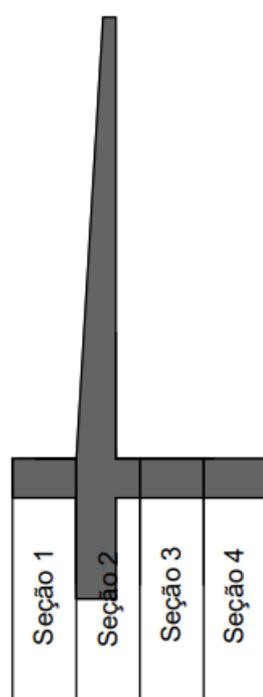
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 38 – Diagrama do momento fletor



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 39 – Seções de dimensionamento



Fonte: Elaborado pelo autor

Com base nestas seções, foram dimensionados as armaduras longitudinais e verificado a força cortante

Para isso foi considerado  $f_{ck}$  do concreto igual a 30 kPa e logo  $f_{cd}$  é estabelecido por  $f_{ck}/1,4$ , portanto

$$f_{cd} = 21,43 \text{ kPa}$$

Para a armadura, foi considerado aço Ca 50 com resistência característica ( $f_{yk}$ ) de 500 MPa, logo  $f_{yd}$  é estabelecido por  $f_{yk}/1,15$ , portanto

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

### 6.10.1 Determinação das armaduras longitudinais

A determinação das armaduras longitudinais foi calculada com base no roteiro de dimensionamento, recíproco ao estabelecido no dimensionamento do muro.

O desenvolvimento de cálculo desta etapa foi resumido na tabela 8, sendo definido a armadura para cada seção do muro.

Tabela 8 – Determinação da Armadura Longitudinal

Seção	h [m]	Mk [kN.m/m]	Md [kN.m/m]	d [m]	Kmd	Kx	As [m <sup>2</sup> /m]	Asmin [m <sup>2</sup> /m]
1	0,5	0,6	0,82	0,31	0,002	0,0029	0,0001	0,00023
2	1	2,5	3,53	0,31	0,009	0,0127	0,0003	0,00047
3	1,5	6,1	8,54	0,31	0,021	0,0309	0,0006	0,00070
4	2	11,6	16,26	0,31	0,039	0,0595	0,0012	0,00093

Fonte: elaborado pelo autor

Conforme estabelecido pela tabela 8, devido a taxa crítica exigida na seção 5, foi estabelecido uma armadura principal (N3) constituída por 10 barras de 8 milímetros no decorrer de 1 metro do muro de arrimo

### 6.10.2 Armaduras de distribuição

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), a armadura de distribuição (N4) será 1/5 da armadura principal ou 0,00025 m<sup>2</sup>/m.

Portanto, para o muro, a maior armadura é de 0,0012 m<sup>2</sup>/m e para a armadura de distribuição a área de armadura é estabelecida em 0,00025 m<sup>2</sup>/m (mínimo por norma)

Considerando a utilização de barras CA50, com diâmetro de 8,0 mm e o espaçamento máximo entre as barras de 0,2 cm, tem-se 10 barras perpendiculares a armadura de flexão

adotada a cada metro

### 6.10.3 Verificação da Força Cortante

A verificação da cortante é utilizada para verificar a necessidade de armadura transversal. Para esta verificação foi utilizado os mesmos passos estabelecidos no dimensionamento do muro

O desenvolvimento de cálculo desta etapa foi resumido na tabela 9, sendo verificado a necessidade de armadura transversal para cada seção do muro.

Tabela 9 – Determinação da Armadura Longitudinal

Seção	h [m]	As [m <sup>2</sup> /m]	Vk [kN/m]	d [m]	k	p1	VRd1 [kN/m]	Vd [kN/m]
1	0,7	0,0021	9,62	0,11	1,49	0,0094	190,0	13,5
2	1,4	0,004	18,56	0,15	1,45	0,0136	281,4	26,0
3	2,1	0,006	30,41	0,20	1,40	0,0161	367,2	42,6
4	2,8	0,008	45,17	0,24	1,36	0,0176	447,3	63,2
5	3,5	0,012	62,85	0,28	1,32	0,0213	548,9	88,0

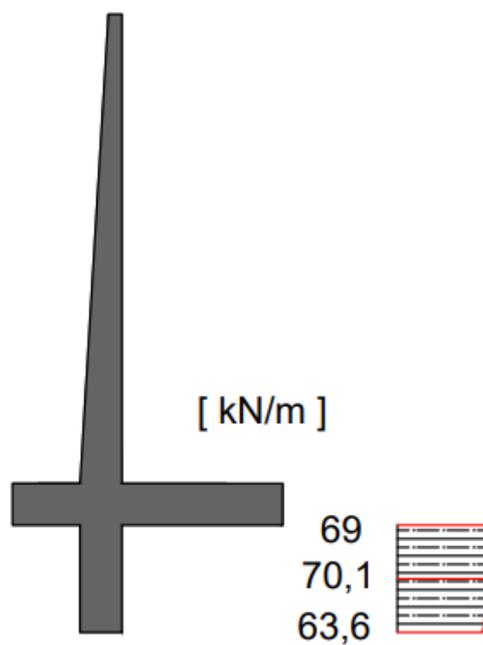
Fonte: elaborado pelo autor

Conforme demonstrado pela tabela 9, não houve necessidade de armadura transversal (N2).

## 6.11 Dimensionamento da armadura do Dente

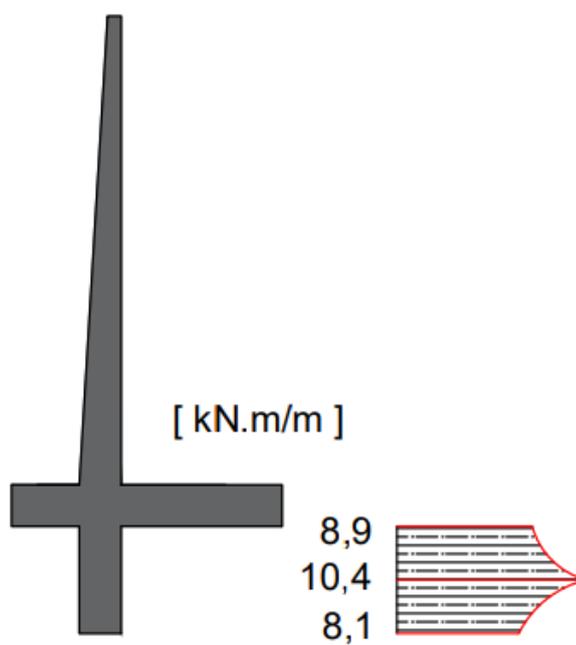
Para o dimensionamento da armadura do Dente, foi considerado os diagramas de cortante e do momento fletor, conforme estabelecido pelas figura 40 e 41. Associado a isto, a sapata foi dividida em duas seções de dimensionamento, cada seção apresentando 0,4 metros, conforme representado pela figura 42

Figura 40 – Diagrama da cortante



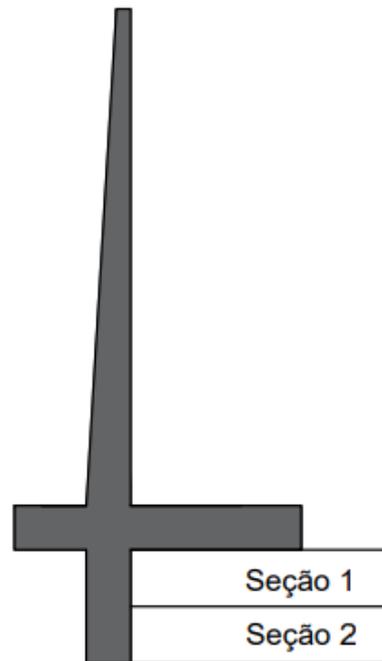
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 41 – Diagrama do momento fletor



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 42 – Seções de dimensionamento



Fonte: Elaborado pelo autor

Com base nestas seções, foram dimensionados as armaduras longitudinais e verificado a força cortante

Para isso, foi considerado  $f_{ck}$  do concreto igual a 30 kPa e logo  $f_{cd}$  é estabelecido por  $f_{ck}/1,4$ , portanto

$$f_{cd} = 21,43kPa$$

Para a armadura, foi considerado aço Ca 50 com resistência característica ( $f_{yk}$ ) de 500 MPa, logo  $f_{yd}$  é estabelecido por  $f_{yk}/1,15$ , portanto

$$f_{yd} = 434,8MPa$$

### 6.11.1 Determinação das armaduras longitudinais

A determinação das armaduras longitudinais foi calculado com base no roteiro de dimensionamento, recíproco ao estabelecido no dimensionamento do muro.

O desenvolvimento de cálculo desta etapa foi resumido na tabela 10, sendo definido a armadura para cada seção do muro.

Tabela 10 – Determinação da Armadura Longitudinal

Seção	h [m]	Mk [kN.m/m]	Md [kN.m/m]	d [m]	Kmd	Kx	As [m <sup>2</sup> /m]	Asmin [m <sup>2</sup> /m]
1	0,4	10,0	14,04	0,31	0,034	0,0512	0,0011	0,00019
2	0,8	7,3	10,18	0,31	0,025	0,0369	0,0008	0,00037

Fonte: elaborado pelo autor

Conforme estabelecido pela tabela 10, devido a taxa crítica exigida na seção 1, foi estabelecido uma armadura principal (N5) constituída por 10 barras de 8 milímetros no decorrer de 1 metro do muro de arrimo

### 6.11.2 Armaduras de distribuição

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014), a armadura de distribuição (N6) será 1/5 da armadura principal ou 0,00025 m<sup>2</sup>/m.

Portanto, para o muro, a maior armadura é de 0,00011 m<sup>2</sup>/m e para a armadura de distribuição a área de armadura é estabelecida em 0,00025 m<sup>2</sup>/m (mínimo por norma)

Considerando a utilização de barras CA50, com diâmetro de 8,0 mm e o espaçamento máximo entre as barras de 0,2 cm, tem-se 4 barras perpendiculares a armadura de flexão adotada a cada metro

### 6.11.3 Verificação da Força Cortante

A verificação da cortante é utilizada para verificar a necessidade de armadura transversal. Para esta verificação foi utilizado os mesmos passos estabelecidos no dimensionamento do muro

O desenvolvimento de cálculo desta etapa foi resumido na tabela 11, sendo verificado a necessidade de armadura transversal para cada seção do muro.

Tabela 11 – Determinação da Armadura Longitudinal

Seção	h [m]	As [m <sup>2</sup> /m]	Vk [kN/m]	d [m]	k	p1	VRd1 [kN/m]	Vd [kN/m]
1	0,4	0,0011	70,13	0,31	1,290	0,0111	73,7216	98,18440
2	0,8	0,00077	63,57	0,31	1,290	0,0080	68,1696	88,99447

Fonte: elaborado pelo autor

Conforme demonstrado pela tabela 11, houve necessidade de armadura transversal, sendo definida igual a armadura N4, constituída de 10 barras de 8 milímetros

## 6.12 Detalhamento do comprimento de Ancoragem

Para o detalhamento do comprimento de ancoragem foi calculado o termo  $f_{bd}$  definido como:

$$f_{bd} = 1,575 * 1,448 = 2,28MPa$$

Portanto:

$$lb = \frac{0,008}{4} * \frac{437,8}{2,28}$$
$$lb = 0,38 \text{ metros}$$

## 6.13 Verificação do Momento de Fissuração

O momento de fissuração ( $M_r$ ) será determinado na região mais crítica da estrutura, no caso, na junção entre a sapata e o muro

A verificação do momento de Fissuração é estabelecida pelo cálculo do momento de fissuração, estabelecido por:

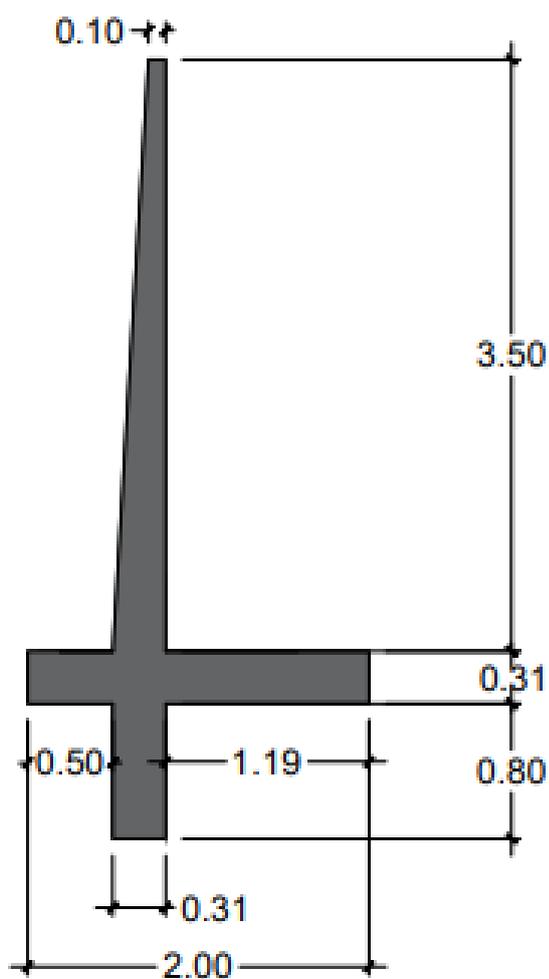
$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{Y_t}$$
$$M_r = \frac{1,5 * 2896 * 0,026}{0,31}$$
$$M_r = \frac{1,5 * 2896 * 0,026}{0,31}$$
$$M_r = 364,33 \text{ kN.m/m}$$

Como  $M_r > M_d$  é verificado que não haverá fissuração.

## 6.14 Projeto executivo do muro de arrimo dimensionado

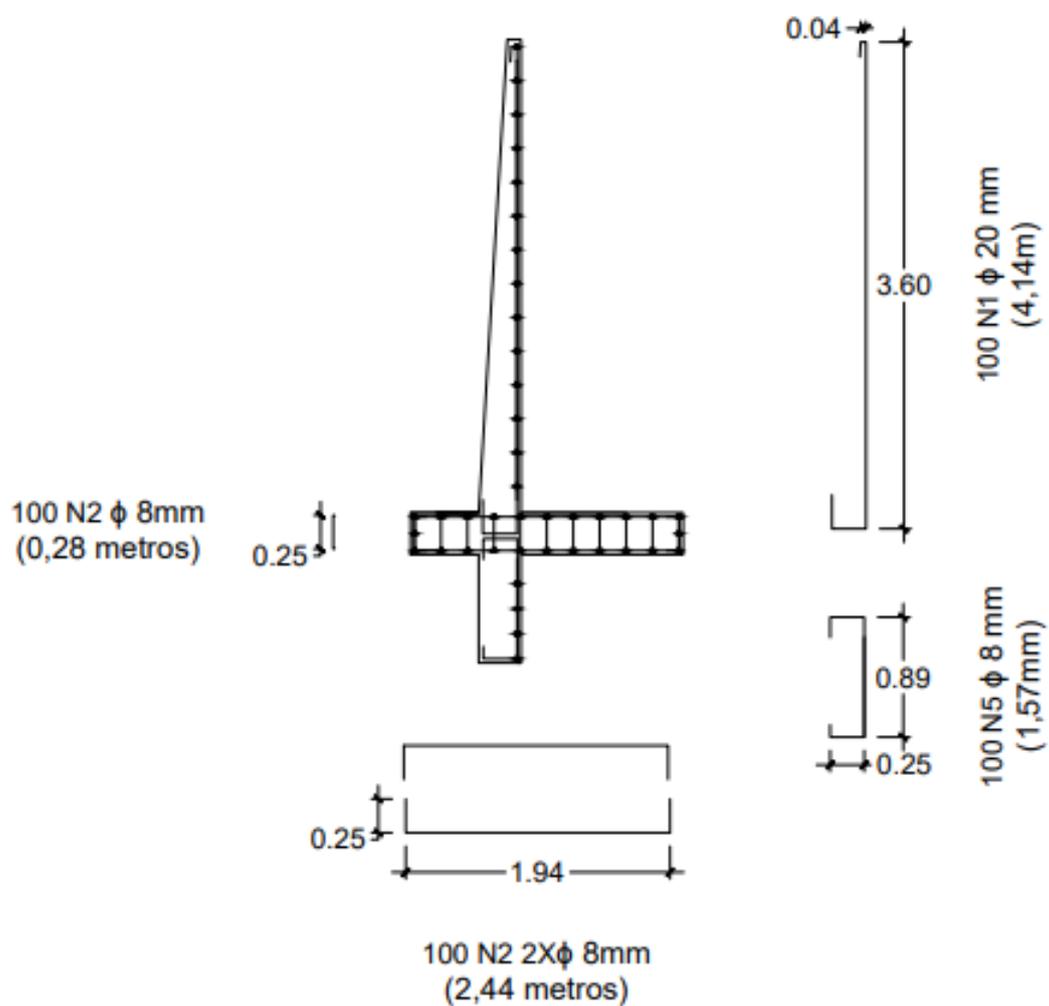
Com base no dimensionamento, o projeto geométrico final é estabelecido na Figura 43 e o projeto executivo da armadura é estabelecido na Figura 44

Figura 43 – Layout Executivo



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 44 – Projeto executivo da armadura



Fonte: Elaborado pelo autor

## 7 Considerações Finais

Este trabalho de graduação teve por objetivo aprimorar as técnicas de dimensionamento de muros de flexão por meio do dimensionamento de um muro de contenção localizado na cidade de Ilha Solteira.

Este dimensionamento, possibilitou compreender como a relação dos parâmetros físicos do solo são diretamente responsáveis pela estabilidade do talude e pela características geométricas do muro de arrimo.

Além disso, compreender a relação das solicitações do solo a estrutura de contenção. Assim, fica claro que o empuxo é a força de maior solicitação e principal causador do deslizamento, tombamento e ruptura global do muro de arrimo. Principalmente, quando este empuxo apresenta-se associado a sobrecarga.

Por fim, observando no estudo de caso o projeto executivo do muro de arrimo a flexão denota-se que devido a sobrecarga, houve um índice de solicitação ao muro muito elevado, ocasionando uma taxa de armação muito elevada e, por conseguinte, um armação robusta.

Apesar disto, é evidente o sucesso deste trabalho de graduação em aprimorar o dimensionamento de muros de arrimo a flexão, não só pelo dimensionamento realizado, mas pela forte revisão bibliográfica acerca dos tipos de muro de arrimo e, principalmente, a consolidação de um roteiro de dimensionamento.

Desta forma, facilitará o dimensionamento e promoverá uma escolha de tipo de muro de arrimo mais assertivo, seguro e economicamente viável.

## Referências Bibliográficas

- ABNT. *NBR 10520*: Apresentação de citações em documentos — procedimentos. Rio de Janeiro, 2002. 7 p.
- ABNT. *NBR 11682*: Apresentação de citações em documentos — procedimentos. Rio de Janeiro, 2009. 33 p.
- ABNT. *NBR 6118*: Apresentação de citações em documentos — procedimentos. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ANDRADE, M. O. Análise comparativa de custos entre estruturas de contenção. DEC-Departamento de Engenharia Civil—São Cristóvão-Presencial, p. 108, 2018.
- BARROS, P. L. A. Obras de contenção- manual técnico. *Maccaferri do Brasil Ltda, São Paulo*, 2021.
- BRITO, J.; GOMES, R. C.; SILVESTRE, J. D. Tecnologia de contenções e fundações. *Lidel*, v. 2000, p. 591, 2021.
- BUDHU, M. *Fundações e estruturas de contenção*. [S.l.]: Grupo Gen-LTC, 2013. 444 p.
- DAS, B. M.; SOBHAN, K. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. [S.l.]: São Paulo: CENGAGE Learning, 2014. 612 p.
- DOMINGUES, P. C. Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado. p. 97, 1997.
- DUARTE, M. P. Estabilidade de talude e muro de arrimo. Universidade Federal de Minas Gerais, 2013.
- DYMINSKI, A. S. Noções de estabilidade de taludes e contenções. *Universidade Federal do Paraná, Notas de Aula, Estabilidade de Taludes*. 28p, p. 61, 2007.
- FALCONI, F.; OTHERSR. Fundações: teoria e prática. *São Paulo: Oficina de Textos*, v. 3, p. 804, 1998.
- GERSCOVICH, D. Modelos constitutivos-modelo hiperbólico. *Report from University of State of Rio de Janeiro*, 2009.
- GERSCOVICH, D. M. Estruturas de contenção: Muros de arrimo. *Rio de Janeiro: UERJ*, 2010.
- GOMES, C. R. F. et al. Muros de flexão: dimensionamento e seus aspectos construtivos. Centro Universitário CESMAC, p. 70, 2018.
- GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. [S.l.]: São Paulo, Oficina de Textos, 1984. 216 p.
- GUILHERME, M. L. Análise de tensão-deformação e de estabilidade global em muros de arrimo de flexão. Fundação de Ensino e Pesquisa do Sul de Minas, p. 147, 2017.

- MARCHETTI, O. *Muros de arrimo*. [S.l.]: Editora Blucher, 2008. 141 p.
- MOLITERNO, A. *Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples*. [S.l.]: Editora Blucher, 1995. 374 p.
- ROCHA, P. A. R. A. Estudo comparativo de muros de arrimo executados em concreto armado, quando dimensionados para alturas diferentes. Fundação de Ensino e Pesquisa do Sul de Minas, p. 153, 2016.
- SANTOS, B. A. d. Avaliação do empuxo ativo de terra para solos saturados e não saturados sobre muros de arrimo, paredes de contenção e taludes. UNIVERSIDADE CESUMAR, p. 21, 2018.
- SILVA, A. B. d.; ORLANDINI, L. S.; SARDINHA, I. J. M. Muros de arrimo. Trabalho de Conclusão de Curso UNIFAAT, p. 96, 2019.
- SOUZA, A. Parametros físicos do solo em ilha solteira. *UNESP - Ilha Solteira*, 2021.