

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rodrigo Brum Canova

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE FLEXÃO
CONSIDERANDO MÉTODO ANALÍTICO E NUMÉRICO**

Santa Maria, RS
2021

Rodrigo Brum Canova

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE FLEXÃO CONSIDERANDO
MÉTODO ANALÍTICO E NUMÉRICO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni

Santa Maria, RS
2021

Rodrigo Brum Canova

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE FLEXÃO CONSIDERANDO
MÉTODO ANALÍTICO E NUMÉRICO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Aprovado em de novembro 04 de 2021:

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Amanda Sagrilo. Eng^a. MSc.

André Lubeck, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me conceder não apenas o direito à vida, mas a saúde para seguir com disposição.

Aos meus pais Cláudis Simões Brum e Odemar Eurico Ferreira Canova (in memoriam), por todo o suporte, confiança e ensinamentos, suprindo-me de condições e reestabelecendo a força necessária para compor meu caminho até aqui.

A minha irmã Gabriel Brum Canova, pela compreensão durante o período que me dediquei a este trabalho.

Ao meu orientado, Professor Magnos Baroni, pela disposição, paciência, atenção e por todo conhecimento transmitido, essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

A instituição UFSM e a todos os professores que contribuíram para minha formação.

Aos meus amigos, por compartilhar momentos importantes e pelo apoio conferido.

RESUMO

ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE FLEXÃO CONSIDERANDO MÉTODO ANALÍTICO E NUMÉRICO

AUTOR: Rodrigo Brum Canova

ORIENTADOR: Magnos Baroni

O presente estudo aborda a utilização de estrutura de contenção composta por muro de flexão em concreto armado e os respectivos métodos de cálculo, adoção de parâmetros, dimensionamento, incorporados à utilização de um software voltado para a resolução de problemas geotécnicos. Os problemas propostos contam com a adoção de muros de flexão sem contrafortes, de perfil clássico, frente à diferentes alturas de contenção de solo residual de basalto, cujos parâmetros mantêm-se constantes. Os métodos de cálculo são apresentados e demonstrados, primeiramente através de método analítico e em seguida pelo uso do software GEO5, para posterior comparação. Ainda será verificada a influência das teorias utilizadas na determinação do empuxo frente aos resultados de dimensionamento, bem como a incorporação de diferentes condições de projeto impostas pelo acúmulo de água e atuação de sobrecarga no terreno arrimado, analisando o impacto na estabilidade e segurança da estrutura associada às diferentes alturas. Com os resultados, pode-se verificar a influência provocada pela altura do muro nas solicitações atuantes e no dimensionamento deste, mostrando-se mais acentuada para alturas acima de 4,0 metros. Observou-se também, aproximação aceitável nos resultados obtidos por método analítico e pelo software GEO5, além da praticidade de dimensionamento conferida por este. Ainda, os resultados obtidos pela consideração de nível d'água no retroaterro do muro demonstram a importância dos sistemas de drenagem neste tipo de estrutura, visto os severos impactos à estabilidade oriundos desta condição, conduzindo, muitas vezes, ao colapso. Comportamento similar foi observado quanto a atuação da sobrecarga acidental sobre o terreno arrimado.

Palavras-chave: Geotecnia. Estruturas de Contenção. Software GEO5.

ABSTRACT

STUDY OF CANTILEVER WALLS DESIGN THROUGH ANALYTIC AND NUMERIC METHODS

AUTHOR: Rodrigo Brum Canova

ADVISOR: Magnos Baroni

This study relates the use of retaining structures compound by a cantilever wall made of reinforced concrete and the respective analysis methods, parameters adoption, desing, incorporating the application of geotechnical software. The study subject comprehends cantilever walls without counterforts, counting with a classic geometry, retaining distinct heights of basalt residual soil, whose parameters will be maintained constant. The analysis methods are presented and demonstrated, first through analytic methods followed for the application on the software GEO5, comparing both. In addition, the influence that the earth pressure theory causes on dimensioning are verified likewise the inclusion of different project conditions imposed for the water retention and the surcharge loading acting on the earth-retaining, analyzing the impact over the structural stability and safety through the different heights. The results show the influence that the wall height causes on the acting loads and design, which get cryptic over the 4,0m. Additionally, there is an acceptable approximation between the results obtained through the analytic method and the software GEO5, besides the practicability provided for it. Also, the results which consider the water retention on the earth-retaining show the drainage system's importance in this kind of structure according to the effect provoked on the stability, which, in several cases, conducts to the collapse. Similar behavior was observed regarding the surcharge loading over the earth-retaining.

Keywords: Geotechnical. Retaining Structures. Software GEO5.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Variação do empuxo sobre uma estrutura.....	16
Figura 2.2- Plano de ruptura e forças na cunha conforme Teoria de Coulomb.....	20
Figura 2.3- Forças que agem sobre a cunha de solo no caso ativo.....	21
Figura 2.4- Forças que atuam sobre a cunha de solo no estado passivo	21
Figura 2.5- Método de Coulomb, caso ativo, solo seco, $c>0$	23
Figura 2.6 - Teoria de Rankine, distribuição dos empuxos ($c=0$): A) ativo e B) passivo	24
Figura 2.7- Determinação do empuxo ativo para terreno com sobrecarga.....	28
Figura 2.8- Influência N.A. estático: a) diagrama referente ao solo acima do N.A.; b) diagrama referente ao solo abaixo do N.A.; c) diagrama das pressões hidrostáticas	29
Figura 2.9- Estabilidade dos muros de arrimo.....	30
Figura 2.10- Medidas para aumentar o FS quanto ao deslizamento pela base: a)inclinação da base; b) aplicação de dente à frente; c) aplicação de dente ao centro	34
Figura 2.11- Capacidade de carga da fundação	35
Figura 2.12- Exclusão da zona de tração	36
Figura 2.13 - Terminologia muros de flexão	40
Figura 2.14 - Perfis básicos dos muros de flexão	41
Figura 2.15 - Muro de flexão com contrafortes localizados na face interna do muro.....	42
Figura 2.16 - Detalhamento de drenagem em muro de flexão	43
Figura 2.17- Pré-dimensionamento muro de flexão sem contrafortes	43
Figura 2.18- Pré-dimensionamento muro de flexão com contrafortes	44
Figura 3.1- Fluxograma das etapas de análise.....	53
Figura 3.2- Mapa das províncias geomorfológicas do estado do Rio Grande do Sul	56
Figura 3.3- Configurações materiais e normas – GEO5.....	60
Figura 3.4- Configurações análise do muro – GEO5	60
Figura 3.5- Configurações análise de estabilidade – GEO5	61
Figura 3.6- Definição da geometria do muro – GEO5	61
Figura 3.7- Definição do material do muro de flexão - GEO5.....	62
Figura 3.8- Atribuição das características do solo - GEO5	63
Figura 3.9 - Tipo de fundação GEO5	64
Figura 3.10- Definição do terreno - GEO5.....	64
Figura 3.11- Nível freático - GEO5.....	65
Figura 3.12- Sobrecarga - GEO5	65

Figura 3.13- Configurações da etapa - GEO5	66
Figura 3.14- Verificação ao deslizamento e tombamento – GEO5	66
Figura 3.15- Capacidade de carga na fundação - GEO5	67
Figura 3.16- Detalhes capacidade de carga na fundação -GEO5	68
Figura 3.17- Verificação da estabilidade global - GEO5	69
Figura 3.18- Apresentação do dimensionamento das armaduras - GEO5.....	70
Figura 3.19- Gráfico dimensionamento armadura tardoz do muro – GEO5	70
Figura 3.20- Dados do dimensionamento das armaduras do muro de flexão - GEO5	71
Figura A.1- Pré-dimensionamento muro de flexão com 3,0m de altura	104
Figura A.2- Aplicação do empuxo ativo pela Teoria de Coulomb.....	106
Figura A.3- Aplicação empuxo ativo pela Teoria de Rankine	107
Figura A.4- Composição do peso da estrutura	108
Figura A.5- Carga na fundação.....	111
Figura A.6- Seções de dimensionamento	112
Figura A.7- Carregamento da sapata	116

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 - Fatores de segurança ao deslizamento	74
Gráfico 4.2 - Fatores de segurança ao tombamento	74
Gráfico 4.3 - Carga máxima na fundação	75
Gráfico 4.4 - Empuxo ativo - Teoria de Rankine	77
Gráfico 4.5 - Empuxo ativo - Teoria de Coulomb.....	77
Gráfico 4.6 - Componentes do empuxo ativo - Teoria de Coulomb	78
Gráfico 4.7 - Momento máximo no muro - Teoria de Rankine.....	79
Gráfico 4.8 - Momento máximo no muro - Teoria de Coulomb	80
Gráfico 4.9 - Volume de concreto por metro de comprimento	81
Gráfico 4.10 - Área de aço no muro - Teoria de Rankine	82
Gráfico 4.11 - Área de aço na ponta da sapata - Teoria de Rankine	82
Gráfico 4.12 - Área de aço no talão da sapata - Teoria de Rankine	83
Gráfico 4.13 - Área de aço no muro - Teoria de Coulomb.....	84
Gráfico 4.14 - Área de aço na ponta da sapata - Teoria de Coulomb.....	85
Gráfico 4.15 - Área de aço no talão da sapata - Teoria de Coulomb.....	85
Gráfico 4.16 - Componente horizontal do empuxo ativo entre teorias	87
Gráfico 4.17 - Momento máximo no muro entre teorias	88
Gráfico 4.18 - Área de aço no muro entre teorias	90
Gráfico 4.19 - Área de aço na ponta da sapata entre teorias	90
Gráfico 4.20 - Área de aço no talão da sapata entre teorias	91
Gráfico 4.21 - Relação área de aço no muro e concreto entre teorias	92
Gráfico 4.22 - Relação área de aço na ponta da sapata e concreto entre teorias	93
Gráfico 4.23 - Relação área de aço no talão da sapata e concreto entre teorias	93
Gráfico 4.24 - Impacto do N.A. estático no fator de segurança ao deslizamento	95
Gráfico 4.25 - Impacto do N.A. estático no fator de segurança ao tombamento	96
Gráfico 4.26 - Impacto do N.A. estático na carga máxima na fundação.....	96
Gráfico 4.27 - Impacto sobrecarga no fator de segurança ao deslizamento	99
Gráfico 4.28 - Impacto sobrecarga no fator de segurança ao tombamento	99
Gráfico 4.29 - Impacto sobrecarga na carga máxima na fundação	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Valores de atrito solo muro para diferentes materiais	22
Tabela 2.2- Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	31
Tabela 2.3- Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	31
Tabela 2.4- Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	32
Tabela 2.5- Fundações rasas - Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão	36
Tabela 2.6- Fatores de capacidade de suporte	38
Tabela 2.7- Fatores de forma	38
Tabela 2.8- Valores de coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.....	45
Tabela 2.9 - Abertura máxima de fissuras características para elementos de concreto e combinação frequente	49
Tabela 3.1- Índices de consistência da amostra e propriedades do solo <i>in situ</i>	56
Tabela 3.2- Características do solo.....	57
Tabela 4.1- Comparativo fatores de segurança - Teoria de Rankine	72
Tabela 4.2- Comparativo fatores de segurança - Teoria de Coulomb.....	73
Tabela 4.3 - Empuxo ativo - Teoria de Rankine.....	76
Tabela 4.4- Empuxo ativo - Teoria de Coulomb	76
Tabela 4.5- Momento máximo no muro - Teoria de Rankine	78
Tabela 4.6- Momento máximo no muro - Teoria de Coulomb	79
Tabela 4.7- Indicadores de concreto e aço nos muros de flexão - Teoria de Rankine	81
Tabela 4.8 - Relação de aço entre cálculo analítico e GEO5 - Teoria de Rankine.....	81
Tabela 4.9- Indicadores de concreto e aço nos muros de flexão - Teoria de Coulomb.....	83
Tabela 4.10- Relação de aço entre cálculo analítico e GEO5 - Teoria de Coulomb.....	84
Tabela 4.11- Componente horizontal do empuxo ativo entre teorias.....	87
Tabela 4.12- Momento máximo no muro entre teorias	88
Tabela 4.13- Área de aço necessária entre teorias.....	89
Tabela 4.14- Relação de aço entre teorias	89
Tabela 4.15- Relação área de aço e concreto entre teorias	92
Tabela 4.16- Influência da presença do nível d'água estático nos fatores de segurança	94
Tabela 4.17- Influência da sobrecarga nos fatores de segurança	97
Tabela A.1- Tabela do peso da estrutura e momentos no fulcro de tombamento (A).....	108
Tabela A.2- Dimensionamento armadura longitudinal do muro.....	115

Tabela A.3- Verificação armadura transversal do muro.....	116
Tabela A.4- Solicitação na sapata.....	119
Tabela A.5- Dimensionamento armadura longitudinal da sapata.....	122
Tabela A.6- Verificação armadura transversal da sapata	122

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	OBJETIVOS	13
1.1.1	Objetivo Geral.....	13
1.1.2	Objetivo Específico	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	15
2.1	EMPUXOS DE TERRA	15
2.1.1	Empuxo em Repouso	17
2.2	TEORIAS DE EMPUXO	18
2.2.1	Teoria de Coulomb	19
2.2.1.1	<i>Solos coesivos</i>	23
2.2.2	Teoria de Rankine.....	24
2.2.2.1	<i>Solos coesivos</i>	26
2.2.3	Sobrecargas	27
2.2.4	Efeito da água.....	28
2.2.4.1	<i>Nível da água estático.....</i>	28
2.2.4.2	<i>Percolação d'água.....</i>	29
2.3	VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE EM MUROS DE ARRIMO	30
2.3.1	Segurança contra o tombamento.....	32
2.3.2	Segurança contra o deslizamento	32
2.3.2.1	<i>Alternativas para aumentar a estabilidade quanto ao deslizamento.....</i>	34
2.3.3	Capacidade de carga da fundação.....	34
2.3.4	Segurança contra a ruptura global	39
2.4	DIMENSIONAMENTO MUROS DE ARRIMO	39
2.5	MUROS DE FLEXÃO	39
2.5.1	Drenagem.....	42
2.5.2	Pré-dimensionamento dos muros de flexão	43
2.5.3	Dimensionamento das armaduras dos muros de flexão	44
2.5.3.1	<i>Armação da parede vertical.....</i>	44
2.5.3.1.1	<i>Armação longitudinal de flexão</i>	45
2.5.3.1.2	<i>Armação transversal de cisalhamento.....</i>	47
2.5.3.1.3	<i>Armadura de distribuição e secundária de flexão</i>	47

2.5.3.1.4	Verificação de fissuração	48
2.5.3.1.5	Detalhamento das armaduras	51
2.5.3.2	<i>Armação da sapata</i>	52
3	MATERIAIS E MÉTODOS	53
3.1	SOFTWARE GEO5	53
3.2	MÉTODO DE ANÁLISE	54
3.3	SOLO	55
3.4	DIRETRIZES DO PROJETO	57
3.5	DEMONSTRAÇÃO DE CÁLCULO ANALÍTICO	58
3.6	UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE GEO5	59
3.6.1	Configurações	59
3.6.2	Definição do muro de flexão	61
3.6.3	Parâmetros e situações do projeto	62
3.6.4	Verificação de estabilidade	66
3.6.5	Dimensionamento das armaduras	69
4	RESULTADOS	72
4.1	CÁLCULO ANALÍTICO X SOFTWARE GEO5	72
4.2	COMPARATIVO TEORIAS DE RANKINE X COULOMB	86
4.3	INFLUÊNCIA NÍVEL D'ÁGUA ESTÁTICO	94
4.4	INFLUÊNCIA DA SOBRECARGA	97
5	CONCLUSÃO	101
	REFERÊNCIAS	103
	APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO MURO DE FLEXÃO (H=3,0M)	104
	APÊNDICE B- RESUMO DIMENSIONAMENTO MUROS DE FLEXÃO	123
	APÊNDICE C - RESUMO DIMENSIONAMENTO MUROS DE FLEXÃO	123
	FRENTE A CONDICIONANTES DE PROJETO	131
	ANEXO A – TABELA DE DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA	135
	LONGITUDINAL	135
	ANEXO B – EXEMPLO DE DETALHE DA ARMAÇÃO DE MURO DE	136
	FLEXÃO	136

1 INTRODUÇÃO

As obras de contenção estão presentes nas diversas áreas da engenharia, atuando na contenção de terrenos naturais, cortes ou aterros, exercendo papel fundamental nos projetos de estradas, pontes, estabilização de encostas em áreas urbanas, obras hidráulicas, execução de dutos e canalizações, solos de edifícios urbanos e túneis.

Dentre as contenções estruturais, os muros de arrimo são assunto clássico da Engenharia Geotécnica, e desempenham grande importância dentro da abrangência deste escopo de obra. Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) os descreve como estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Se dividem, principalmente, em dois tipos: de gravidade ou de flexão, com ou sem contrafortes e/ou tirantes. Podem ser constituídos por diferentes materiais, como tijolos, pedras, concreto simples ou armado, dentre outros materiais especiais.

Com o aumento da urbanização e a necessidade de ocupar regiões de difícil acesso, o estudo de medidas de contenção de taludes, como os muros de arrimo, torna-se cada vez mais necessário, seja pela garantia da segurança e preservação da vida, procurando minimizar desastres promovidos por escorregamentos, como pela busca da solução mais econômica, uma vez que estas estruturas tem grande influência no orçamento final da obra.

Ainda, o surgimento de programas computacionais vem auxiliando no cálculo manual de forma a otimizar o dimensionamento destas estruturas, conferindo praticidade ao processo de cálculo. Assim, neste trabalho será desenvolvido estudo pertinente ao dimensionamento de muros de flexão para diferentes alturas, considerando método analítico em comparação com a utilização do software GEO5, pelo módulo de Muros de Flexão que, partindo de um tratamento analítico, aplica ao problema fórmulas pré-configuradas de acordo com as definições do usuário.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem por objetivo comparar os resultados obtidos para o dimensionamento de muros de flexão, através da utilização de métodos clássicos da literatura frente ao uso do software GEO5. O perfil de muro considerado será o clássico, suportando um solo com as mesmas características geotécnicas, porém com variação da altura a ser contida.

1.1.2 Objetivo Específico

- Verificar a compatibilidade entre os métodos de dimensionamento utilizados, de maneira a elencar suas principais diferenças.
- Comparar as diferenças provenientes da utilização da Teoria de Coulomb frente a Teoria de Rankine na determinação do empuxo ativo, sobre os resultados de dimensionamento.
- Analisar a influência provocada pela altura do muro nas solicitações atuantes e no dimensionamento deste, bem como em relação ao consumo de concreto e área de aço necessária na seção mais solicitada de cada estruturas do muro.
- Simular a colmatação do sistema de drenagem pela imposição de nível d'água estático ao solo contido, de maneira a avaliar os impactos causados à estabilidade e segurança da estrutura para as diferentes alturas.
- Verificar a influência provocada pela sobrecarga frente à estabilidade e segurança da estrutura através dos resultados de dimensionamento para as diferentes alturas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Estruturas de contenção são todos os elementos estruturais impostos a maciços de solo ou rocha de maneira a resistirem aos empuxos ou tensões geradas promovendo a estabilidade contra uma possível ruptura. Podem ser implementados de forma temporária, para a construção de estruturas enterradas, como galerias e tubulações; ou de forma permanente, estabilizando uma encosta ou desnível próximo a edificações, ruas e rodovias, de forma a garantir condições de construção e segurança. Para Barros (2017), são estruturas que fornecem suporte e evitam o escorregamento causado pelo peso próprio ou por carregamentos externos ao maciço, podendo-se citar como exemplos típicos os muros de arrimo, as cortinas de estacas prancha e as paredes diafragma.

O desempenho de uma estrutura de contenção depende da análise do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço a ser contido e a própria estrutura. Desta maneira se faz necessária a adoção de modelos teóricos simplificados, que considerem as características dos materiais que influenciam o comportamento global, além da geometria e das condições locais: terreno de fundação, condições do lençol freático, condições de construções vizinhas, do espaço disponível para implantação. Assim, torna-se difícil apontar vantagens e limitações de um tipo de contenção sem a presença de um estudo específico (ARAÚJO, 2009; BARROS, 2017).

Os itens seguintes trazem um apanhado geral sobre a determinação das ações que geralmente atuam nos muros de arrimo, bem como as verificações de estabilidade e determinação dos fatores de segurança. Posteriormente serão especificadas as características dos muros de flexão e seu respectivo dimensionamento.

2.1 EMPUXOS DE TERRA

Empuxo de terra refere-se à ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre uma estrutura com ele em contato, ou seja, é a força resultante proveniente de pressões laterais exercidas contra esta estrutura. Estas ações estão associadas ao peso próprio do solo e as possíveis sobrecargas aplicadas a ele.

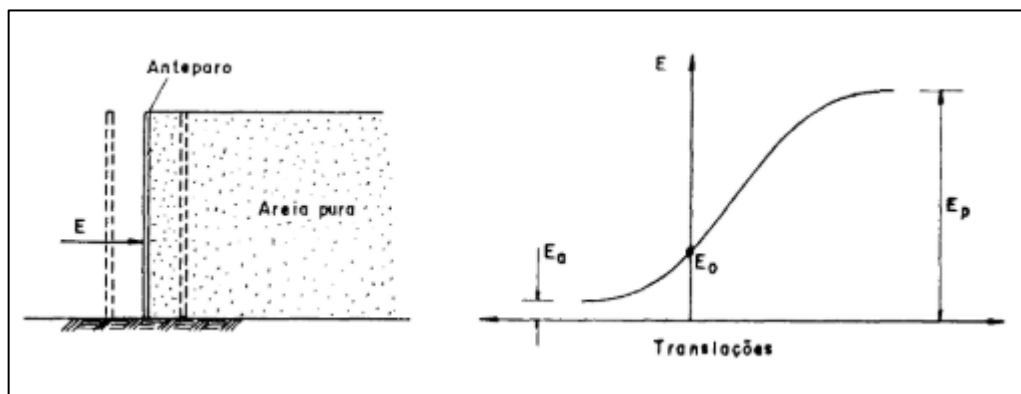
Domingues (1997) descreve que a determinação das tensões e deformações no solo dependem de várias grandezas, dentre as quais destacam-se:

- O desnível a ser vencido;
- Ângulo de atrito interno do solo;
- Coesão e peso específico da massa do solo;

- Deformação sofrida pela estrutura;
- Permeabilidade e fluxo de água;
- Tipos de solo e configuração geométrica do terrapleno;
- Estrutura de contenção.

Domingues (1997) e vários autores citam a influência que o deslocamento da estrutura, causada pelo próprio empuxo, exerce na determinação do seu valor, como observado na Figura 2.1. Esta interação solo-estrutura foi observada por Terzaghi através de modelos experimentais, pelos quais definiram-se as denominações de empuxo ativo (E_a), empuxo passivo (E_p) e empuxo no repouso (E_0).

Figura 2.1 - Variação do empuxo sobre uma estrutura



Fonte: Domingues, 1997.

Quando a estrutura se desloca, afastando-se do solo, ocorre a diminuição da pressão horizontal do terreno a valores abaixo da condição de repouso. Em outras palavras, o solo empurra a estrutura, que reage, tendendo a afastar-se do maciço. Neste caso as forças que o solo exerce sobre a estrutura são de natureza ativa, ocorrendo uma diminuição do empuxo até um valor limite que corresponde à mobilização da resistência interna do solo, ou seja, à ruptura. O empuxo que atua neste instante, denomina-se empuxo ativo “ E_a ”.

Situação contrária ocorre quando a estrutura se desloca na direção do solo. Assim a força exercida pela estrutura sobre o solo é de natureza passiva. Neste caso, a estrutura exerce compressão ao solo, e o empuxo cresce até atingir um valor limite máximo, correspondente novamente à ruptura. A este valor máximo, dá-se o nome de empuxo passivo “ E_p ”.

Através da Figura 2.1, observa-se que a deformação necessária para atingir o estado passivo é maior que para o estado ativo. Isto ocorre pois, no estado ativo, o solo sofre uma

solicitação de tração, enquanto no estado passivo, ocorre compressão. Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), os solos possuem resistência à compressão, mas não suportam esforços de tração.

Vargas (1978, apud Araujo, 2009) afirma que um maciço de terra está em equilíbrio plástico quando há um equilíbrio de tensões atuantes e resistentes, de forma que a tensão atuante, de cisalhamento, iguala a resistência de cisalhamento do material. Desta forma, as condições de empuxo ativo e passivo definem os limites de ruptura, sendo conhecidos como estados de equilíbrio limite. Esta premissa está empregada nos métodos clássicos na determinação dos empuxos ativos e passivos e adotam uma reação do tipo rígido-plástico entre as tensões e deformações do solo.

É importante destacar que, quando os valores do empuxo se encontram entre as condições ativa e passiva, as tensões e deformações do solo encontram-se em regime elástico, e os deslocamentos não são suficientes para provocar a mobilização da resistência ao cisalhamento e provocar a ruptura.

Em contrapartida, quando as deformações do solo são impedidas, define-se a condição de empuxo em repouso “E₀”.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) elencam a seguinte relação:

$$\underbrace{\sigma'_{hg}}_{\text{condição ativa}} < \underbrace{\sigma'_{h0}}_{\text{repouso ou condições iniciais}} < \underbrace{\sigma'_{hp}}_{\text{condição passiva}} \quad (2.1)$$

2.1.1 Empuxo em Repouso

O empuxo no repouso é observado em uma situação em que o peso do solo resulta em um padrão de distribuição de tensões bastante simplificado, a qual é denominada de geostática. Nesta situação, admite-se que a superfície do terreno seja horizontal, apresentando subcamadas horizontais e que as propriedades do solo apresentem pouca variação nesta direção.

Segundo Domingues (1997), as pressões laterais, geradas pelo peso próprio do solo, se igualam em função da simetria existente, garantindo condição de deformação horizontal nula ($\epsilon_h = 0$). Desta forma, não ocorrem tensões tangenciais nos planos vertical e horizontal, fazendo com que as tensões principais sejam definidas pelas direções horizontal (σ_h) e vertical (σ_v).

A relação entre as pressões horizontal e vertical é representada pelo coeficiente de empuxo no repouso (k_0), de maneira que:

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.2)$$

Como Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) destacam, o valor de “ k_0 ” depende de vários parâmetros geotécnicos do solo, como ângulo de atrito, índice de vazios e razão de pré-adensamento (RPA), entre outros, situando-se entre 0,3 a 3.

Ainda, segundo Domingues (1997), o valor de “ k_0 ” é aproximadamente constante com a profundidade para solos de origem sedimentar natural ou deposições artificiais com restrição às deformações laterais. Desta maneira, as pressões laterais variam linearmente com a profundidade para uma largura unitária.

A determinação da constante “ k_0 ” pode ser obtida por ensaios em laboratório, de campo, por proposições matemáticas com base na teoria da elasticidade ou de maneira empírica.

Para Barros (2017), a expressão mais utilizada está baseada nas teorias de Jáký (1944), abrangendo solos arenosos e argilas normalmente adensadas, dada por:

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad (2.3)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

2.2 TEORIAS DE EMPUXO

A quantificação dos empuxos de terra é fundamental para qualquer projeto de muro de arrimo e demais projetos de contenção. As primeiras teorias surgiram pelos estudos de Coulomb (1773), Poncelete (1840) e Rankine (1856), e são classificadas pela literatura como Teorias Antigas. Há ainda as teorias denominadas pela literatura como Teorias Modernas, baseadas na teoria matemática da elasticidade, destacando-se as de Resal (1910), Caquot (1949), Boussinesq (1885), Muller Breslau (1906), sendo Terzaghi que apresentou os resultados mais práticos. Estas últimas são aplicadas principalmente a muros elásticos ou isolados construídos em concreto armado (MOLITERNO, 1980).

Em vigência a estas teorias, Moliterno (1980) destaca que as modernas dependem de parâmetros empíricos e acabam deixando de lado o rigor que seria almejado. Domingues (1997) salienta que, partindo da diversidade de grandezas a considerar, ou os métodos são em demasia simples, apresentando bons resultados para problemas específicos, ou são muito complexos e

de difícil aplicação prática.

Considerando as proposições acima, neste trabalho optou-se pela utilização das teorias de Coulomb (1773) e Rankine (1856), abordando caráter prático e simplificado à quantificação dos empuxos atuantes. Os itens seguintes desenvolvem estas teorias.

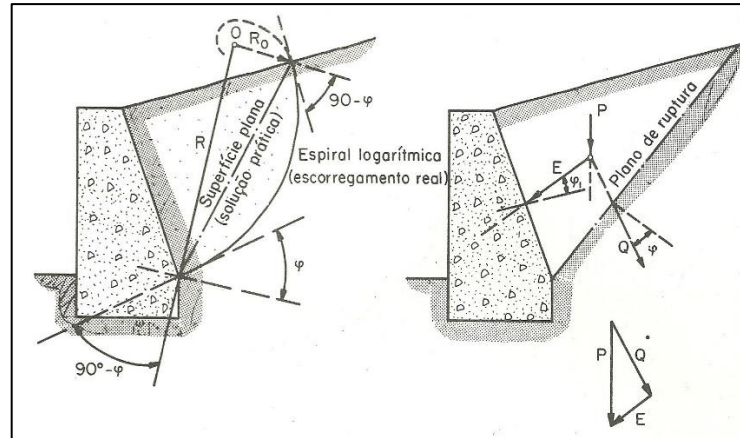
2.2.1 Teoria de Coulomb

Moliterno (1980) define que a teoria de Coulomb se baseia na hipótese da existência de uma cunha de solo, em condição limite, que desliza pela perda de resistência ao cisalhamento ou atrito, transmitindo esforços ao paramento a ela imposto, em função de seu peso parcial. O autor destaca que este deslizamento ocorre ao longo de uma superfície de curvatura, geralmente em forma de espiral logarítmica, a qual pode ser aproximada por uma superfície plana, denominada de plano de ruptura, plano de deslizamento ou plano de escorregamento, como pode ser observado na Figura 2.2.

De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), esta teoria admite as seguintes hipóteses:

- Solo homogêneo e isotrópico;
- Pode existir atrito solo-muro (δ);
- A superfície de ruptura é plana, passando pela base da superfície de suporte;
- A cunha de ruptura é um corpo rígido, sob estado plano de deformação;
- A ruptura ocorre simultaneamente em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura;
- A análise da estabilidade da cunha de solo tem base no equilíbrio das forças atuantes sobre ela ($\sum F_i = 0$).

Figura 2.2- Plano de ruptura e forças na cunha conforme Teoria de Coulomb



Fonte: Moliterno, 1980.

Segundo Barros (2017), no caso de solos não coesivos, as forças que atuam sobre a cunha de solo, formada no estado ativo, se definem pelo peso próprio desta cunha (P); a reação do maciço (R), que possui uma obliquidade “ ϕ ” em relação a superfície de ruptura, devido ao atrito interno do solo; e o empuxo ativo (E_a), que possui uma obliquidade “ δ ” em relação ao paramento da estrutura de arrimo, definida como ângulo de atrito entre o solo e a estrutura. A Figura 2.3 ilustra estas forças.

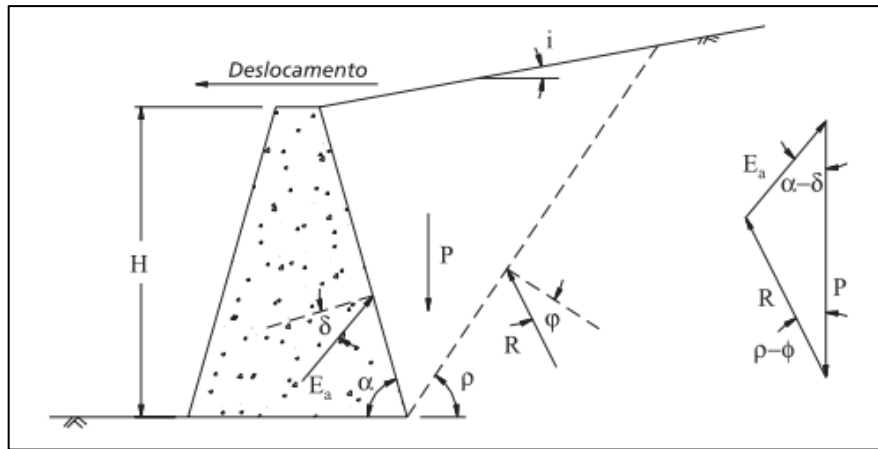
No caso ativo, a superfície mais crítica é aquela que leva o valor de “ E_a ” a um máximo, de maneira que:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (2.4)$$

onde:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

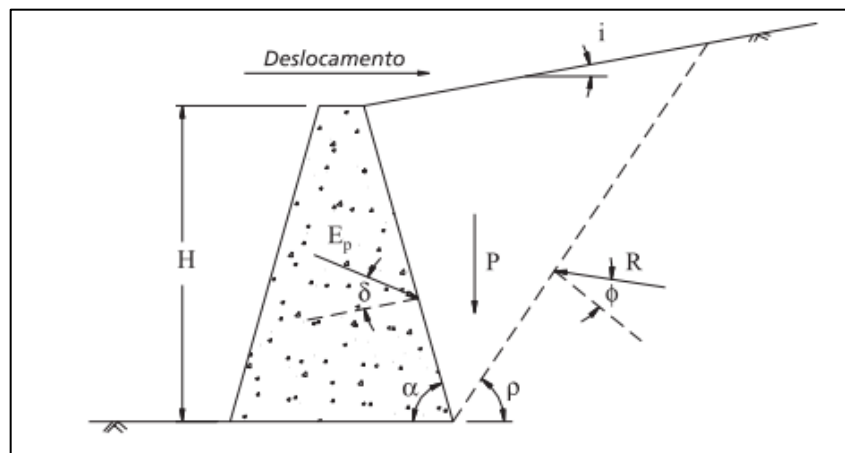
Figura 2.3- Forças que agem sobre a cunha de solo no caso ativo



Fonte: Barros, 2017.

Barros (2017) cita que, no estado passivo, ocorre uma inversão da obliquidade das forças “R” e “ E_p ”, devido a inversão do sentido de deslocamento da estrutura, como poder ser observado na Figura 2.4. Neste caso, a superfície mais crítica é aquela que leva “ E_p ” a um valor mínimo.

Figura 2.4- Forças que atuam sobre a cunha de solo no estado passivo



Fonte: Barros, 2017.

O valor de “ E_p ” é dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (2.6)$$

onde:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + i)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (2.7)$$

De acordo com este autor, tal processo fornece a determinação direta do empuxo total, não ocorrendo determinações de pressões laterais. Mesmo assim, verifica-se pelas expressões que o empuxo é resultante de uma distribuição triangular de pressões laterais, de maneira que seu ponto de aplicação se encontra no terço ($H/3$) próximo à base do muro.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) enfatizam que o valor do atrito solo muro (δ) não afeta significativamente o valor do empuxo (E), mas sim a sua direção, que exerce influência para a verificação das condições de estabilidade. Usualmente, adota-se para “ δ ” valores na ordem de $\frac{1}{3}\phi \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$. A Tabela 2.1 mostra valores de “ δ ” para diferentes materiais.

Tabela 2.1- Valores de atrito solo muro para diferentes materiais

Estrutura	Material de retroaterro	Ângulo de atrito (δ)
Concreto ou alvenaria	Pedregulho	29-31
	Misturas de areia e pedregulho	
	Areia grossa	
	Areia fina	24-29
	Areia média a grossa, siltosa	
	Pedregulho siltoso ou argiloso	
	Areia fina	19-24
	Areia fina a média, siltosa ou argilosa	

Fonte: Bowles, 1977 apud Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

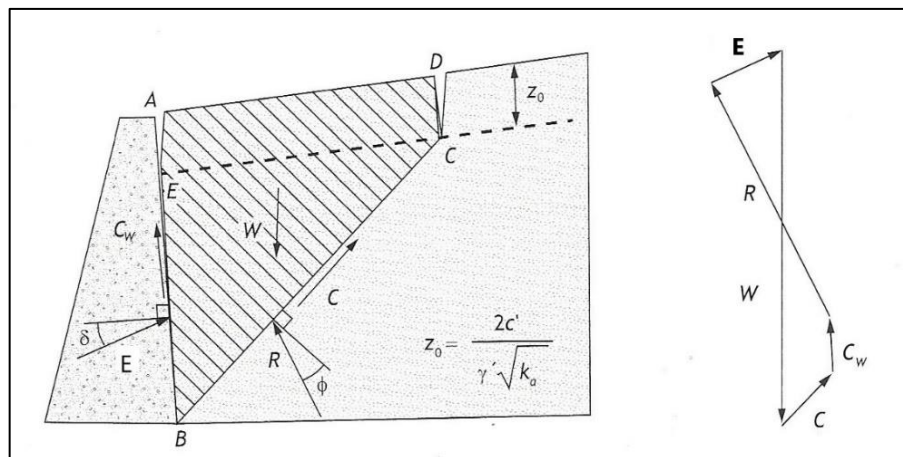
Outro aspecto importante é que, considerando $\delta, \alpha, i = 0$, ou seja, desprezando-se o atrito solo muro, e para situações de parede vertical e superfície de terrapleno horizontal, o método de Coulomb fornece resultado idêntico àquele desenvolvido pela teoria de Rankine, a qual será abordada no transcórre deste capítulo.

2.2.1.1 Solos coesivos

Quando o solo que compõe o maciço arrimado é coesivo ($c > 0$), pode-se estender a teoria de Coulomb, considerando a parcela de adesão “ c_w ”, com base no equilíbrio das forças para cada superfície de ruptura hipotética, até encontrar a mais crítica. Cada superfície de ruptura deve corresponder a uma fenda de tração, as quais se desenvolvem até uma profundidade “ z_0 ”, estimada de acordo com a teoria de Rankine (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

A Figura 2.5 demonstra uma destas superfícies, as componentes envolvidas e o traçado do polígono de forças.

Figura 2.5- Método de Coulomb, caso ativo, solo seco, $c > 0$



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

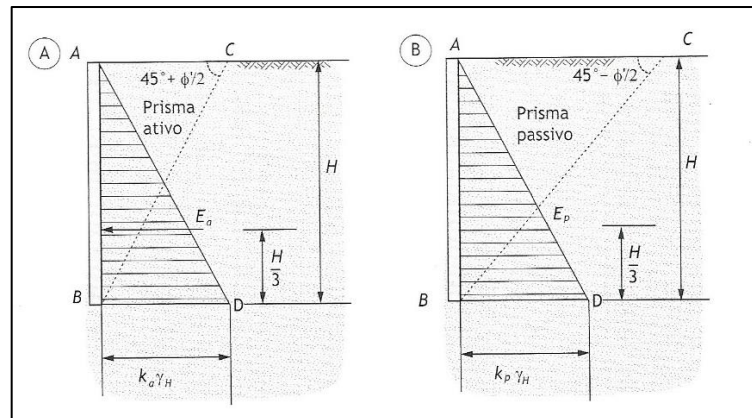
Moliterno (1980), por outro lado, afirma que, na prática, não se deve levar em conta o valor da coesão, uma vez que esta pode se alterar com o decorrer do tempo, devendo ser considerada apenas em obras que agreguem controle técnico permanente da drenagem do terreno superficial. Assim, caso considere-se a coesão do solo, o empuxo ativo é determinado pela seguinte expressão:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2 - c \cdot H \cdot K \quad (2.8)$$

2.2.2 Teoria de Rankine

A teoria desenvolvida por Rankine permite alcançar os valores dos coeficientes de empuxo ativo ou passivo (k_a ou k_p , respectivamente) quando o solo atinge um destes estados de equilíbrio limite, partindo das equações de equilíbrio interno do maciço aplicadas a um elemento infinitesimal, para ser estendida a toda massa plastificada, determinando a magnitude dos empuxos atuantes. A Figura 2.6 demonstra a distribuição dos empuxos ativo e passivo, considerando coesão nula.

Figura 2.6 - Teoria de Rankine, distribuição dos empuxos ($c=0$): A) ativo e B) passivo



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

As soluções de Rankine foram determinadas para solos granulares e estendidas posteriormente para solos coesivos por R  sal (1910).

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) citam as seguintes hipóteses admitidas na teoria:

- O solo    homogêneo e isotrópico;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço, simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deforma  es;
- Não considera o atrito entre solo e muro;
- A parede da estrutura de conten  o    vertical.

   importante ressaltar que não    possível considerar o efeito da percola  o de água por redes de fluxo nesta teoria.

Marchetti (2008) descreve, de maneira geral, as principais express  es que regem esta teoria, onde os coeficientes de empuxo s  o determinados por:

$$k_a = \cos \frac{i \cdot \cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (2.9)$$

$$k_p = \cos \frac{i \cdot \cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (2.10)$$

e as pressões laterais definidas por:

$$\sigma_{ha} = k_a \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \quad (2.11)$$

$$\sigma_{hp} = k_p \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \quad (2.12)$$

onde $\sigma_v = \gamma \cdot H$.

Considerando muros com terrapleno de superfície horizontal ($i=0$), as expressões dos coeficientes de empuxo podem ser simplificadas, conforme apresentado por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016):

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (2.13)$$

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (2.14)$$

A obtenção do empuxo consiste na integração das tensões laterais ao longo de toda a altura do muro, a cada metro, dada pela expressão:

$$E = \int_0^H k \cdot \sigma_h \cdot dz \quad (2.15)$$

de maneira que a resultante do empuxo ativo e passivo, respectivamente, é definida por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 - 2c \cdot H \cdot K_a \quad (2.16)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2c \cdot H \cdot K_p \quad (2.17)$$

Quando o problema envolve camadas de solo com diferentes parâmetros, pelo coeficiente de empuxo apresentar diferentes valores, o diagrama de tensões é descontínuo, de maneira que o ponto de aplicação do empuxo pode ser calculado com base no equilíbrio das forças resultantes de cada diagrama.

2.2.2.1 Solos coesivos

Para solos coesivos, que apresentam coeficiente de atrito $c > 0$, a segunda parcela das expressões (2.11) e (2.12), devem ser levadas em consideração, e são responsáveis por incluir o efeito da coesão do solo na obtenção das pressões laterais atuantes.

É importante perceber que, no caso ativo, a parcela negativa da expressão (2.11) resulta em pressões laterais negativas até uma determinada profundidade denominada z_0 , onde a distribuição das pressões se anula. Igualando a expressão (2.11) a zero, obtém-se:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (2.18)$$

Considerando a descrição acima, Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) citam que haverá uma profundidade em que a resultante de empuxo ativo será nula e, caso o solo seja capaz de resistir às tensões trativas, a escavação vertical poderá ser considerável até uma altura “ h_c ”, que corresponde ao dobro de “ z_0 ”, em (2.18). Entretanto, pela possibilidade do surgimento de trincas no solo, devido a esforços de tração, Terzaghi (1943 apud Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016) sugeriu que a altura crítica seja definida por:

$$h_c = \frac{2,67 \cdot c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.19)$$

Usualmente, para efeitos de cálculo, a região de tração não é considerada no caso ativo, uma vez que reduz o valor do empuxo atuante, se mostrando contrária à segurança. Por outro

lado, pode-se assumir um acréscimo do empuxo promovido pela água que preenche as trincas de tração.

2.2.3 Sobrecargas

No desenvolvimento do projeto da estrutura de contenção, as sobrecargas atuantes sobre o solo arrimado devem ser consideradas, uma vez que provocam o aumento do empuxo atuante sobre a estrutura de contenção. Estas sobrecargas podem ser provenientes de estruturas construídas sobre o maciço ou nos terrenos adjacentes, tráfego de veículos e máquinas, dentre outros.

A ABNT NBR 11682:2009 define que todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para suportar, além dos esforços provenientes do solo, uma sobrecarga acidental mínima de $20kPa$ uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado.

Barros (2017) cita duas possibilidades para a consideração de cargas uniformemente distribuídas sobre o maciço. A primeira considera que a sobrecarga deve ser adicionada ao peso da cunha do solo, de maneira que o ponto de aplicação do empuxo resultante pode ser obtido através de uma paralela à superfície de ruptura, passando pelo centro de gravidade do conjunto solo sobrecarga. Outra maneira seria a de separar o efeito do solo do efeito da sobrecarga, resultando no acréscimo de um diagrama retangular de tensões.

Para Moliterno (1980), estas sobrecargas devem ser consideradas como uma altura de solo equivalente h_0 , que considera o acréscimo do empuxo, de forma que:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad [m] \quad (2.20)$$

Desta maneira, o empuxo total será:

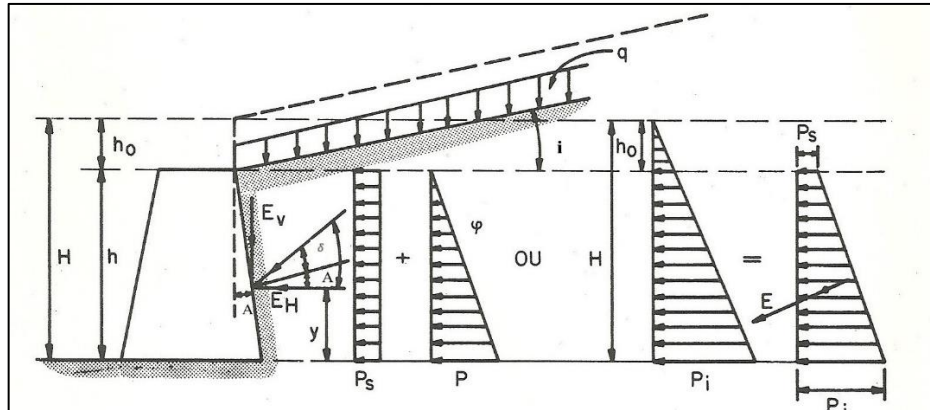
$$E = \frac{1}{2} K \cdot \gamma \cdot (H^2 - h_0^2) \quad (2.21)$$

Sendo o baricentro do diagrama de pressão:

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2 \cdot h_0 + H}{h_0 + H} \quad (2.22)$$

A Figura 2.7 representa as proposições definidas acima para a consideração da sobrecarga na determinação do empuxo ativo.

Figura 2.7- Determinação do empuxo ativo para terreno com sobrecarga



Fonte: Moliterno, 1980.

Para outras formas de carregamento, a teoria da elasticidade para sobrecargas pode ser consultada em Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ou em Marchetti (2008).

2.2.4 Efeito da água

A ocorrência de água no maciço de solo arrimado exerce notável influência ao empuxo resultante sobre a estrutura, aumentando sua magnitude. Esta presença pode se dar pela formação de um nível da água estático ou pela percolação através do maciço.

2.2.4.1 Nível da água estático

Ocorre de forma frequente na construção de estruturas parcialmente submersas, ou no caso de drenos inoperantes, resultando em um nível d'água estático.

Barros (2017) cita que, neste caso, os efeitos do solo e da água devem ser separados, uma vez que a resistência do solo se deve à interação entre suas partículas (tensão efetiva), enquanto a água não possui nenhuma resistência ao cisalhamento. Desta maneira, a pressão da água deve ser adicionada ao empuxo resultante sobre a estrutura, uma vez que a pressão lateral exercida pela água é:

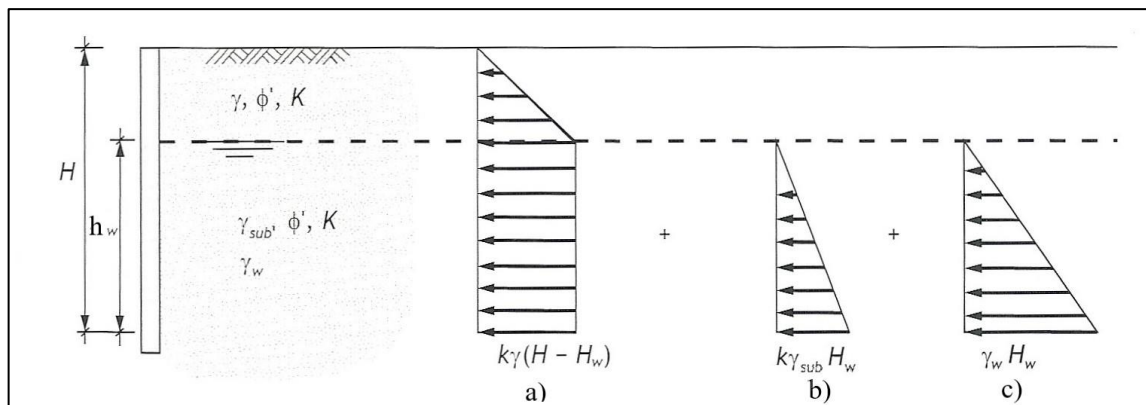
$$\sigma_{hw} = \gamma_w \cdot h_w \quad (2.23)$$

onde, γ_w - peso específico da água; h_w – altura da coluna d'água.

Ademais, indica-se a adoção do peso específico submerso do solo (γ'_{sub}) na determinação do empuxo proveniente da região submersa, considerando a análise em termos de tensões efetivas.

A Figura 2.8 demonstra a separação dos diagramas de pressão, com N.A. atuante na altura “ h_w ”.

Figura 2.8- Influência N.A. estático: a) diagrama referente ao solo acima do N.A.; b) diagrama referente ao solo abaixo do N.A.; c) diagrama das pressões hidrostáticas



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

2.2.4.2 Percolação d'água

Esta situação provém da movimentação de água através do maciço, originado forças de percolação e aumentando o valor do empuxo sobre a estrutura de arrimo. As causas podem estar relacionadas ao aumento do nível freático ocasionado por épocas de chuva, ou quando ocorre brusca redução do nível da água em estruturas que se encontravam sob ação de um nível da água estático.

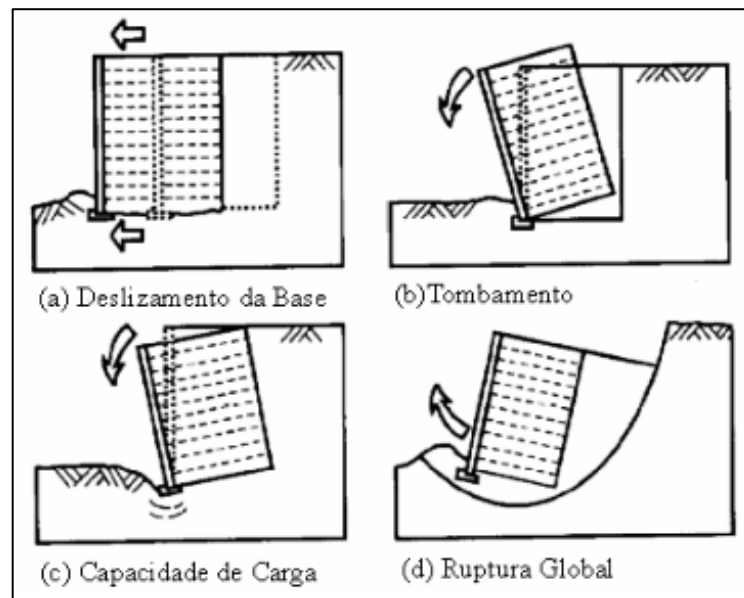
Segundo Domingues (1997), primeiro é necessário conhecer a rede de percolação de água no maciço para depois obter a pressão neutra (U) atuando no plano de ruptura considerado da cunha. Através da carga piezométrica nos pontos em que a superfície de ruptura intercepta as equipotenciais, traça-se o diagrama de pressões neutras. A área deste diagrama representa o

valor da pressão neutra (U) que atua na superfície potencial de ruptura. Acrescentando esta força ao diagrama de forças da cunha, o empuxo atuante pode ser determinado.

2.3 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE EM MUROS DE ARRIMO

A verificação de um muro de arrimo consiste na determinação de sua condição de estabilidade, levando em consideração o deslizamento pela base, tombamento, capacidade de carga na fundação e estabilidade global, como exemplificado pela Figura 2.9.

Figura 2.9- Estabilidade dos muros de arrimo



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

Domingues (1997) destaca que esta etapa de verificação de estabilidade é realizada após o pré-dimensionamento da estrutura de arrimo, assim como à determinação das ações verticais e horizontais atuantes. Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) citam que se deve considerar o aspecto construtivo da obra, como a compactação de retroaterro e ação de equipamentos, uma vez que estes podem gerar solicitações superiores às calculadas pelas teorias de empuxo.

Segundo ABNT NBR 11682:2009, deve-se estabelecer fatores de segurança (FS) referentes à análise de estabilidade externa e interna do maciço, uma vez que estes têm a finalidade de cobrir incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Entende-se por estabilidade interna aquela que envolve superfícies potenciais de escorregamento

localizadas, enquanto a estabilidade externa é referente a superfícies de escorregamento globais. A determinação dos valores mínimos destes coeficientes segue as proposições das tabelas Tabela 2.2, Tabela 2.3 e Tabela 2.4, apresentadas de acordo com a referida norma:

Tabela 2.2- Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: ABNT NBR 11682:2009

Tabela 2.3- Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderadores
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: ABNT NBR 11682:2009

Tabela 2.4- Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

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

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , 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: ABNT NBR 11682:2009

2.3.1 Segurança contra o tombamento

Para garantir a estabilidade de uma estrutura ao tombamento, é necessário que o somatório dos momentos resistentes seja maior que o dos momentos atuantes, ambos em relação a um ponto “A”, denominado fulcro de tombamento, situado no pé da estrutura. O momento resistente geralmente provém do peso próprio da estrutura, sobrecarga e do solo apoiado em sua sapata, enquanto o momento atuante, aos empuxos ativos existentes e à poropressão. Marchetti (2008) descreve a seguinte relação:

$$FS_{tomb} = \frac{\sum M_{resist.}}{\sum M_{atuantes}} \quad (2.24)$$

2.3.2 Segurança contra o deslizamento

A segurança contra o deslizamento é definida como a razão entre as forças horizontais resistentes e as forças horizontais atuantes, de maneira a verificar o equilíbrio destas

componentes horizontais.

Para Barros (2017), o deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência ao deslizamento na base do muro, somada ao empuxo passivo disponível, não é suficiente para se contrapor ao empuxo ativo, de maneira que:

$$FS_{des} = \frac{F_{H\ resist.}}{F_{H\ atuantes}} = \frac{E_p + S}{E_a + E_w} \quad (2.25)$$

onde E_p e E_a são as componentes horizontais dos empuxos passivo e ativo, respectivamente; E_w é a componente do empuxo provocado pela água, se existente.

Barros (2017) sugere: $FS_{des} \geq 1,5$ para solos não coesivos e $FS_{des} \geq 2,0$ para solos coesivos.

A força S é resultante da resistência ao cisalhamento ao longo da base do muro. Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ressaltam que, no caso de solos argilosos, pode ocorrer excesso de poropressão na fundação, de forma que esta grandeza deve ser considerada, de maneira que:

$$S = [c \cdot b + (N - U)\mu] \quad (2.26)$$

onde: c é a coesão do solo; μ é o coeficiente de atrito solo muro; b equivalente à área da base do muro; N representa a força normal à base da estrutura; U a força resultante da poropressão normal à base da estrutura.

Moliterno (1980) sugere a adoção de $\mu = 0,55$ a $0,50$ (solo seco) ou $\mu = 0,30$ (solo saturado) para o coeficiente de atrito existente entre o contato alvenaria/concreto com o solo. Já Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) sugerem a adoção do coeficiente de atrito como $\mu = \tan \delta$, sendo “ δ ” o ângulo de atrito solo/estrutura.

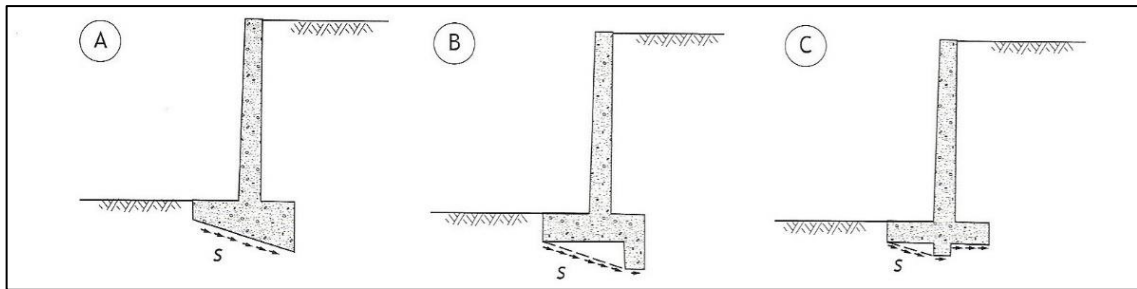
Alguns autores sugerem a redução da parcela do empuxo passivo atuante (reduzido por um fator de segurança entre 2 e 3), como também sua desconsideração, uma vez que sua mobilização requer a existência de deslocamentos significativos, assim como o solo presente na frente do muro pode ser retirado ou erodido.

Araujo (2009) destaca que, caso ocorra existência de camada de solo menos resistente abaixo do solo em contato com a base do muro, esta deve ser considerada na determinação do fator de segurança ao deslizamento, podendo-se definir a base do muro em contato direto com tal camada crítica.

2.3.2.1 Alternativas para aumentar a estabilidade quanto ao deslizamento

Na maioria dos casos, a segurança quanto ao deslizamento é o fator condicionante do projeto. Desta maneira, existem algumas alternativas que resultam em aumentos significativos no fator de segurança, representadas na Figura 2.10, como: aplicação de inclinação à base do muro, aumentando a ação da resultante normal, melhorando as condições de atrito; aplicação de dente na fundação, garantindo maior ancoragem ao terreno, seja pela atuação do empuxo passivo, como na alteração da superfície de deslizamento provocando atrito solo-solo. Outra alternativa é a de ampliar as dimensões da sapata, porém geralmente consiste em uma solução menos econômica (Domingues, 1997; Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016; Moliterno, 1980).

Figura 2.10- Medidas para aumentar o FS quanto ao deslizamento pela base: a) inclinação da base; b) aplicação de dente à frente; c) aplicação de dente ao centro



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

2.3.3 Capacidade de carga da fundação

A verificação da capacidade de carga leva em consideração as pressões aplicadas na fundação pela estrutura de arrimo, as quais devem ser inferiores à capacidade de carga do solo de fundação, de maneira a garantir a segurança contra a ruptura e deformação excessiva deste solo.

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), a análise geralmente considera o muro como elemento rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base. É necessário conhecer a posição da componente normal da força resultante que atua na base do muro. Pela expressão (2.27), determina-se a distância “d” entre o fulcro de tombamento (A) e a força resultante na base, e pela expressão (2.28) sua excentricidade em relação ao baricentro da base.

$$d = \frac{\sum M_A}{N} \quad (2.27)$$

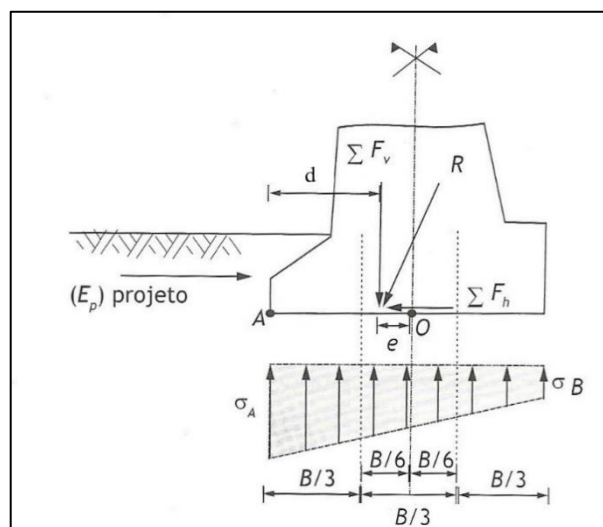
$$e = \frac{B}{2} - d \quad (2.28)$$

Quando a resultante das forças atuantes se localiza no núcleo central da base, ou seja, no terço central onde $e \leq B/6$, o terreno está submetido apenas a tensões de compressão e o diagrama de pressões no solo apresenta forma trapezoidal, sendo que os valores máximo e mínimo encontram-se nas bordas, como observado Figura 2.11. Estas tensões são obtidas através das equações (2.29) e (2.30), variando de acordo com o módulo de excentricidade ($6 \cdot e/B$), conduzindo à compressão excêntrica ($e = 0$) ou à flexão composta ($e < B/6$).

$$\sigma_A = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (2.29)$$

$$\sigma_B = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (2.30)$$

Figura 2.11- Capacidade de carga da fundação



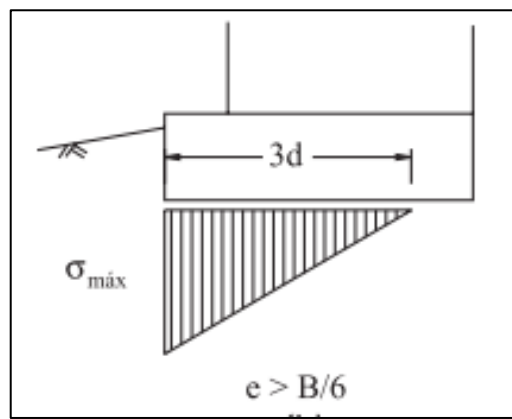
Fonte: Adaptado de Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

No caso em que $e > B/6$, ocorre tensão de tração na borda interna do muro,

caracterizando caso de flexão composta com tração. Nesta situação, Moliterno (1980) indica a eliminação da zona de tração de forma que a tensão máxima na borda externa segue a equação (2.31), com diagrama de tensões de acordo com a Figura 2.12.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2N}{3d} \quad (2.31)$$

Figura 2.12- Exclusão da zona de tração



Fonte: Barros, 2017.

De acordo com ABNT NBR 6122:2019, a verificação de segurança à compressão no Estado Limite Último (ELU), para fundações rasas, deve ser realizada através de fator de segurança global ou coeficientes de ponderação, como apresentado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5- Fundações rasas - Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão

(continua)

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de ponderação da resistência última γ_m^c	Fator de segurança global FSg
Semiempíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3,00

Tabela 2.6- Fundações rasas - Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão

(conclusão)		
Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de ponderação da resistência última γ_m^c	Fator de segurança global FSg
Semipíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00
^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local. ^b Sem aplicação de coeficiente de ponderação aos parâmetros de resistência do terreno. ^c Em todas as situações de γ_m , $\gamma_f=1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.		

Fonte: ABNT NBR 6122:2019, Tabela 1.

De acordo com Barros (2017), a pressão máxima admissível pelo solo de fundação será dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3} \quad (2.32)$$

A capacidade de suporte do solo de fundação, representada por σ_{lim} , pode ser calculada pelo método clássico de Terzaghi-Prandtl, considerando a base do muro como uma sapata, conforme a equação (2.33) (TERZAGHI; PECK, 1967 apud CINTRA; AOKI, 2011).

$$\sigma_{lim} = c \cdot N_c \cdot S_c + q_s \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (2.33)$$

onde $B' = B - 2e$ representa a largura equivalente da base do muro; c = coesão do solo; γ_f = peso específico do solo de fundação; N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga; q_s = sobrecarga no nível da base da fundação; S_c, S_q, S_γ = fatores de forma.

As Tabela 2.7 e Tabela 2.8 trazem, respectivamente, os fatores de capacidade de suporte de acordo com Vesic (1975) e os fatores de forma de acordo com De Beer (1967).

Tabela 2.7- Fatores de capacidade de suporte

Φ (°)	N_c	N_q	N
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	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	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
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	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: Adaptado de Vesic, 1975 apud Cinta; Aoki, 2011.

Tabela 2.8- Fatores de forma

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida ($L \geq 5B$)	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot (B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0,60

Fonte: De Beer, 1967 apud Cintra; Aoki, 2011.

Barros (2017) destaca que, ocorrendo solos subjacentes de menor resistência ao solo de fundação, a carga máxima admissível deve ser verificada para estas camadas, além de se

considerar o espraçamento das pressões verticais.

2.3.4 Segurança contra a ruptura global

A verificação de segurança contra a ruptura global envolve o maciço em que a estrutura de contenção está situada, uma vez que a ruptura pode ocorrer através de uma superfície de escorregamento situada abaixo da estrutura.

Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), a verificação de estabilidade do conjunto pode ser realizada através de qualquer método de cálculo de estabilidade de taludes, e a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa do solo, deslocando-se como um corpo rígido.

Barros (2017) cita que os métodos de análise mais empregados podem considerar superfícies de ruptura planas, como o método das cunhas, ou superfícies de ruptura cilíndricas, como o método de Fellenius e o de Bishop.

2.4 DIMENSIONAMENTO MUROS DE ARRIMO

De acordo com Moliterno (1980), o dimensionamento de um muro de arrimo deve seguir uma “marcha de operações”, definidas pelos seguintes itens:

- 1º) Fixação das dimensões: define-se as dimensões geométricas da estrutura através de um pré-dimensionamento baseado em critérios empíricos e comparação com projetos executados.
- 2º) Verificação do conjunto: determinam-se as ações atuantes e verificação de estabilidade (descrito em 2.3).
- 3º) Verificação das seções intermediárias: calculam-se as solicitações nas seções intermediárias, tanto do muro como da fundação.

Ressalta-se que, uma vez não verificado qualquer das condições de estabilidade, as dimensões do muro devem ser modificadas e nova verificação deve ser promovida, caracterizando um método iterativo por tentativa e erro.

2.5 MUROS DE FLEXÃO

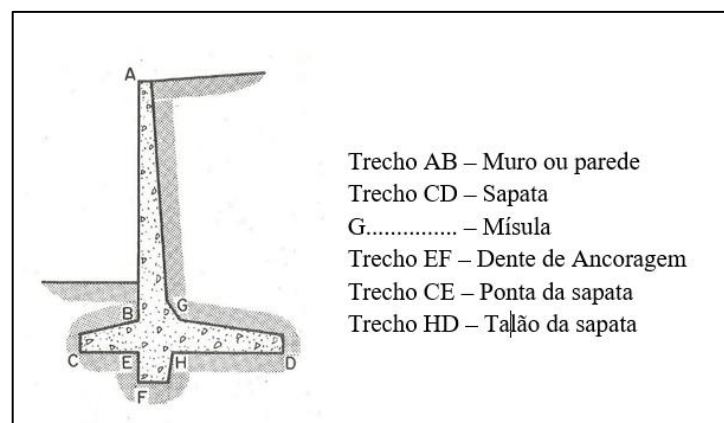
Os muros de flexão são construídos em concreto armado, compondo estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L”, economizando volume de concreto e

permitindo uma ocupação mais completa das áreas a montante e a jusante. Resistem aos empuxos por flexão, utilizando o peso próprio do maciço sobreposto à base do muro para manter-se em equilíbrio (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Domingues (1997) define-os como sendo compostos por duas lajes, onde a laje vertical é considerada engastada na base com a extremidade superior em balanço; a laje horizontal apoia-se no terreno com finalidade estrutural de equilibrar o empuxo e atuar como sapata. Este autor destaca a aplicação deste tipo de muro em solos que não apresentam alta capacidade de suporte em função do peso próprio aliviado, bastando uma conveniente análise de fundações, podendo, inclusive, utilizar-se de estacas.

De acordo com Moliterno (1980), a terminologia das estruturas que compõe os muros de flexão é definida como na Figura 2.13.

Figura 2.13 - Terminologia muros de flexão



Fonte: Adaptado de Moliterno, 1980.

Para Domingues (1997), a escolha deste tipo de muro deve seguir a análise dos seguintes aspectos:

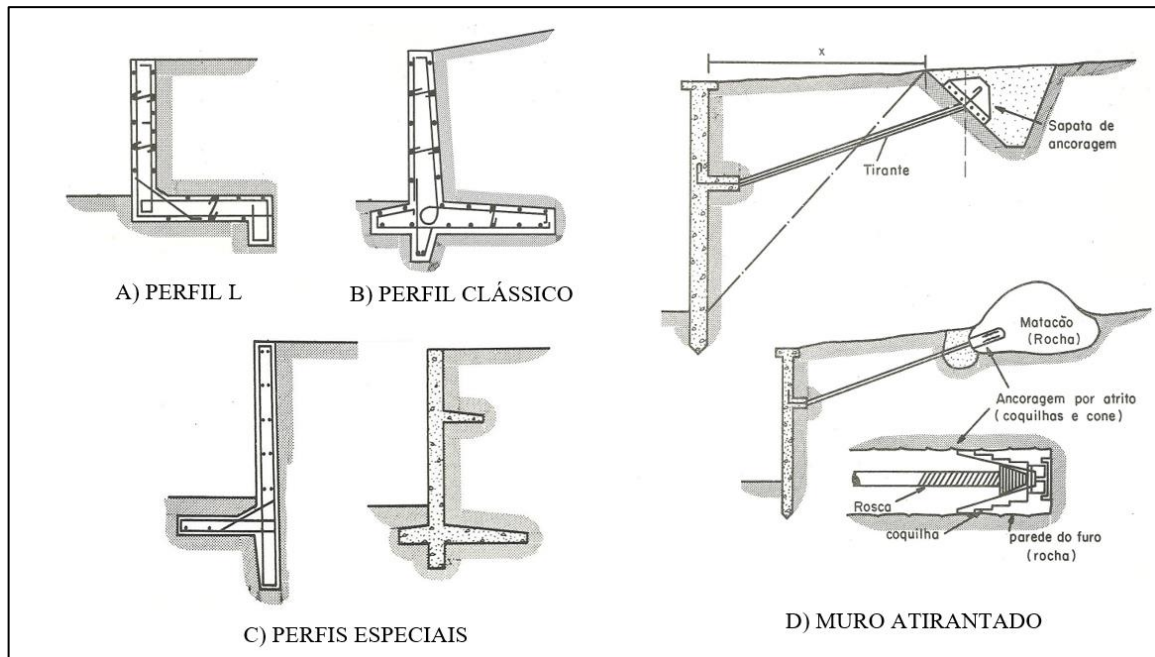
- Dificuldade de compactação do aterro no encontro das lajes;
- Acréscimo de terreno requerido para este serviço;
- Preparação de formas, armaduras, concretagem e cura.

Moliterno (1980) cita que este tipo de estrutura é a que apresenta maior facilidade de execução e agrupa os muros sem contraforte em quatro perfis básicos, representado pela Figura 2.14, definindo as respectivas alturas economicamente vantajosas:

- Perfil L: utilizado para alturas até 2,00m;
- Perfil clássico: utilizado para alturas entre 2,00m e 4,00m;

- Perfis especiais: utilizados para alturas de 2,00m e 4,00m;
- Muro atirantado: para alturas de 4,00m a 6,00m (superados pelo desenvolvimento da técnica de cortina atirantada).

Figura 2.14 - Perfis básicos dos muros de flexão

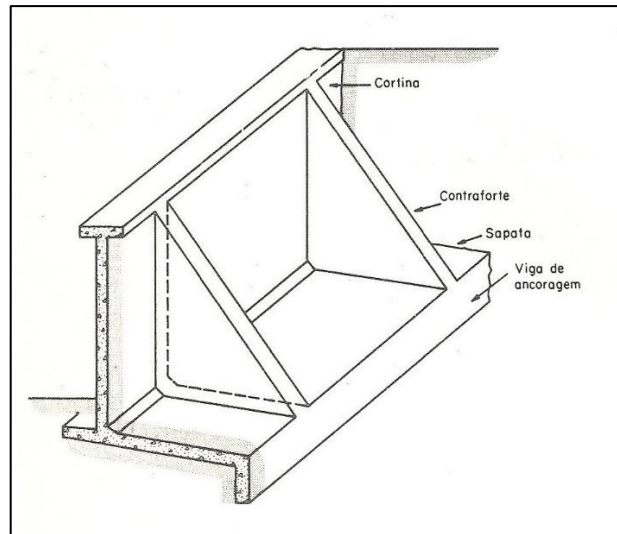


Fonte: Adaptado de Moliterno, 1980.

Para muros com alturas superiores a 5m, Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) indicam a utilização de contrafortes, aumentando desta forma, a estabilidade contra o tombamento. Os contrafortes são elementos estruturais que tem por finalidade transmitir as solicitações provenientes da laje vertical à sapata, com espaçamento indicado em torno de 70% da altura do muro. Esses podem ser localizados na face interna – em contato com o aterro, de forma a serem dimensionados para resistir aos esforços de tração, como na Figura 2.15; enquanto que, se localizados na face externa, devem ser dimensionados para compressão – solução menos utilizada em função de demanda de espaço físico.

Destaca-se ainda, a possibilidade de utilização de vigas intermediárias horizontais junto aos contrafortes, assim como a ancoragem da base dos muros de flexão com tirantes ou chumbadores, solução esta, muito utilizada quando há limitação de espaço para que a base do muro conceda condições de estabilidade.

Figura 2.15 - Muro de flexão com contrafortes localizados na face interna do muro



Fonte: Adaptado de Moliterno, 1927.

2.5.1 Drenagem

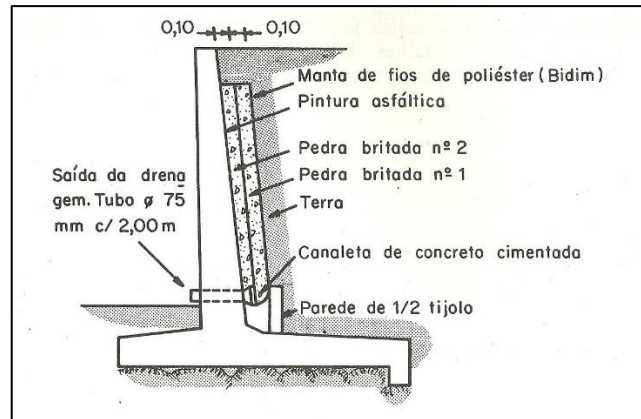
Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), o acúmulo de água no maciço arrimado está relacionado a grande parte dos acidentes envolvendo muros de arrimo, uma vez que aumenta consideravelmente a grandeza do empuxo total, além de reduzir a resistência ao cisalhamento do maciço.

A existência de um sistema de drenagem eficaz é capaz de evitar tais efeitos, uma vez que seja capaz de dar vazão a precipitações excepcionais e que o material drenante seja definido de maneira a impedir qualquer possibilidade de colmatação.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) sugerem a adoção de sistemas de drenagem superficiais (canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida, caixas coletoras) para conduzir as águas que incidem na superfície do talude, assim como sistemas de drenagem subsuperficiais (drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos, filtros granulares e geodrenos) para controle da pressão e captação de fluxos da água que ocorrem no interior do maciço.

Moliterno (1980) indica a aplicação de dreno ao longo da intersecção da sapata com a parede, com derivações atravessando a parede em certos intervalos permitindo o rápido escoamento da água para o lado externo, como ilustrado na Figura 2.16.

Figura 2.16 - Detalhamento de drenagem em muro de flexão



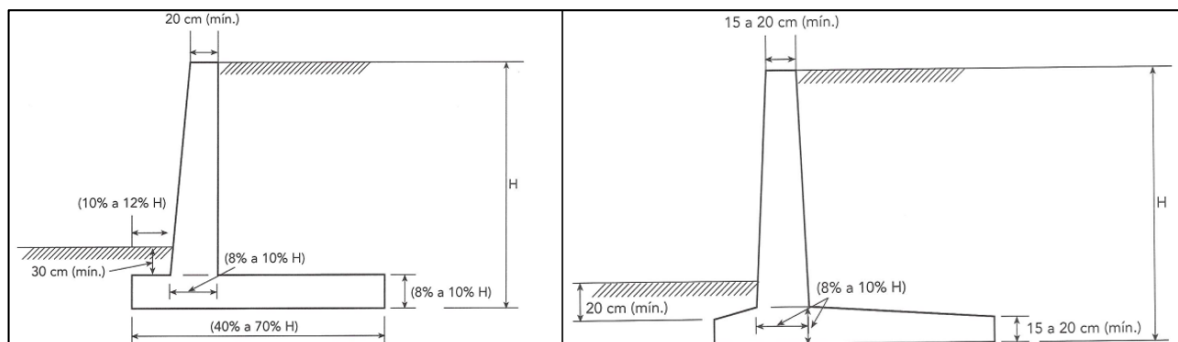
Fonte: Moliterno, 1980.

2.5.2 Pré-dimensionamento dos muros de flexão

O pré-dimensionamento dos muros de flexão geralmente é determinado a partir da altura do muro (H), tomando como base as cotas do terreno. Há diferentes sugestões de pré-dimensionamento, apresentando variações de acordo com cada autor, tendo por base formulações empíricas. Cabe ao projetista escolher entre a própria experiência e observação, ou seguir tais formulações.

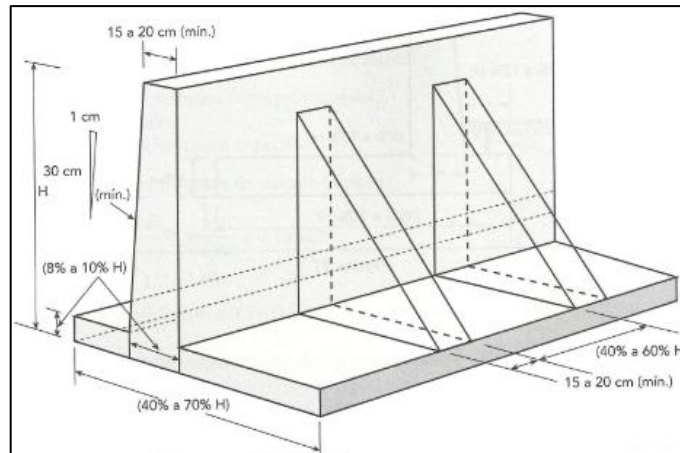
Marchetti (2008) traz a seguinte proposição de acordo com a Figura 2.17 e Figura 2.18.

Figura 2.17- Pré-dimensionamento muro de flexão sem contrafortes



Fonte: Marchetti, 2008.

Figura 2.18- Pré-dimensionamento muro de flexão com contrafortes



Fonte: Marchetti, 2008.

2.5.3 Dimensionamento das armaduras dos muros de flexão

Para a determinação dos esforços solicitantes e posterior dimensionamento, Domingues (1997) e demais autores, recomendam a decomposição da estrutura de contenção. No caso dos muros em perfil clássico sem contrafortes, a estrutura é dividida em duas partes: parede vertical e sapata. Desta maneira, a parede passa a ser considerada como uma laje vertical em balanço engastada na sapata, que por sua vez transmite as tensões atuantes ao solo.

Os procedimentos de cálculo e detalhamento estruturais seguem as proposições da ABNT NBR 6118:2014, determinando-se assim as armaduras necessárias para resistir ao momento fletor, cisalhamento, como a verificação do estado de fissuração.

No Anexo B é apresentado um exemplo do detalhamento da armação de um muro de flexão, de acordo com Marchetti (2008).

2.5.3.1 Armação da parede vertical

Para o dimensionamento da parede vertical do muro, Moliterno (1980) sugere a determinação de seções intermediárias a cada metro de altura, a partir do topo do muro, de forma a se determinar suas respectivas áreas de aço. Marchetti (2008) parte da mesma premissa, determinando as solicitações atuantes em cada seção (momento fletor e força cortante), partindo do topo do muro à base de maneira cumulativa.

Para o dimensionamento dos muros em concreto armado de perfil clássico sem

contrafortes, a parede vertical é considerada como uma laje em balanço, armada em uma direção, de maneira que o procedimento de cálculo é o mesmo realizado no dimensionamento de vigas, para cada metro longitudinal.

Mesmo com as dimensões da parede adotadas em um pré-dimensionamento, vale atentar para a definição do item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, referente à espessura limite mínima admitida em lajes, definida como 10cm para lajes em balanço. Ademais, segundo o referido item, as lajes em balanço com espessura inferior a 19cm devem ter seus esforços solicitantes multiplicados pelo coeficiente de ajustamento γ_n , cujos valores se baseiam na Tabela 2.9.

Tabela 2.9- Valores de coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

h (cm)	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Antes de iniciar o dimensionamento é importante especificar algumas condições de projeto, como a classe de agressividade ambiental, classificada segundo a Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014. Esta classificação permite determinar a classe de concreto mínima a ser utilizada, além do cobrimento mínimo “ c_{min} ” segundo o item 7.4.7.3 da referida norma. Além destas, determina-se o tipo de aço e agregado a serem utilizados.

2.5.3.1.1 Armação longitudinal de flexão

De acordo com Carvalho e Filho (2017), é conveniente utilizar fórmulas adimensionais para o dimensionamento das seções através do auxílio de quadros e gráficos, de maneira a simplificar o processo. Assim, as fórmulas abaixo podem ser utilizadas no dimensionamento de vigas com seção retangular para concretos até a classe C50:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.34)$$

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (2.35)$$

onde: $M_d = 1,4 \cdot M$ é o momento de cálculo; b_w = largura da seção transversal; d = altura útil; f_{cd} = resistência à compressão de cálculo do concreto; f_{yd} = resistência de escoamento de cálculo do aço; A_s = área de aço necessária.

A partir do valor da equação (2.34) e da Tabela de dimensionamento do Anexo A, obtém-se os valores de KZ e KX, que seguem a seguinte relação:

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX \quad (2.36)$$

Em que: $KZ = \frac{z}{d}$ e $KX = \frac{x}{d}$; sendo z = braço de alavanca e x = altura da linha neutra.

É importante destacar que o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 permite o uso apenas de parte do domínio 3 de deformação da seção transversal para o momento máximo, de maneira que $\frac{x}{d} \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$. Ainda, o item 12.4 desta norma define coeficientes de ponderação de resistência, segundo as quais, para obras usuais e situações normais em geral, atribuem-se os seguintes valores de resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) e do aço (f_{yd}):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (2.37)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (2.38)$$

onde: f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

f_{yk} = resistência característica do aço à tração.

Ainda deve-se verificar a armadura longitudinal mínima, conforme o item 17.3.5.1 da referida norma, tendo como objetivo evitar a ruptura frágil das seções transversais, além de absorver pequenos esforços não considerados no cálculo. Assim, a armadura mínima é determinada pelo dimensionamento da seção para um momento fletor mínimo, o qual será considerado atendido respeitando as taxas mínimas de armadura. Para concretos de 30MPa e aço CA-50, tem-se a taxa mínima de armadura $\rho_{\min} = 0,15\%$, de maneira que:

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot h \quad (2.39)$$

2.5.3.1.2 Armação transversal de cisalhamento

Segundo Moliterno (1980), é conveniente projetar o muro com dimensões capazes de dispensar a utilização de armaduras transversais, priorizando a facilidade de construção. Para que isto ocorra, a força cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) deve ser menor ou igual a resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}). Assim, de acordo com as recomendações do item 19.4 da ABNT NBR 6118:2014, a verificação do efeito da força cortante em lajes é dado por:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.40)$$

onde:

- $\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c$;
- N_{Sd} = força longitudinal na seção devido à proteção ou carregamento;
- $\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$ (tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento);
- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$
- $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$ para concreto de classe até C50, tem-se $f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{F_{ck}^2}$;
- $\rho_1 = \frac{A_{S1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$;
- A_{S1} é a área de armadura de tração que se estende no mínimo até $d + l_{b, nec}$, sendo $l_{b, nec}$ o comprimento de ancoragem necessário definido no item 9.4.2.5 da referida norma.
- $k = 1$ para elementos em que 50% da armadura inferior não chegam até o apoio;
- $k = (1,6 - d) \geq 1$, com d em metros, para os demais casos.

2.5.3.1.3 Armadura de distribuição e secundária de flexão

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a determinação da armadura de distribuição para lajes armadas em uma direção deve considerar a maior das três proposições seguintes:

- $A_s \geq 20\%$ da armadura principal;
- $A_s = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- $\rho_s \geq 0,5 \cdot \rho_{min}$, em que $\rho_s = \frac{A_s}{b_w \cdot h}$ é a porcentagem de armadura passiva aderente.

Moliterno (1980) indica a aplicação de uma armação suplementar na face externa do muro, oposta ao retroaterro. Esta armação não é necessária para conferir resistência ao muro,

porém vêm com a finalidade de amenizar os efeitos da variação de temperatura atuante e da retração do concreto. Segundo o autor, esta malha pode ter área de aço variando entre 0,1% a 0,3% da seção transversal ao longo da altura, de forma a ser aplicada em ambas direções.

2.5.3.1.4 Verificação de fissuração

A ocorrência de fissuração excessiva em estruturas de concreto pode comprometer significativamente sua durabilidade, ocorrendo elevado risco de uma rápida degradação do concreto superficial e da armadura.

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta esta questão nos itens 13.4 e 17.3.3, referente ao controle de fissuração e ao estado limite de fissuração, respectivamente. São dois os estados limites referentes à fissuração: estado limite de formação de fissuras (ELS-F) e estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), ambos referentes ao estado limite de serviço (ELS), sendo que o último é de maior interesse.

O item 17.3.1 da ABNT NBR 6118:2014 define que, nos estados limite de serviço, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II, sendo que a separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração, calculado pela seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (2.41)$$

sendo $\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

onde: α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c é o momento de inércia de seção bruta de concreto;

f_{ct} é a resistência de tração direta do concreto, sendo que o $f_{ctk,inf}$ deve ser utilizado no estado limite de formação de fissuras.

Para o momento fletor a ser comparado com o momento fletor de fissuração, deve ser considerada a combinação rara de serviço, na qual a ação variável principal é tomada com seu valor característico f_{q1k} e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 f_{qk}$.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + f_{q1k} + \psi_1 \cdot F_{qjk} \quad (2.42)$$

onde:

- $F_{gi,k}$ representa as ações permanente diretas;
- $F_{q1,k}$ representa as ações variáveis principais diretas;
- F_{qjk} demais ações variáveis características;
- ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS.

Assim, se $M_a < M_r$ não ocorre fissuração, e a estrutura estará no estágio I em serviço.

Quando ocorre a formação de fissuras, deve-se verificar se estas apresentam aberturas inferiores aos limites estabelecidos pela referida norma, de acordo com a Tabela 2.10. Se os limites são atendidos, não haverá perda de durabilidade e segurança quanto ao estado limite último.

Tabela 2.10 - Abertura máxima de fissuras características para elementos de concreto e combinação frequente

Classe de Agressividade Ambiental			
I	II	III	IV
$w_k \leq 0,4mm$	$w_k \leq 0,3mm$	$w_k \leq 0,3mm$	$w_k \leq 0,2mm$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, Tabela 13.4.

Para tal verificação, as solicitações atuantes na estrutura são determinadas pela combinação frequente de serviço.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} \quad (2.43)$$

- $F_{gi,k}$ representa as ações permanentes diretas;
- $F_{q1,k}$ representa as ações variáveis principais diretas;
- ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para o estado limite de serviço.

O tamanho da abertura de fissuras é determinado como sendo o menor valor obtidos pelas seguintes expressões:

$$w = \text{menor valor entre} \begin{cases} w_k = \frac{\phi_i \cdot \sigma_{si} \cdot 3 \cdot \sigma_{si}}{12,5 \cdot \eta_1 \cdot E_{si} \cdot f_{ctm}} & (2.44) \\ w_k = \frac{\phi_i \cdot \sigma_{si}}{12,5 \cdot \eta_1 \cdot E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) & (2.45) \end{cases}$$

onde:

- A_{cri} a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;
- E_{si} o módulo de elasticidade do aço da barra ϕ_i ;
- ϕ_i é o diâmetro da barra da região de envolvimento considerada;
- $\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}}$ representa a taxa de armadura aderente;
- η_i coeficiente de conformação superficial η_1 da armadura passiva aderente;
- f_{ctm} resistência do concreto à tração;
- σ_{si} tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculado no Estádio II, de acordo com (2.46).

$$\sigma_{si} = \frac{M_{at}}{I_{x,II}} \cdot y_{si} \cdot \alpha_e \quad (2.46)$$

sendo M_{at} o momento atuante na seção de acordo com a combinação frequente de serviço; y_{si} a distância do centro de gravidade da armadura até a linha neutra no Estádio II.

Para a determinação do momento de inércia referente ao Estádio II, é necessário a homogeneização da seção transversal, ou seja, transformar o aço em concreto equivalente, utilizando a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$.

$$I_{II} = \frac{bw \cdot x_{II}^3}{12} + bw \cdot x_{II} \cdot \left(\frac{x_{II}}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (2.47)$$

onde x_{II} é a posição da linha neutra da seção no Estádio II medida a partir da borda comprimida do concreto.

$$x_{II}^2 + \frac{2 \cdot \alpha_e}{b_w} (A_s + A'_s) \cdot x_{II} - \frac{2 \cdot \alpha_e}{b_w} (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \quad (2.48)$$

em que d' é a distância do centro de gravidade da armadura comprimida (A'_s) até a borda comprimida do concreto.

2.5.3.1.5 Detalhamento das armaduras

O item 20.1 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece um diâmetro máximo para qualquer armadura de flexão, como sendo no máximo igual a $\frac{h}{8}$. Ainda, estabelece que as barras da armadura principal devem apresentar espaçamento no máximo igual a $2h$ ou $20cm$, prevalecendo o menor destes dois valores na região dos maiores momentos fletores.

$$\phi_{m\acute{a}x} = h/8 \quad (2.49)$$

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (2.50)$$

Para o espaçamento mínimo, a rigor, pode-se adotar o valor para barras de uma mesma camada horizontal das armaduras longitudinais de vigas:

$$a_{h,m\acute{i}n} \geq \begin{cases} 2cm \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{m\acute{a}x,agr} \end{cases} \quad (2.51)$$

O item 9.4.2.4 da referida norma, define como comprimento básico de ancoragem (l_b) aquele necessário para ancorar a força limite ($A_s \cdot f_{yd}$) em uma barra de diâmetro ϕ , da armadura passiva, admitindo, ao longo desse comprimento, tensão de aderência uniforme equivalente a f_{bd} . Esse comprimento deve ser maior que $25 \cdot \phi$, de maneira que:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (2.52)$$

onde f_{bd} segue a seguinte equação:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.53)$$

com:

- $\eta_1 = 2,25$ (CA50 para barra usual, nervurada, de alta aderência);
- $\eta_2 = 1,0$ (situação de boa aderência);
- $\eta_3 = 1,0$ ($\phi < 32mm$)

Na necessidade de emendar barras de aço, deve-se prever um comprimento de transpasse de acordo com o item 9.5.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, considerando barras tracionadas e isoladas. De acordo com:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec} \geq l_{0t,mín} \quad (2.54)$$

em que $l_{0t,mín}$ é o maior valor entre $0,3 \cdot \alpha_{0t} \cdot l_b$, $15 \cdot \phi$ e $200mm$; α_{0t} é o coeficiente em função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção. Considerando barras sem gancho e armadura existente igual a necessária calculada, $l_{b,nec} = l_b$.

2.5.3.2 Armação da sapata

Segundo o item 22.6 da ABNT NBR 6118:2014, as sapatas são conceituadas como rígidas quando a expressão (2.55) se verifica para as duas direções, caso contrário definem-se como flexíveis.

$$h \geq (a - a_p)/3 \quad (2.55)$$

onde: h é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

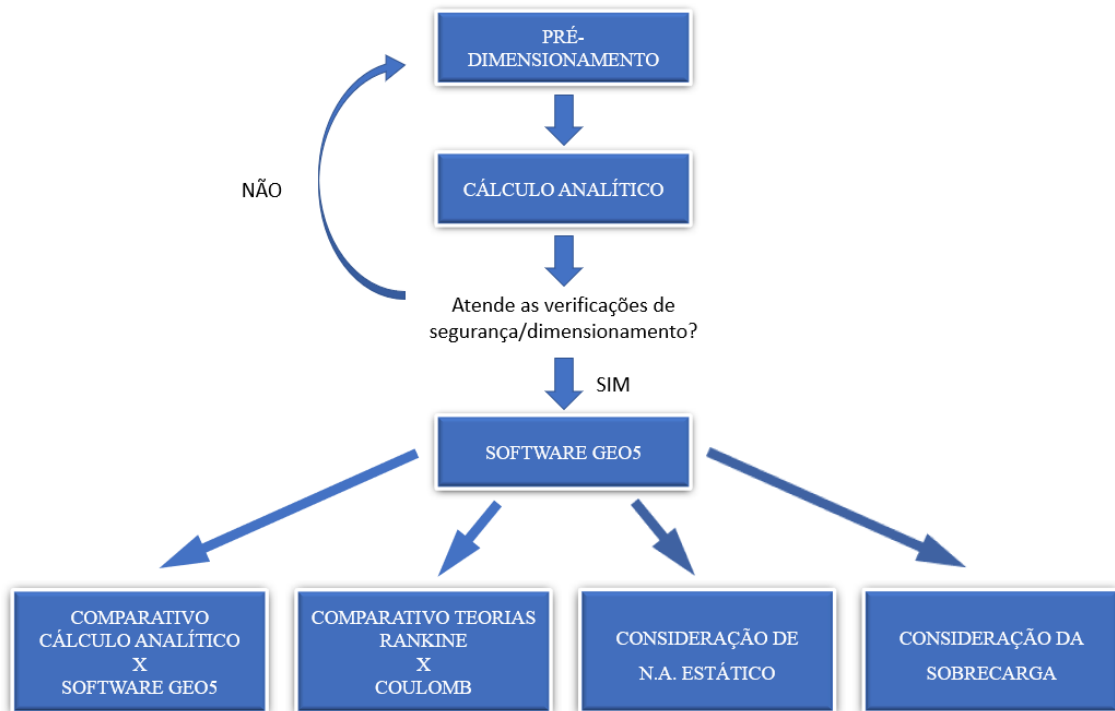
Geralmente, as sapatas que compõe a estrutura dos muros de flexão são definidas como sapatas corridas, ou seja, com dimensionamento à flexão similar às lajes armadas em uma direção, como desenvolvido anteriormente para o tardo do muro. Uma vez que as ações são distribuídas, a verificação à punção é desnecessária.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão abordados os materiais e métodos que guiam o desenvolvimento do trabalho, trazendo informações sobre o software utilizado, procedimento de análise e diretrizes que regem o caso em estudo.

Abaixo será apresentado o fluxograma que resume as etapas de análise desenvolvidas neste trabalho, considerando muros de flexão em perfil clássico, sem contrafortes, para diferentes alturas.

Figura 3.1- Fluxograma das etapas de análise



Fonte: Autoria própria.

3.1 SOFTWARE GEO5

O GEO5 é um software desenvolvido pela empresa Fine, a qual define este como um conjunto de programas destinados à resolução de diversos projetos geotécnicos, oferecendo as seguintes possibilidades de análise: análise de estabilidade, escavações, contenções, fundações, muros de arrimo, túneis, poços, assentamentos, estudos geológicos e sondagens de solo. Desta forma, cada programa aborda um tipo específico de construção, possuindo a mesma interface e

compartilhando dados entre si (FineSoftware, 2021).

O software engloba em seus cálculos a utilização de métodos analíticos, e a possibilidade de análise pelo método dos elementos finitos (MEF), o qual não será abordado neste trabalho. As verificações promovidas pelo programa englobam a teoria dos Estados Limite, utilização de fatores de segurança, além de contar com um banco de dados constituído por diversas normas e padrões mundiais. Ademais, estas configurações podem ser alteradas rapidamente, permitindo a análise através de diferentes métodos e teorias.

Destaca-se ainda, a possibilidade de exportação dos arquivos para formatos utilizados em plataformas BIM (Modelagem de informações da construção, tradução de: Building Information Modeling).

A proposição do software é de oferecer uma plataforma com interface simplificada, com entrada e saída de dados confiáveis, de fácil resolução e entendimento. Características que possibilitam sua utilização prática nos mais diferentes projetos.

3.2 MÉTODO DE ANÁLISE

A metodologia empregada neste trabalho consiste na análise de cálculo de um muro de flexão em perfil clássico sem contrafortes, o qual será calculado para diferentes alturas por método analítico e posteriormente através do software GEO5 (versão demo), pelo módulo Muros de Flexão, o qual aplica ao problema fórmulas pré-configuradas de acordo com as definições de análise escolhidas pelo usuário. Obtidos estes resultados, os métodos de cálculo serão apresentados e comparados pelo uso de tabelas e gráficos. Em segunda instância, pelo uso do software GEO5, será realizada comparação entre os resultados obtido pelas teorias de Coulomb e Rankine, consideradas no cálculo do empuxo ativo. Por último, será verificado o impacto exercido na estabilidade dos muros de flexão pela existência de um N.A. estático e pela influência da sobrecarga que atua na superfície do terreno arrimado, através dos fatores de segurança e carga máxima na fundação.

O muro de flexão proposto será calculado considerando as alturas de 3,0m; 4,0m; 5,0m e 6,0m, uma vez que o perfil de solo e seus parâmetros se manterão constantes, não variando com a modificação da altura. Desta maneira, a análise tem como foco a variação de altura sem contar com as possíveis alterações no perfil e profundidade de camadas do solo.

O cálculo analítico, apresentado no Apêndice A, será demonstrado passo a passo para o primeiro caso (Muro de Flexão de 3,0m de altura), visando explicitar o roteiro de cálculo que será seguido na obtenção dos casos consecutivos através do uso de planilha eletrônica (Excel).

No caso em que o pré-dimensionamento do perfil proposto não atender às verificações de segurança, este será redimensionado, e as verificações se repetem até serem atendidas.

Os mesmos casos serão aplicados ao módulo Muros de Flexão do software GEO5, de maneira a reproduzir na análise as mesmas teorias, parâmetros e coeficientes propostos no cálculo analítico, comparando os resultados obtidos, os quais devem apresentar semelhança aceitável. A utilização do software será demonstrada para o primeiro caso, tal como a inserção de dados, configurações e saída de dados. O mesmo processo será repetido para os casos seguintes, porém apenas os resultados serão apresentados.

Ainda, será representado o consumo de concreto e a área de aço necessária para a seção mais solicitada de cada estrutura que compõe o muro, associadas às diferentes alturas calculadas e à teoria utilizada na determinação do empuxo ativo (Coulomb x Rankine). Assim, será verificado qual o comportamento entre esta relação (materiais x altura) e também, se nos casos apresentados, as alturas economicamente viáveis recomendadas pela literatura se confirmam.

Por último, serão impostas ao software GEO5 as seguintes condições de projeto, aplicadas para as diferentes alturas calculadas anteriormente, visando comparar o impacto exercido nos respectivos fatores de segurança e carga máxima na fundação, responsáveis pela estabilidade do muro:

- Ocorrência de N.A. estático com metade da altura total da estrutura e com altura equivalente à da estrutura, simulando colmatação parcial e total do sistema de drenagem;
- Desconsideração da sobrecarga que atua sobre o retroaterro, visto que esta foi considerada na composição do problema até então.

O resumo dos resultados desenvolvidos é apresentado no Apêndice B, de acordo com o respectivo método de cálculo utilizado.

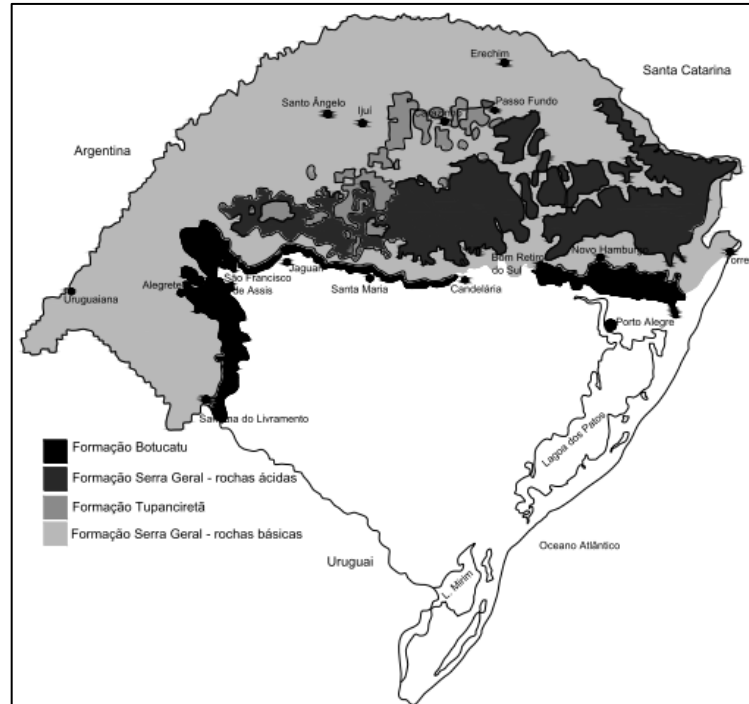
3.3 SOLO

As características do solo utilizado no desenvolvimento deste trabalho fazem referência ao estudo realizado por Diemer et al (2008) em solo residual de basalto presente na região do município de Ijuí – RS, que está situado na zona de capeamento basalto-arenítico do Planalto Meridional.

O local deste estudo se caracteriza pela ocorrência de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e camada sedimentar sobreposta da Formação Tupanciretã. Por se tratar de um solo basáltico altamente intemperizado, a maior parte desta região apresenta solos profundos, de perfis homogêneos. É classificado pedologicamente como latossolos, apresentando horizontes

semelhantes. A delimitação das províncias geomorfológicas pode ser observada no mapa da Figura 3.2.

Figura 3.2- Mapa das províncias geomorfológicas do estado do Rio Grande do Sul



Fonte: Adaptado de IBGE, 2008 apud Diemer et. all, 2008.

O solo em questão é classificado como MH - silte de alta compressibilidade no sistema unificado, A-7-5 no sistema rodoviário. Os índices de consistência da amostra considerada, como as respectivas propriedades do solo *in situ*, encontram-se na Tabela 3.1. A Tabela 3.2 apresenta os valores para o ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c), obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto da amostra indeformada, na condição inundada; assim como o respectivo valor calculado para o peso específico natural (γ_n) e o peso específico saturado (γ_{sat}), sendo o peso específico da água equivalente a $\gamma_w = 10kN/m^3$.

Tabela 3.1- Índices de consistência da amostra e propriedades do solo *in situ*

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)	W _{situ} (%)	e	S (%)
Solo A	59	48	11	28,52	34,3	1,79	54,96

Fonte: Diemer et all, 2008.

Nota: LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade; γ_s – peso específico real dos grãos; h_{situ} – umidade *in situ*; e – índice de vazios; S – grau de saturação.

Tabela 3.2- Características do solo

Amostra	Ângulo de atrito (ϕ) °	Coesão (c) kPa	Peso específico natural (γ_n) kN/m ³	Peso específico saturado (γ_{sat}) kN/m ³
Solo A	24,27	15,80	13,73	16,64

Fonte: Adaptado de Diemer et all, 2008.

Nota: $\gamma_n = \frac{\gamma_s(1+w)}{1+e}$; $\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1+e}$.

3.4 DIRETRIZES DO PROJETO

O projeto em questão trata de muros de flexão que apresentam perfil clássico, sem uso de contrafortes, de maneira que, para o primeiro caso, será realizado um pré-dimensionamento seguindo as relações geométricas sugeridas por Marchetti (2008), definidas na Figura 2.17. Para os casos subsequentes, as dimensões do muro serão alteradas à medida que os fatores de segurança mínimos sejam alcançados e as normas de dimensionamento contempladas.

Como citado anteriormente, serão calculadas quatro proposições dos referidos muros para as alturas de 3,0; 4,0; 5,0 e 6,0 metros, sem alterar as características do solo.

A seguir, estão listados os dados considerados no projeto:

- $i = 0$, a superfície do terrapleno será considerada horizontal;
- O tardoz do muro não apresentará inclinação com a vertical, mas sim mudança de seção promovida pela inclinação da face externa do paramento vertical.
- A determinação do empuxo atuante será determinada por duas teorias, Coulomb e Rankine, para posterior comparação.
- Na determinação dos empuxos atuantes, a análise será em termos de tensões efetivas, utilizando a envoltória de resistência efetiva do solo. De acordo com Barros (2017), esta situação de longo prazo (drenada) mostra-se mais desfavorável, além de que a hipótese de empuxo ativo caracteriza um descarregamento do solo.
- O empuxo passivo atuante na sapata será desconsiderado, visando possível remoção ou erosão desta parcela de solo.
- O maciço do retroaterro é composto por solo residual de basalto, como descrito no item 3.3, com $c = 15,80 \text{ kPa}$, $\phi = 24,27^\circ$, $\gamma = 13,73 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_{sat} = 16,64 \text{ kN/m}^3$, mantidos constantes com a profundidade;
- A coesão (c) será desconsiderada na determinação dos empuxos, como sugere Moliterno (1980), priorizando a segurança da estrutura, uma vez que está reduz a grandeza do

empuxo ativo atuante. Ainda, segundo Barros (2017), como o maciço arrimado é um retroaterro, a coesão efetiva é muito pequena, de forma a ser geralmente desconsiderada.

- $\delta = \frac{2}{3}\phi = 16,18^\circ$ será o ângulo de atrito solo-muro considerado para a Teoria de Coulomb;

- Será aplicado uma sobrecarga accidental sobre o terreno de $q = 20 \text{ kN/m}^2$, valor mínimo a ser considerado de acordo com ABNT NBR 11682:2009.

- Em primeira instância, o N.A. estático não será considerado. Posteriormente será verificada sua influência nos fatores de segurança pertinentes à estabilidade do muro, como descrito anteriormente no item 3.2, atuando na metade da altura da estrutura (H/2) e na altura total da estrutura (H). Tal situação deve ser considerada, supondo possível colmatação ou sistemas drenantes inoperantes.

- Na verificação do fator de segurança ao deslizamento o coeficiente de atrito entre a base do muro e o solo de fundação será $\mu = 0,55$ e $\mu = 0,30$ para solo seco e saturado, respectivamente, seguindo as proposições de Moliterno (1980).

- Em presença de N.A. estático, a subpressão que atua na fundação será considerada como linear, apresentando distribuição triangular das tensões.

- Para fins de simplificação de cálculo, a extensão do muro será considerada unitária, ou seja, comprimento longitudinal equivalente a 1,0m.

- Os fatores de segurança utilizados nas verificações de estabilidade serão os mínimos definidos pela Tabela 2.4, de acordo com a ABNT NBR 11682:2009.

- O dimensionamento da estrutura de concreto armado está baseado na ABNT NBR 6118:2014, considerando a parede vertical como uma laje em balanço, engastada na sapata que forma a base do muro.

- Peso específico do concreto $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

- Classe de Agressividade Ambiental II;

- Cobrimento mínimo de 3,0cm;

- Classe do concreto C30;

- Brita de basalto;

- Aço para as armaduras CA50;

3.5 DEMONSTRAÇÃO DE CÁLCULO ANALÍTICO

No Apêndice A, será demonstrado o procedimento de cálculo analítico para o muro de

flexão em concreto armado, com altura de 3,0m, em conformidade com as diretrizes de projeto em 3.43.4. O roteiro de cálculo que será seguido na obtenção dos casos consecutivos através do uso de planilha eletrônica (Excel) se baseia principalmente nas proposições de Moliterno (1980), mas também em Domingues (1997); Marchetti (2008) e Gerscovich, Danziger e Saramago (2016). roteiro de cálculo

3.6 UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE GEO5

Nos tópicos seguintes será descrita a utilização do software Geo5 para o cálculo do muro de flexão sem contrafortes, de altura 3,0m, considerando a Teoria de Rankine, de maneira a reproduzir as mesmas considerações descritas no cálculo analítico (Apêndice A). Abaixo serão apresentados a configuração do módulo de Muros de Flexão e respectiva inserção de dados, parâmetros e saída de dados.

3.6.1 Configurações

Na janela “Projeto”, determina-se o sistema de unidades como métrico. Nesta janela, realiza-se também a identificação do projeto.

Na janela “configurações”, define-se as preferências de cálculo, permitindo editar as configurações referentes a “Materiais e Normas” e “Análise do Muro”, como observado na Figura 3.3 e Figura 3.4.

É possível também, configurar os programas que possuem interação no cálculo do muro de flexão. Neste caso, será utilizado o programa de estabilidade de taludes para a verificação da ruptura global, a qual será apresentada adiante e cuja configuração é demonstrada pela Figura 3.5.

Figura 3.3- Configurações materiais e normas – GEO5

Editar configurações atuais: Muro de Flexão

Materiais e Normas | Análise de muro

Estruturas de concreto : NBR 6118-2014

Fator parcial para concreto : 1,40 [-]

Parâmetro da det. da secção : 0,00 [-]

Avanço da base : de acordo com a norma

AASHTO - reduzir os parâmetros de atrito solo/solo por 2/3 ϕ

SNIP - introduzir coeficientes de acordo com as Normas SNIP

Alterar as configurações de análise para o programa :

- Estabilidade de Taludes
- Sapata
- Estaca
- Estaca via CPT
- Grupo de Estacas

OK Cancelar

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.4- Configurações análise do muro – GEO5

Editar configurações atuais: Muro de Flexão

Materiais e Normas | Análise de muro

Cálculo do empuxo de terra ativo : Mazindrani (Rankine)

Cálculo do empuxo de terra passivo : Mazindrani (Rankine)

Análise sísmica : Mononobe-Okabe

Forma da cunha de terra : Considere sempre na vertical

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

Excentricidade permitida : 0,333 [-]

Metodologia de verificação : Fatores de segurança

Reduzir parâmetros de contacto base-solo

Situação permanente do projeto Situação transitória do projeto Situação acidental do projeto Situação sísmica do projeto

Fatores de segurança

Fator de segurança para tombamento : $SF_o = 1,50 [-]$

Fator de segurança para a resistência ao deslizamento : $SF_z = 1,50 [-]$

Fator de segurança para a capacidade de carga : $SF_b = 3,00 [-]$

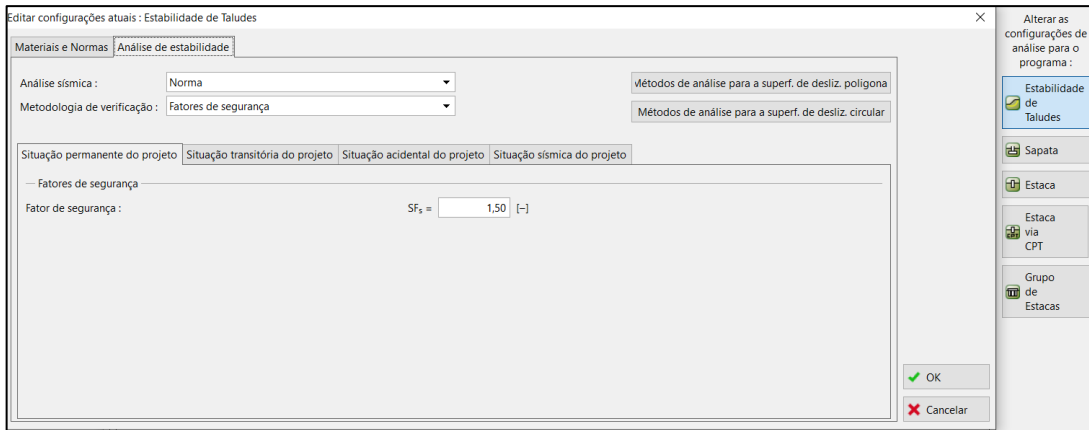
Alterar as configurações de análise para o programa :

- Estabilidade de Taludes
- Sapata
- Estaca
- Estaca via CPT
- Grupo de Estacas

OK Cancelar

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.5- Configurações análise de estabilidade – GEO5

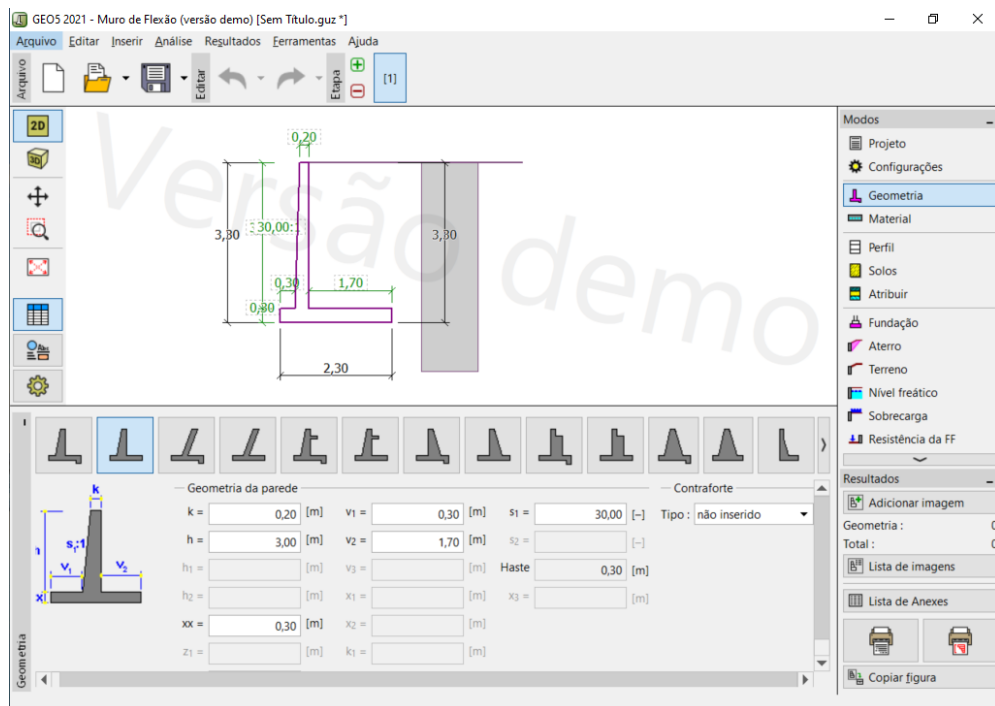


Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

3.6.2 Definição do muro de flexão

Na janela “geometria” o software disponibiliza a escolha entre 15 tipos de perfis, como observado na Figura 3.6. Com o perfil escolhido, basta alterar as dimensões deste para compor a geometria desejada.

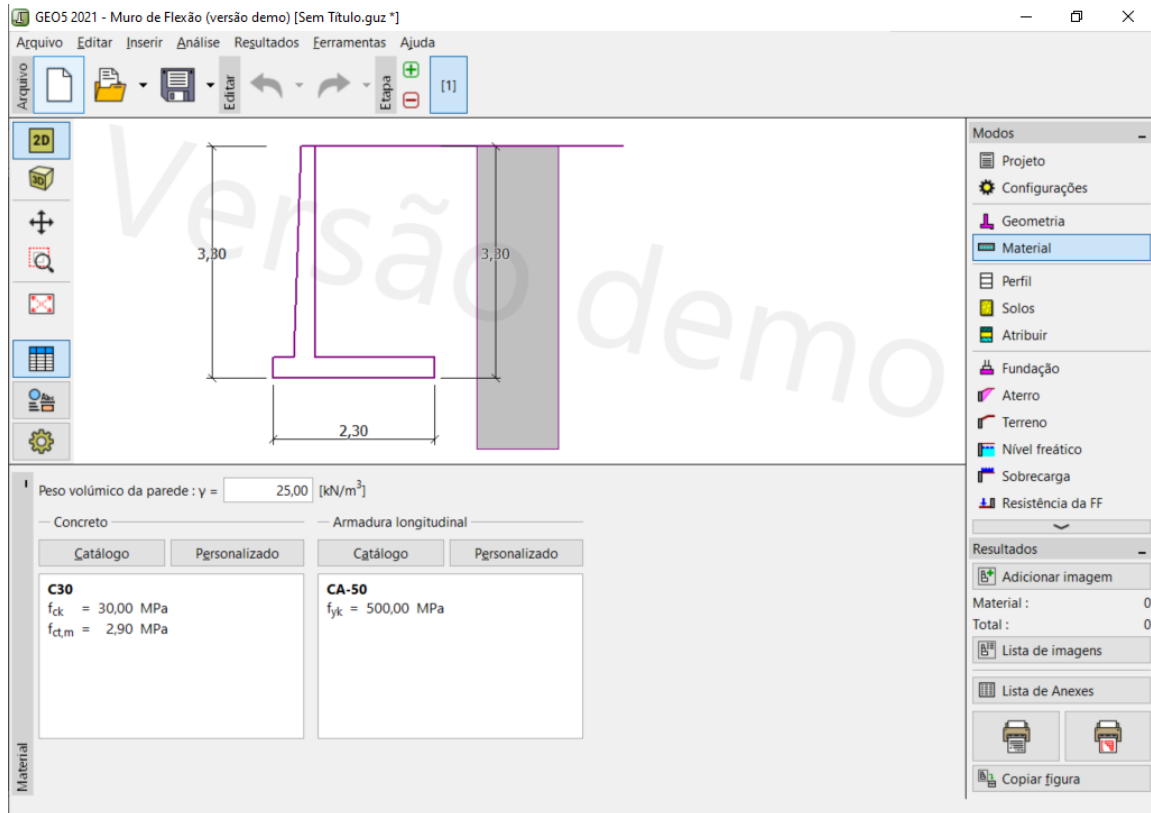
Figura 3.6- Definição da geometria do muro – GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Na janela “material”, define-se as características do concreto que compõe o muro, assim como o tipo de aço a ser utilizado, de acordo com a Figura 3.7.

Figura 3.7- Definição do material do muro de flexão - GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

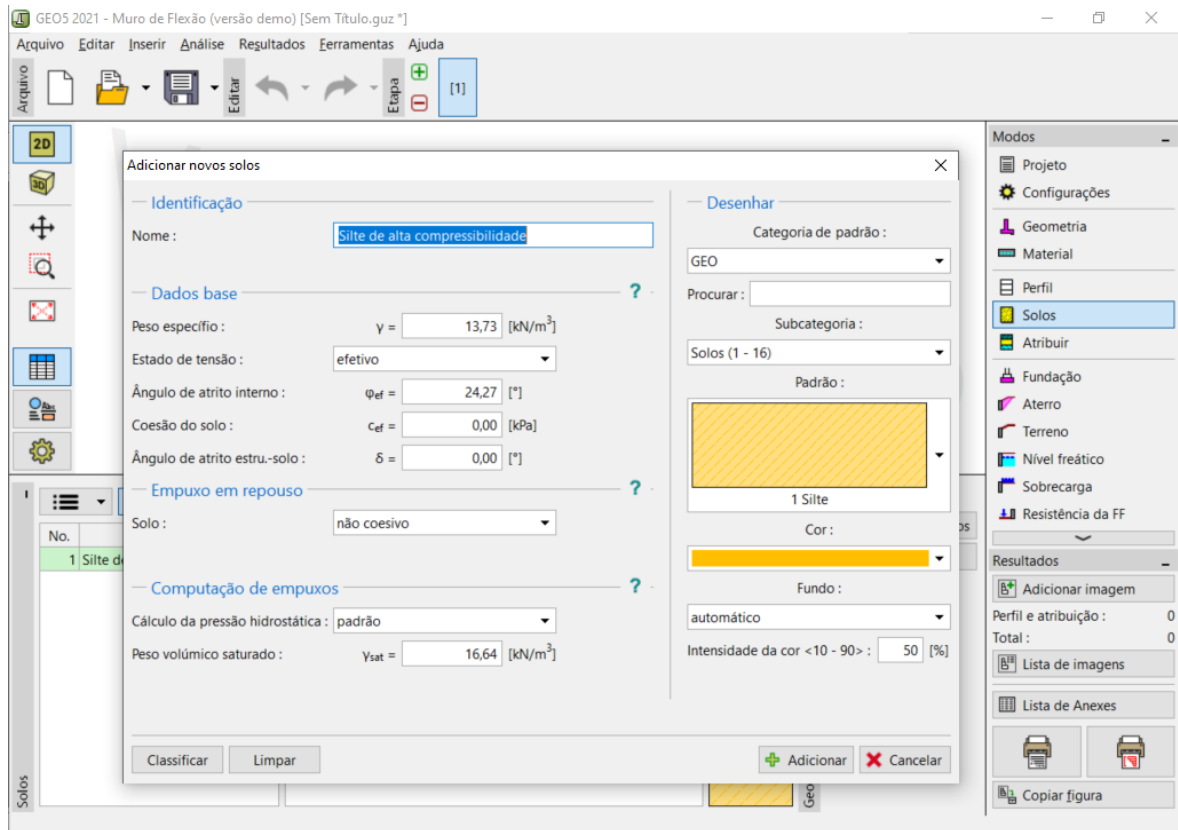
3.6.3 Parâmetros e situações do projeto

Na janela “Perfil”, define-se a abrangência das diferentes camadas de solos, quando ocorrem. Como no projeto em questão ocorre apenas um tipo de solo, não é necessário inserção de novos perfis.

Na janela “Solos” é adicionado os tipos de solos que compõe o problema e suas características, como observado na Figura 3.8. Como a coesão não será considerada no cálculo do empuxo, atribui-se valor nulo, assim como para o ângulo de atrito estrutura/solo, uma vez que não é considerado na aplicação da Teoria de Rankine. No cálculo de empuxo pela Teoria de Coulomb, este valor de atrito estrutura/solo pode ser considerado.

Na janela “Atribuir”, os tipos de solos adicionados, conforme citado anteriormente, são atribuídos às respectivas camadas determinadas no perfil do solo.

Figura 3.8- Atribuição das características do solo - GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Na janela “Fundação”, define-se o tipo de fundação a ser considerada na verificação ao deslizamento do muro. Será escolhida a opção “inserir parâmetros de contato base-solo”, visando manter as mesmas considerações definidas para o cálculo analítico, de acordo com a Figura 3.9.

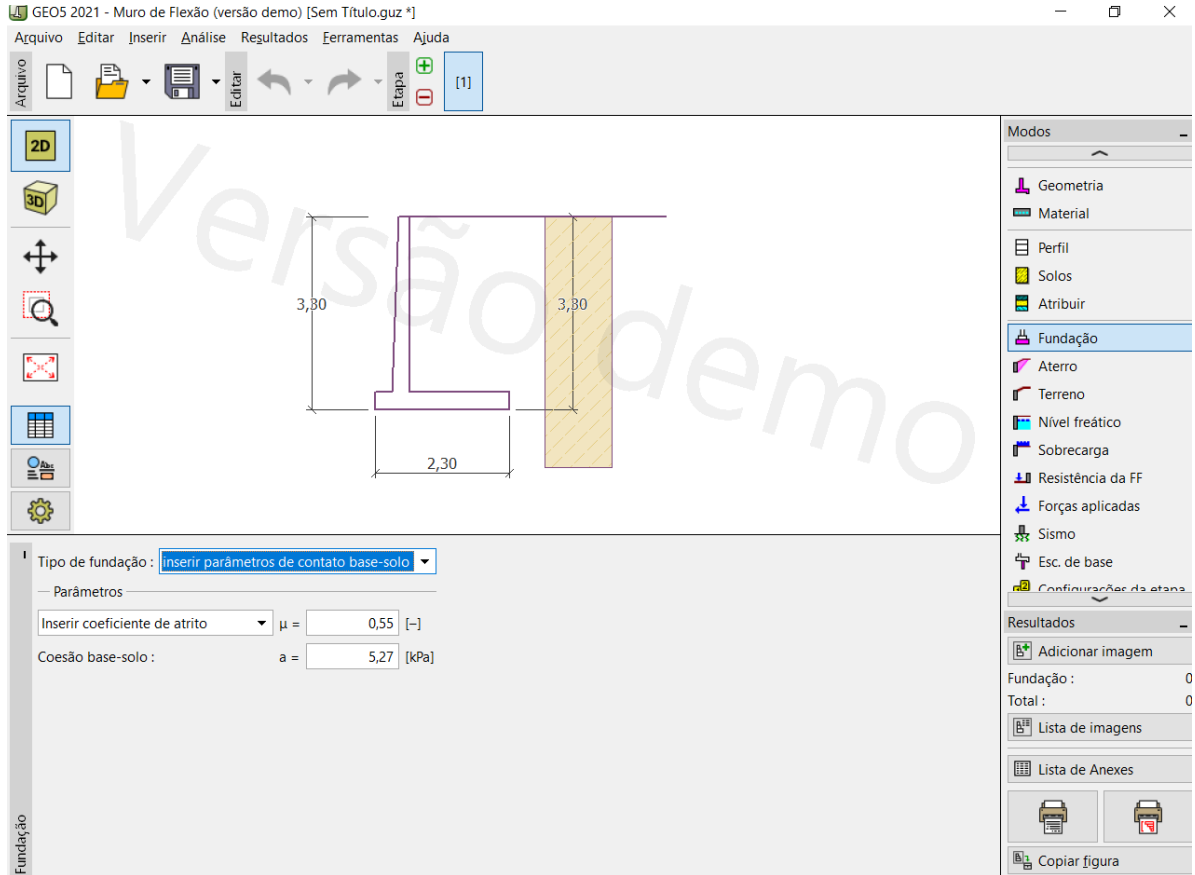
Na janela “Aterro”, o software permite considerar a influência de determinada parcela de aterro nos cálculos do muro. Aqui, esta alternativa será desconsiderada.

Na janela “Terreno” pode-se definir diferentes proposições para a forma do terreno suportado pelo muro, assim como seu deslocamento em relação ao topo deste, com observado na Figura 3.10.

Na janela “Nível freático” é permitido definir diferentes configurações de nível d’água atuante, conforme a Figura 3.11. Neste caso não será considerado nível freático.

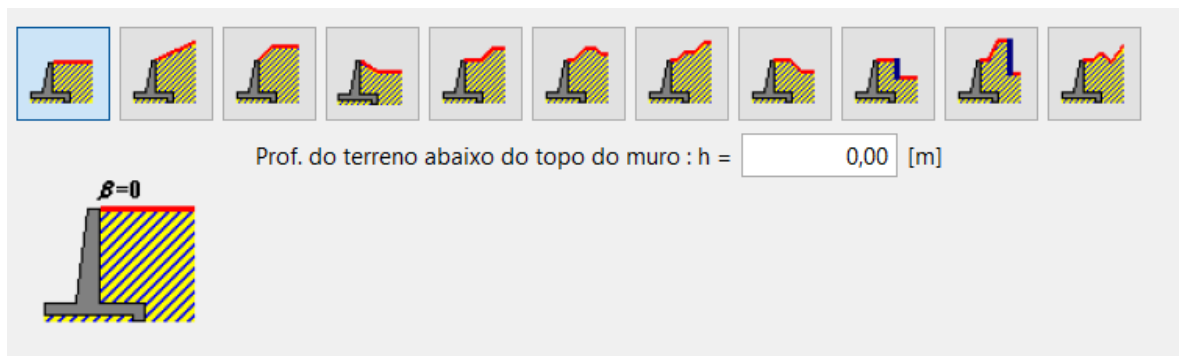
Em seguida na janela “sobrecarga”, adiciona-se o tipo de carregamento atuante sobre a superfície do terreno suportado, como sua intensidade, como visto na Figura 3.12.

Figura 3.9 - Tipo de fundação GEO5



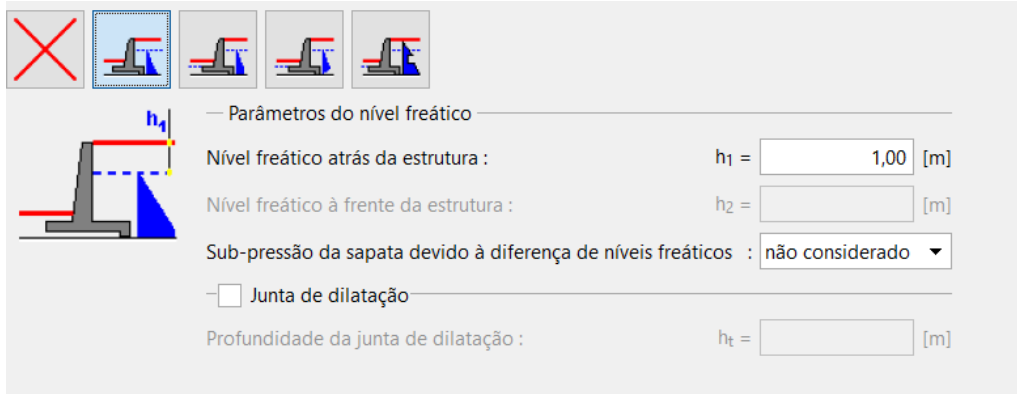
Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.10- Definição do terreno - GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.11- Nível freático - GEO5



— Parâmetros do nível freático —

Nível freático atrás da estrutura : $h_1 =$ [m]

Nível freático à frente da estrutura : $h_2 =$ [m]

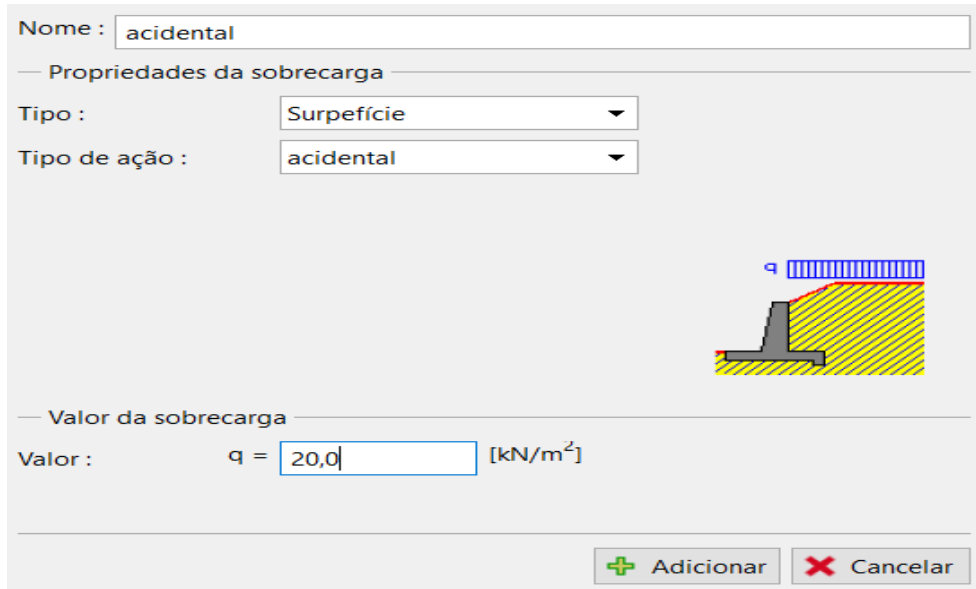
Sub-pressão da sapata devido à diferença de níveis freáticos : ▼

Junta de dilatação

Profundidade da junta de dilatação : $h_t =$ [m]

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.12- Sobrecarga - GEO5



Nome :

— Propriedades da sobrecarga —

Tipo : ▼

Tipo de ação : ▼

— Valor da sobrecarga —

Valor : $q =$ [kN/m²]

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Na janela “Resistência da FF”, define-se a forma do terreno à frente do muro e respectivos parâmetros de resistência. Neste caso, não será considerado terreno à frente do muro.

Ainda, é possível aplicar forças na estrutura, considerar análise sísmica e ancoragem de base.

Por último, definem-se as “Configurações da etapa”, como na Figura 3.13.

Figura 3.13- Configurações da etapa - GEO5

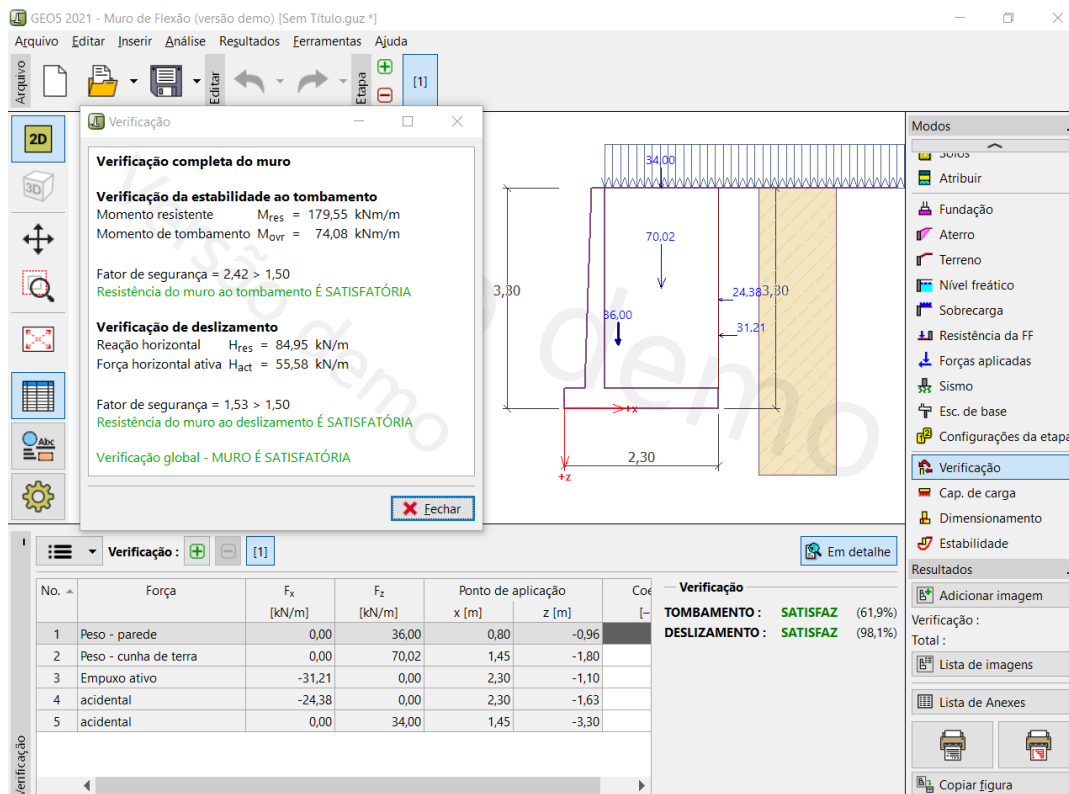
Situação do projeto :	permanente
Pressão atuante na parede :	O muro pode sofrer deformações (empuxo ativo)
Pressão atuante no tardoz :	pressão igual à da parede

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

3.6.4 Verificação de estabilidade

A verificação ao deslizamento e tombamento são analisadas na janela “Verificação”, onde as forças que atuam no muro, suas componentes e pontos de aplicação são apresentados, como na Figura 3.14. O ícone “em detalhe” apresenta as informações detalhadas das análises, como os respectivos fatores de segurança.

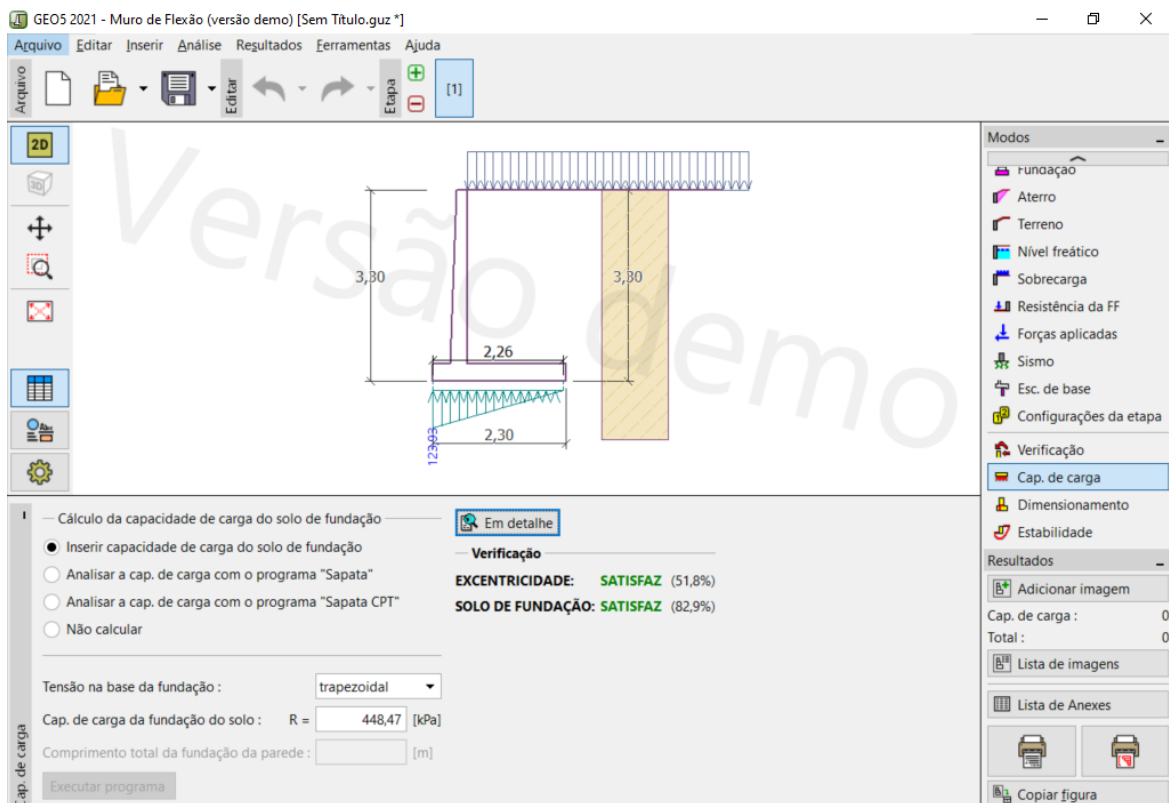
Figura 3.14- Verificação ao deslizamento e tombamento – GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

A verificação da capacidade de carga na fundação é analisada na janela “Cap. de carga” e possibilita diferentes alternativas de cálculo. Neste trabalho, optou-se por utilizar a capacidade de carga da fundação calculada pela equação (2.33) para cada configuração de muro, como tensão na fundação de forma trapezoidal, de acordo com a Figura 3.15.

Figura 3.15- Capacidade de carga na fundação - GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

O ícone “Em detalhe” apresenta as forças atuantes no centro da base; a excentricidade “e”, que representa a razão entre a distância da resultante ao centro da base e a largura da base, $e = \frac{B/2-d}{B}$; o fator de segurança da fundação, que anteriormente foi definido com valor mínimo de 3,0 visando considerar o fator de segurança global aplicado sobre a capacidade de suporte do solo de fundação. A Figura 3.16 representa estas informações.

Figura 3.16- Detalhes capacidade de carga na fundação -GEO5

Forças atuantes no centro da base da sapata					
No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]	Excentricidade [-]	Tensão [kPa]
1	55,56	140,02	55,58	0,173	92,95

Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata			
No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]
1	55,56	140,02	55,58

Verificação do solo de fundação
Tensão na base da fundação : trapezoidal

Verificação de excentricidade
Excentricidade máx. da força normal $e = 0,173$
Excentricidade máx. permitida $e_{alw} = 0,333$
Excentricidade da força normal É SATISFATÓRIA

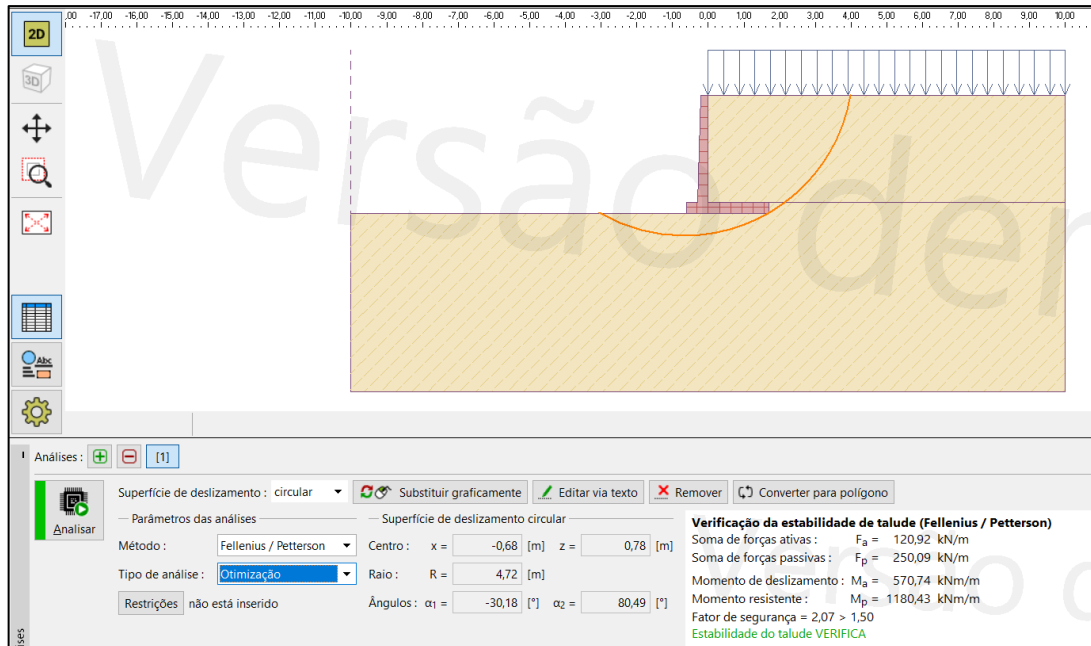
Verificação da cap. de carga da sapata
Tensão máx. na base da sapata $\sigma = 123,93$ kPa
Cap. de carga do solo de fundação $R_d = 448,47$ kPa
Fator de segurança = $3,62 > 3,00$
Cap. de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA

Verificação total - capacidade de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Para a verificação global do conjunto estrutura solo, a janela “Estabilidade” inicia automaticamente o programa Estabilidade de Taludes com as configurações pré-estabelecidas anteriormente e agregando as informações contidas no programa Muros de Flexão. Para a análise da estabilidade global, a coesão será considerada através da criação de um novo solo, o qual será atribuído aos perfis do problema, de maneira similar ao descrito anteriormente. Assim, na janela “Análise” determina-se a forma da superfície de ruptura, o método de análise e seu tipo. Selecionando o ícone “Analisar”, o programa irá determinar a superfície de ruptura mais crítica e apresentar o fator de segurança global, como observado na Figura 3.17.

Figura 3.17- Verificação da estabilidade global - GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

3.6.5 Dimensionamento das armaduras

Na janela “dimensionamento”, a composição das armaduras é determinada para as diferentes partes estruturais que compõem o muro. Nesta etapa, o programa faz a verificação do dimensionamento das armaduras ao cisalhamento (cortante) e ao momento fletor (flexão), além dos princípios de dimensionamento de acordo com o detalhamento proposto, exibindo a respectiva área de armadura necessária e introduzida, como visto na Figura 3.18.

O programa permite ao usuário alterar o detalhamento das armaduras que compõe o muro, modificando o cobrimento nominal, número de barras e diâmetro da barra. É possível também, adicionar armaduras ao longo da altura do muro.

O resultado do dimensionamento de cada estrutura considerada é mostrado em sua respectiva aba. Cada qual apresenta um gráfico, facilitando a visualização do dimensionamento, além de mostrar a aplicação das forças atuantes consideradas neste. A Figura 3.19, mostra a representação gráfica do dimensionamento das armadura no tardo do muro, enquanto a Figura 3.20 traz em detalhes os dados apresentados nas respectivas abas de cada estrutura.

Neste trabalho, apenas a área de armadura necessária será utilizada para posterior comparação. O detalhamento da estrutura não será abordado, uma vez que é influenciado pela preferência de cada projetista e especificidades de projeto. Será considerada a área de armadura

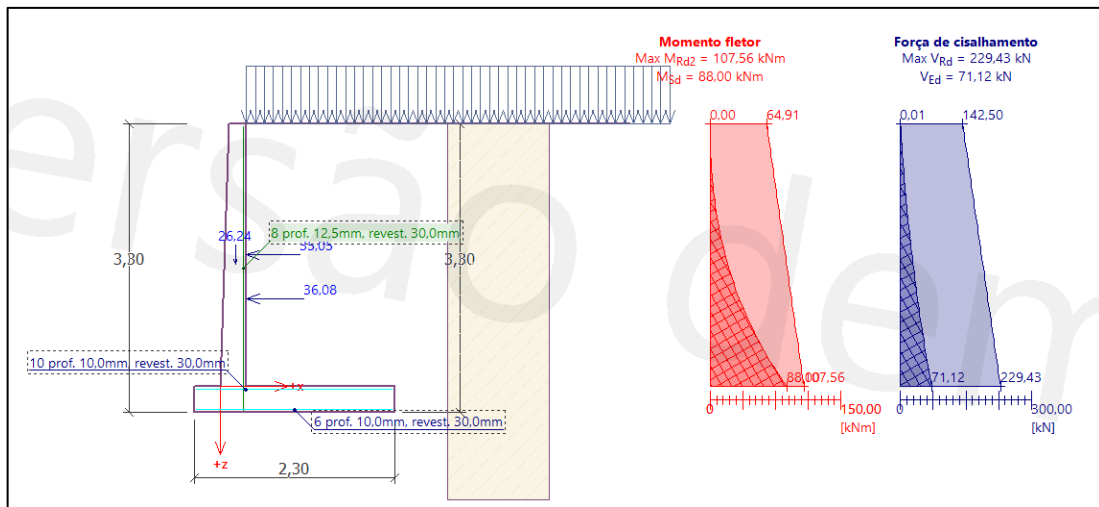
necessária para o tardoz (haste) do muro, ponta (avanço) e talão (dente) da sapata do muro, visto que as solicitações de cálculo foram majoradas por coeficiente equivalente a 1,4.

Figura 3.18- Apresentação do dimensionamento das armaduras - GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.19- Gráfico dimensionamento armadura tardoz do muro – GEO5



Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

Figura 3.20- Dados do dimensionamento das armaduras do muro de flexão - GEO5

Verificação da haste do muro - armadura traseira		Verificação do avanço do muro		Verificação do dente do muro		
Dados para dimensionamento						
Cobrimento da armadura :	30,0 [mm]	Número de barras :	8,00 [pcs]			
		Diâmetro da barra :	12,5 [mm]			
— Armadura adicional						
No. ▲	Distância h ₁ [m]	Distância h ₂ [m]	Quantidade [pcs]	Perfil [mm]		
Área de armadura						
Área de armadura necessária :		796,2 mm ²				
Área de armadura introduzida :		981,7 mm ²				
No. ▲	Força	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Ponto de aplicação x [m] z [m]		Coef. [-]
1	Peso - parede	0,00	18,74	0,17	-1,40	1,400
2	Empuxo ativo	-25,77	0,00	0,30	-1,00	1,400
3	acidental	-25,03	0,00	0,30	-1,50	1,400
— Verificação da haste do muro - armadura traseira						
CORTANTE :		SATISFAZ (31,0%) Profundidade = 3,00 m				
FLEXÃO :		SATISFAZ (81,8%) Profundidade = 3,00 m				
<input checked="" type="checkbox"/> PRINCÍPIOS DE DIM. :		SATISFAZ (40,3%)				

Verificação da haste do muro - armadura traseira		Verificação do avanço do muro		Verificação do dente do muro		
Dados para dimensionamento						
Cobrimento da armadura :	30,0 [mm]	Número de barras :	6,00 [pcs]			
		Diâmetro da barra :	10,0 [mm]			
— Área de armadura						
Área de armadura necessária :		397,5 mm ²				
Área de armadura introduzida :		471,2 mm ²				
No. ▲	Força	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Ponto de aplicação x [m] z [m]		Coef. [-]
1	Peso - parede	0,00	36,00	0,80	-0,96	1,400
2	Peso - cunha de terra	0,00	70,02	1,45	-1,80	1,400
3	Empuxo ativo	-31,21	0,00	2,30	-1,10	1,400
4	acidental	-24,38	0,00	2,30	-1,63	1,400
5	acidental	0,00	34,00	1,45	-3,30	1,400
— Verificação do avanço do muro						
CORTANTE :		SATISFAZ (20,1%)				
FLEXÃO :		SATISFAZ (13,5%)				
<input checked="" type="checkbox"/> PRINCÍPIOS DE DIM. :		SATISFAZ (84,4%)				

Verificação da haste do muro - armadura traseira		Verificação do avanço do muro		Verificação do dente do muro		
Dados para dimensionamento						
Cobrimento da armadura :	30,0 [mm]	Número de barras :	10,00 [pcs]			
		Diâmetro da barra :	10,0 [mm]			
— Área de armadura						
Área de armadura necessária :		725,3 mm ²				
Área de armadura introduzida :		785,4 mm ²				
No. ▲	Força	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Ponto de aplicação x [m] z [m]		Coef. [-]
1	Peso - parede	0,00	12,75	1,45	-0,15	1,400 ▲
2	Peso - cunha de terra	0,00	70,02	1,45	-1,80	1,400
3	Empuxo ativo	-31,21	0,00	2,30	-1,10	1,400
4	acidental	-24,38	0,00	2,30	-1,63	1,400
5	Tensão de contato	0,00	-75,54	1,15	0,00	1,400 ▼
— Verificação do dente do muro						
CORTANTE :		SATISFAZ (25,0%)				
FLEXÃO :		SATISFAZ (92,6%)				
<input checked="" type="checkbox"/> PRINCÍPIOS DE DIM. :		SATISFAZ (50,6%)				

Fonte: Programa Muros de Flexão, GEO5 2021.

4 RESULTADOS

4.1 CÁLCULO ANALÍTICO X SOFTWARE GEO5

As tabelas e gráficos abaixo comparam os resultados obtidos pelo cálculo analítico e pelo software GEO5 para os muros de flexão em concreto armado, com alturas de paramento vertical de 3,0m, 4,0m, 5,0m e 6,0m. Os resultados apresentados estão separados de acordo com a teoria utilizada para o cálculo do empuxo ativo. As tabelas que resumem as principais informações e resultados obtidos para o dimensionamento de cada muro, encontram-se no Apêndice B.

A Tabela 4.1 e Tabela 4.2 apresentam a comparação entre os fatores de segurança e carga máxima na fundação obtidos para as diferentes alturas, em relação ao método de cálculo utilizado, considerando as teorias de Rankine e Coulomb, respectivamente.

Tabela 4.1- Comparativo fatores de segurança - Teoria de Rankine

Deslizamento			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	FS _{D2} /FS _{D1}
	FS _{D1}	FS _{D2}	
3,00	1,51	1,53	1,013
4,00	1,51	1,53	1,012
5,00	1,54	1,56	1,013
6,00	1,51	1,53	1,013
Tombamento			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	FS _{T2} /FS _{T1}
	FS _{T1}	FS _{T2}	
3,00	2,24	2,42	1,080
4,00	2,33	2,48	1,065
5,00	2,57	2,72	1,058
6,00	2,54	2,67	1,053
Carga máxima na fundação			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	CF ₂ /CF ₁
	CF ₁	CF ₂	
3,00	131,47	123,93	0,943
4,00	156,49	149,45	0,955
5,00	163,13	156,77	0,961
6,00	187,52	180,84	0,964

Fonte: Autoria própria.

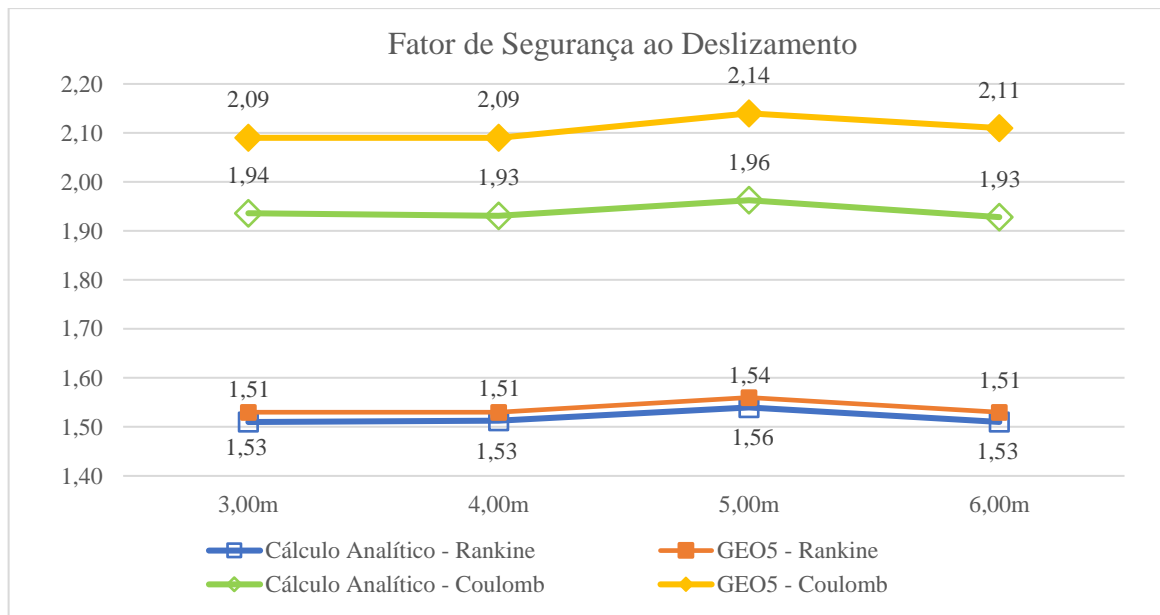
Tabela 4.2- Comparativo fatores de segurança - Teoria de Coulomb

Deslizamento			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	FS _{D2} /FS _{D1}
	FS _{D1}	FS _{D2}	
3,00	1,94	2,09	1,080
4,00	1,93	2,09	1,083
5,00	1,96	2,14	1,090
6,00	1,93	2,11	1,094
Tombamento			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	FS _{T2} /FS _{T1}
	FS _{T1}	FS _{T2}	
3,00	2,76	3,55	1,285
4,00	2,86	3,65	1,277
5,00	3,15	4,01	1,274
6,00	3,10	3,96	1,278
Carga máxima na fundação			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	CF ₂ /CF ₁
	CF ₁	CF ₂	
3,00	132,56	94,43	0,712
4,00	158,70	113,18	0,713
5,00	166,93	116,76	0,699
6,00	192,49	133,99	0,696

Fonte: Autoria própria.

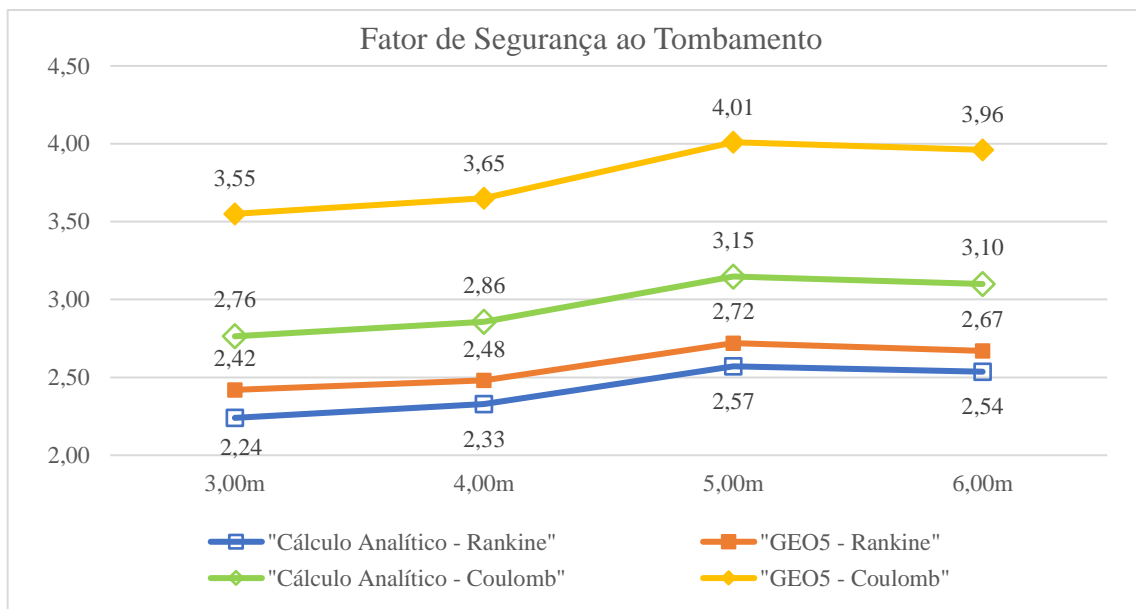
A partir dos dados apresentados nas tabelas acima, gerou-se o Gráfico 4.1, Gráfico 4.2 e Gráfico 4.3, que relacionam os fatores de segurança e carga máxima na fundação para cada altura, com o respectivo método de cálculo e teoria utilizados.

Gráfico 4.1 - Fatores de segurança ao deslizamento



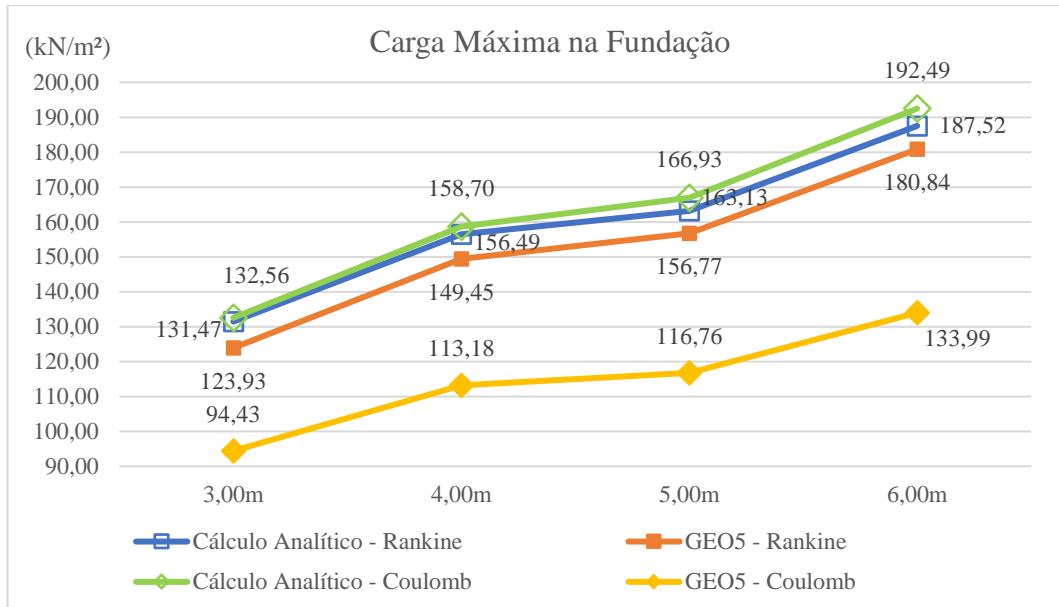
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.2 - Fatores de segurança ao tombamento



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.3 - Carga máxima na fundação



Fonte: Autoria própria.

Pela análise dos dados expostos acima, percebe-se que os resultados obtidos considerando a Teoria de Rankine são muito próximos, sendo que a diferença existente provém, principalmente, da faixa de atuação do empuxo ativo e de algumas considerações teóricas.

Os resultados obtidos através da Teoria de Coulomb apresentaram maior distanciamento, uma vez que ocorre diferença quanto ao ponto de aplicação da componente vertical do empuxo ativo, que para o cálculo analítico está localizado na face interna do muro, enquanto que para o software GEO5, ao final do talão da sapata, alterando a grandeza de seu momento atuante. Vale lembrar que esta componente vertical se mostra a favor da segurança, de maneira que alguns projetistas minorem ou até desconsiderem sua atuação. Assim, os resultados obtidos pelo GEO5 para a Teoria de Coulomb, mostram-se menos críticos, apresentando maiores fatores de segurança (principalmente em relação ao tombamento) e menor carga atuando na fundação. Destaca-se que, neste programa, é possível alterar a influência da componente vertical citada pela adoção de um coeficiente, assim como para as demais forças atuantes no muro.

Comparando os valores calculados para o empuxo ativo que atua sobre o muro, obteve-se os seguintes resultados considerando as teorias de Rankine e de Coulomb, apresentados na Tabela 4.3 e Tabela 4.4, respectivamente.

Tabela 4.3 - Empuxo ativo - Teoria de Rankine

Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	Ea ₂ /Ea ₁
	Ea ₁ (kN/m)	Ea ₂ (kN/m)	
3,00	59,12	55,59	0,940
4,00	92,21	87,99	0,954
5,00	128,63	123,36	0,959
6,00	170,79	164,46	0,963

Fonte: Autoria própria.

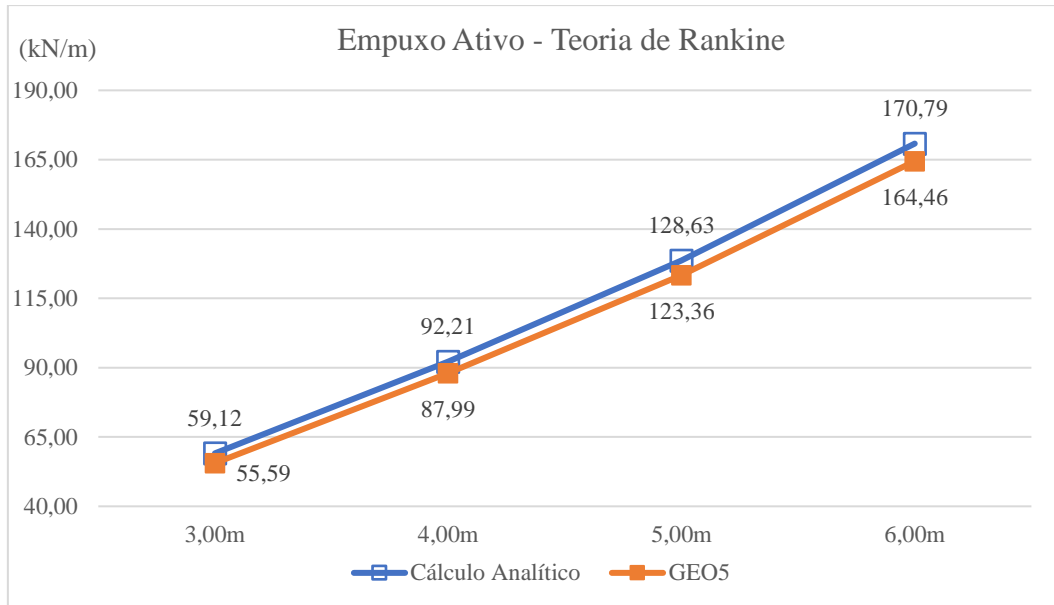
Tabela 4.4- Empuxo ativo - Teoria de Coulomb

Resultante do empuxo ativo			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	Ea ₂ /Ea ₁
	Ea ₁ (kN/m)	Ea ₂ (kN/m)	
3,00	52,24	51,38	0,984
4,00	81,99	80,65	0,984
5,00	114,38	112,48	0,983
6,00	151,86	149,32	0,983
Componente horizontal do empuxo ativo			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	Ea _{H2} /Ea _{H1}
	Ea _{H1} (kN/m)	Ea _{H2} (kN/m)	
3,00	50,17	47,24	0,942
4,00	78,74	74,17	0,942
5,00	109,85	103,31	0,940
6,00	145,85	137,01	0,939
Componente vertical do empuxo ativo			
Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	Ea _{V2} /Ea _{V1}
	Ea _{V1} (kN/m)	Ea _{V2} (kN/m)	
3,00	14,56	20,21	1,388
4,00	22,85	31,67	1,386
5,00	31,87	44,48	1,396
6,00	42,32	59,37	1,403

Fonte: Autoria própria.

Através dos dados da Tabela 4.3, gerou-se o Gráfico 4.4 que representa o comportamento do empuxo ativo com a elevação da altura, para a Teoria de Rankine, onde verifica-se boa aproximação entre os métodos de cálculo considerados.

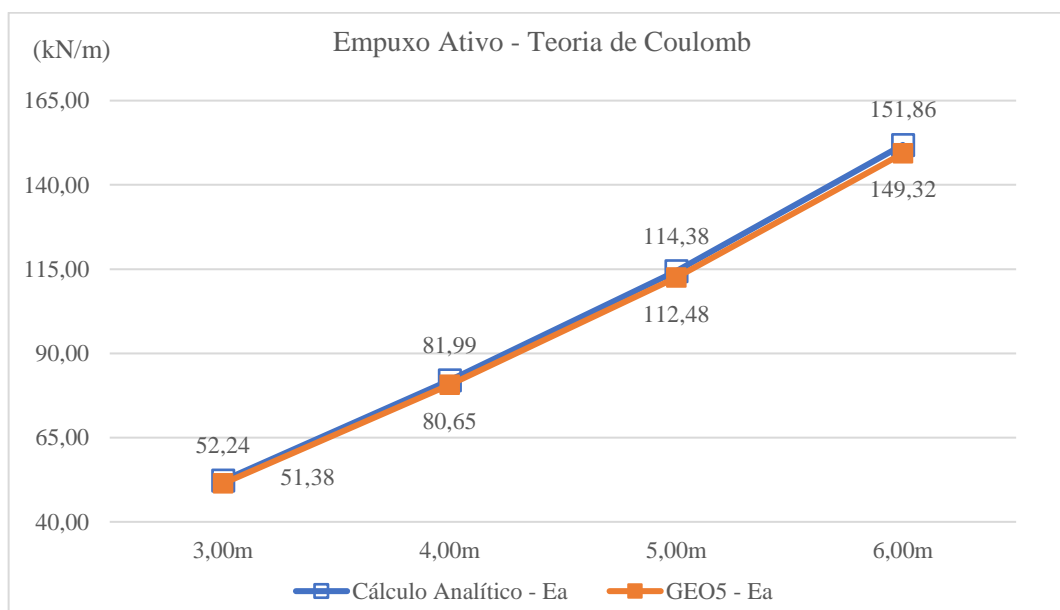
Gráfico 4.4 - Empuxo ativo - Teoria de Rankine



Fonte: Autoria própria.

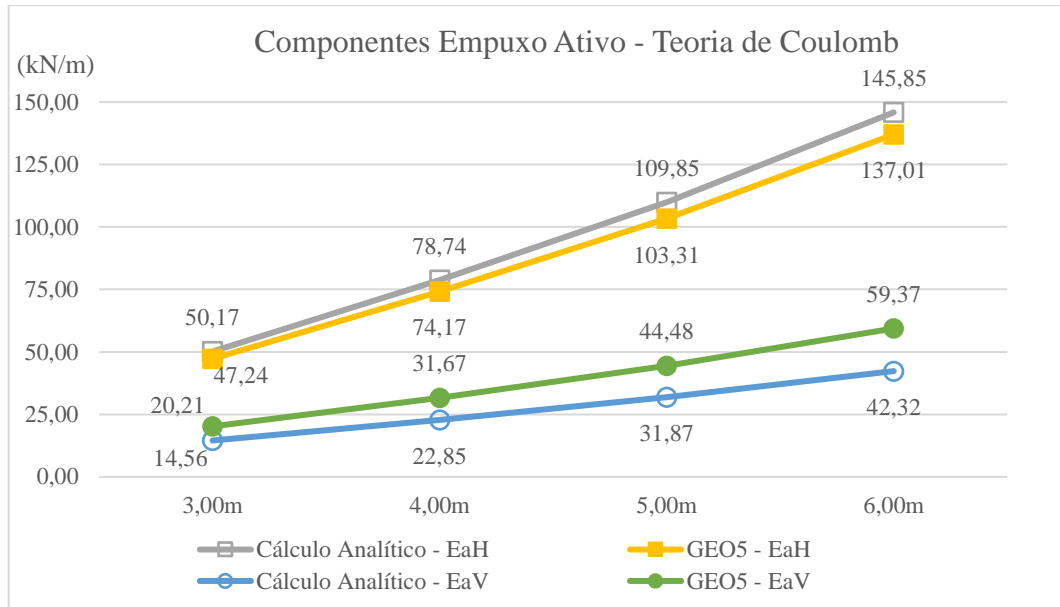
Os dados da Tabela 4.4, referentes ao empuxo ativo obtido pela Teoria de Coulomb, compõe o Gráfico 4.5 que apresenta a resultante do empuxo ativo, e o Gráfico 4.6 que relaciona as componentes horizontal e vertical deste, oriundas do atrito entre solo e muro considerado para esta teoria.

Gráfico 4.5 - Empuxo ativo - Teoria de Coulomb



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.6 - Componentes do empuxo ativo - Teoria de Coulomb



Fonte: Autoria própria.

Da mesma forma que para a Teoria de Rankine, as resultantes do empuxo ativo calculadas pela Teoria de Coulomb são muito próximas, o que se verifica também para as componentes horizontais. Já as componentes verticais, como observado no Gráfico 4.6, são as que apresentam maior diferença (em média 39%), sendo as obtidas pelo GEO5 de maior grandeza.

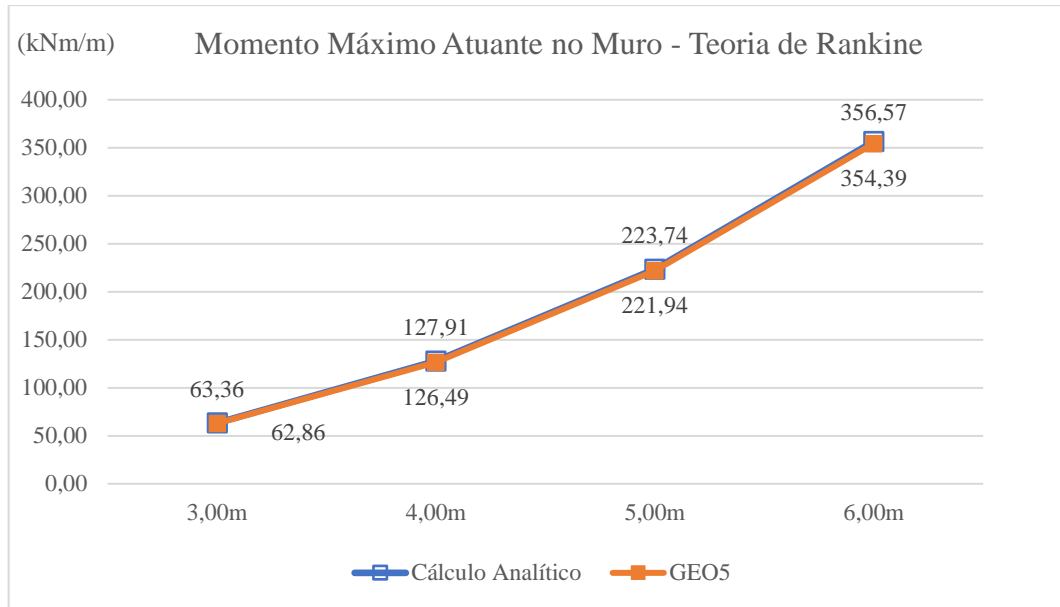
A Tabela 4.5 e Tabela 4.6 apresentam o momento máximo atuante no paramento vertical do muro, desenvolvidas para as respectivas teorias, a partir das quais desenvolveu-se o Gráfico 4.7 e o Gráfico 4.8.

Tabela 4.5- Momento máximo no muro - Teoria de Rankine

Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	M_2/M_1
	M_1 (kNm/m)	M_2 (kNm/m)	
3,00	63,36	62,86	0,992
4,00	127,91	126,49	0,989
5,00	223,74	221,94	0,992
6,00	356,57	354,39	0,994

Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.7 - Momento máximo no muro - Teoria de Rankine



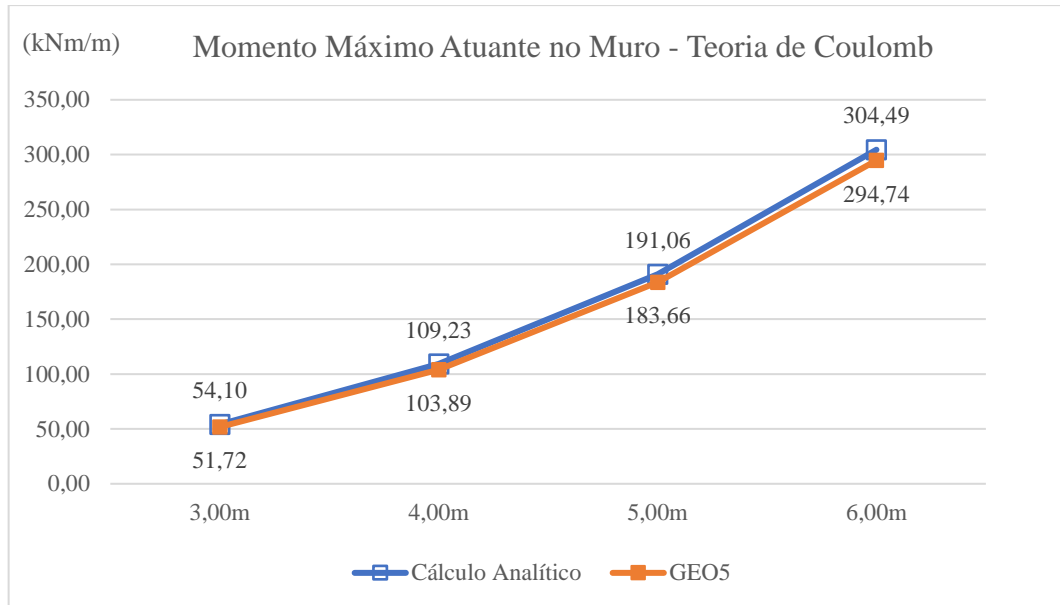
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.6- Momento máximo no muro - Teoria de Coulomb

Altura do Muro (m)	Cálculo Analítico	GEO5	M_2/M_1
	M_1 (kNm/m)	M_2 (kNm/m)	
3,00	54,10	51,72	0,956
4,00	109,23	103,89	0,951
5,00	191,06	183,66	0,961
6,00	304,49	294,74	0,968

Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.8 - Momento máximo no muro - Teoria de Coulomb



Fonte: Autoria própria.

Para o momento máximo atuante no muro, nota-se que os resultados obtidos pelo cálculo analítico e pelo software GEO são muito próximos, sendo que os valores obtidos considerando a Teoria de Coulomb apresentaram maior diferença.

De maneira geral, analisando os gráficos representados acima, evidencia-se o aumento das solicitações atuantes com a elevação da altura do muro. Observa-se, também, o aumento da inclinação das retas entre as maiores alturas para o empuxo ativo e momento máximo no muro, demonstrando maior intensidade destas grandezas com a elevação da altura. A carga máxima que atua na fundação, também segue essa tendência, porém entre as alturas 4,0 e 5,0m ocorre diminuição da inclinação da reta, a qual acentua-se acima dos 5,0m.

A Tabela 4.7, exposta a seguir, indica o consumo de concreto e a área de aço necessária para as estruturas que compõem o muro, ambos calculados para o comprimento de 1,0m, considerando a Teoria de Rankine. A Tabela 4.8 apresenta a relação destes resultados, comparando os métodos de cálculo utilizados.

Como as dimensões dos muros calculados são mantidas iguais entre os métodos de cálculo, não há diferença do consumo de concreto entre o cálculo analítico e o software GEO5 para a mesma altura, e sua representação segue o Gráfico 4.9.

Tabela 4.7- Indicadores de concreto e aço nos muros de flexão - Teoria de Rankine

Teoria de Rankine	Concreto (m ³ /m)	Cálculo Analítico			GEO5		
		Aço CA50 (cm ² /m)			Aço CA50 (cm ² /m)		
Altura do Muro (m)	Total	Muro	Ponta	Talão	Muro	Ponta	Talão
3,00	1,44	8,00	4,50	7,66	7,96	3,97	7,25
4,00	2,40	11,76	6,00	11,33	11,64	5,47	10,67
5,00	3,02	21,22	6,00	19,68	21,11	5,46	18,50
6,00	3,56	35,61	6,00	32,69	36,00	5,46	31,09

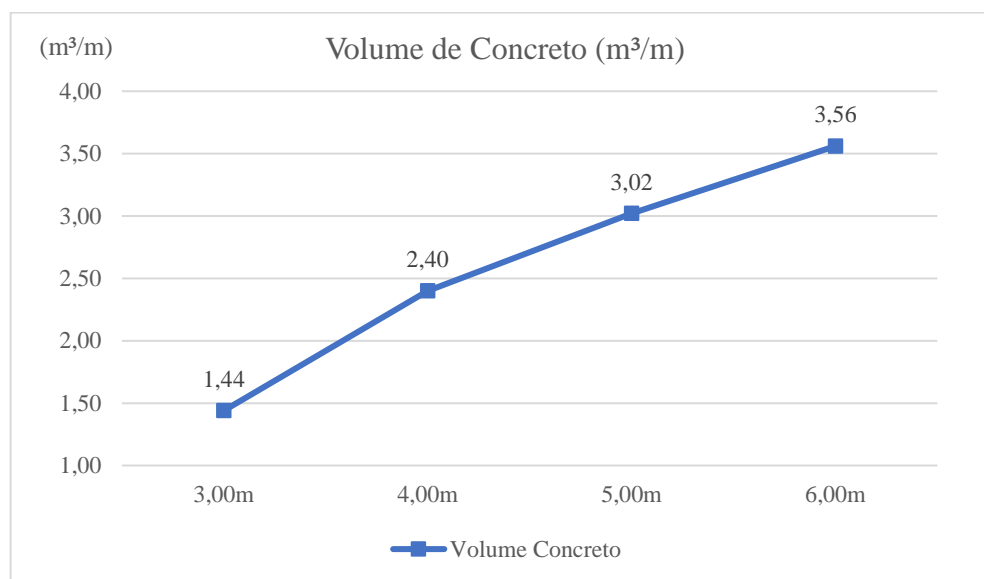
Fonte: Autoria própria.

Tabela 4.8 - Relação de aço entre cálculo analítico e GEO5 - Teoria de Rankine

Teoria de Rankine	(GEO5/Cálculo Analítico)		
	Aço CA50 (cm ² /m)		
Altura do Muro (m)	Muro	Ponta	Talão
3,00	0,995	0,882	0,946
4,00	0,990	0,912	0,942
5,00	0,995	0,910	0,940
6,00	1,011	0,910	0,951

Fonte: Autoria própria.

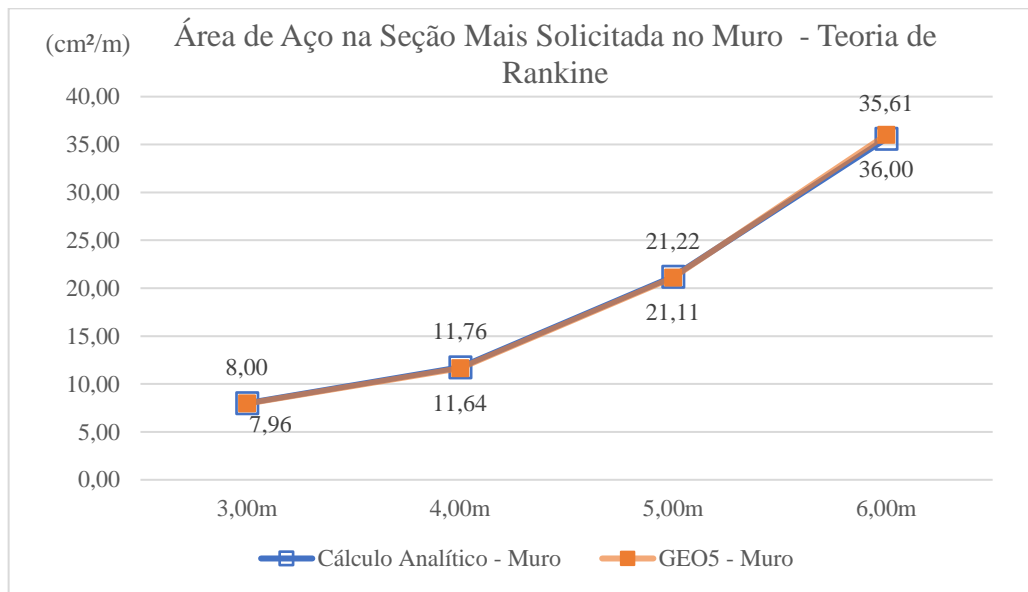
Gráfico 4.9 - Volume de concreto por metro de comprimento



Fonte: Autoria própria.

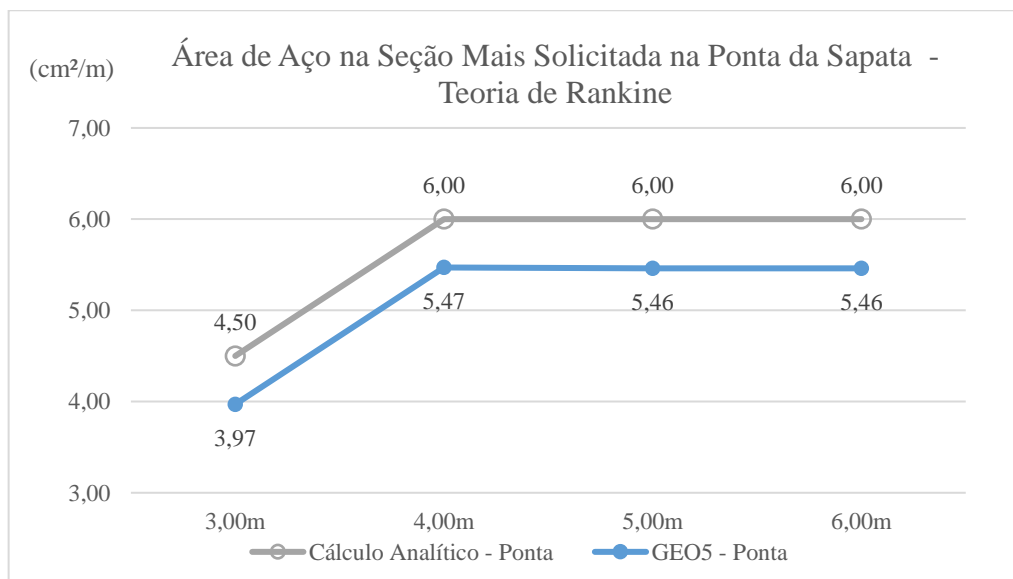
Considerando a Tabela 4.7, para cada estrutura que compõe o muro de flexão, criou-se um gráfico relacionando a área de aço necessária para as diferentes alturas de acordo com o método de cálculo utilizado, de maneira que o Gráfico 4.10, Gráfico 4.11 e Gráfico 4.12 referem-se respectivamente ao muro vertical, ponta da sapata e talão da sapata.

Gráfico 4.10 - Área de aço no muro - Teoria de Rankine



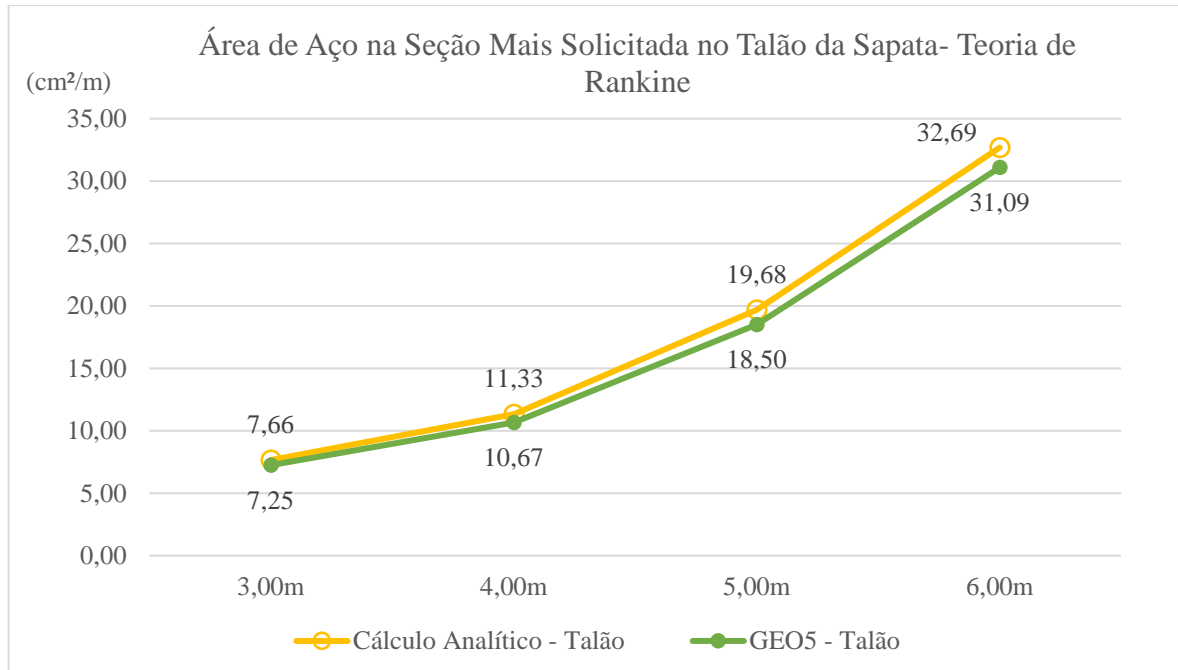
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.11 - Área de aço na ponta da sapata - Teoria de Rankine



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.12 - Área de aço no talão da sapata - Teoria de Rankine



Fonte: Autoria própria.

Ampliando os resultados obtidos considerando a Teoria de Coulomb, a Tabela 4.9 apresenta a relação entre o consumo de concreto e a área de aço necessária para cada estrutura, considerando esta teoria, bem como a Tabela 4.10 apresenta a razão entre os métodos de cálculo.

Tabela 4.9- Indicadores de concreto e aço nos muros de flexão - Teoria de Coulomb

Teoria de Coulomb	Concreto (m³/m)	Cálculo Analítico Aço CA50 (cm²/m)			GEO5 Aço CA50 (cm²/m)		
		Muro	Ponta	Talão	Muro	Ponta	Talão
Altura do Muro (m)	Total						
3,00	1,44	6,81	4,50	6,28	6,51	3,96	6,42
4,00	2,40	9,98	6,00	9,09	9,50	5,46	9,36
5,00	3,02	17,92	6,00	15,48	17,33	5,46	15,98
6,00	3,56	29,78	6,00	25,52	29,00	5,46	26,30

Fonte: Autoria própria.

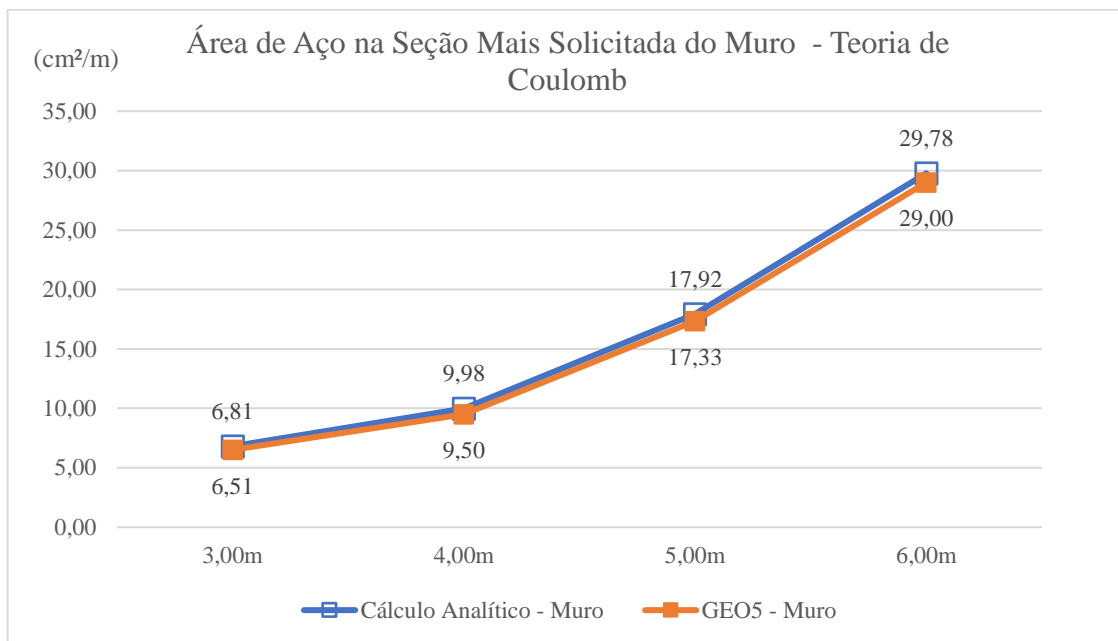
Tabela 4.10- Relação de aço entre cálculo analítico e GEO5 - Teoria de Coulomb

Teoria de Coulomb	(GEO5/Cálculo Analítico) Aço CA50 (cm ² /m)		
	Muro	Ponta	Talão
Altura do Muro (m)			
3,00	0,956	0,880	1,022
4,00	0,952	0,910	1,030
5,00	0,967	0,910	1,032
6,00	0,974	0,910	1,031

Fonte: Autoria própria.

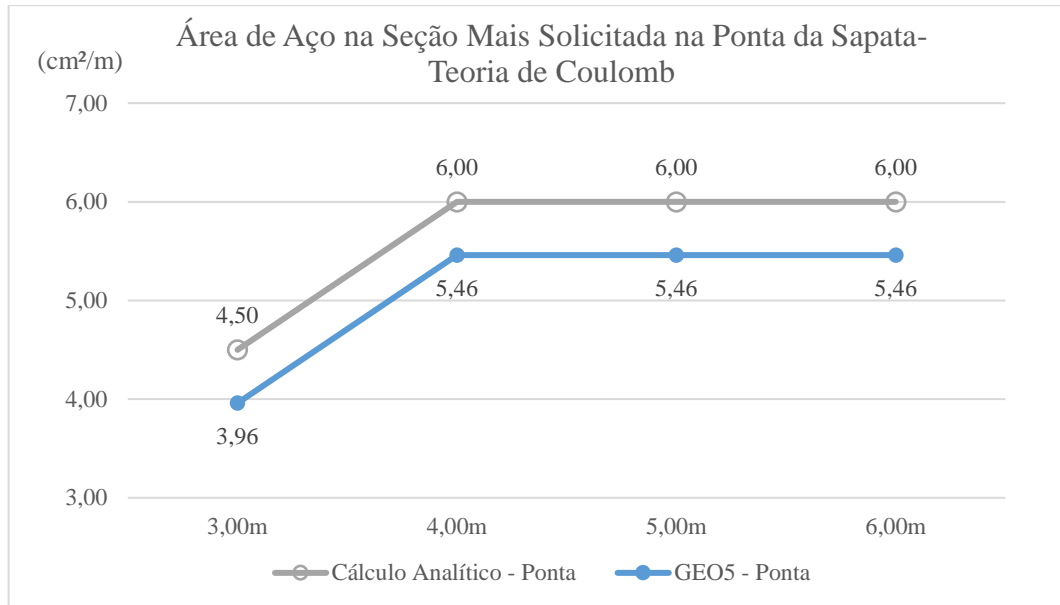
Da maneira similar ao apresentado anteriormente, os gráficos seguintes relacionam a área de aço necessária a cada estrutura, de acordo com a altura do muro e o método de cálculo utilizado, considerando a Teoria de Coulomb, compondo o Gráfico 4.13, Gráfico 4.14 e Gráfico 4.15.

Gráfico 4.13 - Área de aço no muro - Teoria de Coulomb



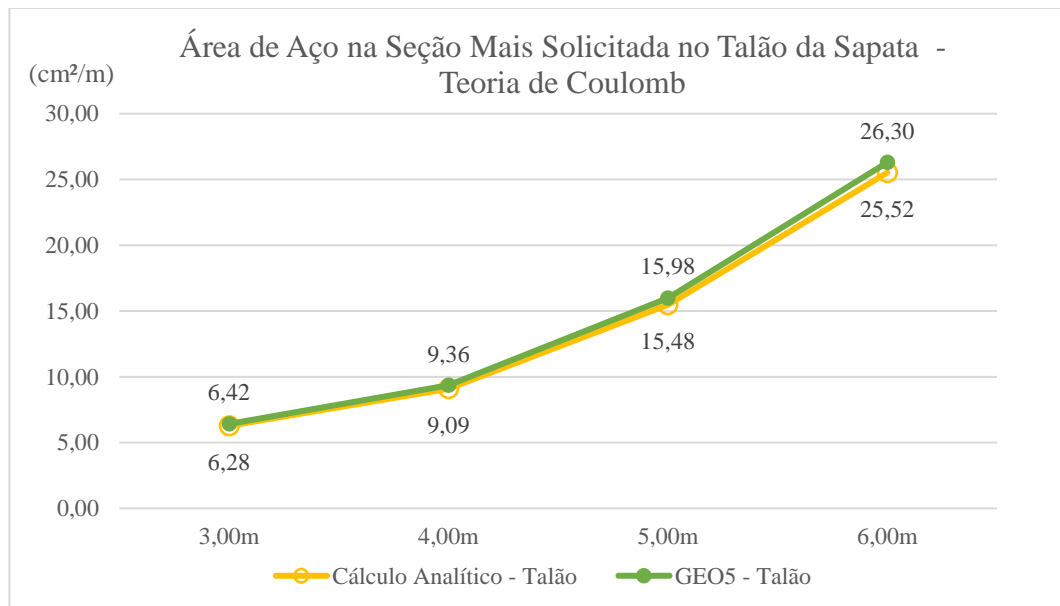
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.14 - Área de aço na ponta da sapata - Teoria de Coulomb



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.15 - Área de aço no talão da sapata - Teoria de Coulomb



Fonte: Autoria própria.

Pela análise dos gráficos que representam a área de aço necessária para as estruturas do muro, percebe-se que estas apresentam grande proximidade entre os métodos de cálculo, tanto para os resultados obtidos pela Teoria de Rankine, como pela de Coulomb. Ainda é considerável a elevação da inclinação das retas com o aumento da altura, evidenciando a razão de alturas

superiores a 4,0m serem consideradas antieconômicas para o perfil clássico.

No caso da ponta da sapata, como no Gráfico 4.11 e Gráfico 4.14, as áreas de aço se mantêm constantes para as alturas de 4,0m, 5,0m e 6,0m, visto que não ocorre alteração na altura da sapata para tais alturas, e adotou-se área de aço mínima no dimensionamento das armaduras longitudinais

O volume de concreto dos muros de flexão aumenta com a altura, o que é esperado, uma vez que as dimensões do muro são ampliadas para garantir a segurança mínimo estipulada. É interessante observar que a inclinação da reta do volume de concreto diminui com o aumento da altura, de acordo com o Gráfico 4.9. Vale lembrar que as dimensões iniciais, para altura de 3,0m, foram obtidas pelo pré-dimensionamento proposto, de maneira que, para as alturas subsequentes, estas dimensões foram ampliadas até se atingir os fatores de segurança mínimos, resultando em estruturas mais esbeltas.

4.2 COMPARATIVO TEORIAS DE RANKINE X COULOMB

Os gráficos e tabelas a seguir trazem a comparação entre as grandezas obtidas em função da teoria escolhida para o cálculo do empuxo ativo, ou seja, um comparativo entre os dados provenientes da Teoria de Rankine e da Teoria de Coulomb. Esta comparação contemplará apenas os resultados obtidos pelo uso do software GEO5.

As grandezas a serem apresentadas serão referentes à componente horizontal do empuxo ativo, momento máximo atuante no paramento vertical do muro e área de aço necessárias nas seções mais solicitadas que compõe a estrutura deste, bem como a respectiva razão entre grandezas, mostrando a relação entre estas teorias.

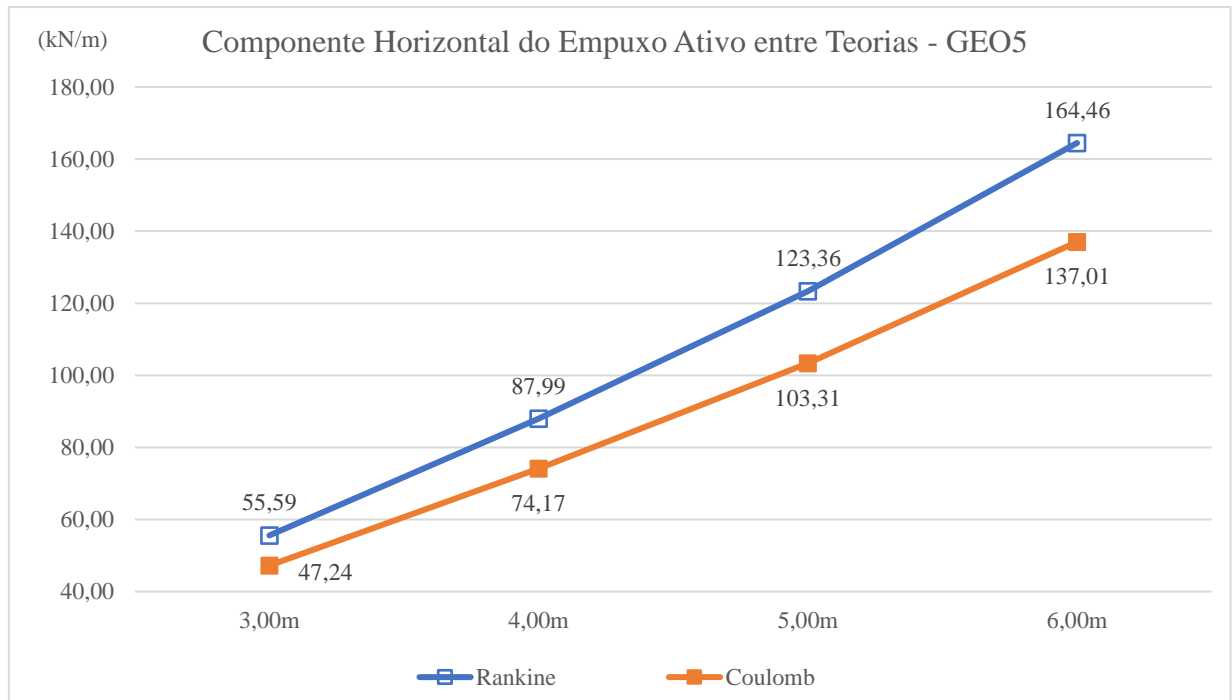
A Tabela 4.11 apresenta os valores obtidos para a componente horizontal do empuxo ativo para ambas as teorias, em função das alturas do muro. Através destes dados, desenvolveu-se o Gráfico 4.16. Assim, verifica-se que o empuxo horizontal que atua no muro tem menor intensidade (em média 16%) quando calculado pela Teoria de Coulomb. Este comportamento é esperado, uma vez que é considerado o atrito entre o solo e a estrutura, fazendo com que a resultante tenha uma inclinação (δ) com a horizontal, o que não ocorre quando considerada a Teoria de Rankine, em que o empuxo resultante atua na direção horizontal.

Tabela 4.11- Componente horizontal do empuxo ativo entre teorias

Altura do Muro (m)	Teoria de Rankine	Teoria de Coulomb	E_{aH2}/E_{aH1}
	E_{aH1} (kN/m)	E_{aH2} (kN/m)	
3,00	55,59	47,24	0,850
4,00	87,99	74,17	0,843
5,00	123,36	103,31	0,837
6,00	164,46	137,01	0,833

Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.16 - Componente horizontal do empuxo ativo entre teorias



Fonte: Autoria própria.

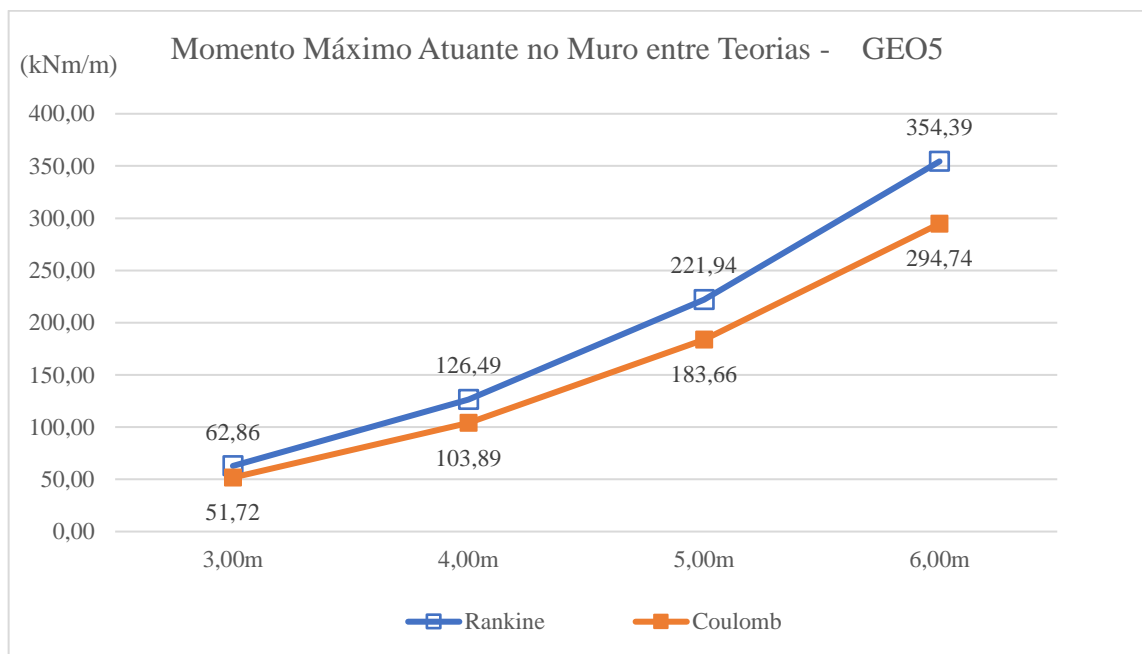
A Tabela 4.12 mostra o momento máximo que atua no paramento vertical do muro em função da altura deste, apresentado os resultados obtidos pelas duas teorias e a respectiva razão entre estes. Ainda, desenvolveu-se o Gráfico 4.17 para comparação destes resultados.

Tabela 4.12- Momento máximo no muro entre teorias

Altura do Muro (m)	Teoria de Rankine	Teoria de Coulomb	M_2/M_1
	M_1 (kNm/m)	M_2 (kNm/m)	
3,00	62,86	51,72	0,823
4,00	126,49	103,89	0,821
5,00	221,94	183,66	0,828
6,00	354,39	294,74	0,832

Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.17 - Momento máximo no muro entre teorias



Fonte: Autoria própria.

O comportamento do empuxo ativo se reflete no momento solicitante máximo que atua no paramento vertical do muro, uma vez que um é resultante do outro, de maneira que os momentos obtidos considerando a Teoria de Coulomb mostram-se em média 17% menores que os obtidos através da Teoria de Rankine.

A Tabela 4.13 apresenta a área de aço necessária para cada estrutura que compõe o muro de flexão, exposta para cada altura, de acordo com a teoria considerada, de maneira que a Tabela 4.14 traz a razão entre as grandezas, comparando a relação entre as teorias.

Tabela 4.13- Área de aço necessária entre teorias

Altura do Muro (m)	Teoria de Rankine Aço CA50 (cm ² /m)			Teoria de Coulomb Aço CA50 (cm ² /m)		
	Muro	Ponta	Talão	Muro	Ponta	Talão
3,00	7,96	3,97	7,25	6,51	3,96	6,42
4,00	11,64	5,47	10,67	9,50	5,46	9,36
5,00	21,11	5,46	18,50	17,33	5,46	15,98
6,00	36,00	5,46	31,09	29,00	5,46	26,30

Fonte: Autoria própria.

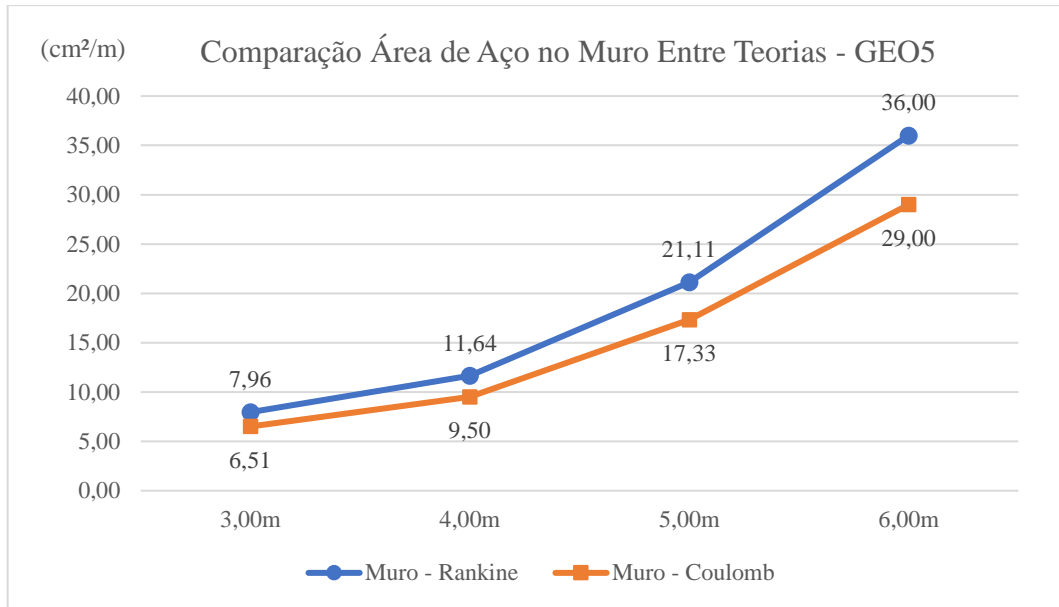
Tabela 4.14- Relação de aço entre teorias

Altura do Muro (m)	(Teoria de Coulomb / Teoria de Rankine) Relação Aço CA50		
	Muro	Ponta	Talão
3,00	0,818	0,997	0,886
4,00	0,816	0,998	0,877
5,00	0,821	1,000	0,864
6,00	0,806	1,000	0,846

Fonte: Autoria própria.

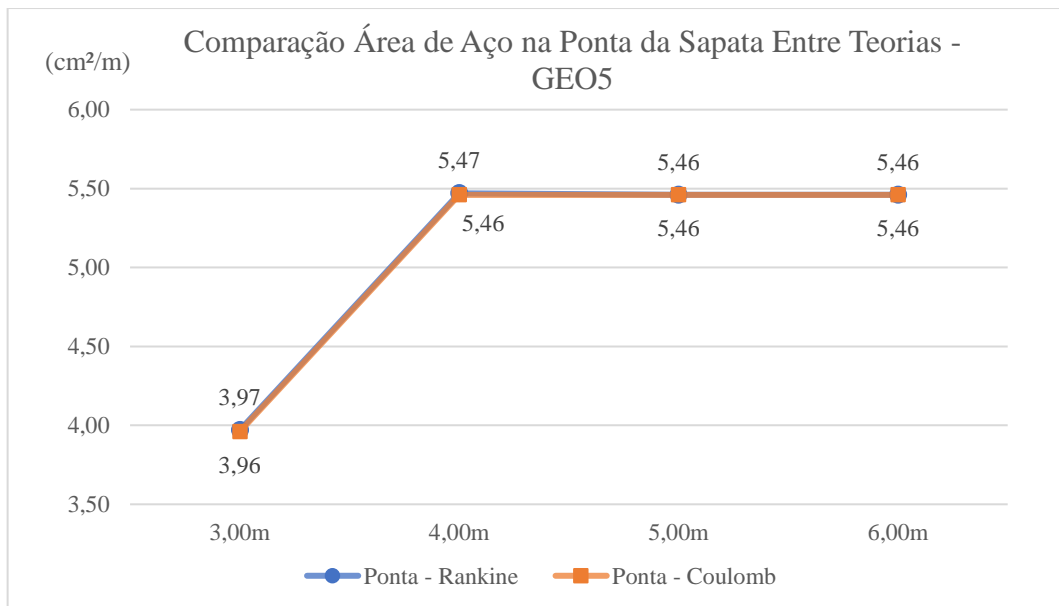
Utilizando-se dos resultados da Tabela 4.13, desenvolveu-se um gráfico para cada estrutura do muro de flexão para melhor comparar a relação entre os resultados gerados pelas teorias de Rankine e Coulomb. Desta forma o Gráfico 4.18, Gráfico 4.19 e Gráfico 4.20, representam respectivamente o muro vertical, ponta e talão da sapata.

Gráfico 4.18 - Área de aço no muro entre teorias



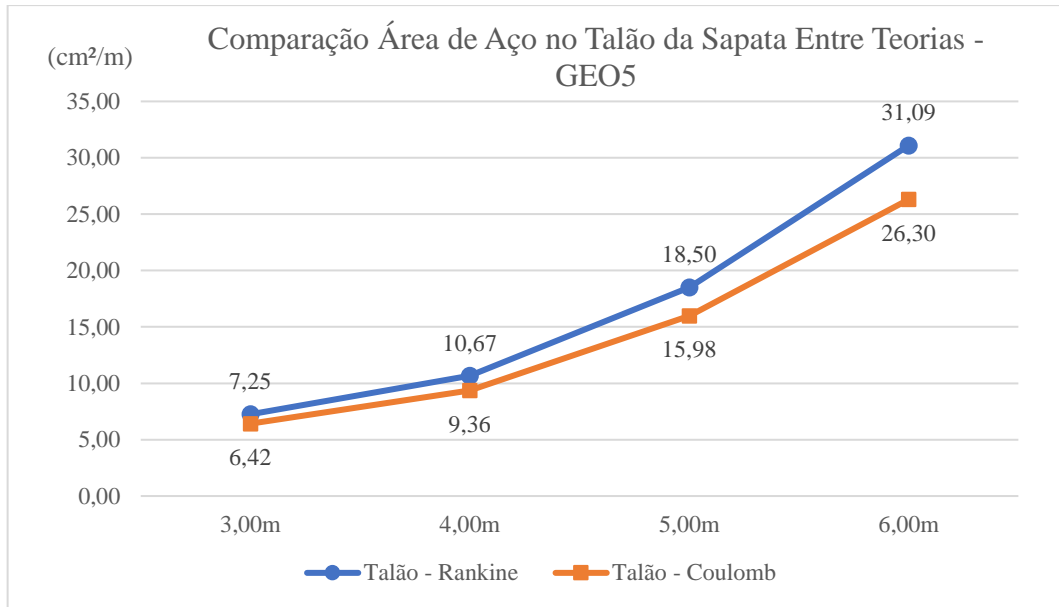
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.19 - Área de aço na ponta da sapata entre teorias



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.20 - Área de aço no talão da sapata entre teorias



Fonte: Autoria própria.

Analisando a área de aço necessária para a seção mais solicitada das estruturas que compõem o muro de flexão, considerando comprimento unitário e o mesmo consumo de concreto, de acordo com a Tabela 4.13, verifica-se que o cálculo do empuxo ativo pela Teoria de Coulomb resulta em área de aço menor em torno de 20% para o muro e 13% para o talão da sapata, em relação à área de aço obtida considerando a Teoria de Rankine. Pelos motivos descritos anteriormente, as alterações na área de aço referente à ponta da sapata se mantêm praticamente constantes, visto as solicitações são referentes à reação do solo e ao peso próprio da estrutura.

De maneira geral, os resultados obtidos para os muros de flexão em questão seguem o comportamento descrito na literatura, de que a Teoria de Coulomb é capaz de incorporar um modelo de comportamento mais próximo da realidade por considerar a resistência do tardo do muro, além de contemplar uma variedade de situações encontradas na prática, enquanto a Teoria de Rankine conduz a uma solução mais simples e a favor da segurança, cabendo ao projetista definir qual delas melhor se alinha ao problema. Destaca-se ainda que, além das características citadas, deve-se levar em consideração o rigor com que as características do solo arrimado são obtidas.

Por último, a Tabela 4.15 estabelece a relação entre área de aço necessária para a seção mais solicitada de cada estrutura (cm^2) com o consumo de concreto que compõe toda estrutura do muro de flexão (m^3), considerando o comprimento de 1,0m.

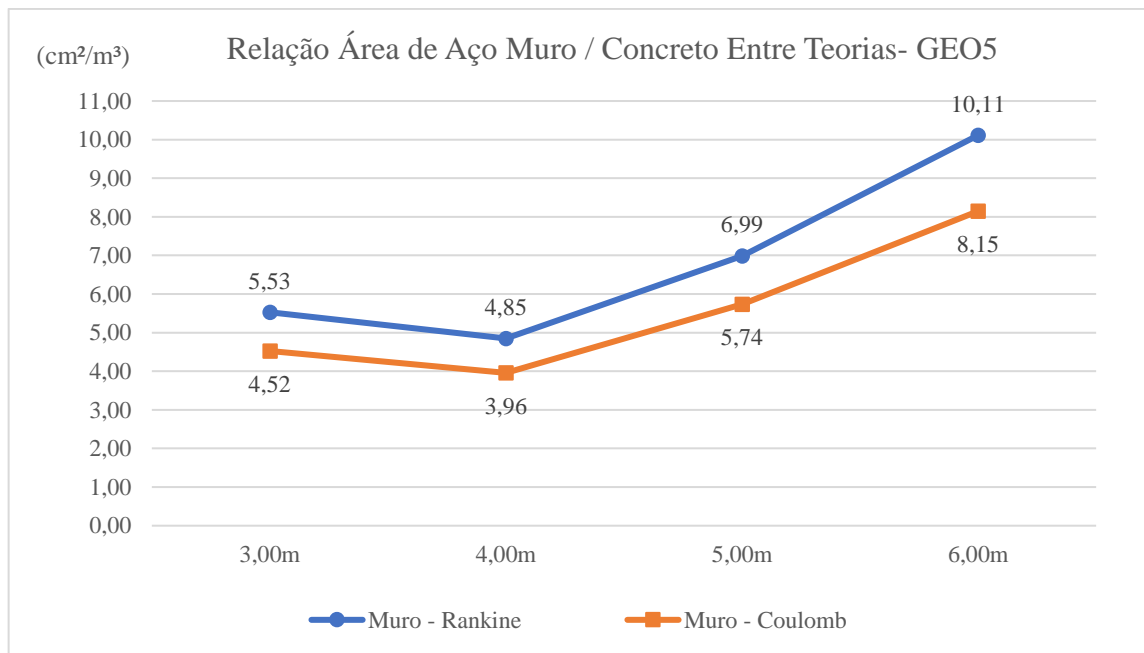
Tabela 4.15- Relação área de aço e concreto entre teorias

Altura do Muro (m)	Teoria de Rankine Consumo (cm ² /m ³)			Teoria de Coulomb Consumo (cm ² /m ³)		
	Muro	Ponta	Talão	Muro	Ponta	Talão
3,00	5,53	2,76	5,03	4,52	2,75	4,46
4,00	4,85	2,28	4,45	3,96	2,28	3,90
5,00	6,99	1,81	6,13	5,74	1,81	5,29
6,00	10,11	1,53	8,73	8,15	1,53	7,39

Fonte: Autoria própria.

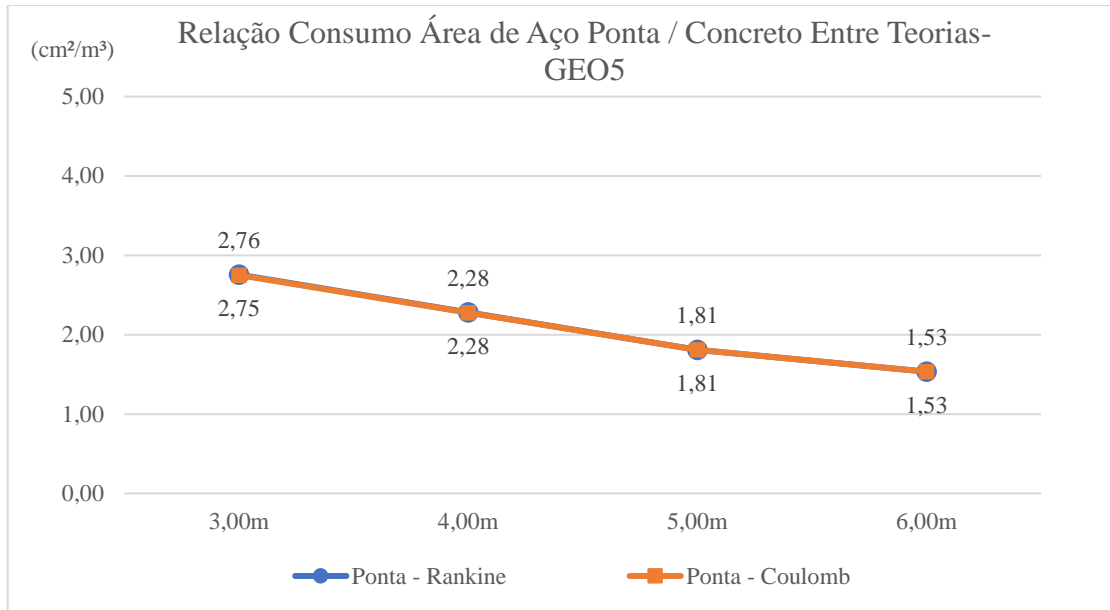
Considerando os dados da tabela acima, desenvolveu-se o Gráfico 4.21, Gráfico 4.22 e Gráfico 4.23, referentes as estruturas do muro de flexão.

Gráfico 4.21 - Relação área de aço no muro e concreto entre teorias



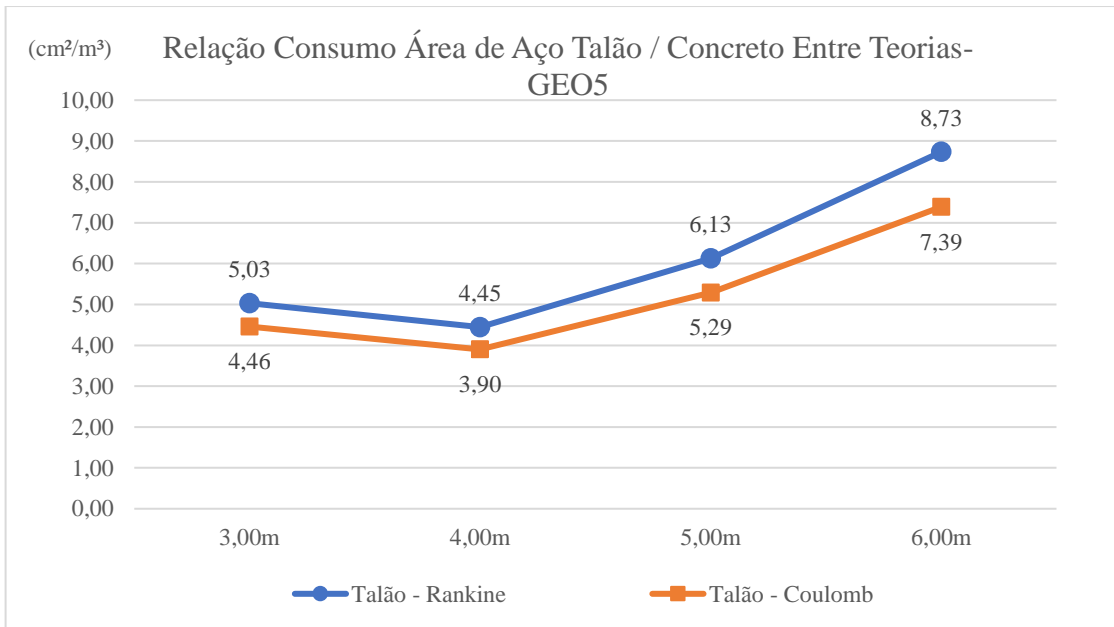
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.22 - Relação área de aço na ponta da sapata e concreto entre teorias



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.23 - Relação área de aço no talão da sapata e concreto entre teorias



Fonte: Autoria própria.

Avaliando as relações expostas acima, verifica-se que o comportamento do consumo em função da elevação da altura é similar para ambas as teorias. Como esperado, a relação referente à Teoria de Coulomb apresenta os menores valores. É interessante observar que, de

maneira geral, esta relação de consumo decresce entre as alturas de 3,0m para 4,0m, evidenciando melhor aproveitamento da seção em concreto armado do muro. Para as alturas seguintes, esta relação é crescente, apresentado maior variação conforme o aumento da altura. No caso da relação de consumo obtida para a ponta da sapata, observa-se que esta decresce com a elevação da altura, visto a adoção de armadura mínima acompanhada pela manutenção da altura da sapata a partir dos 4,0m.

4.3 INFLUÊNCIA NÍVEL D'ÁGUA ESTÁTICO

Para os muros calculados anteriormente pelo software GEO5, considerando a Teoria de Rankine, foram impostas duas situações de nível d'água estático: metade da altura total da estrutura (H/2) e altura total da estrutura (H), simulando possível falha dos dispositivos de drenagem. A tabela que reúne os resultados obtidos encontra-se no Apêndice C.

A Tabela 4.16 apresenta os fatores de segurança ao tombamento, deslizamento e a carga máxima na fundação para as diferentes alturas dos muros de flexão, comparando a situação anterior, sem presença de N.A., com a imposição das condições de N.A. descritas acima. Ainda é indicada a razão entre estes resultados, retratando o impacto causado pelo acúmulo de água.

Tabela 4.16- Influência da presença do nível d'água estático nos fatores de segurança

(continua)

Teoria de Rankine - N.A. Estático - GEO5					
Deslizamento					
N.A.	Ausente	H/2	H		
Altura do Muro (m)	FS _{D1}	FS _{D2}	FS _{D3}	FS _{D2} /FS _{D1}	FS _{D3} /FS _{D1}
3,00	1,53	0,56	0,21	0,3660	0,1373
4,00	1,53	0,53	0,19	0,3464	0,1242
5,00	1,56	0,51	0,16	0,3269	0,1026
6,00	1,53	0,48	0,14	0,3137	0,0915
Tombamento					
N.A.	Ausente	H/2	H		
Altura do Muro (m)	FS _{T1}	FS _{T2}	FS _{T3}	FS _{T2} /FS _{T1}	FS _{T3} /FS _{T1}
3,00	2,42	1,44	0,73	0,5950	0,3017
4,00	2,48	1,41	0,67	0,5685	0,2702
5,00	2,72	1,44	0,66	0,5294	0,2426
6,00	2,67	1,38	0,61	0,5169	0,2285

Tabela 4.17- Influência da presença do nível d'água estático nos fatores de segurança

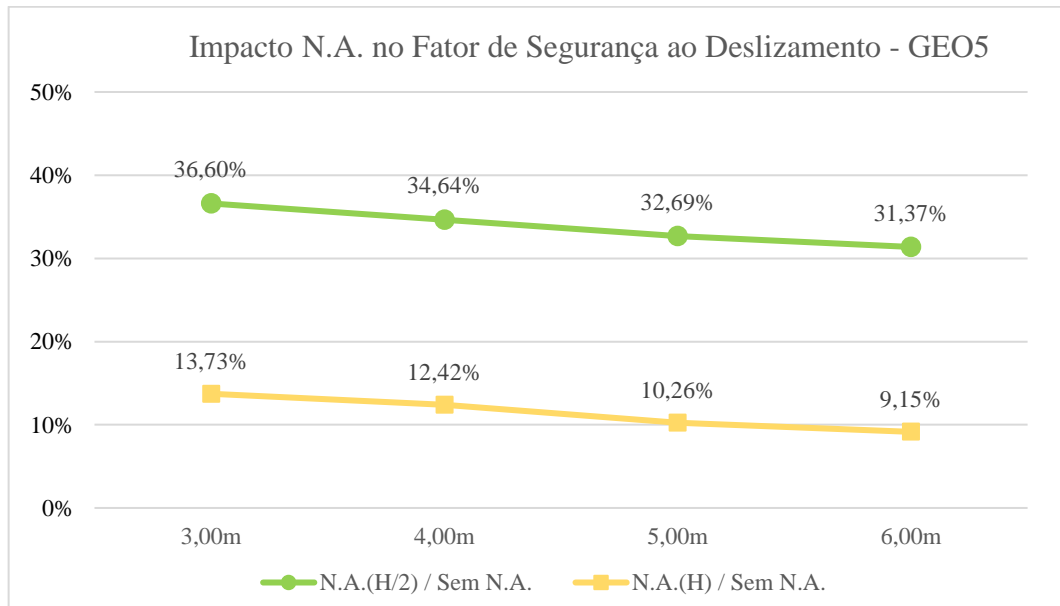
(conclusão)

Carga na fundação				
N.A.	Ausente	H/2	H	
Altura do Muro (m)	CF ₁ (kN/m ²)	CF ₂ (kN/m ²)	CF ₃ (kN/m ²)	CF ₂ /CF ₁
3,00	123,93	154,04	-	1,2430
4,00	149,45	190,92	-	1,2775
5,00	156,77	190,28	-	1,2138
6,00	180,84	231,77	-	1,2816

Fonte: Autoria própria.

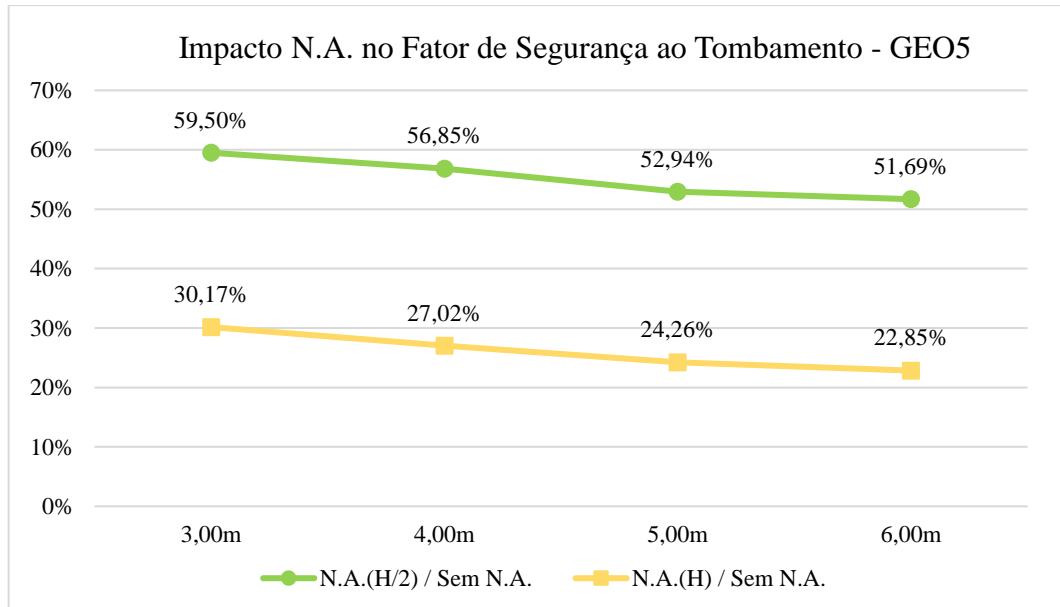
A parti dos dados expostos na Tabela 4.16, desenvolveu-se o Gráfico 4.24, Gráfico 4.25 e Gráfico 4.26, que demonstram o impacto, representado em percentual, imposto pelo N.A., frente a sua desconsideração.

Gráfico 4.24 - Impacto do N.A. estático no fator de segurança ao deslizamento



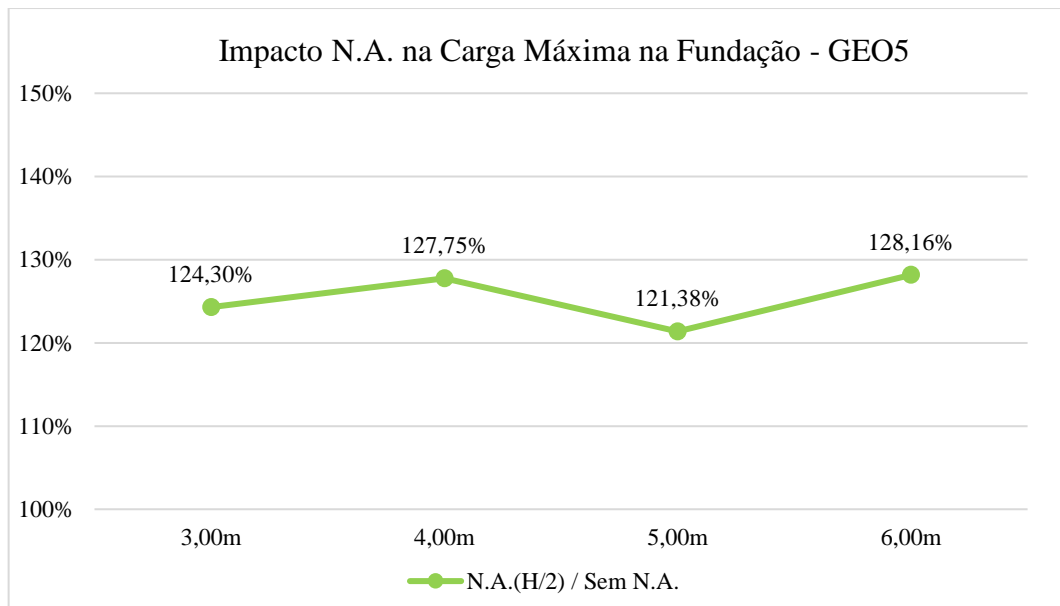
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.25 - Impacto do N.A. estático no fator de segurança ao tombamento



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.26 - Impacto do N.A. estático na carga máxima na fundação



Fonte: Autoria própria.

Observando os resultados da Tabela 4.16 e seus respectivos gráficos, torna-se evidente o impacto que o N.A. estático causa à segurança da estrutura, a qual diminui quanto maior a altura do muro. Ainda, percebe-se a importância que o sistema de drenagem agrega para as obras de contenção compostas por muros de flexão, visto que todos os casos com N.A. atuante

apresentaram fatores de segurança inferiores aos mínimos estabelecidos em norma, inclusive menores que a unidade.

A maior influência sobre os fatores de segurança é observada quanto ao deslizamento, que tem seu valor reduzido para 34%, em média, com N.A. na metade da altura total (H/2) e 12% para N.A. na altura total (H). No caso do fator de segurança ao tombamento, esta relação reduz, em média, para 55% com N.A. na metade da altura total (H/2) e 26% para N.A. na altura total (H).

Na determinação da carga máxima na fundação, para a situação de N.A. atuando na altura total da estrutura (H), a linha neutra (LN) situou-se fora da base da estrutura, de maneira a ocorrer apenas esforços de tração, inviabilizando a determinação desta grandeza. No caso do N.A. atuando na metade da altura da estrutura (H/2), a carga na fundação eleva-se, em média, para 125% em relação à situação sem presença de N.A. É importante destacar que este aumento da carga atuante na fundação é acompanhado pela diminuição da tensão admissível do solo provocada pela diminuição da tensão efetiva.

4.4 INFLUÊNCIA DA SOBRECARGA

Analisando os efeitos da consideração da sobrecarga acidental ($q = 20\text{kN/m}^2$) sobre a superfície do terreno contido, utilizando os resultados obtidos pelo software GEO5 e considerando a Teoria de Rankine, desenvolveu-se a Tabela 4.18. O resumo dos resultados que desprezam a atuação da sobrecarga ($q=0$) encontram-se no Apêndice C.

Tabela 4.18- Influência da sobrecarga nos fatores de segurança

(continua)

Teoria de Rankine – Influência Sobrecarga – GEO5			
Deslizamento			
q (kN/m ²)	20,00	0,00	
Altura do Muro (m)	FS _{D1}	FS _{D2}	FS _{D1} /FS _{D2}
3,00	1,53	2,17	0,7051
4,00	1,53	2,02	0,7574
5,00	1,56	1,96	0,7959
6,00	1,53	1,85	0,8270

Tabela 4.19- Influência da sobrecarga nos fatores de segurança

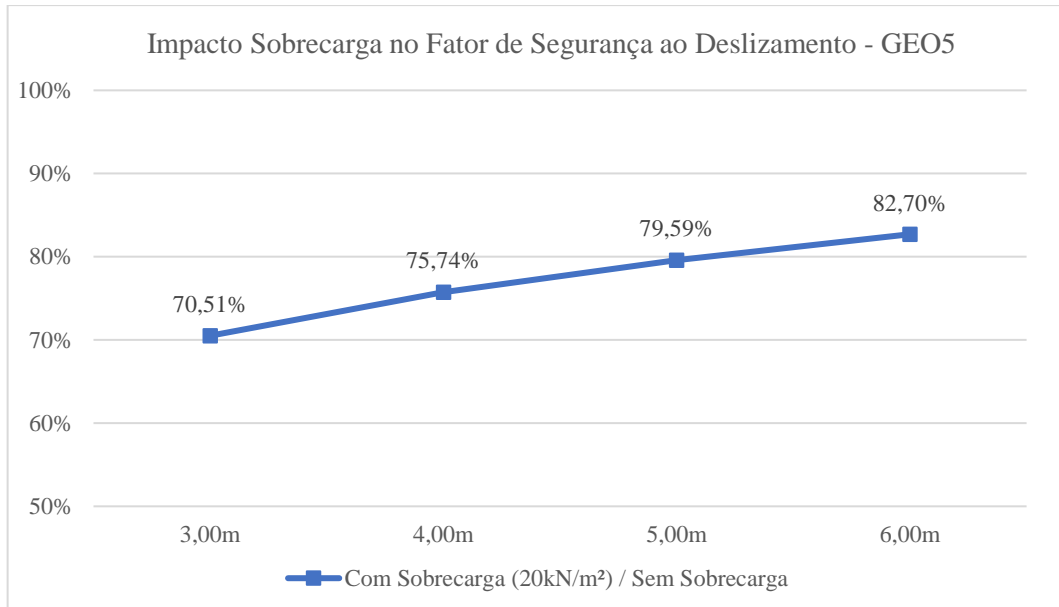
(conclusão)

Tombamento			
q (kN/m ²)	20,00	0,00	
Altura do Muro (m)	FS _{T1}	FS _{T2}	FS _{T1} /FS _{T2}
3,00	2,42	3,79	0,6385
4,00	2,48	3,61	0,6870
5,00	2,72	3,76	0,7234
6,00	2,67	3,54	0,7542
Carga na fundação			
q (kN/m ²)	20,00	0,00	
Altura do Muro (m)	CF ₁ (kN/m ²)	CF ₂ (kN/m ²)	CF1/CF2
3,00	123,93	75,59	1,6395
4,00	149,45	99,41	1,5034
5,00	156,77	109,46	1,4322
6,00	180,84	130,78	1,3828

Fonte: Autoria própria.

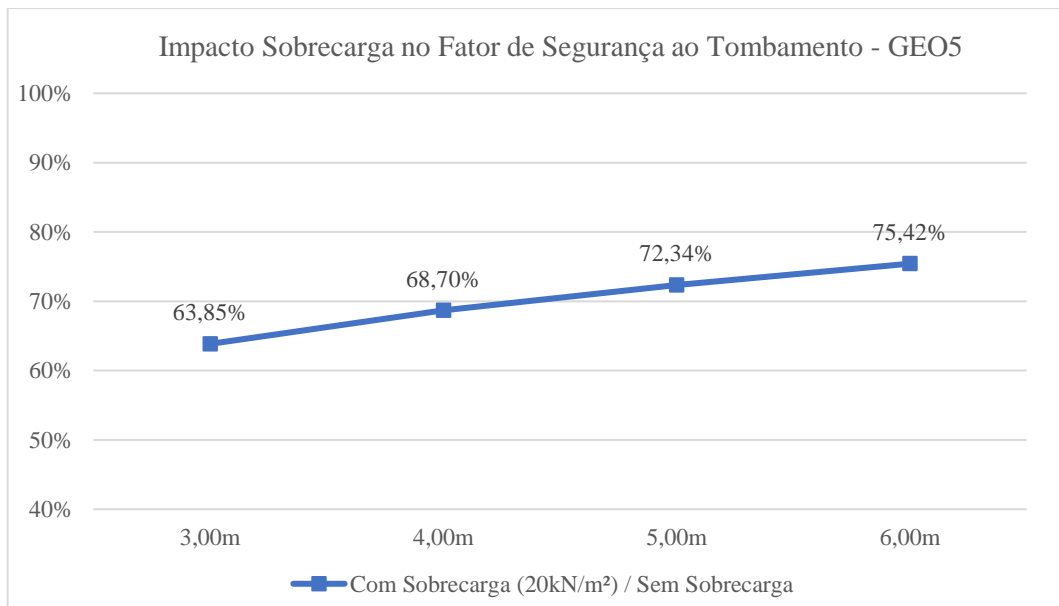
Através das relações apresentadas na Tabela 4.18, compôs-se o Gráfico 4.27, Gráfico 4.28 e Gráfico 4.29, apresentando o impacto em percentual gerado pela consideração da sobrecarga aplicada na superfície do terreno arrimado.

Gráfico 4.27 - Impacto sobrecarga no fator de segurança ao deslizamento



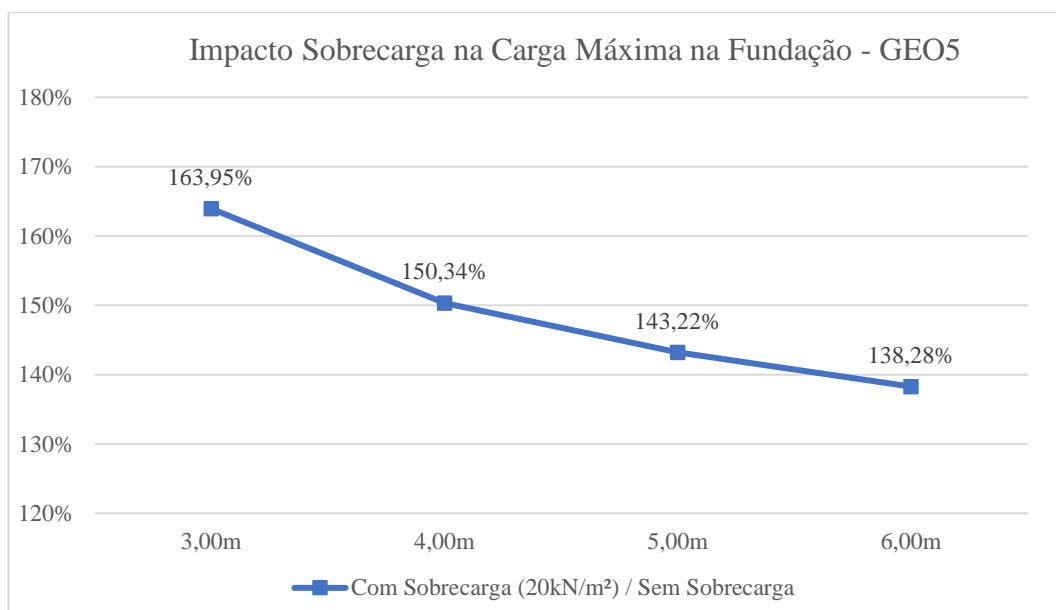
Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.28 - Impacto sobrecarga no fator de segurança ao tombamento



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 4.29 - Impacto sobrecarga na carga máxima na fundação



Fonte: Autoria própria.

Analisando os gráficos expostos acima, verifica-se que, quando a sobrecarga é considerada, os fatores de segurança diminuem e a carga na fundação eleva-se. Ainda, percebe-se que quanto maior a altura do muro de flexão, menor é o impacto exercido pela sobrecarga sobre estes valores uma vez que a magnitude deste carregamento, por ser constante, tem sua influência reduzida frente a elevação do empuxo ativo com a elevação da altura.

5 CONCLUSÃO

Através do estudo desenvolvidos neste trabalho, verificou-se que os resultados obtidos por método analítico e pelo uso do software GEO5, no dimensionamento dos muros de flexão em perfil clássico, mostraram-se muito semelhantes quanto a determinação das solicitações atuantes sobre a estrutura, bem como para as áreas de aço necessárias que compõe as armaduras longitudinais desta. Na determinação dos fatores de segurança e carga máxima na fundação, os métodos mostraram-se convergentes quando utilizada a Teoria de Rankine, comportamento que não se estendeu à Teoria de Coulomb devido as considerações do ponto de aplicação da componente vertical do empuxo ativo, uma vez que o fator de segurança ao tombamento apresentou variação em média de 27%, e para a carga máxima na fundação, em 30%, de maneira que os valores obtidos pelo método analítico mostram-se mais favoráveis à segurança.

Quando comparadas as teorias de Coulomb e Rankine frente aos resultados de dimensionamento dos muros obtidos pelo software GEO5, estas se relacionam de maneira semelhante ao descrito na literatura, em que a consideração da Teoria de Coulomb na determinação dos empuxos ativos resulta em solicitações de menor grandeza, maiores fatores de segurança e, por conseguinte, menor consumo de materiais, enquanto a Teoria de Rankine conduz a uma solução mais simples e a favor da segurança.

Avaliando o comportamento dos muros de flexão em função da altura, verifica-se que quanto maior a altura, maiores são as solicitações atuantes, o que se reflete nas áreas das armaduras longitudinais. Estes fatores condizem com as limitações de altura impostas pela literatura, acima da qual a solução deste tipo de contenção pode ser antieconômica. Ainda, a elevação da altura do muro exige a ampliação das dimensões deste para atingir os fatores de segurança mínimos, o que resulta no aumento de consumo de concreto. Ademais, considerando a relação de área de aço (cm^2) por volume de concreto (m^3), os muros de flexão com 4,0m de altura apresentaram a melhor otimização.

Em vista à imposição de nível d'água estático à montante da estrutura, os resultados determinados pelo software GEO5, considerando a Teoria de Rankine, refletem a importância da boa execução dos dispositivos de drenagem na segurança dos muros de flexão, pois uma vez inoperantes, podem ocasionar a ruína da estrutura, caso esta situação não for considerada no dimensionamento. A consideração do N.A. atuando na metade da altura da estrutura resulta em fatores de segurança ao deslizamento menores que a unidade, reduzindo também os fatores de segurança ao tombamento e ampliando a carga na fundação, situação que se agrava ainda mais quando o N.A. é considerado atuando em toda a altura do muro.

Analisando os efeitos provocado pela sobrecarga nos resultados obtidos pelo software GEO5, considerando a Teoria de Rankine, verifica-se notável impacto nos fatores de segurança e carga na fundação, de maneira que, quando considerada, causa a redução dos fatores de segurança (em média 23% no deslizamento, e 30% no tombamento) e elevação das cargas na fundação (em média 49%). Desta maneira, percebe-se a importância da consideração da sobrecarga acidental no dimensionamento dos muros de flexão.

REFERÊNCIAS

ARAUJO, T. A. **Obras de terra**. Apostila do curso de Engenharia Civil da UFSM. Santa Maria, RS, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: 2019.

BARROS, P. L. A. **Obras de contenção**: manual técnico. Jundiaí, SP: Maccaferri do Brasil, 2017.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2017.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

DIEMER, F. et al. Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**. Ijuí, RS, n. 12, p. 25-36, Outubro, 2008.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado**. 1997. 97 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1997.

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções**: teoria e aplicações em obras. 2. ed. rev. e atual. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo: E. Blücher, 1980.

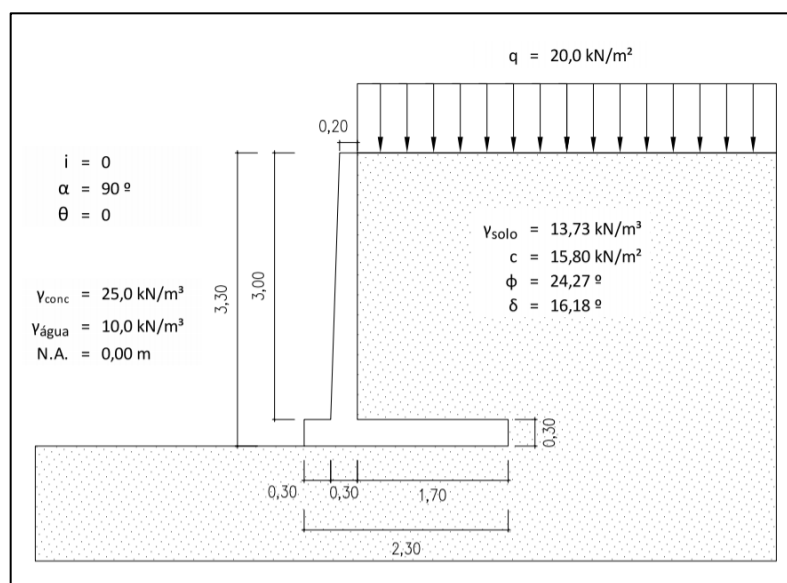
MARCHETTI, O. **Muros de arrimo**. 1ª ed. São Paulo: E. Blücher, 2008.

FINE. **Fine Software**. Disponível em: <<https://www.finesoftware.com.br/>>. Acesso em: 20 jul. 2021.

APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO MURO DE FLEXÃO (H=3,0M)

O cálculo tem como ponto de partida a adoção de um pré-dimensionamento seguindo as proposições da Figura 2.17, compondo o problema exposto na Figura A.1.

Figura A.1- Pré-dimensionamento muro de flexão com 3,0m de altura



Fonte: Autoria própria.

• Determinação do empuxo

O valor do empuxo atuante sobre a estrutura será determinado pela Teoria de Coulomb e pela Teoria de Rankine. Em ambos os casos os efeitos da coesão serão desprezados ($c = 0$), assim como a atuação do empuxo passivo. Os efeitos exercidos pela sobrecarga e pelo retroaterro serão obtidos separadamente.

○ Empuxo pela Teoria de Coulomb

O coeficiente de empuxo ativo será determinado pela equação (2.5), resultando em:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} = 0,37 \quad (\text{A.1})$$

Para a sobrecarga de $q = 20kN/m^2$, o empuxo ativo será:

$$E_{a,q} = q \cdot K_a \cdot H = 20 \cdot 0,37 \cdot 3,30 = 24,42kN/m \quad (A.2)$$

O empuxo ativo exercido pelo solo que compõe o retroaterro será:

$$E_{a,solo} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,37 \cdot 13,73 \cdot (3,30^2) = 27,66kN/m \quad (A.3)$$

O ponto de aplicação dos empuxos calculados acima, em relação ao eixo vertical (y) com origem na base da sapata serão:

$$y_{Ea,q} = \frac{1}{2} H = \frac{1}{2} \cdot 3,30 = 1,65m \quad (A.4)$$

$$y_{Ea,solo} = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} \cdot 3,30 = 1,10m \quad (A.5)$$

Com estes valores, pode-se calcular o empuxo ativo resultante e os respectivos pontos de aplicação:

$$E_a = E_{a,q} + E_{a,solo} = 24,42 + 27,66 = 52,08kN/m \quad (A.6)$$

$$y_{Ea} = \frac{E_{a,q} \cdot y_{Ea,q} + E_{a,solo} \cdot y_{Ea,solo}}{E_{a,q} + E_{a,solo}} = \frac{24,42 \cdot 1,65 + 27,66 \cdot 1,10}{24,42 + 27,66} \quad (A.7)$$

$$= 1,35m$$

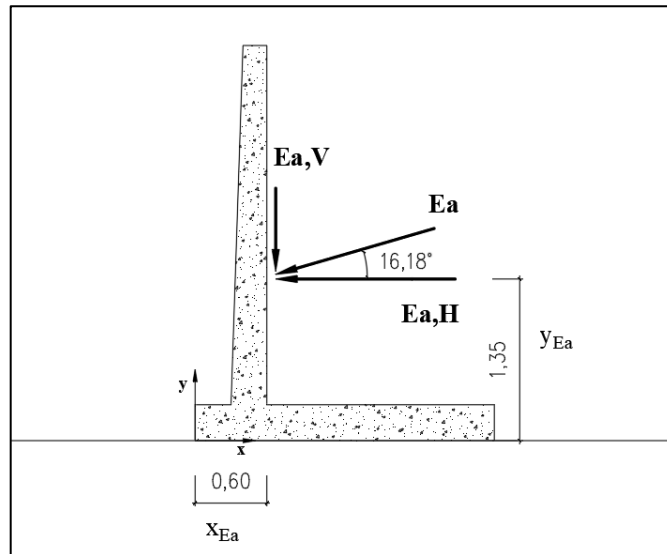
$$x_{Ea} = 0,60m \quad (A.8)$$

Considerando a existência de atrito solo/muro, a resultante do empuxo ativo forma um ângulo com a horizontal equivalente a $\delta = 16,18^\circ$. Logo, deve-se conhecer o valor das resultantes vertical e horizontal, representados na Figura A.2.

$$E_{a,V} = E_a \cdot \sin(\delta + \theta) = 52,08 \cdot \sin(16,18^\circ + 0) = 14,51 \text{ kN/m} \quad (\text{A.9})$$

$$E_{a,H} = E_a \cdot \cos(\delta + \theta) = 52,08 \cdot \cos(16,18^\circ + 0) = 50,02 \text{ kN/m} \quad (\text{A.10})$$

Figura A.2- Aplicação do empuxo ativo pela Teoria de Coulomb



Fonte: Autoria própria.

○ *Empuxo pela Teoria de Rankine*

O coeficiente de empuxo ativo será determinado pela equação (2.13), resultando:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0,42 \quad (\text{A.11})$$

A composição do empuxo ativo atuante referente à sobrecarga e ao solo do retroaterro é representada na Figura A.3, cujas grandezas são definidas por:

$$E_{a,q} = q \cdot K_a \cdot H = 20 \cdot 0,42 \cdot 3,30 = 27,72 \text{ kN/m} \quad (\text{A.12})$$

$$\begin{aligned} E_{a,solo} &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,42 \cdot 13,73 \cdot (3,30)^2 \\ &= 31,40 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.13})$$

O ponto de aplicação dos empuxos calculados acima, são equivalentes aos definidos em (A.4) e (A.5). Assim o empuxo resultante será definido por:

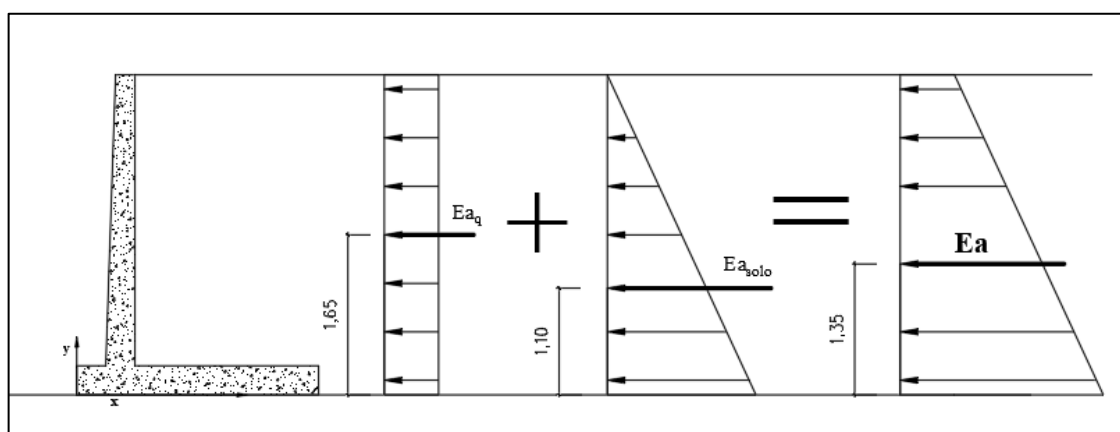
$$E_a = 59,12kN/m \quad (A.14)$$

$$y_{Ea} = \frac{E_{a,q} \cdot y_{Ea,q} + E_{a,solo} \cdot y_{Ea,solo}}{E_{a,q} + E_{a,solo}} = \frac{27,72 \cdot 1,65 + 31,04 \cdot 1,10}{27,72 + 31,04} \quad (A.15)$$

$$= 1,35m$$

$$x_{Ea} = 0,60m \quad (A.16)$$

Figura A.3- Aplicação empuxo ativo pela Teoria de Rankine

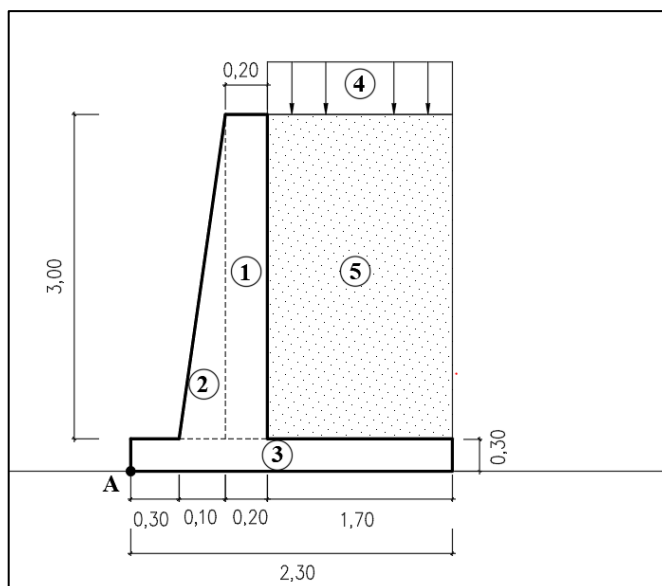


Fonte: Autoria própria.

- **Verificação da estabilidade**

Para realizar a verificação de estabilidade do conjunto solo/estrutura, com o empuxo já calculado, determina-se o peso da estrutura em concreto armado, incluindo o peso da parcela de solo e sobrecarga que atuam sobre o talão da sapata. A Figura A.4 e a Tabela A.1 demonstram a determinação destas grandezas.

Figura A.4- Composição do peso da estrutura



Fonte: Autoria própria.

Tabela A.1- Tabela do peso da estrutura e momentos no fulcro de tombamento (A)

Parte	Força Peso (kN/m)	Braço (cm) Ponto (A)	Momento (kNm/m)
1	$0,20 \times 3,0 \times 25 = 15,0$	$10 + 10 + 30 = 50$	7,50
2	$0,10 \times 3,0 \times 0,5 \times 25 = 3,75$	$(10 \times 2/3) + 30 = 36,67$	1,39
3	$2,30 \times 0,30 \times 25 = 17,25$	$230/2 = 115$	19,84
4	$1,70 \times 20 = 34$	$(170/2) + 30 + 30 = 145$	49,30
5	$1,70 \times 3,0 \times 13,73 = 70,02$	$(170/2) + 30 + 30 = 145$	101,53
Total	140,02 kN/m		179,55 kNm/m

Fonte: Autoria própria.

A distância horizontal entre a resultante do peso do conjunto e o fulcro de tombamento (A) será:

$$y_P = \frac{\sum M_A}{\sum P} = \frac{179,55}{140,02} = 1,28m \quad (\text{A.17})$$

Nas verificações seguintes, será adotado os resultados de empuxo obtido pela Teoria de Rankine por apresentar solicitações de maior intensidade, mostrando-se a favor da segurança.

○ *Verificação ao deslizamento*

Na determinação da força horizontal resistente, será considerado coeficiente de atrito de $\mu = 0,55$, como proposto por Moliterno (1980) para a interface concreto/solo seco. O valor da coesão entre solo/muro será considerado como $\frac{1}{3} \cdot c = \frac{1}{3} \cdot 15,80 = 5,27 \text{ kN/m}$. Desta forma, a força horizontal resistente será obtida pela equação (2.26).

$$\begin{aligned} S &= [c \cdot b + (N - U)\mu] \\ &= 5,27 \cdot 2,30 + 140,02 \cdot 0,55 = 89,13 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.18})$$

O fator de segurança ao deslizamento será:

$$FS_{des} = \frac{F_{H \text{ resist.}}}{F_{H \text{ atuantes}}} = \frac{E_p + S}{E_a + E_w} = \frac{89,13}{59,12} = 1,51 > 1,5 \quad (\text{A.19})$$

observa-se que, como não ocorre nível d'água estático e o empuxo passivo é desconsiderado, $E_w = 0$, $U = 0$ e $E_p = 0$.

Logo o fator de segurança ao deslizamento é atendido.

• *Verificação ao tombamento*

Para a determinação do fator de segurança ao tombamento, deve-se determinar a razão entre os somatórios dos momentos resistentes e momentos atuantes, tomados em relação ao ponto "A", observado na Figura A.4, denominado fulcro de tombamento. Assim:

$$\sum M_{resist.} = P \cdot y_p = 140,02 \cdot 1,28 = 179,22 \text{ kNm/m} \quad (\text{A.20})$$

$$\begin{aligned} \sum M_{atuantes} &= E_a \cdot y_{Ea} + E_w \cdot y_{Ew} + U \cdot x_U \\ &= 59,12 \cdot 1,35 = 79,81 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (\text{A.21})$$

O fator de segurança ao tombamento é:

$$FS_{tomb} = \frac{\sum M_{resist.}}{\sum M_{atuantes}} = \frac{179,22}{79,81} = 2,24 > 1,5 \quad (\text{A.22})$$

Logo o fator de segurança ao tombamento é atendido.

○ *Verificação da capacidade de carga da fundação*

Primeiro será determinada a solicitação exercida pela estrutura ao solo de fundação através da determinação da excentricidade da normal à força resultante que atua na base no muro. Desta forma, seguindo as equações propostas no item 2.3.3:

$$d = \frac{\sum M_A}{N} = \frac{179,22 - 79,81}{140,02} = 0,71m \quad (\text{A.23})$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2,30}{2} - 0,71 = 0,44m \quad (\text{A.24})$$

Verifica-se que a resultante das forças atuantes não se localiza no núcleo central da base, visto que, $e > B/6$. Logo ocorre tração na borda interna do muro, caracterizando o Caso IV. Nesta situação, Moliterno (1980) indica a exclusão da zona de tração, compensando com um excesso de compressão e alteração da linha neutra, de maneira que a tensão máxima é determinada pela equação (2.31) e representada na Figura A.5.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2N}{3d} = \frac{2 \cdot 140,02}{3 \cdot 0,71} = 131,47kN/m^2 \quad (\text{A.25})$$

A tensão limite do solo de fundação será determinado pelo método clássico de Terzaghi-Prandtl, seguindo a equação (2.33) e utilizando os fatores de capacidade de suporte da Tabela 2.7.

Como o solo de fundação é considerado equivalente ao do retroaterro, partindo de seu ângulo de atrito interno ($\phi = 24,27^\circ$), obtém-se os fatores de capacidade de suporte pelo emprego de interpolação linear, resultando $N_c = 19,72$; $N_q = 9,90$ e $N_\gamma = 9,86$.

Os fatores de forma são obtidos pela Tabela 2.8. Como a base do muro é considerada como sapata corrida ($L \geq 5B$), os fatores de forma são $S_c, S_q, S_\gamma = 1,0$.

Aplicando o método de Terzaghi-Prandtl:

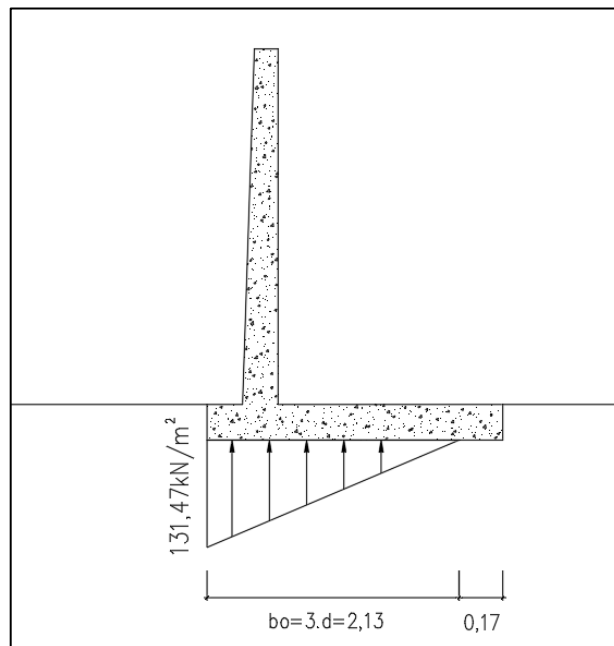
$$\begin{aligned}\sigma_{lim} &= c \cdot N_c \cdot S_c + q_s \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\ &= 15,8 \cdot 19,72 + (13,73 \cdot 0,3) \cdot 9,9 + \\ &+ \frac{1}{2} \cdot 13,73 \cdot (2,3 - 2 \cdot 0,44) \cdot 9,86 = 448,47 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\tag{A.26}$$

Aplicando o fator de segurança global à tensão limite obtida, determina-se a tensão admissível do solo de fundação:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3,0} = \frac{448,47}{3,0} = 149,49 \text{ kN/m}^2\tag{A.27}$$

Como $\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x}$, a verificação de capacidade do solo de fundação é atendida. A Figura A.5 representa a distribuição da tensão limite do solo de fundação.

Figura A.5- Carga na fundação



Fonte: Autoria própria.

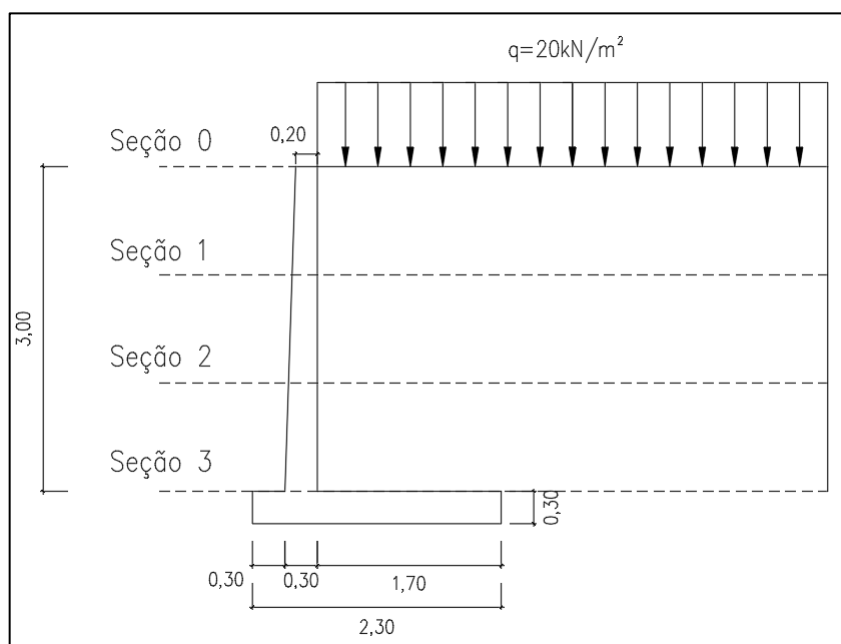
- **Dimensionamento das armaduras do muro de flexão**

Nos itens seguintes, será apresentado o cálculo de dimensionamento das armaduras referentes à primeira seção (seção 01), uma vez que estes se repetem para as demais.

- *Solicitações no muro*

Para determinar as solicitações atuantes no muro vertical, para posterior dimensionamento, este será dividido em seções de 1,0m de altura, do topo à base, como apresentado na Figura A.6. As solicitações em cada seção serão determinadas através dos carregamentos atuantes que se acumulam ao transcorrer da altura.

Figura A.6- Seções de dimensionamento



Fonte: Autoria própria.

As solicitações atuantes provêm do empuxo causado pelo solo do retroaterro e pela sobrecarga. Assim, para a seção 01, os empuxos atuantes e a respectiva distância vertical (y) à seção, são:

$$E_{a1,q} = q \cdot K_a \cdot H = 20 \cdot 0,42 \cdot 1,0 = 8,4kN/m \quad (A.28)$$

$$y_{Ea1,q} = \frac{1}{2}H = \frac{1}{2}1,0 = 0,5m \quad (A.29)$$

$$E_{a1,solo} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,42 \cdot 13,73 \cdot (1,0)^2 = 2,88kN/m \quad (A.30)$$

$$y_{Ea1,solo} = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3}1,0 = 0,33m \quad (A.31)$$

Logo, a força cortante e momento fletor na seção 01 do muro serão:

$$Q_1 = 8,4 + 2,88 = 11,28kN/m \quad (A.32)$$

$$M_1 = 8,4 \cdot 0,5 + 2,88 \cdot 0,33 = 5,15kNm/m \quad (A.33)$$

○ *Dimensionamento da armadura longitudinal*

Como a seção transversal do muro não é constante, deve-se determinar sua altura para cada seção. A altura da seção transversal na seção 01, será:

$$h = 0,20 + \Delta h = 0,20 + 1,0 \cdot \frac{(0,30 - 0,20)}{3,0} = 0,23m \quad (A.34)$$

Considerando o cobrimento nominal adotado $c_{nom.} = 3,0cm$ e a adoção de barras com diâmetro $\phi = 10mm$, a altura útil (d) da seção, será:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0,23 - 0,03 - \frac{0,01}{2} = 0,195m \quad (A.35)$$

Para se determinar a área de aço, serão utilizadas as fórmulas adimensionais (2.34) e (2.35), com auxílio da tabela de dimensionamento do Anexo A, segundo as quais:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 5,15}{1,0 \cdot (0,195)^2 \cdot \frac{30000}{1,4}} = 0,0088 \cong 0,01 \quad (\text{A.36})$$

$$KX = 0,0148 \quad (\text{A.37})$$

$$KZ = 0,9941 \quad (\text{A.38})$$

como $KX = \frac{x}{d} = 0,0148 < 0,45$, a seção segue o limite estabelecido em norma.

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 5,15}{(0,9941) \cdot 0,195 \cdot \frac{50}{1,15}} \cong 0,86 \text{cm}^2 \quad (\text{A.39})$$

Verificando a área de aço mínima através da equação (2.39), obtém-se:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 23,0 = 3,45 \text{cm}^2 \quad (\text{A.40})$$

como $A_s < A_{s\text{mín}}$, adota-se a área de aço mínima para a seção 01.

○ *Verificação da necessidade de armadura transversal*

Tem-se como a força cortante de projeto na seção 01:

$$V_{sd} = 1,4 * 11,28 = 15,79 \text{kN/m} \quad (\text{A.41})$$

A resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}) segue a equação (2.40), de maneira que:

$$\begin{aligned} \tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} &= 0,25 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{1,4} \right) = 0,36 \text{MPa} \\ &= 0,036 \text{kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{A.42})$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,195 = 1,40 > 1,0 \quad (\text{A.43})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{3,45}{100 \cdot 19,5} = 0,0018 < 0,02 \quad (\text{A.44})$$

Como não ocorre protensão na seção, $\sigma_{cp} = 0$, assim:

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ &= [0,036 \cdot 1,4 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0018)] \cdot 100 \cdot 19,5 = 125,01 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.45})$$

A seção 01 não necessita de armadura transversal, uma vez que $V_{Rd1} > V_{sd}$.

○ *Armadura de distribuição*

A armadura de distribuição que deve ser posicionada ao longo da altura do muro, será considerada como a maior entre os valores seguintes:

$$A_{s,dist.} \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{s,principal} = 0,2 \cdot 8,0 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,5 \cdot A_{s,mín.} = 0,5 \cdot 4,50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (\text{A.46})$$

Logo, a área de aço que compõe a armadura de distribuição é $A_{s,dist.} = 2,25 \text{ cm}^2$.

○ *Resumo do dimensionamento das seções do muro*

A Tabela A.2 e Tabela A.3 apresentam o resumo do dimensionamento para o momento fletor e cisalhamento, para as seções que compõe o muro em questão.

Tabela A.2- Dimensionamento armadura longitudinal do muro

Momento Fletor								
Seção	h (m)	d (m)	M (kNm/m)	Md (kNm/m)	As (cm ²)	As,mín. (cm ²)	As,nec. (cm ²)	As,dist. (cm ²)
1	0,23	0,195	5,15	7,21	0,86	3,45	3,45	2,25
2	0,27	0,235	24,34	34,07	3,40	4,05	4,05	
3	0,30	0,265	63,35	88,70	8,00	4,50	8,00	

Fonte: Autoria própria.

Tabela A.3- Verificação armadura transversal do muro

Cisalhamento									
Seção	h (m)	d (m)	Q (kN/m)	Vsd (kN/m)	τ_{Rd} (kN/cm ²)	k	ρ_1	Vrd1	Situação
1	0,23	0,195	11,28	15,79	0,036	1,40	0,0018	125,01	Dispensa
2	0,27	0,235	28,16	39,42	0,036	1,37	0,0017	147,37	Dispensa
3	0,30	0,265	50,83	71,17	0,036	1,34	0,0030	169,17	Dispensa

Fonte: Autoria própria.

- **Dimensionamento das armaduras da sapata**

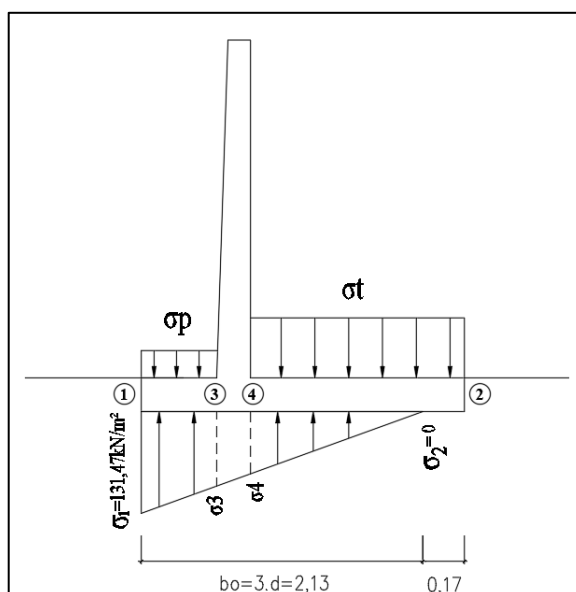
A sapata que compõe o muro será dimensionada como uma sapata corrida, ou seja, armada em apenas uma direção, referente à base da sapata. Assim, aplica-se a mesma metodologia de cálculo considerada para o muro.

Para o dimensionamento, a sapata será dividida em dois elementos: ponta e talão.

- *Solicitações na sapata*

Os esforços solicitantes na sapata são resultantes de seu peso próprio, do peso do solo sobrejacente e da reação de apoio sobre o solo de fundação, representados pela Figura A.7.

Figura A.7- Carregamento da sapata



Fonte: Autoria própria.

O trecho da sapata que compreende o muro será desconsiderado. Assim, será calculado a reação no solo atuantes nestes pontos de intersecção por semelhança de triângulos.

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 \cdot (b_0 - 0,30)}{b_0} = \frac{131,47 \cdot (2,13 - 0,30)}{2,13} = 112,95 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.47})$$

$$\begin{aligned} \sigma_4 &= \frac{\sigma_1 \cdot [1,70 - (B - b_0)]}{b_0} = \frac{131,47 \cdot [1,7 - (2,30 - 2,13)]}{2,13} \\ &= 94,44 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{A.48})$$

O carregamento na ponta, devido ao peso próprio; e no talão, pelo peso próprio, sobrecarga e peso do solo são, respectivamente:

$$\sigma_P = 0,30 \cdot 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.49})$$

$$\sigma_T = 0,30 \cdot 25 + 20,0 + 3,0 \cdot 13,73 = 68,69 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.50})$$

Os esforços atuantes em cada parte da sapata serão determinados pela sobreposição dos efeitos dos carregamentos. Assim, a força cortante e braço de alavanca, em relação ao ponto 03, para a ponta da sapata, são:

$$\begin{aligned} Q\sigma_{solo,3} &= (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \frac{B_P}{2} = (131,47 + 112,95) \cdot \frac{0,30}{2} \\ &= 36,66 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{A.51})$$

$$\begin{aligned} y\sigma_{solo,3} &= \frac{(2 \cdot \sigma_1 + \sigma_3) \cdot B_P}{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot 3} = \frac{(2 \cdot 131,47 + 112,95) \cdot 0,30}{(131,47 + 112,95) \cdot 3} \\ &= 0,154 \text{ m} \end{aligned} \quad (\text{A.52})$$

$$Q\sigma_{P,3} = -\sigma_P \cdot B_P = -7,5 \cdot 0,3 = -2,25 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.53})$$

$$y\sigma_{P,3} = \frac{B_P}{2} = \frac{0,30}{2} = 0,15 \text{ m} \quad (\text{A.54})$$

A força cortante resultante na ponta da sapata, será:

$$Q_P = 36,66 - 2,25 = 34,41 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.55})$$

O momento fletor no ponto 03, com sinal positivo para tração nas fibras inferiores, será:

$$\begin{aligned} M_3 &= Q_{\sigma_{solo,3}} \cdot y_{\sigma_{solo,3}} + Q_{\sigma_{P,3}} \cdot y_{\sigma_{P,3}} = 36,66 \cdot 0,154 - 2,25 \cdot 0,15 \\ &= 5,31 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (\text{A.56})$$

Para o talão da sapata, a força cortante e braço de alavanca em relação ao ponta 04, será:

$$\begin{aligned} Q_{\sigma_{solo,4}} &= \frac{1}{2} \cdot \sigma_4 \cdot [1,70 - (B_T - b_0)] = \frac{1}{2} \cdot 94,44 \cdot (1,70 - 0,13) \\ &= 74,13 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.57})$$

$$y_{\sigma_{solo,4}} = \frac{1}{3} \cdot [1,70 - (B_T - b_0)] = \frac{1}{3} \cdot (1,70 - 0,13) = 0,52 \text{ m} \quad (\text{A.58})$$

$$Q_{\sigma_{T,4}} = -\sigma_T \cdot B_T = -68,69 \cdot 1,70 = -116,77 \text{ kN/m} \quad (\text{A.59})$$

$$y_{\sigma_{T,4}} = \frac{B_T}{2} = \frac{1,70}{2} = 0,85 \text{ m} \quad (\text{A.60})$$

A força cortante resultante no talão da sapata, será:

$$Q_T = 74,13 - 116,77 = -42,64 \text{ kN/m} \quad (\text{A.61})$$

O momento fletor no ponto 04, com sinal negativo para tração nas fibras superiores, será:

$$\begin{aligned} M_4 &= Q_{\sigma_{solo,4}} \cdot y_{\sigma_{solo,4}} + Q_{\sigma_{T,4}} \cdot y_{\sigma_{T,4}} = 74,13 \cdot 0,52 - \\ &- 116,77 \cdot 0,85 = -60,71 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (\text{A.62})$$

A Tabela A.4 traz o resumo das sollicitações atuantes na sapata:

Tabela A.4- Solicitação na sapata

Local	Q (kN/m)	M (kNm/m)
Ponta	34,41	5,31
Talão	(-)42,64	(-)60,71

Fonte: Autoria própria.

○ *Dimensionamento das armaduras da ponta da sapata*

A altura da seção resistente da sapata é constante para todos os elementos, e tem valor:

$$h = 0,30m \quad (\text{A.63})$$

A altura útil, será:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0,30 - 0,03 - \frac{0,01}{2} = 0,265m \quad (\text{A.64})$$

A armadura longitudinal será calculada através das mesmas fórmulas adimensionais utilizadas no cálculo do muro, com o auxílio da tabela de dimensionamento do Anexo A. Assim:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 5,31}{1,0 \cdot (0,265)^2 \cdot \frac{30000}{1,4}} = 0,005 \cong 0,01 \quad (\text{A.65})$$

$$KX = 0,0148 \quad (\text{A.66})$$

$$KZ = 0,9941 \quad (\text{A.67})$$

como $KX = \frac{x}{d} = 0,0148 < 0,45$, a seção segue o limite estabelecido em norma.

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 5,31}{(0,9941) \cdot 0,265 \cdot \frac{50}{1,15}} \cong 0,65cm^2 \quad (\text{A.68})$$

A área de aço mínima estabelecida pela norma é:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 30,0 = 4,50 \text{cm}^2 \quad (\text{A.69})$$

como $A_s < A_{s\text{mín}}$, adota-se a área de aço mínima para a armadura longitudinal na ponta da sapata.

Verificando se a seção dispensa a utilização de armadura transversal para a força cortante de projeto:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 34,41 = 48,17 \text{kN/m} \quad (\text{A.70})$$

A resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), com τ_{Rd} equivalente a (A.42), será:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,265 = 1,34 > 1,0 \quad (\text{A.71})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{4,50}{100 \cdot 26,5} = 0,0017 < 0,02 \quad (\text{A.72})$$

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ &= [0,036 \cdot 1,34 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0017)] \cdot 100 \cdot 26,5 = 162,09 \text{kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.73})$$

Logo, a ponta da sapata não necessita de armadura transversal, pois $V_{Rd1} > V_{sd}$.

A armadura de distribuição ao longo da extensão da base do muro, na região da ponta da sapata, será considerada como a maior entre os valores seguintes:

$$A_{s,dist.} \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{s,principal} = 0,2 \cdot 4,5 = 0,9 \text{cm}^2 \\ 0,9 \text{cm}^2 \\ 0,5 \cdot A_{s,mín.} = 0,5 \cdot 4,50 = 2,25 \text{cm}^2 \end{cases} \quad (\text{A.74})$$

Logo, a área de aço que compõe a armadura de distribuição é $A_{s,dist.} = 2,25 \text{cm}^2$

- *Dimensionamento das armaduras do talão da sapata*

O dimensionamento das armaduras para o talão da sapata segue o mesmo processo de cálculo descrito acima, considerando as solicitações atuantes no talão.

A armadura longitudinal, será:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 60,71}{1,0 \cdot (0,265)^2 \cdot \frac{30000}{1,4}} = 0,056 \cong 0,01 \quad (\text{A.75})$$

$$KX = 0,0916 \quad (\text{A.76})$$

$$KZ = 0,9633 \quad (\text{A.77})$$

como $KX = \frac{x}{d} = 0,0916 < 0,45$, a seção segue o limite estabelecido em norma.

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 60,71}{(0,9633) \cdot 0,265 \cdot \frac{50}{1,15}} \cong 7,66 \text{cm}^2 \quad (\text{A.78})$$

A área de aço mínima estabelecida pela norma é:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 30,0 = 4,50 \text{cm}^2 \quad (\text{A.79})$$

como $A_s > A_{s\text{mín}}$, a área de aço adotada será $A_{s,\text{adot}} = 7,66 \text{cm}^2$ para a armadura longitudinal no talão da sapata.

Verificando se a seção dispensa a utilização de armadura transversal para a força cortante de projeto:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 42,64 = 59,70 \text{kN/m} \quad (\text{A.80})$$

A resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), com τ_{Rd} equivalente a (A.42), será:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,265 = 1,34 > 1,0 \quad (\text{A.81})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{7,66}{100 \cdot 26,5} = 0,0029 < 0,02 \quad (\text{A.82})$$

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ &= [0,036 \cdot 1,34 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0029)] \cdot 100 \cdot 26,5 = 168,23 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.83})$$

Logo, o talão da sapata não necessita o uso de armadura transversal, pois $V_{Rd1} > V_{sd}$.

A armadura de distribuição ao longo da extensão da base do muro, na região do talão da sapata, será considerada como a maior entre os valores seguintes:

$$A_{s,dist.} \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{s,principal} = 0,2 \cdot 7,66 = 1,53 \text{ cm}^2 \\ 0,9 \text{ cm}^2 \\ 0,5 \cdot A_{s,mín.} = 0,5 \cdot 4,50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (\text{A.84})$$

Logo, a área de aço que compõe a armadura de distribuição é $A_{s,dist.} = 2,25 \text{ cm}^2$

○ *Resumo do dimensionamento da sapata do muro*

A Tabela A.5 e Tabela A.6 apresentam o resumo do dimensionamento da sapata do muro em relação ao momento fletor e cisalhamento.

Tabela A.5- Dimensionamento armadura longitudinal da sapata

Momento Fletor								
Local	h (m)	d (m)	M (kNm/m)	Md (kNm/m)	As (cm ²)	As,mín. (cm ²)	As,nec. (cm ²)	As,dist. (cm ²)
Ponta	0,30	0,265	5,31	7,43	0,65	4,50	4,50	2,25
Talão	0,30	0,265	-60,71	84,99	7,66	4,50	7,66	2,25

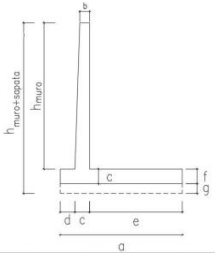
Fonte: Autoria própria.

Tabela A.6- Verificação armadura transversal da sapata

Cisalhamento									
Local	h (m)	d (m)	Q (kN/m)	Vsd (kN/m)	τ_{Rd} (kN/cm ²)	k	ρ_1	Vrd1	Situação
Ponta	0,3	0,265	34,41	48,17	0,036	1,34	0,0017	162,09	Dispensa
Talão	0,3	0,265	-42,64	59,70	0,036	1,34	0,0029	168,23	Dispensa

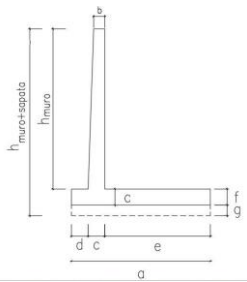
Fonte: Autoria própria.

APÊNDICE B- RESUMO DIMENSIONAMENTO MUROS DE FLEXÃO

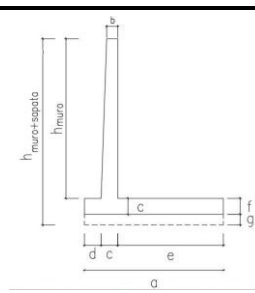
RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 3,0m - TEORIA DE RANKINE										
	DIMENSOES (m)				PARAMETROS					
	hmuro=	3,00	δ=	16,18 °	γsolo=	13,73 kN/m ³				
	hmuro+sapata=	3,30	φ=	24,27 °	c=	15,80 kN/m ³				
	a=	2,30	θ=	0,00 °	γconc=	25,00 kN/m ³				
	b=	0,20	α=	90,00 °	γágua=	10,00 kN/m ³				
	c=	0,30	i=	0,00 °	N.A.=	0,00 m				
	d=	0,30								
	e=	1,70								
	f=	0,30								
	g=	0,00								
MATERIAIS										
CONCRETO (m ³ /m)					AÇO CA-50 (cm ² /m)					
1,44					Cálculo analítico GEO5 20,16 19,18					
Empuxo Teoria de Rankine										
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	ΣEa,H	ΣEa,V	
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
Cálculo Analítico	27,72	0,60	1,65	31,40	0,60	1,10	59,12	59,12	0	
Software GEO5	24,38	2,30	1,63	31,21	2,30	1,10	55,59	55,59	0	
PESO DA ESTRUTURA										
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5						
	Força Peso		Braço Alavanca (A)		Força Peso		Braço Alavanca (A)			
	(kN/m)		x (m)		(kN/m)		x (m)			
Muro	36,00		0,80		36,00		0,80			
Sobrecarga (q)	34,00		1,45		34,00		1,45			
Solo	70,02		1,45		70,02		1,45			
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO										
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros				
ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	μ=	0,55			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c=				5,27
89,13	59,12	1,51	84,95	55,58	1,53					
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO										
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5				
ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson				
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal 2,07				
179,22	79,81	2,24	179,55	74,08	2,42					
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO										
	ΣMA	e	Caso	σ1	σ2	σadm	Situação			
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
Cálculo Analítico	99,41	0,44	IV	131,47	0	149,49	Suporta			
Software GEO5	105,47	0,40	IV	123,93	0	149,49	Suporta			
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS										
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções						
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata				
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,30					
cnom (cm)	3,00			d (m)	0,265					
Cálculo Analítico	Momento Fletor		Cisalhamento				Situação			
	Md	As,nec.	Vsd	VRdI						
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)						
	88,70	8,00	71,17	169,17	Dispensa		MURO			
	7,43	4,50	48,17	162,09	Dispensa		PONTA SAPATA			
	84,99	7,66	59,70	168,23	Dispensa		TALÃO SAPATA			
Software GEO5	Momento Fletor		Cisalhamento				Situação			
	Md	As,nec.	Vsd	VRdI						
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)						
	88,00	7,96	71,12	229,43	Dispensa		MURO			
	7,16	3,97	46,35	230,55	Dispensa		PONTA SAPATA			
	80,84	7,25	57,73	230,55	Dispensa		TALÃO SAPATA			

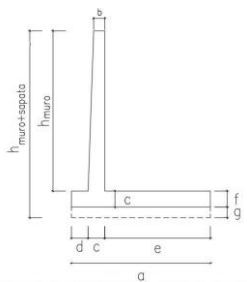
RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 3,00m - TEORIA DE COULOMB									
		DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS				
		hmuro=	3,00	δ=	16,18 °	γsolo=	13,73 kN/m ³		
	hmuro+sapata=	3,30	φ=	24,27 °	c=	15,80 kN/m ³			
	a=	2,30	θ=	0,00 °	γconc=	25,00 kN/m ³			
	b=	0,20	α=	90,00 °	γágua=	10,00 kN/m ³			
	c=	0,30	i=	0,00 °	N.A.=	0,00 m			
	d=	0,30			q=	20,0 kN/m ²			
	e=	1,70	MATERIAIS						
	f=	0,30	CONCRETO (m ³ /m)		AÇO CA-50 (cm ² /m)				
	g=	0,00	1,44		Cálculo analítico		GEO5		
					17,59		16,89		
Empuxo Teoria de Coulomb									
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	ΣEa,H	ΣEa,V
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Cálculo analítico	24,49	0,60	1,65	27,75	0,60	1,10	52,24	50,17	14,5572
Software GEO5	24,08	2,30	1,64	27,30	2,30	1,09	51,38	47,24	20,21
PESO DA ESTRUTURA									
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5					
	Força Peso		Braço Alavanca (A)	Força Peso		Braço Alavanca (A)			
	(kN/m)		x (m)	(kN/m)		x (m)			
Muro	36,00		0,80	36,00		0,80			
Sobrecarga (q)	34,00		1,45	34,00		1,45			
Solo	70,02		1,45	70,02		1,45			
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros			
ΣFH, Resist.	ΣFH, Atuantes	FSD	ΣFH, Resist.	ΣFH, Atuantes	FSD	μ= 0,55			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c= 5,27			
97,13	50,17	1,94	98,81	47,24	2,09				
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5			
ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal			
188,28	68,13	2,76	226,04	63,59	3,55	2,07			
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA	e	Caso	σ1	σ2	σadm	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
Cálculo Analítico	120,15	0,37	II	132,56	1,86	152,50	Suporta		
Software GEO5	162,45	0,14	II	94,43	44,91	152,50	Suporta		
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS									
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções					
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata			
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,30	0,30			
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,265	0,265			
	Momento Fletor		Cisalhamento				Situação		
	Md	As,rec.	Vsd	VRd1					
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)					
Cálculo Analítico	75,74	6,81	60,77	166,87	Dispensa		MURO		
	7,52	4,50	48,94	162,40	Dispensa		PONTA SAPATA		
	70,05	6,28	44,10	165,85	Dispensa		TALÃO SAPATA		
Software GEO5	72,41	6,51	60,73	229,43	Dispensa		MURO		
	5,48	3,96	36,05	229,46	Dispensa		PONTA SAPATA		
	71,53	6,42	41,34	229,46	Dispensa		TALÃO SAPATA		

RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 4,0m - TEORIA DE RANKINE									
			DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS			
			hmuro= 4,00	δ= 16,18 °	γsolo= 13,73 kN/m³	MATERIAIS CONCRETO (m³/m) AÇO CA-50 (cm²/m) 2,40 Cálculo analítico GEO5 29,09 27,78			
hmuro+sapata= 4,40	φ= 24,27 °	c= 15,80 kN/m³							
a= 3,00	θ= 0,00 °	γconc= 25,00 kN/m³							
b= 0,20	α= 90,00 °	γágua= 10,00 kN/m³							
c= 0,40	i= 0,00 °	N.A.= 0,00 m							
d= 0,40				q= 20,0 kN/m²					
e= 2,20									
f= 0,40									
g= 0,00									
Empuxo Teoria de Rankine									
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	ΣEa,H	ΣEa,V
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Cálculo Analítico	36,73	0,80	2,20	55,47	0,80	1,47	92,21	92,21	0
Software GEO5	32,51	3,00	2,17	55,48	3,00	1,47	87,99	87,99	0
PESO DA ESTRUTURA									
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5					
	Força Peso	Braço Alavanca (A)		Força Peso	Braço Alavanca (A)				
	(kN/m)	x (m)		(kN/m)	x (m)				
Muro	60,00	1,07		60,00	1,07				
Sobrecarga (q)	44,00	1,90		44,00	1,90				
Solo	120,82	1,90		120,82	1,90				
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros			
ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	μ= 0,55			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c= 5,27			
139,45	92,21	1,51	134,22	87,98	1,53				
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5			
ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal 1,87			
377,50	162,17	2,33	377,50	152,03	2,48				
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA	e	Caso	σ1	σ2	σadm	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)			
Cálculo Analítico	215,33	0,54	IV	156,49	0,00	165,18	Suporta		
Software GEO5	225,47	0,50	II	149,45	0,43	165,18	Suporta		
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS									
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções					
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata			
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,40	0,40			
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,365	0,365			
	Momento Fletor		Cisalhamento			Situação			
	Md	As,nec.	Vsd	VRd1					
	(kNm/m)	(cm²)	(kN/m)	(kN/m)					
Cálculo Analítico	179,08	11,76	110,93	216,88	Dispensa		MURO		
	15,59	6,00	75,94	206,58	Dispensa		PONTA SAPATA		
	172,60	11,33	95,00	216,11	Dispensa		TALÃO SAPATA		
Software GEO5	177,08	11,64	110,88	316,41	Dispensa		MURO		
	15,20	5,47	74,13	316,46	Dispensa		PONTA SAPATA		
	162,84	10,67	91,93	136,46	Dispensa		TALÃO SAPATA		

RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 4,00m - TEORIA DE COULOMB									
		DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS				
		hmuro=	4,00	$\delta=$	16,18 °	$\gamma_{solo}=$	13,73 kN/m ³		
	hmuro+sapata=	4,40	$\varphi=$	24,27 °	c=	15,80 kN/m ³			
	a=	3,00	$\theta=$	0,00 °	$\gamma_{conc}=$	25,00 kN/m ³			
	b=	0,20	$\alpha=$	90,00 °	$\gamma_{\text{água}}=$	10,00 kN/m ³			
	c=	0,40	i=	0,00 °	N.A.=	0,00 m			
	d=	0,40							
	e=	2,20							
	f=	0,40							
	g=	0,00							
					MATERIAIS				
					CONCRETO (m ³ /m)	AÇO CA-50 (cm ² /m)			
					2,40	Cálculo analítico	GEO5		
						25,07	24,32		
Empuxo Teoria de Coulomb									
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	$\Sigma Ea.H$	$\Sigma Ea.V$
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Cálculo analítico	32,66	0,80	2,20	49,33	0,80	1,47	81,99	78,74	22,85
Software GEO5	32,11	3,00	2,19	48,54	3,00	1,45	80,65	74,17	31,67
PESO DA ESTRUTURA									
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5					
	Força Peso		Braço Alavanca (A)	Força Peso		Braço Alavanca (A)			
	(kN/m)		x (m)	(kN/m)		x (m)			
Muro	60,00		1,07	60,00		1,07			
Sobrecarga (q)	44,00		1,90	44,00		1,90			
Solo	120,82		1,90	120,82		1,90			
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros			
$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	$\mu=$	0,55		
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c=	5,27		
152,02	78,74	1,93	155,17	74,17	2,09				
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5			
$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	Método de Fellenius/Petterson			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal			
395,78	138,48	2,86	472,48	129,28	3,65	1,88			
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA	e	Caso	$\sigma 1$	$\sigma 2$	σadm	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
Cálculo Analítico	257,29	0,46	II	158,70	6,41	168,84	Suporta		
Software GEO5	343,20	0,16	II	113,18	57,81	168,84	Suporta		
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS									
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções					
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata			
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,40	0,40			
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,365	0,365			
	Momento Fletor			Cisalhamento		Situação			
	Md	As,nec.	Vsd	VRd1					
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)					
Cálculo Analítico	152,92	9,98	94,73	213,70	Dispensa		MURO		
	15,90	6,00	77,59	206,58	Dispensa		PONTA SAPATA		
	139,86	9,09	69,82	212,11	Dispensa		TALÃO SAPATA		
Software GEO5	145,45	9,50	94,69	316,41	Dispensa		MURO		
	11,60	5,46	57,31	316,46	Dispensa		PONTA SAPATA		
	143,50	9,36	65,29	316,46	Dispensa		TALÃO SAPATA		

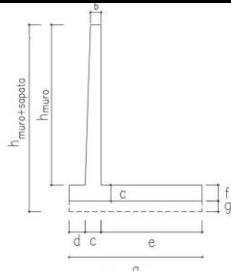
RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 5,0m - TEORIA DE RANKINE									
			DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS			
			hmuro=	5,00	δ=	16,18 °	γsolo=	13,73 kN/m ³	
	hmuro+sapata=	5,40	φ=	24,27 °	c=	15,80 kN/m ³			
	a=	3,80	θ=	0,00 °	γconc=	25,00 kN/m ³			
	b=	0,20	α=	90,00 °	γágua=	10,00 kN/m ³			
	c=	0,40	i=	0,00 °	N.A.=	0,00 m			
	d=	0,60			q=	20,0 kN/m ²			
	e=	2,80	MATERIAIS						
	f=	0,40	CONCRETO (m ³ /m)		AÇO CA-50 (cm ² /m)				
	g=	0,00	3,02		Cálculo analítico		GEO5		
					46,90		45,07		
Empuxo Teoria de Rankine									
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	ΣEa,H	ΣEa,V
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Cálculo Analítico	45,08	1,00	2,70	83,56	1,00	1,80	128,63	128,63	0
Software GEO5	39,80	3,80	2,67	83,56	3,80	1,80	123,36	123,36	0
PESO DA ESTRUTURA									
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5					
	Força Peso		Braço Alavanca (A)	Força Peso		Braço Alavanca (A)			
	(kN/m)		x (m)	(kN/m)		x (m)			
Muro	75,50		1,38	75,50		1,38			
Sobrecarga (q)	56,00		2,40	56,00		2,40			
Solo	192,22		2,40	192,22		2,40			
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros			
ΣFH, Resist.	ΣFH, Atuantes	FSD	ΣFH, Resist.	ΣFH, Atuantes	FSD	μ= 0,55			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c= 5,27			
198,06	128,63	1,54	192,46	123,35	1,56				
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5			
ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal			
699,59	272,11	2,57	699,60	256,80	2,72	1,77			
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA	e	Caso	σ1	σ2	σadm	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
Cálculo Analítico	427,48	0,58	II	163,13	7,24	181,55	Suporta		
Software GEO5	442,80	0,53	II	156,77	13,61	181,55	Suporta		
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS									
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções					
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata			
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,40	0,40			
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,365	0,365			
	Momento Fletor		Cisalhamento			Situação			
	Md	As,nec.	Vsd	VRd1					
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)					
Cálculo Analítico	313,24	21,22	158,73	233,80	Dispensa		MURO		
	36,52	6,00	118,29	206,58	Dispensa		PONTA SAPATA		
	291,50	19,68	133,17	231,05	Dispensa		TALÃO SAPATA		
Software GEO5	310,72	21,11	158,66	316,42	Dispensa		MURO		
	35,94	5,46	116,19	316,46	Dispensa		PONTA SAPATA		
	274,77	18,50	126,61	316,46	Dispensa		TALÃO SAPATA		

RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 5,00m - TEORIA DE COULOMB											
		DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS						
		hmuro=	5,00	δ=	16,18 °	γsolo=	13,73 kN/m ³				
	hmuro+sapata=	5,40	φ=	24,27 °	c=	15,80 kN/m ³					
	a=	3,80	θ=	0,00 °	γconc=	25,00 kN/m ³					
	b=	0,20	α=	90,00 °	γágua=	10,00 kN/m ³					
	c=	0,40	i=	0,00 °	N.A.=	0,00 m					
	d=	0,60								q=	20,0 kN/m ²
	e=	2,80								MATERIAIS	
	f=	0,40	CONCRETO (m ³ /m)			AÇO CA-50 (cm ² /m)					
	g=	0,00	3,02			Cálculo analítico		GEO5			
			39,40		39,40		38,77				
Empuxo Teoria de Coulomb											
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	ΣEa,H	ΣEa,V		
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)		
Cálculo analítico	40,08	1,00	2,70	74,29	1,00	1,80	114,38	109,85	31,87		
Software GEO5	39,40	3,80	2,69	73,08	3,80	1,78	112,48	103,31	44,48		
PESO DA ESTRUTURA											
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5							
	Força Peso		Braço Alavanca (A)	Força Peso		Braço Alavanca (A)					
	(kN/m)		x (m)	(kN/m)		x (m)					
Muro	75,50		1,38	75,50		1,38					
Sobrecarga (q)	56,00		2,40	56,00		2,40					
Solo	192,22		2,40	192,22		2,40					
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO											
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros					
ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	μ= 0,55					
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c= 5,27					
215,59	109,85	1,96	221,17	103,31	2,14						
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO											
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5					
ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	ΣMResist.	ΣMATuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson					
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal 1,76					
731,47	232,37	3,15	868,64	216,85	4,01						
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO											
	ΣMA	e	Caso	σ1	σ2	σadm	Situação				
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)					
Cálculo Analítico	499,10	0,50	II	166,93	20,23	185,29	Suporta				
Software GEO5	651,79	0,13	II	116,76	77,04	185,29	Suporta				
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS											
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções							
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata					
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,40	0,40					
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,365	0,365					
	Momento Fletor		Cisalhamento				Situação				
	Md	As,nec.	Vsd	VRd1							
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)							
Cálculo Analítico	267,49	17,92	135,54	227,90	Dispensa		MURO				
	37,60	6,00	122,09	206,58	Dispensa		PONTA SAPATA				
	232,64	15,48	95,55	223,54	Dispensa		TALÃO SAPATA				
Software GEO5	257,13	17,33	135,49	314,90	Dispensa		MURO				
	27,10	5,46	89,44	316,46	Dispensa		PONTA SAPATA				
	239,46	15,98	89,64	316,46	Dispensa		TALÃO SAPATA				

RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 6,0m - TEORIA DE RANKINE									
			DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS			
			hmuro=	6,00	δ=	16,18 °	γsolo=	13,73 kN/m³	
	hmuro+sapata=	6,40	φ=	24,27 °	c=	15,80 kN/m³			
	a=	4,40	θ=	0,00 °	γconc=	25,00 kN/m³			
	b=	0,20	α=	90,00 °	γágua=	10,00 kN/m³			
	c=	0,40	i=	0,00 °	N.A.=	0,00 m			
	d=	0,70			q=	20,0 kN/m²			
	e=	3,30	MATERIAIS						
	f=	0,40	CONCRETO (m³/m)		AÇO CA-50 (cm²/m)				
	g=	0,00	3,56		Cálculo analítico		GEO5		
					74,30		72,55		
Empuxo Teoria de Rankine									
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	ΣEa,H	ΣEa,V
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Cálculo Analítico	53,43	1,10	3,20	117,37	1,10	2,13	170,79	170,79	0
Software GEO5	47,09	4,40	3,17	117,37	4,40	2,13	164,46	164,46	0
PESO DA ESTRUTURA									
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5					
	Força Peso		Braço Alavanca (A)	Força Peso		Braço Alavanca (A)			
	(kN/m)		x (m)	(kN/m)		x (m)			
Muro	89,00		1,57	89,00		1,57			
Sobrecarga (q)	66,00		2,75	66,00		2,75			
Solo	271,85		2,75	271,85		2,75			
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO									
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros			
ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	ΣFH,Resist.	ΣFH,Atuantes	FSD	μ=		0,55	
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c=		5,27	
257,94	170,79	1,51	251,28	164,46	1,53				
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO					VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL				
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5			
ΣMResist.	ΣMAtuantes	FST	ΣMResist.	ΣMAtuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal		1,66	
1068,40	421,35	2,54	1068,40	399,81	2,67				
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA	e	Caso	σ1	σ2	σadm	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)			
Cálculo Analítico	647,05	0,68	II	187,52	6,51	190,36	Suporta		
Software GEO5	668,59	0,63	II	180,84	13,18	190,36	Suporta		
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS									
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções					
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata			
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,40	0,40			
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,365	0,365			
	Momento Fletor			Cisalhamento			Situação		
	Md	As,nec.	Vsd	VRd1					
	(kNm/m)	(cm²)	(kN/m)	(kN/m)					
Cálculo Analítico	499,20	35,61	214,54	259,54	Dispensa		MURO		
	57,60	6,00	159,86	206,58	Dispensa		PONTA SAPATA		
	462,11	32,69	175,53	254,32	Dispensa		TALÃO SAPATA		
Software GEO5	496,15	36,00	214,47	313,16	Dispensa		MURO		
	56,87	5,46	157,15	316,46	Dispensa		PONTA SAPATA		
	439,28	31,09	167,82	313,20	Dispensa		TALÃO SAPATA		

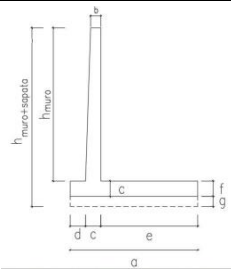
RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 6,00m - TEORIA DE COULOMB										
		DIMENSÕES (m)			PARÂMETROS					
		hmuro=	6,00	$\delta=$	16,18 °	$\gamma_{\text{solo}}=$	13,73 kN/m ³			
		hmuro+sapata=	6,40	$\varphi=$	24,27 °	$c=$	15,80 kN/m ³			
		a=	4,40	$\theta=$	0,00 °	$\gamma_{\text{conc}}=$	25,00 kN/m ³			
		b=	0,20	$\alpha=$	90,00 °	$\gamma_{\text{água}}=$	10,00 kN/m ³			
		c=	0,40	$i=$	0,00 °	N.A.=	0,00 m			
		d=	0,70							
		e=	3,30							
		f=	0,40							
		g=	0,00							
					CONCRETO (m ³ /m)		AÇO CA-50 (cm ² /m)			
					3,56	Cálculo analítico		GEO5		
							61,30	60,76		
Empuxo Teoria de Coulomb										
	Ea,q	xEa,q	yEa,q	Ea,solo	xEa,solo	yEa,solo	ΣEa	$\Sigma Ea,H$	$\Sigma Ea,V$	
	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
Cálculo analítico	47,51	1,10	3,20	104,36	1,10	2,13	151,86	145,85	42,32	
Software GEO5	46,69	4,40	3,19	102,63	4,40	2,12	149,32	137,01	59,37	
PESO DA ESTRUTURA										
Componente	Cálculo Analítico			Software GEO5						
	Força Peso		Braço Alavanca (A)	Força Peso		Braço Alavanca (A)				
	(kN/m)		x (m)	(kN/m)		x (m)				
Muro	89,00		1,57	89,00		1,57				
Sobrecarga (q)	66,00		2,75	66,00		2,75				
Solo	271,85		2,75	271,85		2,75				
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO										
Cálculo Analítico			Software GEO5			Parâmetros				
$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	$\mu=$	0,55			
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		$c=$	5,27			
281,22	145,85	1,93	288,97	137,01	2,11					
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO										
Cálculo Analítico			Software GEO5			Software GEO5				
$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	Método de Fellenius/Petterson				
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		FSGlobal				
1114,95	359,81	3,10	1329,61	335,70	3,96	1,66				
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO										
	ΣMA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação			
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
Cálculo Analítico	755,14	0,59	II	192,49	20,77	194,59	Suporta			
Software GEO5	993,91	0,15	II	133,99	87,02	194,59	Suporta			
DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS										
Concreto	C30	Aço	CA50	Seções						
fck (MPa)	30	fyk (MPa)	500	Muro		Sapata				
Classe de Agressividade	II			h (m)	0,40	0,40				
cnom (cm)	3,00	Agregado Basalto		d (m)	0,365	0,365				
	Momento Fletor		Cisalhamento			Situação				
	Md	As,nec.	Vsd	VRd1						
	(kNm/m)	(cm ²)	(kN/m)	(kN/m)						
Cálculo Analítico	426,29	29,78	183,21	249,11	Dispensa		MURO			
	59,47	6,00	165,45	206,58	Dispensa		PONTA SAPATA			
	371,09	25,52	125,73	241,49	Dispensa		TALÃO SAPATA			
Software GEO5	412,64	29,00	183,14	314,90	Dispensa		MURO			
	42,65	5,46	42,65	316,46	Dispensa		PONTA SAPATA			
	378,08	26,30	118,90	314,94	Dispensa		TALÃO SAPATA			

APÊNDICE C - RESUMO DIMENSIONAMENTO MUROS DE FLEXÃO FRENTE A CONDICIONANTES DE PROJETO

RESULTADOS MURO DE FLEXÃO 3,0m - TEORIA DE RANKINE										
			DIMENSÕES (m)				PARAMETROS			
			hmuro=	3,00	$\delta=$	16,18 °	$\gamma_{\text{solo}}=$	13,73 kN/m ³		
	hmuro+sapata=	3,30	$\varphi=$	24,27 °	$\gamma_{\text{sat}}=$	16,64 kN/m ³				
	a=	2,30	$\theta=$	0,00 °	c=	15,80 kN/m ³				
	b=	0,20	$\alpha=$	90,00 °	$\gamma_{\text{conc}}=$	25,00 kN/m ³				
	c=	0,30	i=	0,00 °	$\gamma_{\text{água}}=$	10,00 kN/m ³				
	d=	0,30								
	e=	1,70								
	f=	0,30								
	g=	0,00								
CONSIDERAÇÃO DE N.A. ESTÁTICO - SOFTWARE GEO5										
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO								N.A.		
N.A. H/2			N.A. H			Parâmetros		H/2	H	
Σ FH,Resist.	Σ FH,Atuantes	FSD	Σ FH,Resist.	Σ FH,Atuantes	FSD	$\mu=$	0,30	1,65 m	3,30 m	
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c=	5,27	SOBRECARGA		
36,21	65,17	0,56	19,77	93,92	0,21			q= 20kN/m ²		
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO					VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL					
N.A. H/2			N.A. H			Método de Fellenius/Petterson				
Σ MResist.	Σ MAtuantes	FST	Σ MResist.	Σ MAtuantes	FST	FSGlobal		H/2	H	
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)				1,77	1,36	
155,95	108,44	1,44	127,12	174,44	0,73					
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO										
	Σ MA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação			
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
N.A. H/2	47,51	0,7	IV	154,04	0	122,91	Não Suporta			
N.A. H	-47,32	1,87	-	-	0	122,91	Não Suporta			
DESCONSIDERAÇÃO DA SOBRECARGA - SOFTWARE GEO5										
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO					VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO			VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL		
Σ FH,Resist.	Σ FH,Atuantes	FSD	Parâmetros		Σ MResist.	Σ MAtuantes	FST	FSGlobal 2,92		
(kN/m)	(kN/m)		$\mu=$	0,55	(kN/m)	(kN/m)				Método de Fellenius/Petterson
67,85	31,21	2,17	c=	5,27	130,25	34,33	3,79			
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO										
Σ MA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação				
(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)					
95,92	0,25	II	75,59	16,60	149,49	Suporta				

RESULTADOS MURO DE FLEXAO 4,0m - TEORIA DE RANKINE									
			DIMENSÕES (m)				PARAMETROS		
			hmuro=	4,00	$\delta=$	16,18 °	$\gamma_{solo}=$	13,73 kN/m ³	
	hmuro+sapata=	4,40	$\phi=$	24,27 °	$\gamma_{sat}=$	16,64 kN/m ³			
	a=	3,00	$\theta=$	0,00 °	c=	15,80 kN/m ³			
	b=	0,20	$\alpha=$	90,00 °	$\gamma_{conc}=$	25,00 kN/m ³			
	c=	0,40	i=	0,00 °	$\gamma_{\acute{a}gua}=$	10,00 kN/m ³			
	d=	0,40							
	e=	2,20							
	f=	0,40							
	g=	0,00							
CONSIDERAÇÃO DE N.A. ESTATICO - SOFTWARE GEOS									
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO								N.A.	
N.A. H/2			N.A. H			Parâmetros		H/2	H
$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	$\mu=$	0,30	1,65 m	3,30 m
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c=	5,27	SOBRECARGA	
55,15	105,02	0,53	28,93	156,13	0,19			q= 20kN/m ²	
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO					VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL				
N.A. H/2			N.A. H			Método de Fellenius/Petterson			
$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	FSGlobal		H/2	H
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)				1,56	1,15
324,16	230,53	1,41	258,96	383,99	0,67				
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
N.A. H/2	93,63	0,93	IV	190,92	0	129,18	Não Suporta		
N.A. H	-125,03	2,80	-	-	-	129,18	Não Suporta		
DESCONSIDERAÇÃO DA SOBRECARGA - SOFTWARE GEOS									
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO					VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO			VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL	
$\Sigma FH, Resist.$	$\Sigma FH, Atuantes$	FSD	Parâmetros		$\Sigma M Resist.$	$\Sigma M Atuantes$	FST	Método de Fellenius/Petterson	
(kN/m)	(kN/m)		$\mu=$	0,55	(kN/m)	(kN/m)			
111,84	55,48	2,02	c=	5,27	293,9	81,37	3,61	FSGlobal	2,43
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
ΣMA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação			
(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Suporta			
212,53	0,32	II	99,41	21,14	165,18				

RESULTADOS MURO DE FLEXAO 5,0m - TEORIA DE RANKINE									
			DIMENSÕES (m)				PARAMETROS		
			hmuro=	5,00	$\delta=$	16,18 °	$\gamma_{solo}=$	13,73 kN/m ³	
	hmuro+sapata=	5,40	$\phi=$	24,27 °	$\gamma_{sat}=$	16,64 kN/m ³			
	a=	3,80	$\theta=$	0,00 °	c=	15,80 kN/m ³			
	b=	0,20	$\alpha=$	90,00 °	$\gamma_{conc}=$	25,00 kN/m ³			
	c=	0,40	i=	0,00 °	$\gamma_{\acute{a}gua}=$	10,00 kN/m ³			
	d=	0,60							
	e=	2,80							
	f=	0,40							
	g=	0,00							
CONSIDERAÇÃO DE N.A. ESTÁTICO - SOFTWARE GEOS									
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO							N.A.		
N.A. H/2			N.A. H			Parâmetros		H/2	H
$\Sigma FH, Resist.$ (kN/m)	$\Sigma FH, Atuantes$ (kN/m)	FSD	$\Sigma FH, Resist.$ (kN/m)	$\Sigma FH, Atuantes$ (kN/m)	FSD	$\mu=$	0,30	2,70 m	5,40 m
76,4	149,02	0,51	36,56	226,01	0,16	c=	5,27	SOBRECARGA	
								q= 20kN/m ²	
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO					VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL				
N.A. H/2			N.A. H			Método de Fellenius/Petterson			
$\Sigma M Resist.$ (kN/m)	$\Sigma M Atuantes$ (kN/m)	FST	$\Sigma M Resist.$ (kN/m)	$\Sigma M Atuantes$ (kN/m)	FST	FSGlobal		H/2	H
590,01	409,85	1,44	461,37	701,49	0,66			1,43	1,03
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	ΣMA (kN/m)	e (m)	Caso	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_{adm} (kN/m ²)	Situação		
N.A. H/2	180,16	1,1	IV	190,28	0	135,74	Não Suporta		
N.A. H	-240,12	-	-	-	-	135,74	Não Suporta		
DESCONSIDERAÇÃO DA SOBRECARGA - SOFTWARE GEOS									
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO					VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO			VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL	
$\Sigma FH, Resist.$ (kN/m)	$\Sigma FH, Atuantes$ (kN/m)	FSD	Parâmetros		$\Sigma M Resist.$ (kN/m)	$\Sigma M Atuantes$ (kN/m)	FST	Método de Fellenius/Petterson	
163,58	83,56	1,96	$\mu=$	0,55	565,2	150,4	3,76	FSGlobal	2,17
			c=	5,27					
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
ΣMA (kN/m)	e (m)	Caso	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_{adm} (kN/m ²)	Situação			
414,8	0,35	II	109,46	31,45	181,55	Suporta			

RESULTADOS MURO DE FLEXAO 6,0m - TEORIA DE RANKINE									
			DIMENSOES (m)				PARAMETROS		
			hmuro=	6,00	$\delta=$	16,18 °	$\gamma_{solo}=$	13,73 kN/m ³	
	hmuro+sapata=	6,40	$\phi=$	24,27 °	$\gamma_{sat}=$	16,64 kN/m ³			
	a=	4,40	$\theta=$	0,00 °	c=	15,80 kN/m ³			
	b=	0,20	$\alpha=$	90,00 °	$\gamma_{conc}=$	25,00 kN/m ³			
	c=	0,40	i=	0,00 °	$\gamma_{\acute{a}gua}=$	10,00 kN/m ³			
	d=	0,70							
	e=	3,30							
	f=	0,40							
	g=	0,00							
CONSIDERAÇÃO DE N.A. ESTATICO - SOFTWARE GEOS									
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO								N.A.	
N.A. H/2			N.A. H			Parâmetros		H/2	H
Σ FH,Resist.	Σ FH,Atuantes	FSD	Σ FH,Resist.	Σ FH,Atuantes	FSD	$\mu=$	0,30	3,20 m	6,40 m
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)		c=	5,27	SOBRECARGA	
96,1	200,5	0,48	43,7	308,65	0,14			q= 20kN/m ²	
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO					VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL				
N.A. H/2			N.A. H			Método de Fellenius/Petterson			
Σ MResist.	Σ MAtuantes	FST	Σ MResist.	Σ MAtuantes	FST	FSGlobal		H/2	H
(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)				1,31	0,92
888,24	644,76	1,38	682,35	1120,43	0,61				
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
	Σ MA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação		
	(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)			
N.A. H/2	243,48	1,36	IV	231,77	0	138,48	Não Suporta		
N.A. H	-438,08	-	-	-	-	138,48	Não Suporta		
DESCONSIDERAÇÃO DA SOBRECARGA - SOFTWARE GEOS									
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO					VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO			VERIFICAÇÃO RUPTURA GLOBAL	
Σ FH,Resist.	Σ FH,Atuantes	FSD	Parâmetros		Σ MResist.	Σ MAtuantes	FST	Método de Fellenius/Petterson	
(kN/m)	(kN/m)		$\mu=$	0,55	(kN/m)	(kN/m)			
217,06	117,37	1,85	c=	5,27	886,9	250,39	3,54	FSGlobal	1,98
VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA NA FUNDAÇÃO									
Σ MA	e	Caso	σ_1	σ_2	σ_{adm}	Situação			
(kN/m)	(m)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				
636,51	0,43	II	130,78	33,24	190,36	Suporta			

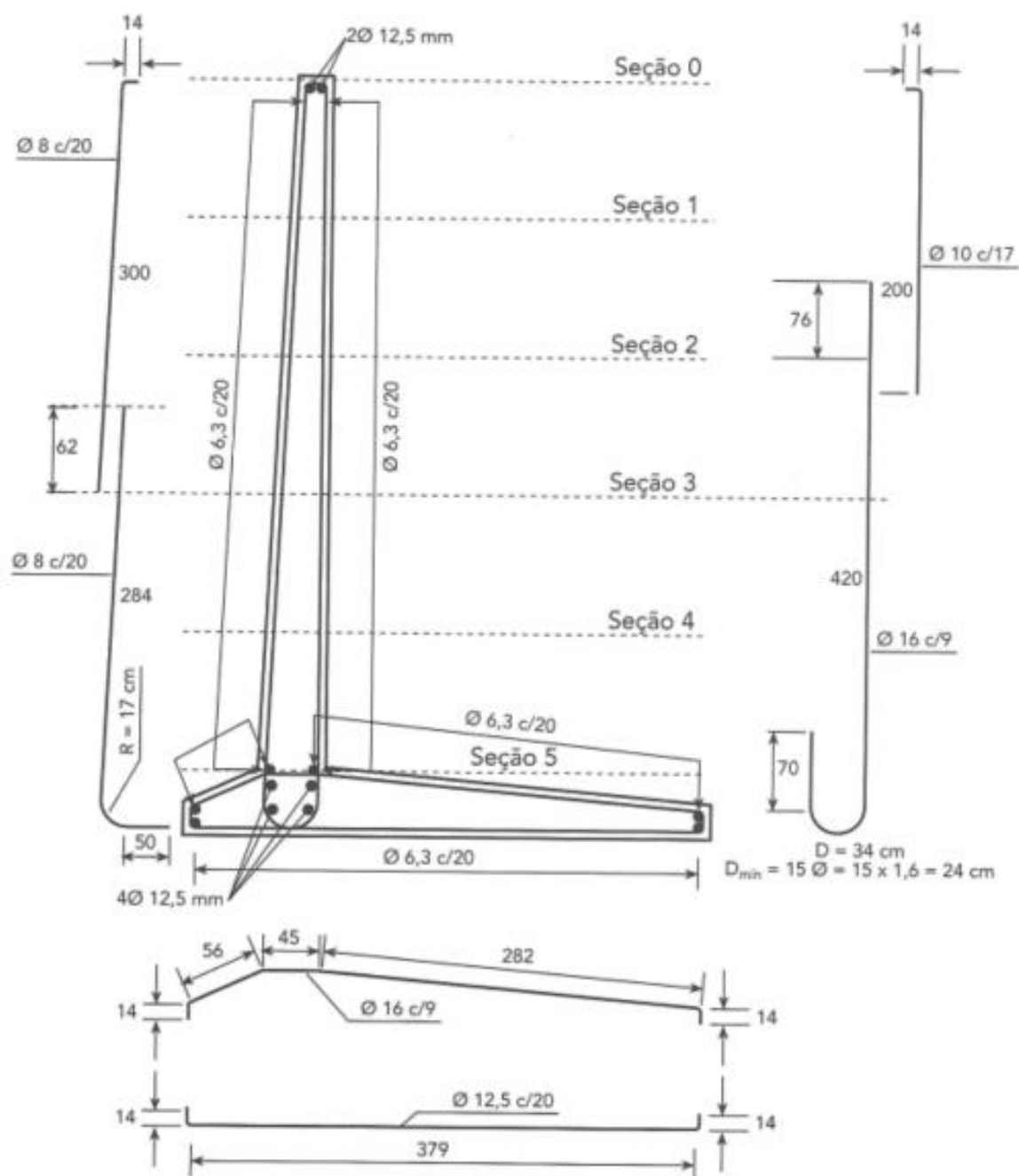
**ANEXO A – TABELA DE DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA
LONGITUDINAL**

KMD	KX	KZ
0,0100	0,0148	0,9941
0,0200	0,0298	0,9881
0,0300	0,0449	0,9820
0,0400	0,0603	0,9759
0,0500	0,0758	0,9697
0,0550	0,0836	0,9666
0,0600	0,0916	0,9634
0,0650	0,0995	0,9602
0,0700	0,1076	0,9570
0,0750	0,1156	0,9538
0,0800	0,1238	0,9505
0,0850	0,1320	0,9472
0,0900	0,1403	0,9439
0,0950	0,1485	0,9406
0,1000	0,1569	0,9372
0,1050	0,1654	0,9338
0,1100	0,1739	0,9304
0,1150	0,1824	0,9270
0,1200	0,1911	0,9236
0,1250	0,1998	0,9201
0,1300	0,2086	0,9166
0,1350	0,2175	0,9130
0,1400	0,2264	0,9094
0,1450	0,2354	0,9058
0,1500	0,2445	0,9022

KMD	KX	KZ
0,1550	0,2536	0,8986
0,1600	0,2630	0,8948
0,1650	0,2723	0,8911
0,1700	0,2818	0,8873
0,1750	0,2913	0,8835
0,1800	0,3009	0,8796
0,1850	0,3106	0,8758
0,1900	0,3205	0,8718
0,1950	0,3305	0,8678
0,2000	0,3405	0,8638
0,2050	0,3506	0,8598
0,2100	0,3609	0,8556
0,2150	0,3714	0,8514
0,2200	0,3819	0,8472
0,2250	0,3925	0,8430
0,2300	0,4033	0,8387
0,2350	0,4143	0,8343
0,2400	0,4253	0,8299
0,2450	0,4365	0,8254
0,2500	0,4479	0,8208
0,2509	0,4500	0,8200

Fonte: Carvalho e Filho, 2017. Quadro 3.1. p. 142.

ANEXO B – EXEMPLO DE DETALHE DA ARMAÇÃO DE MURO DE FLEXÃO



Fonte: Marchetti, 2008. Figura 78. p. 87.