



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO

PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO

CENTRO DE ENGENHARIAS

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

JAYNE PEREIRA MELO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
SUBMETIDAS À FLEXÃO**

Mossoró/RN

2023

JAYNE PEREIRA MELO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
SUBMETIDAS À FLEXÃO**

Trabalho final de graduação apresentado a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
– UFERSA, Centro de Engenharias para a
obtenção do título de engenheira civil.

Orientador: Prof. Dr. John Eloi Bezerra

Mossoró/RN

2023

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tornar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

M528a Melo, Jayne Pereira.
Análise e dimensionamento de estruturas de
contenção submetidas à flexão / Jayne Pereira Melo.
- 2023.
68 f. : il.

Orientador: John Eloi Bezerra.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2023.

1. Estruturas de contenção. 2. Muro de arrimo.
3. Muro de flexão. 4. Planilha eletrônica. I.
Bezerra, John Eloi, orient. II. Título.

Ficha catalográfica elaborada por sistema gerador automático em conformidade
com AACR2 e os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Biblioteca Campus Mossoró / Setor de Informação e
Referência Bibliotecária: Keina Cristina Santos Sousa e Silva
CRB: 15/120

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

JAYNE PEREIRA MELO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
SUBMETIDAS À FLEXÃO**

Monografia apresentada a Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como
requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: ____ / ____ / ____.

BANCA EXAMINADORA

JOHN ELOI BEZERRA

Digitally signed by JOHN ELOI
BEZERRA
Date: 2023.10.20 21:18:45 -03'00'

John Eloi Bezerra, Prof. Dr. (UFERSA)
Presidente

Documento assinado digitalmente
 JOAO PAULO MATOS XAVIER
Data: 22/10/2023 15:47:01-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

João Paulo Matos Xavier, Prof. Dr. (UFERSA)

Membro Examinador

Ary Franck Baia Cordeiro, Eng. Dr. (ROADS Engenharia)

Membro Examinador

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Javan e Rita e a minha
irmã Jayane por todo amor e
incentivo.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por permanecer ao meu lado e acalmar minha alma em momentos difíceis.

Aos meus pais Javan e Rita, pelo amor, incentivo e apoio incondicional ao longo de toda essa jornada.

A minha irmã Jayane, por estar sempre presente e me lembrar que tudo isso era possível.

As minhas amigas Elanny e Tanúbia, por me ouvirem sempre que precisei.

Ao meu orientador Professor Dr. John Eloi Bezerra, por toda a paciência e conhecimento compartilhado.

A todos os professores da Universidade Federal Rural do Semi-Árido que compartilharam comigo grandes e preciosos conhecimentos.

“O início do conhecimento é a descoberta de qualquer coisa que não entendemos.”

(Frank Herbert)

RESUMO

Devido ao rápido e desordenado crescimento populacional, os grandes centros urbanos têm encontrado soluções através do crescimento vertical e do uso de terrenos que apresentam instabilidade. Para resolver o problema são construídas as estruturas de contenção, também conhecidas como muros de arrimo, elas permitem a utilização de terrenos acidentados e estabilizam o solo para evitar deslizamentos garantindo a segurança da região. Para o dimensionamento de tais muros são utilizados métodos de cálculo complexos para se fazer manualmente além de diversas verificações de segurança e para encontrar a melhor configuração, o processo precisa ser repetido quantas vezes forem necessárias. Nesse sentido, o presente trabalho visa associar o conhecimento teórico e de cálculo ao Excel para desenvolver uma planilha para análise e dimensionamento de muros de flexão, com o intuito de tornar o tempo de cálculo mais ágil e possa ser usada como ferramenta educacional e de pré-dimensionamento. De início foi realizado a pesquisa bibliográfica para fundamentação teórica do trabalho, elegendo a teoria de Rankine para o cálculo do empuxo, também foram investigadas as condições de estabilidade da estrutura ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga do solo da fundação. Os resultados obtidos na planilha foram validados por meio de comparação com exemplos da literatura. O erro relativo entre eles foi calculado para avaliar a diferença entre os valores calculados, como tratam-se de estimativas iniciais e a planilha possui algumas limitações foi adotado uma tolerância para o erro de até 20%. Pode-se concluir que os resultados foram satisfatórios, necessitando apenas de atenção quanto a tensão mínima atuando na base da sapata, que poderia ser mais precisa. O trabalho também reiterou a importância, assim como para qualquer outro software, de o profissional analisar a viabilidade dos resultados obtidos.

Palavras chave: Estruturas de Contenção, Muros de Arrimo, Muro de Flexão, Planilha Eletrônica.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Muro de alvenaria de pedra	21
Figura 2 - Muro de concreto ciclópico	21
Figura 3- Muro de gabião	22
Figura 4 - Muro Crib Walls	23
Figura 5 - Muro Solo Saco-Cimento	23
Figura 6 - Muro de flexão.....	24
Figura 7 - Sistema de drenagem em muro de arrimo	27
Figura 8 - Forças que agem sobre a cunha de solo (estado ativo)	29
Figura 9 - Forças que agem sobre a cunha de solo (estado passivo)	31
Figura 10 - Envoltória da resistência do material.....	32
Figura 11 - Tombamento muro de arrimo	34
Figura 12 - Deslizamento muro de arrimo.....	35
Figura 13 – Capacidade de carga do solo	36
Figura 14 - Tensões na base	37
Figura 15 – Fatores de capacidade de carga para ruptura global.....	38
Figura 16 - Representação do método de Bishop	39
Figura 17 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	40
Figura 18 - Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares.....	41
Figura 19 - tensões atuantes na base.....	44
Figura 20 - modelo para estimativa das dimensões de um muro de flexão.....	46
Figura 21 - Geometria do muro	47
Figura 22 - Fluxograma instruções de uso.....	49
Figura 23 - Especificações iniciais	50
Figura 24 - Informações do solo contido pelo muro	50
Figura 25 - Informações do solo da base.....	51
Figura 26 - Nomenclatura das dimensões do muro de flexão	51
Figura 27 - Dimensões da estrutura.....	52
Figura 28 - Coeficiente de empuxo ativo e tensões horizontais	52
Figura 29 - Forças desestabilizantes e forças resistentes.....	53
Figura 30 - Tensões na base do muro	53
Figura 31 - Verificação da estabilidade.....	54

Figura 32 - Detalhamento da armadura	54
Figura 33 - Verificação das dimensões, exemplo 1	57
Figura 34 - Dimensões obtidas para o exemplo 1	57
Figura 35 - Verificação das dimensões, exemplo 2	58
Figura 36 - Dimensões obtidas para o exemplo 2	59
Figura 37 - Estrutura, exemplo 1	60
Figura 38 - Estrutura, exemplo 2	62
Figura 39- Instruções de uso.....	68
Figura 40 - Dados de entrada.....	68
Figura 41 - Resultados.....	69
Figura 42 - Detalhamento AutoCAD.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados obtidos para o exemplo 1	60
Tabela 2 - Resultados obtidos para o exemplo 2	62

LISTA DE SIMBOLOS

P – peso próprio

R – reação do maciço

E_a – empuxo ativo

E_p – empuxo passivo

K_a – coeficiente de empuxo ativo

K_p – coeficiente de empuxo passivo

H – altura da estrutura

γ – peso específico do solo

α – ângulo de inclinação da parede do muro

ρ – ângulo formado entre a superfície de ruptura com a direção horizontal

i – inclinação do solo

δ – ângulo de atrito entre o solo e a estrutura de arrimo

ϕ – ângulo entre a resultante e a normal à superfície de ruptura

ϕ – ângulo de atrito do solo

σ_v – tensão vertical

σ_h – tensão horizontal

c – coesão do solo

z – altura da camada de solo

V – esforço cortante

M_s – momento fletor

γ_c – coeficiente de majoração

γ_s – coeficiente de ponderação da resistência do aço

d – altura útil da seção

h = espessura do muro

$\varnothing_{est}$ = diâmetro da barra de aço do estribo

$\varnothing_{long}$ = diâmetro da barra de aço longitudinal

$Cobr$ = cobrimento nominal

KMD – valor adimensional para cálculo da armadura longitudinal

KZ - valor adimensional para cálculo da armadura longitudinal

b_w – dimensão do muro

f_{ck} – resistência característica do concreto

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto

f_{yk} – tensão de escoamento característica do aço

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço

A_s – área de aço

N – número de barras

S – espaçamento entre barras

τ_{rd} – tensão de cisalhamento resistente de cálculo

ρ_{min} – taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

l_b – comprimento de ancoragem

f_{bd} – tensão resistente de aderência da barra

l_{ot} – comprimento total da barra

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVOS.....	17
1.1.1 Objetivo geral.....	17
1.1.2 Objetivos específicos	17
2. REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 Histórico de uso das estruturas de contenção	18
2.2 Evolução normativa.....	18
2.3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	20
2.3.1 Muros de gravidade.....	20
2.3.2 Muro de alvenaria de pedra.....	20
2.3.3 Concreto ciclópico	21
2.3.4 Muro de gabião	22
2.3.5 Crib Walls	22
2.3.6 Solo Saco-Cimento	23
2.3.7 Muros de Flexão	24
2.4 EMPUXOS DO SOLO.....	25
2.4.1 Influência da Água.....	26
2.4.1.1 Sistemas de Drenagem.....	26
2.4.2 Sobrecarga no Terreno.....	27
2.4.3 Presença de Solos Estratificados.....	27
2.5 TEORIAS PARA CÁLCULO DO EMPUXO	28
2.5.1 Teoria de Coulomb	28
2.5.2 Teoria de Rankine.....	31
2.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	33
2.6.1 Verificação ao tombamento	33
2.6.2 Verificação ao deslizamento	35
2.6.3 Capacidade de carga do solo da fundação	35
2.6.4 Ruptura global.....	38
2.6.5 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS	39
2.6.5.1 Muro.....	39
2.6.5.2 Base.....	43

3. METODOLOGIA	46
3.1 Revisão bibliográfica.....	46
3.2 Dimensões da estrutura.....	46
3.2.1 Solver	47
3.3 Cálculo dos esforços	48
3.4 Verificação da estabilidade.....	48
3.5 Armadura	48
3.6 Planilha eletrônica	48
3.6.1 Instruções de Uso	48
3.6.2 Dados de entrada.....	49
3.6.3 Resultados.....	52
3.6.4 Relatório.....	54
3.6.5 Detalhamento	54
3.6.6 Banco de dados	55
4. RESULTADOS	56
4.1 Validação	56
4.1.1 Dimensões.....	56
4.1.2 Resultados.....	59
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	64
REFERENCIAS.....	66
APÊNDICE A: LAYOUT.....	68
APÊNDICE B: RELATÓRIO.....	70

1. INTRODUÇÃO

Frequentemente na construção civil, o engenheiro se depara com problemas que envolvem a instabilidade de um maciço de solo e para contornar esse problema são construídas as estruturas de contenção. Também conhecidas como muros de arrimo, essas obras podem ser vistas em regiões com topografia acentuada e de difícil acesso. Entretanto, também tem se tornado frequente nos centros urbanos, isso se deve ao cenário de rápido e desordenado crescimento populacional que tem levado a verticalização das construções e a ocupação de locais com solo instável (GENÁRIO et al., 2019; SANCHEZ JÚNIOR, 2019).

Existem diversos tipos de estruturas de contenção as mais conhecidas são a Terra Armada, Cortina Atirantada, Solo Grampeado, Muros de Gravidade e Muros de Flexão. Os Muros flexão são estruturas construídas em concreto armado, esbeltas, que utilizam o peso próprio e o peso do solo sobre sua base para se estabilizar. Dada suas características de ocupar menos espaço, serem mais leves e terem impacto visual relativamente menor elas são uma melhor opção para locais onde não há muito espaço, como áreas urbanas (GERSCOVICH, 2010). Ainda, independentemente do método escolhido, o dimensionamento de um sistema de drenagem é essencial já que a água exerce forte influência sobre a estabilidade do solo e é responsável pela grande maioria dos desastres envolvendo essas estruturas (LIBRELOTTO; FERROLI, 2004).

Nesse sentido, para garantir a segurança da obra e de seus arredores, é preciso amplo conhecimento sobre as características e tensões atuantes no solo a ser contido, para então determinar as forças que agem sobre a estrutura e realizar seu dimensionamento. Cristiano Sanchez (2019) inteira que são necessários diversos cálculos que se realizados manualmente são muito trabalhosos e extensos, e dado que o mercado atual exige que tudo seja feito no menor tempo possível o uso de *softwares* na engenharia se tornou indispensável.

Diante disso, Excel por ser um programa amplamente conhecido e utilizado, principalmente na engenharia, se mostra como uma ferramenta acessível e poderosa, que possibilita agregar o conhecimento teórico, criar planilhas dinâmicas e promover um estudo mais aprofundado sobre os muros de arrimo e sobre o solo.

Dessa forma, o presente trabalho propõe analisar e dimensionar estruturas de contenção submetidas à flexão através do desenvolvimento de uma planilha eletrônica no Excel.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar e dimensionar estruturas de contenção submetidas à flexão que suportem os empuxos exercidos pelo solo e atendam aos requisitos de segurança.

1.1.2 Objetivos específicos

- Estudar sobre estruturas de contenção;
- Determinar os empuxos atuantes do solo;
- Investigar as condições de estabilidade;
- Construir uma ferramenta para análise e dimensionamento de estruturas de contenção submetidas à flexão.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Histórico de uso das estruturas de contenção

A origem da engenharia geotécnica acompanha o desenvolvimento da civilização humana. Desde o princípio, o ser humano usava a capacidade de adaptar o ambiente à sua volta para sobreviver, ao explorar o terreno e torná-lo próprio para agricultura, escavar abrigos subterrâneos no solo ou construir suas habitações sobre solos resistentes, essas modestas obras apontam certo conhecimento sobre o solo e sua estabilidade. Com o passar do tempo o entendimento de geotecnia foi se desenvolvendo por meio da experiência até se aproximar de como a conhecemos hoje (DAS; SOBHAN, 2007).

Apesar das estruturas de arrimo serem tão antigas, o uso da base racional e fundamentação teórica para seu dimensionamento só se desenvolveu em meados do século XVIII, ao observar o comportamento do solo em diversas construções, os engenheiros e cientistas da época começaram a se preocupar em como manter as estruturas seguras, conseqüentemente a estudar as propriedades e comportamento do solo de forma mais metódica. Foi em 1773 que Coulomb apresentou trabalhos sobre a determinação do empuxo do solo e como ele afeta essas estruturas. A teoria de Coulomb sobre empuxo é amplamente utilizada até hoje (BARROS, 2017).

Nos dias atuais o dimensionamento dessas estruturas é regulamentado, sendo necessário estudos sobre o solo e os materiais a serem utilizados, realizando diversas verificações em campo e laboratório com base em normas para garantir a estabilidade e segurança. Atualmente a norma que trata da estabilidade de taludes é a ABNT NBR 11682:2009.

2.2 Evolução normativa

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou em 1990 a Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 11682:1990 a primeira versão da norma que regulamenta a estabilidade de taludes. A mesma foi atualizada em 2009 sendo a mais recente. A Norma prescreve os requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros realizados em encostas. Também recomenda as condições e orientações para estudos, projeto, execução, controle e observação de obras de estabilização (ABNT NBR 11682:2009).

ABNT NBR 11682 (2009, p. 1) explica que:

Não estão incluídas nesta Norma os requisitos específicos aplicáveis a taludes de cavas de mineração e a taludes de barragens, de subsolos de prédios e de cavas de metrô, a aterros sobre solos moles e de encontro de pontes, bem como qualquer outra situação distinta que não envolva encostas.

Para o dimensionamento e construção de estruturas de contenção além da norma que regulamenta a estabilidade de taludes são usadas outras normas complementares, dentre elas temos (ABNT NBR 11682:2009):

- NBR 14931: Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras — Requisitos;
- NBR 12553: Geossintéticos – Terminologia;
- NBR 6502: Solos e rochas – Terminologia;
- NBR 9820: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem – Procedimento;
- NBR 9653: Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas;
- NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento;
- NBR 9288: Emprego de terrenos reforçados;
- NBR 9061: Segurança de escavação a céu aberto;
- NBR 8044: Projeto geotécnico – Procedimento;
- NBR 6497: Levantamento geotécnico;
- NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno - Projeto e execução;
- NBR 6122: Projeto e execução de fundações;
- NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 6484: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio;
- NBR 9286 - Terra armada;
- NBR 9285 – Microancoragem.

2.3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Estruturas de contenção são obras de engenharia amplamente utilizadas no mundo como solução para construir em lugares de topografia acentuada. Essas estruturas podem ser de grande, médio ou pequeno porte, e devem ser projetadas de modo a conter água, solo ou até mesmo rejeitos e garantir a sua estabilidade (GERSCOVICH, 2010).

Dentre as estruturas de contenção, há aquelas utilizadas para a contenção de maciços de solos, também conhecidas como muros de arrimo. São estruturas corridas que podem alcançar até grandes alturas, elas devem suportar as pressões laterais e cargas que agem no maciço transmitindo todos os esforços para a fundação e solo abaixo delas. É obrigatório garantir a segurança do solo acima e abaixo delas (DA CRUZ; BRAGHIN, 2016).

As estruturas de contenção podem ser provisórias ou definitivas, segundo Thaynara Batista (2019) a estrutura provisória é uma solução temporária que é desfeita após a conclusão da obra, seja porque o solo já se estabilizou ou por substituí-lo por uma estrutura permanente, normalmente são utilizadas em obras de construção civil. Diferente das provisórias, as contenções definitivas são projetadas para serem permanentes, logo são mais robustas, sendo necessária apenas manutenção ao longo dos anos, um exemplo de obra de contenção permanente é a cortina atirantada.

Existem diversos tipos de contenção, entre eles: os muros de gravidade e muros de flexão.

2.3.1 Muros de gravidade

Os muros de gravidade são estruturas que utilizam o peso próprio para resistir as tensões horizontais e garantirem a estabilidade, logo tendem a ser estruturas robustas, de acordo com a literatura são utilizadas em alturas de até 5 metros.

2.3.2 Muro de alvenaria de pedra

Um dos mais antigos e numerosos, constitui-se do empilhamento manual organizado de pedras com dimensões regulares para garantir a estabilidade interna. Seu método construtivo é simples, sendo que os muros com altura inferior a 2 metros podem até mesmo serem projetados sem argamassa e sem dispositivo drenante. No caso de muros de alvenaria de pedra com maiores alturas deve ser empregado argamassa, como vantagem podem ser utilizadas pedras com dimensões irregulares. Para este caso a

instalação de sistemas de drenagem é necessária, pois a argamassa impermeabiliza o muro, eliminando sua capacidade drenante (BATISTA, 2019; GERSCOVICH, 2010).

Figura 1 - Muro de alvenaria de pedra



Fonte: alemdainercia.com

2.3.3 Concreto ciclópico

É uma estrutura construída com preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas, tipicamente pedras de mão. Possui a vantagem de possuir uma maior resistência mecânica e de ser econômico, entretanto tem a desvantagem de ter uma capacidade drenante muito baixa, sendo imprescindível um sistema drenante (BATISTA, 2019; GERSCOVICH, 2010).

Figura 2 - Muro d concreto ciclópico



Fonte: archdaily.com.br

2.3.4 Muro de gabião

É uma estrutura composta por gaiolas, normalmente retangulares, metálicas de fio de aço galvanizado com torção dupla. Elas são preenchidas com pedras, organizadas umas sobre as outras e amarradas entre si, o preenchimento se dá de forma manual no local definitivo da obra. Dentre as vantagens dessa estrutura está a flexibilidade, a permeabilidade, economia e baixo impacto ambiental. E como desvantagem podemos citar a largura da base, que precisa ser grande para poder assegurar a estabilidade do muro (BATISTA, 2019; GERSCOVICH, 2010).

Figura 3- Muro de gabião



Fonte: macaferri.com

2.3.5 Crib Walls

Pode ser constituída de pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço. Elas são moldadas no local sendo justapostas e interligadas em forma de “fogueiras”. A parte interna da estrutura é preenchida com material granular graúdo (BATISTA, 2019; GERSCOVICH, 2010).

Figura 4 - Muro Crib Walls



Fonte: diprotecgeo.com

2.3.6 Solo Saco-Cimento

Essa estrutura é de fácil execução, é constituída basicamente por camadas de sacos preenchidos com uma mistura de solo e cimento. O fato de ser ensacado e de não utilizar fôrmas permite que sejam feitas fora do local da obra e em seguida transportados até lá (BATISTA, 2019; GERSCOVICH, 2010).

Figura 5 - Muro Solo Saco-Cimento



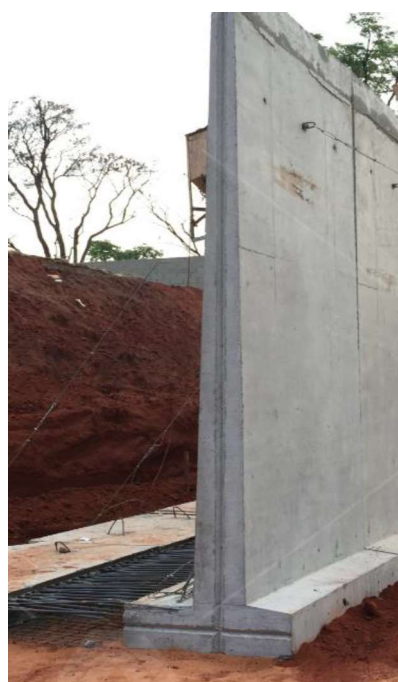
Fonte: diprotecgeo.com

Nota-se que existe uma grande variação de muros de gravidade e além dos tipos apresentados acima, podemos citar muros de pneu, muros de bambu, entre muitos outros.

2.3.7 Muros de Flexão

São estruturas esbeltas, normalmente construídas com concreto armado, formada por um muro com extremidade superior em balanço engastado em uma base, ou seja, sua fundação (podendo ser rasa ou profunda), podem ter formatos em L ou em T invertido. Os muros de flexão normalmente são construídos em alturas de até 6 metros, pois para maiores dimensões além de maior dificuldade para alcançar a estabilidade por ser de concreto armado se tornam antieconômicos. Porém, caso seja necessário, empregam-se artifícios para aumentar a estabilidade, como contrafortes ou ancoragem na base com tirantes ou chumbadores, nesse caso a ancoragem alcançaria um solo com melhores características. Esse método também é aplicado quando o local onde está sendo construído não permite grandes dimensões da base (OLIVEIRA et al., 2020; AVEIRO, 2022).

Figura 6 - Muro de flexão



Fonte: concrelaje.com

A autora Glenda Guimarães (2022) aponta que entre as vantagens dessas estruturas está a redução do peso próprio do muro, pois são estruturas esbeltas quando comparados com estruturas como os muros de gravidade, e isso implica diretamente na economia de espaço tornando-os ideais para locais com áreas limitadas. Também vale ressaltar que o peso da estrutura aplicado sobre o solo é também significativamente

menor, o que é um fator relevante dependendo do solo onde será construída. Outras vantagens a serem destacadas são a estética e a durabilidade, o impacto visual dessas estruturas não é tão grande e na maioria das vezes combina com o ambiente urbano. Quanto a durabilidade, uma vez que seja projetada, executada e realizadas as devidas manutenções adequadamente, ela pode ter uma longa vida útil.

Diferente dos muros de gravidade, os muros de concreto armado resistem aos empuxos por flexão e se utilizam do maciço de solo como contribuinte para a estabilidade do conjunto. A sua fundação, além de dar suporte para o muro, é encarregada de combater os empuxos conferindo estabilidade vertical, desse modo impedindo o deslizamento, o tombamento e que a fundação afunde no solo. Já o muro funciona de forma a resistir aos empuxos laterais causados pelo maciço de solo e garantir a sua estabilidade. Logo, as partes devem ser dimensionadas corretamente para que o conjunto confira segurança para a estrutura e para o maciço (GUIMARÃES, 2022).

Conforme exposto até então, para a escolha dessas estruturas é preciso considerar alguns fatores, como dificuldade de compactação do aterro na junção, acréscimo de terreno necessário, disponibilidade espaço e acessos, custo dos materiais disponíveis, formas, armaduras e concreto (GENÁRIO et al., 2017).

2.4 EMPUXOS DO SOLO

Para a estabilidade de um muro de flexão é necessário analisar as tensões provenientes do solo que será contido por ele, a resultante das pressões laterais que o solo exerce sobre a estrutura é chamada de empuxo (BARROS, 2017). De acordo com Braja Das e Khaled Sobhan (2007, P. 387):

O planejamento e a construção dessas estruturas exigem um conhecimento amplo sobre as forças laterais que atuam entre as estruturas de contenção e as massas de solo contidas. Essas forças laterais são provocadas pela pressão lateral da terra.

Essas forças laterais, ou seja, o empuxo, são influenciadas diretamente pela interação entre solo e a estrutura, interferindo na sua magnitude e sentido. O empuxo pode ser classificado em Empuxo Ativo, Empuxo Passivo e Empuxo em Repouso.

Quando o movimento do solo tende a favorecer a estabilidade do muro, ou seja, o muro exerce esforço contra o solo, ele é chamado de empuxo passivo. Quando age de forma a desestabilizar o muro, com o solo exercendo esforço contra o muro, é chamado

de empuxo ativo. O empuxo em repouso ocorre quando não há movimentação de massa, pois a mesma está em equilíbrio estático (BARROS, 2017). A determinação do tipo de empuxo atuante no solo é importante pois compreende um coeficiente de empuxo adimensional utilizado nos cálculos a serem realizados no dimensionamento.

Evidentemente o empuxo depende de características do solo, tais como ângulo de atrito, coesão, peso específico e de fatores externos como sobrecarga no maciço e a presença de água. Sendo que este último exerce grande influência sobre o empuxo ao interferir na coesão do solo diminuindo a sua resistência e ao poder aumentar significativamente o empuxo ativo. Ao analisar as tensões horizontais atuantes no solo é possível avaliar a magnitude dessas forças (BARROS, 2017).

2.4.1 Influência da Água

Um elemento preocupante ao se dimensionar muros de arrimo é a presença de água no maciço, como mencionado anteriormente ela exerce forte influência no comportamento do solo e consequentemente em todo o dimensionamento. Sua influência interfere nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como a coesão, que apresentam valores mais baixos uma vez que o solo esteja saturado. Em contrapartida o peso específico do solo aumenta, pois os vazios do solo passam a ser preenchidos com água. O empuxo também sofre sob a influência da pressão da água, apresentando valores maiores, e em alguns casos, estas pressões podem duplicar o empuxo atuante, até mesmo vindo superar o próprio empuxo exercido pelo solo (BARROS, 2017).

Além disso, a água pode influenciar de forma direta ao se acumular no solo por falta de um sistema de drenagem eficiente ou até mesmo por ausência dele, falhas desse tipo são uma das principais causas de acidentes envolvendo muros de arrimo. Portanto, dado que são estruturas com uma longa vida útil, um sistema de drenagem deve ser incluso no projeto de dimensionamento desses muros, garantindo que tais situações sejam evitadas (GERSCOVICH, 2010).

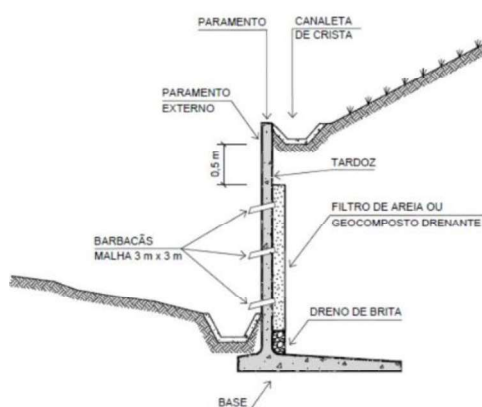
2.4.1.1 Sistemas de Drenagem

Os sistemas de drenagem presentes muros de arrimo podem ser superficiais ou internos, sendo ideal que seja utilizada a combinação dos dois. Nos sistemas de drenagem superficial pode ser utilizado proteção vegetal, que diminui o impacto da chuva sobre o solo evitando a erosão; a impermeabilização do solo, fazendo com que a água que precipita na superfície do talude seja direcionada para um local adequado. Ainda, alguns

sistemas utilizam artificios como escadas com o objetivo de diminuir a velocidade de escoamento da água. São diversos os dispositivos que podem ser utilizados, como canaletas, dissipadores de energia, caixas coletoras, entre outros (GERSCOVICH, 2010).

O mesmo autor alerta que mesmo utilizando de dispositivos para a drenagem superficial ainda pode ocorrer de a água infiltrar-se no maciço de solo e se acumular entre o solo e o tardo, como já foi explicado trata-se de uma situação desfavorável, logo para contornar esse problema são instalados sistemas de drenagem internos, como os colchões drenantes, eles captam a água e a direcionam para fora do talude por meio de drenos, também conhecidos como barbacãs.

Figura 7 - Sistema de drenagem em muro de arrimo



Fonte: Transfornova.com

2.4.2 Sobrecarga no Terreno

A sobrecarga no maciço influencia no empuxo do solo, aumentando seu valor, logo não devem ser ignoradas, elas podem ter origens diversas, como edificações construídas ou tráfego de veículos e/ou pessoas, ela pode ser um carregamento distribuído sobre a superfície ou uma carga pontual. Em casos de estruturas de contenção como os muros de flexão que necessitam de retroaterro, mesmo que não haja previsão de utilização do solo contido é indicado considerar uma carga mínima agindo sobre o solo, pois durante sua execução é comum o uso de máquinas e movimentação sobre ele (GUIMARÃES, 2022).

2.4.3 Presença de Solos Estratificados

É possível encontrar em um mesmo perfil geotécnico várias camadas de solo, e assim como a presença de água e de sobrecarga no maciço, a presença de solos estratificados afetam a magnitude do empuxo do solo, implicando em um aumento ou

redução do empuxo ativo. As camadas de solo podem possuir características muito diferentes, sendo que as camadas mais fracas tendem a apresentar maiores deformações do que as camadas mais rígidas. Portanto, se deve ter um maior cuidado ao calcular as tensões horizontais de cada uma (SILVA et al., 2018).

Os solos coesivos apresentam algumas particularidades, eles são capazes de manter a sua forma, ou seja, se manter coeso em forma de torrões ou blocos. Uma alta coesão do solo pode resultar em tensões horizontais negativas no topo do maciço, que são favoráveis a estabilidade do muro uma vez que implicam em uma redução do empuxo ativo total, mas também indicam um tracionamento do solo e como ele não é resistente à tração pode acarretar a abertura de trincas ou fendas de tração, elas podem ser observadas próximo a crista da estrutura de contenção. Altos teores de água interferem na coesão diminuindo a resistência do solo podendo causar a sua instabilidade (DAS; SOBHAN, 2007).

2.5 TEORIAS PARA CÁLCULO DO EMPUXO

As teorias mais conhecidas para o cálculo do empuxo são a teoria de Coulomb e a teoria de Rankine.

2.5.1 Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb para determinação do empuxo do solo é baseada no equilíbrio limite, partindo da análise da resistência do solo e verificando se ele suporta as tensões atuantes. Em suma, o método analisa se as forças atuantes que trabalham de modo a desestabilizar o muro são superiores às forças resistentes, que são favoráveis ao equilíbrio do muro. Uma vez que a força resistente é maior que a força atuante, e todos os demais requisitos são cumpridos, então o muro se encontra estável. No método de Coulomb, é considerado a existência de atrito entre o muro e o solo (BATISTA, 2019).

A teoria considera que as superfícies de rupturas são planas e o empuxo age sobre a mais crítica das superfícies de ruptura plana, essas superfícies formam-se quando ocorre a mobilização total da resistência do solo, Pérsio Barros (2017, p. 49-50) descreve que:

Estas superfícies delimitariam então uma parcela do maciço que se movimentaria em relação ao restante do solo no sentido do deslocamento da estrutura. Se esta parcela do solo for considerada como um corpo rígido, o empuxo pode então ser

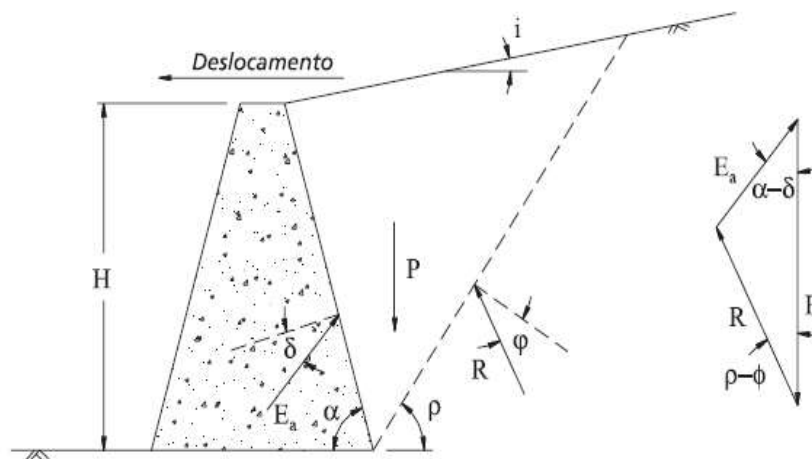
determinado do equilíbrio das forças atuantes sobre este corpo rígido.

Thaynara Batista (2019) apresenta alguns princípios básicos da teoria do equilíbrio necessários para sua aplicação:

- Seleção de um mecanismo de ruptura possível;
- Determinação de forças atuantes na superfície de ruptura; e
- Uso das equações de equilíbrio para determinar o empuxo máximo.

Dentre as forças que agem sobre a cunha de solo está o seu peso próprio P , a reação do maciço R e o empuxo ativo E_a . A Figura 5 apresenta um esquema da distribuição das forças:

Figura 8 - Forças que agem sobre a cunha de solo (estado ativo)



Fonte: BARROS, 2017

- **Caso ativo**

O cálculo do peso próprio é dado por:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \cdot [\sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + i)}{\sin(\rho - i)}]$$

Onde:

P = peso próprio

ρ = Ângulo formado entre a superfície de ruptura com a direção horizontal

γ = peso específico do solo

H = Altura total do muro

α = ângulo de atrito do solo

Fazendo o equilíbrio da força obtêm-se o empuxo ativo

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\rho - \alpha)} = \frac{P}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$

A superfície mais crítica será aquela onde o valor de E_a é máximo. Derivando a expressão anterior em relação ao ângulo de atrito da superfície de ruptura ρ , chega-se ao valor máximo do empuxo ativo.

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0$$

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

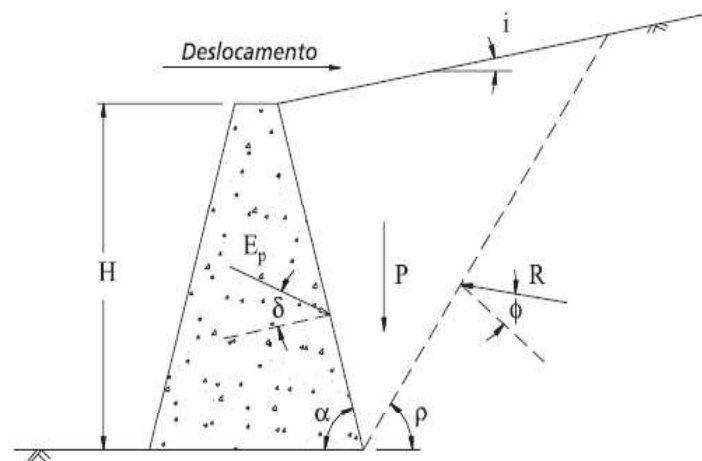
Onde K_a é o coeficiente de empuxo ativo dado pela expressão

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

- **Caso passivo**

No estado passivo a superfície mais crítica é aquela que leva o empuxo ativo a um valor mínimo, a Figura 6 mostra o esquema das forças.

Figura 9 - Forças que agem sobre a cunha de solo (estado passivo)



Fonte: BARROS, 2017

Assim o empuxo passivo é calculado pela expressão

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

Onde o coeficiente de empuxo passivo é dado por

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

2.5.2 Teoria de Rankine

Na teoria de Rankine para determinação do empuxo avalia-se o aumento ou decréscimo de tensões horizontais até o solo atingir seu limite de ruptura, baseando-se na teoria do equilíbrio plástico. Segundo Amanda Oliveira (2018) a teoria é desenvolvida a partir do círculo de Mohr e leva em consideração algumas hipóteses:

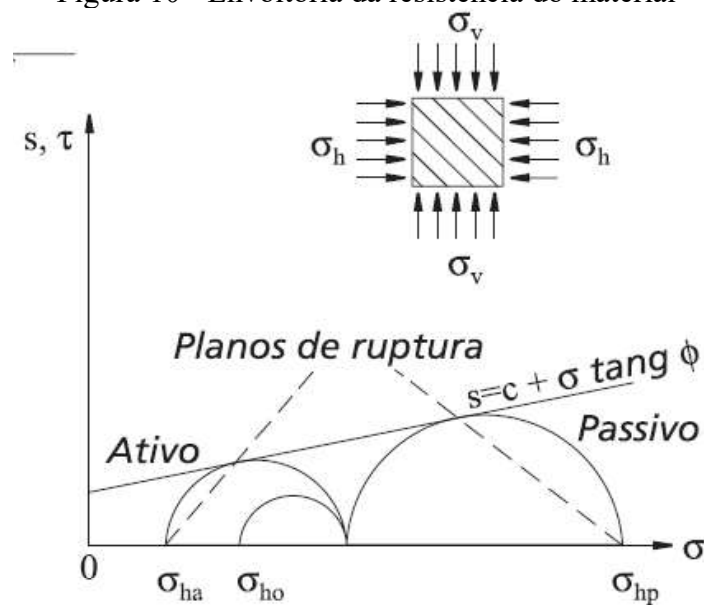
- O retroaterro deve ser plano;
- Solo homogêneo;
- Solo isotrópico;
- A face da parede em contato com o solo deve ser plana;
- Não existe atrito entre a estrutura e o solo;
- O empuxo é paralelo a superfície do terreno.

Para um solo contido por uma estrutura de contenção, sendo as tensões efetivas principais verticais (σ_v) e horizontais (σ_h) e o solo a uma profundidade (z), se a parede da estrutura se move então as tensões horizontais podem reduzir ou aumentar, no primeiro caso pode chegar até a condição de ruptura do solo (DAS; SOBHAN, 2007). A tensão vertical é diretamente proporcional a profundidade do solo (z) e do seu peso específico (γ) e pode ser determinada segundo a equação:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

- **Caso ativo**

Figura 10 - Envoltória da resistência do material



Fonte: BARROS, 2017

Até a formação do estado ativo, a tensão vertical pode ser determinada a partir da envoltória de resistência do material (Figura 7), assim a tensão horizontal será dada por:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Onde c é a coesão do solo e K_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine e é determinada por meio da expressão:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

O empuxo ativo para a unidade de comprimento do muro pode então ser calculado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

Onde:

$\phi = \hat{\text{Ângulo de atrito do solo}}$

$H = \text{Altura total do desnível do solo}$

- **Caso passivo**

Para o estado passivo, tem-se que a tensão horizontal será:

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

Onde K_p é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine e é determinada por meio da expressão:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Logo, o empuxo passivo para a unidade de comprimento do muro pode então ser calculado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p}$$

2.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

2.6.1 Verificação ao tombamento

Para a verificação ao tombamento da estrutura, é preciso analisar o momento de tombamento, que é aquele que atua de modo a desestabilizar o muro. Esse momento é causado pelo empuxo ativo do solo e é obtido pelo produto do mesmo por sua altura de aplicação. Por outro lado, temos o momento resistente, que age de modo contrário para resistir ao momento de tombamento. Quando o momento de tombamento for maior que o momento resistente, a estrutura irá tombar (FERREIRA et al., 2020).

$$M_{\text{tombamento}} = E_a \cdot h$$

Já o momento resistente possui rotação oposta ao momento de tombamento e é causado pela soma da força peso da estrutura, do peso da camada de solo sobre a base do muro e pela sobrecarga no solo já que a força vertical exercida por ele contribui para a força resistente, em alguns casos ela pode ser desconsiderada em favor da segurança. O momento então é obtido pelo produto da força peso pelo braço de alavanca, que é a distância entre a borda do elemento mais distante do terrapleno e o centro de gravidade da estrutura (FERREIRA et al., 2020).

$$M_{resistente} = F_{peso} \cdot d$$

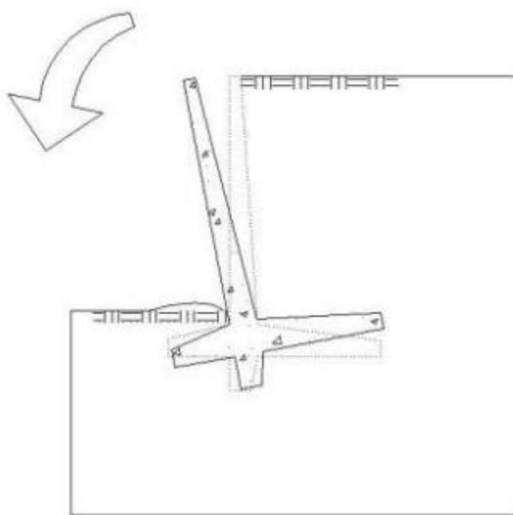
Assim a verificação usa como base o fator de segurança obtido por meio da razão entre os dois momentos e o compara ao fator estabelecido pela ABNT NBR 11682:2009.

$$FS_{tomb} = \frac{M_{resistente}}{M_{tombamento}}$$

$$FS_{tomb} \geq FS_{exigido}$$

Tendo em vista que pode haver diferentes tipos de solo, os momentos podem ser calculados por partes e depois somados.

Figura 11 - Tombamento muro de arrimo



Fonte: COUTO NETO, 2013

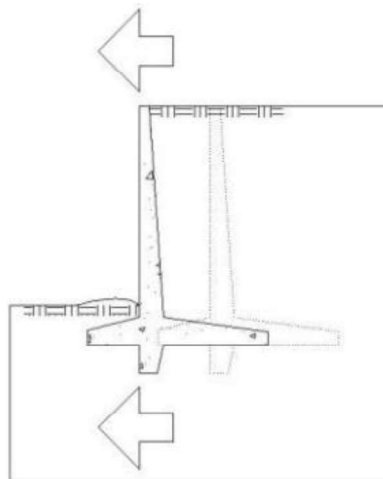
2.6.2 Verificação ao deslizamento

Para a verificação ao deslizamento também é feita a comparação entre o fator de segurança calculado pelo fator estabelecido pela mesma norma. Ele é calculado pela razão entre a força vertical resistente (associada a um ângulo de atrito entre a base e o solo da fundação) e o empuxo ativo (FERREIRA et al., 2020).

$$FS_{desliz} = \frac{F_{V_{resist}} \cdot tg\delta}{E_a}$$

$$FS_{desli} \geq FS_{exigido}$$

Figura 12 - Deslizamento muro de arrimo

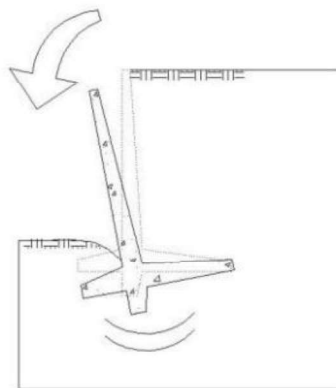


Fonte: COUTO NETO, 2013

2.6.3 Capacidade de carga do solo da fundação

A verificação da capacidade de carga do solo é feita comparando a maior tensão atuante na base com a tensão admissível do solo da fundação.

Figura 13 – Capacidade de carga do solo



Fonte: COUTO NETO, 2013

Inicialmente é verificado se a carga aplicada se encontra no núcleo central da base (um sexto do comprimento da base) por meio do cálculo da excentricidade (distância entre o ponto de aplicação do carregamento e o centro da base do muro), quando está localizada no núcleo são provocados apenas esforços de compressão (FERREIRA et al., 2020).

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_o}{F_v}$$

$$e_{lim} = \frac{B}{6}$$

$$e \leq e_{lim}$$

Onde B é a largura da base. Logo, a tensão máxima e mínima na base é dada por:

$$\sigma = \frac{F}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

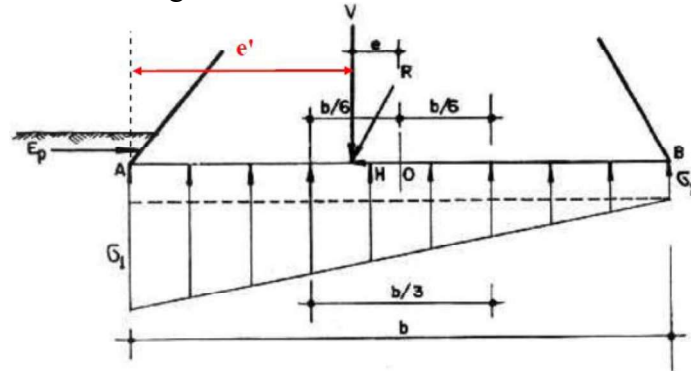
Entretanto, quando $e = e_{lim}$, teremos que:

$$\sigma = 2 \cdot \frac{F}{B}$$

E para $e \geq e_{lim}$, é feito:

$$\sigma = \frac{2 \cdot F}{3 \cdot B(e)}$$

Figura 14 - Tensões na base



Fonte: GERSCOVICH, 2010

Para encontrar a tensão admissível é necessário calcular primeiro a tensão de ruptura do solo (σ_r). Uma das formas de obter essa informação é utilizando a equação proposta por Terzaghi:

$$\sigma_r = C \cdot N_c \cdot S_c + q_s \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

Em que:

σ_r = capacidade de carga do solo;

q_s = tensão efetiva na cota de assentamento

B = Largura da base

γ = peso específico do solo

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga segundo Terzaghi

S_c, S_q, S_γ = fatores de forma de Terzaghi, como a sapata é calculada como corrida, os fatores são iguais a 1.

Figura 15 – Fatores de capacidade de carga para ruptura global

ϕ' (graus)	N_c	N_q	N_γ^a
0	5,70	1,00	0,00
1	6,00	1,10	0,01
2	6,30	1,22	0,04
3	6,62	1,35	0,06
4	6,97	1,49	0,10
5	7,34	1,64	0,14
6	7,73	1,81	0,20
7	8,15	2,00	0,27
8	8,60	2,21	0,35
9	9,09	2,44	0,44
10	9,61	2,69	0,56
11	10,16	2,98	0,69
12	10,76	3,29	0,85
13	11,41	3,63	1,04
14	12,11	4,02	1,26
16	12,86	4,45	1,52
16	13,68	4,92	1,82
17	14,60	5,45	2,18
18	15,12	6,04	2,59
19	16,56	6,70	3,07
20	17,69	7,44	3,64
21	18,92	8,26	4,31
22	20,27	9,19	5,09
23	21,75	10,23	6,00
24	23,36	11,40	7,08
25	25,13	12,72	8,34

Fonte: DAS; SOBHAN, 2007

A tensão admissível será então a razão da tensão de ruptura e o fator de segurança estabelecido por norma.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{FS_{rup}}$$

Assim, ficamos com a seguinte relação:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm}$$

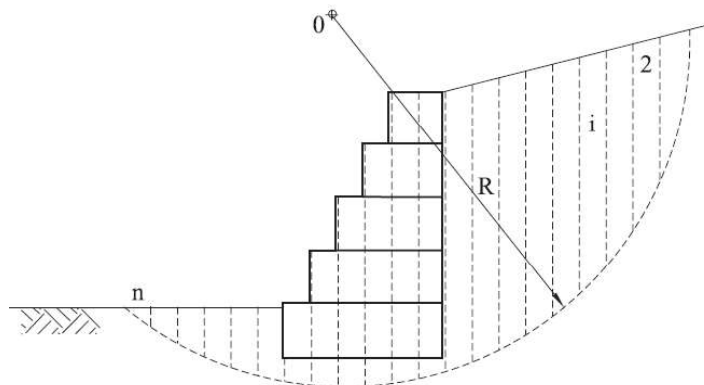
Se a tensão máxima for menor que a capacidade de carga admissível então é considerado seguro.

2.6.4 Ruptura global

A ruptura global ocorre quando o solo rompe contornando toda a estrutura sem tocá-la, normalmente isso se deve porque o solo abaixo da fundação é menos resistente. Esse fenômeno é similar ao que acontece em taludes, por isso é possível utilizar os

mesmos métodos como por exemplo o de Fellenius e o de Bishop que geralmente utilizam superfícies de ruptura cilíndrica e subdividem o material instável em lamelas (BARROS, 2017).

Figura 16 - Representação do método de Bishop



Fonte: BARROS, 2017

Para encontrar a superfície de ruptura é necessária uma análise detalhada, portanto essa verificação não será abordada neste trabalho.

2.6.5 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Para o dimensionar a armadura da estrutura de contenção é considerada duas lajes, uma horizontal e outra vertical em balanço engastada na base, o dimensionamento é então realizado em duas etapas, do muro e da base, o dimensionamento foi baseado no trabalho de Osvaldemar Marchetti (2008) e segundo a ABNT NBR 6118:2023.

2.6.5.1 Muro

Inicialmente divide-se o muro em seções iguais, de aproximadamente 1m, para que seja verificado os esforços, então calcula-se o momento fletor e esforço cortante para cada seção, utilizando as equações de empuxo já mostradas anteriormente.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

Onde o esforço cortante e o momento fletor são dados por

$$V_s = E_a$$

$$M_s = E_a \cdot P_a$$

Sendo Pa o ponto de aplicação da força.

Para a utilização dos valores dos esforços é feito a majoração dos mesmos multiplicando-os pelo fator de $\gamma_c=1,4$.

$$V_d = V_s \cdot \gamma_c$$

$$M_d = M_s \cdot \gamma_c$$

Em seguida é calculado a altura útil do muro (d)

$$d = h - \text{Cobrimento} - \varnothing_{estr} - \frac{\varnothing_{long}}{2}$$

Onde,

h = espessura do muro

$\varnothing_{est}$ = diâmetro da barra de aço do estribo

$\varnothing_{long}$ = diâmetro da barra de aço longitudinal

Cobr = cobrimento nominal de acordo com a classe de agressividade ambiental estabelecida pela ABNT NBR 6118:2023, apresentada na figura abaixo.

Figura 17 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023

O cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares:

$$KMD = \frac{M_d}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

A partir do valor encontrado para KMD encontra-se o valor de KZ. Os valores de KZ foram obtidos por meio de uma tabela resumo mostrada na figura a seguir.

Figura 18 - Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares

VALORES PARA CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL				
KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Fonte: Adaptado de Tallesmello.com.br

A área de aço é dada por:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d^2 \cdot f_{yd}}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

A área de aço mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

Sendo $\rho_{\min}$ a taxa de armadura mínima

Número de barras:

$$N = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}}$$

Sendo $A_{s\emptyset}$ a área da barra longitudinal adotada

A área de aço efetiva:

$$A_{s_{efetiva}} = N \cdot A_{s\emptyset}$$

Espaçamento entre barras:

$$S = \frac{A_{s\emptyset}}{A_{s_{efetiva}}}$$

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Também é preciso fazer a verificação da armadura de cisalhamento, que deve satisfazer a relação

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = (\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)) \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{rd} = 0,0375 \cdot \sqrt[3]{f_c k^2}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sefetiva}}{bw \cdot d} \leq 0,02$$

Armadura de distribuição:

$$A_{sdistr} = 20\% \cdot A_s$$

Comprimentos de ancoragem:

$$lb = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{fyd}{fbd} \geq 25\emptyset$$

$$fbd = n1 \cdot n2 \cdot n3 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{fck^2}}{\gamma_c} \right)$$

Considerando situação de boa aderência e que $\emptyset < 32$ mm.

$$lb_{nec} = \alpha \cdot \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{fyd}{\tau bc} \cdot \frac{A_s}{A_{sefetiva}}$$

Considerando $\alpha = 1$ para barras sem gancho

$$lot_{min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot lb \\ 10\emptyset \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$lot = \alpha_{ot} \cdot lb_{nec} \geq lot_{min}$$

Considerou-se $\alpha_{ot}=2$ para uma porcentagem maior que 50% para barras emendadas na mesma seção.

2.6.5.2 Base

Para o dimensionamento da armadura da base é considerada apenas uma seção, fazendo o dimensionamento para a ponta (E) e para o talão (F), inicialmente calculam-se as tensões atuantes σ_3 , σ_4 , σ_p e σ_t , sabendo que σ_1 e σ_2 são as tensões máxima e mínima da borda da sapata.

$$\sigma_3 = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \left(\frac{B - E}{B} \right)$$

$$\sigma_4 = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \left(\frac{F}{B} \right)$$

$$\sigma_p = D \cdot \gamma_{concreto}$$

Momento:

$$M_p = Q_p \cdot z_p$$

$$M_t = Q_t \cdot z_t$$

$$Md_p = M_p \cdot \gamma_c$$

$$Md_t = M_t \cdot \gamma_c$$

Sendo,

z o ponto de aplicação da força.

Após essa etapa o dimensionamento para armaduras segue o mesmo processo do muro, entretanto para a base será utilizado ganchos onde

$$d = 8\phi$$

$$S_g = \frac{\pi \cdot d}{4}$$

Sg é o comprimento do trecho curvo.

3. METODOLOGIA

3.1 Revisão bibliográfica

Foi utilizado o método de pesquisa bibliográfica e a análise quali-quantitativa. Na primeira etapa, para obter uma fundamentação teórica foi realizada uma revisão bibliográfica em livros, revistas, artigos, trabalhos finais de graduação, entre outras literaturas voltadas à geotecnia, com ênfase em estruturas de contenção.

Após o levantamento teórico e levando-se em consideração as limitações de tempo foi decidido que o dimensionamento seria feito para apenas para um tipo de muro, sendo escolhido o Muro de Flexão de concreto armado.

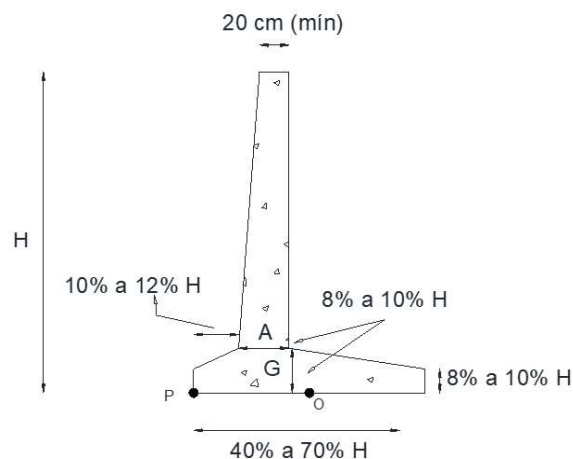
3.2 Dimensões da estrutura

O primeiro passo foi fixar as dimensões, Osvaldemar Marchetti (2008) apresenta um modelo para o pré-dimensionamento do muro, ao fixar limites para as dimensões com base na altura H do muro, sendo que esta não deve ser maior que 6 metros. Os limites teóricos são:

- a crista deve ter no mínimo 20 cm;
- a largura do muro que liga a base deve ter 8% a 10% de H ;
- a base deve ter 40% a 70% de H ;
- a altura da extremidade da base deve ter 8% a 10% de H ;
- a altura central da base deve ter 8% a 10% de H ;
- o lado esquerdo da base deve ter de 10% a 21% de H .

A Figura a seguir mostra a representação dos limites para o pré-dimensionamento.

Figura 20 - modelo para estimativa das dimensões de um muro de flexão



Fonte: Autora

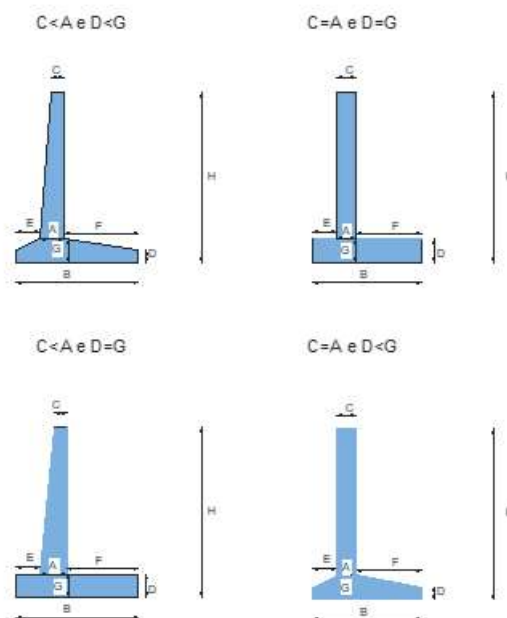
Admite-se que o primeiro valor é o limite inferior e o segundo o limite superior. A planilha permite preencher todas as dimensões do muro e fazer a verificação de estabilidade ou informar a altura do muro para estimar as dimensões utilizando a ferramenta *solver*.

3.2.1 Solver

O solver é um suplemento do Excel que permite testes de hipótese e otimização de resultados. Nele são estabelecidas restrições e o próprio Excel altera as células que influenciam no objetivo, buscando o melhor arranjo de valores que atendam a todas as exigências impostas. Para obter as dimensões do muro foi minimizada a área total da estrutura.

A geometria do muro pode assumir a forma trapezoidal (representada na Figura abaixo) ou retangular tanto para a base ($D=G$) como para o muro ($C=A$). Caso $E=0$ então o muro terá formato de L.

Figura 21 - Geometria do muro



Fonte: Autora

3.3 Cálculo dos esforços

Para o cálculo do empuxo ativo do solo foi adotada a teoria de Rankine. Para fins de dimensionamento e em favor da segurança o empuxo passivo foi desprezado neste trabalho, a não inclusão do cálculo do empuxo passivo é algo que também pode ser observado na prática. Durante os cálculos também foi considerado que o solo contido pode ser estratificado, permitindo de 1 até 3 tipos de solos diferentes, pode ter uma sobrecarga sobre o terreno e possuir um nível do lençol freático passando pela base ou pelo solo contido.

3.4 Verificação da estabilidade

Também foi investigado sobre as condições de estabilidade de um muro de arrimo, o qual deve ser verificado ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga do solo da fundação.

3.5 Armadura

Como apresentado anteriormente, o dimensionamento da armadura foi realizado com base no trabalho de Osvaldemar Marchetti (2008) e segundo a ABNT NBR 6118:2023. Os resultados obtidos para a área de aço e as dimensões da estrutura foram representados em desenho por meio da integração do Excel com o AutoCAD.

Para aferir se a ferramenta está entregando valores coerentes foi realizada a validação por meio de exemplos da literatura.

3.6 Planilha eletrônica

A planilha eletrônica para dimensionamento foi dividida em 6 partes:

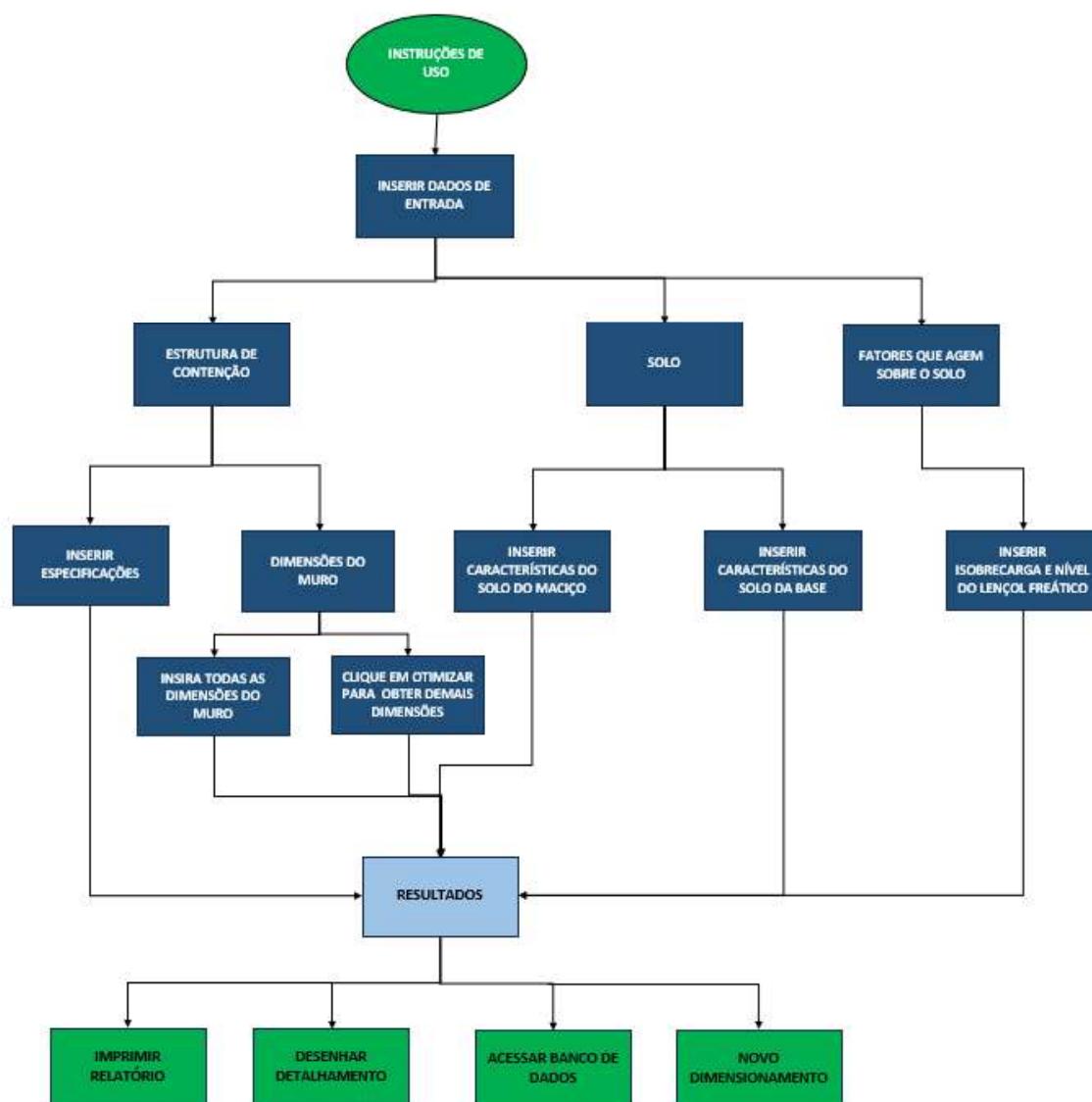
- Instruções de Uso
- Dados de entrada
- Resultados
- Relatório
- Detalhamento
- Banco de dados

3.6.1 Instruções de Uso

A primeira aba da planilha é o ponto de partida, onde o usuário encontrará informações relevantes sobre seu uso, considerações de cálculo assim como um

fluxograma para orientar nas seguintes etapas seguintes. O fluxograma é apresentado na figura abaixo.

Figura 22 - Fluxograma instruções de uso



Fonte: Autora

3.6.2 Dados de entrada

A seção Dados de Entrada é onde o usuário fornece as informações necessárias para que o dimensionamento seja realizado. O primeiro passo é nomear o projeto e inserir a data do dimensionamento, esses dados serão levados até o relatório.

No primeiro tópico é necessário entregar o peso específico do material que irá compor a estrutura. Em seguida deve-se informar os valores da sobrecarga no solo contido e/ou o nível do lençol freático. É importante ressaltar que em casos onde o carregamento fornecido for igual a 0, o cálculo será realizado com um carregamento mínimo de 10 KN/m² e quando o valor entregue para o nível da água for menor que 0 ou maior que a altura H do muro será exibida um alerta para que o usuário insira um novo valor.

Figura 23 - Especificações iniciais

INSIRIR AS ESPECIFICAÇÕES DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	
PESO ESPECÍFICO DO MATERIAL, γ =	25,0 KN/m ³
HÁ FATORES QUE AGEM SOBRE O SOLO?	
SOBRECARGA NO TERRENO, q =	15,0 KN/m ²
PESO ESPECÍFICO DA ÁGUA, γ_w =	10,00 KN/m ³
NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO=	5,0 m
NÍVEL DA ÁGUA ACIMA DO SOLO, INSERIR OUTRO VALOR	

Fonte: Autora

Em seguida devem ser preenchidas as informações sobre o solo contido. A planilha permite inserir até 3 camadas de solo. No caso de existir apenas 1 camada de solo deve-se preencher apenas o Solo A. Assim como para o nível da água, se a soma das espessuras das camadas de solo for inferior ou superior a altura H do muro será exibida uma mensagem de alerta.

Figura 24 - Informações do solo contido pelo muro

INSIRA AS INFORMAÇÕES DO SOLO CONTIDO PELO MURO			
CAMADA	SOLO A	SOLO B	SOLO C
PESO ESPECÍFICO DO SOLO, γ_s =	17,00 KN/m ³	18,00 KN/m ³	19,50 KN/m ³
PESO ESPECÍFICO SATURADO, γ_{sat} =	18,30 KN/m ³	19,00 KN/m ³	21,00 KN/m ³
COESÃO DO SOLO, c =	0,0 KPa	15,0 KPa	21,0 KPa
ÂNGULO DE ATRITO, ϕ =	32°	28°	25°
ESPESSURA DA CAMADA DE SOLO, h =	5,40 m	5,40 m	5,40 m
A ALTURA TOTAL DO SOLO É MENOR QUE A SOMA DAS CAMADAS, INSERIR OUTRO VALOR			

Fonte: Autora

As próximas informações necessárias são do solo da fundação. Nessa etapa além das informações sobre as características do solo, é preciso identificar marcando a caixa se há presença de água no solo da fundação do muro solo, do mesmo modo, caso o usuário não possua a informação do ângulo de atrito entre o solo e a base da estrutura ele pode marcar a opção para que seja calculada, então o ângulo será dado por:

Figura 27 - Dimensões da estrutura

DIMENSÕES DA ESTRUTURA	
ALTURA DO MURO, H=	
CRISTA, C=	
ESPESSURA DO MURO (NA BASE), A=	
ALTURA DA BASE, D=	
ALTURA CENTRO DA BASE, G=	
COMPRIMENTO DA BASE, B=	
COMPRIMENTO DA BASE, E=	
COMPRIMENTO DA BASE, F=	

CLIQUE PARA OTIMIZAR

Fonte: Autora

Finalmente, ao clicar no botão “Resultados” será encaminhado para o levantamento de cálculos e verificações de estabilidade obtidos com os dados de entrada fornecidos.

3.6.3 Resultados

Aqui são apresentados os resultados dos cálculos e verificações. É exibido o coeficiente de empuxo ativo para os 3 tipos de solo (caso existam) e para o solo da base. Também é mostrado as tensões horizontais máxima, mínima e média para que se possa avaliar sua magnitude e para visualizar o cálculo detalhado das tensões horizontais é necessário ir na planilha Tabelas.

Figura 28 - Coeficiente de empuxo ativo e tensões horizontais

CÁLCULO DO COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO		CÁLCULO DAS TENSÕES HORIZONTAIS DO SOLO	
Ka, SOLO A=		TOPO=	
Ka, SOLO B=		MÁX=	
Ka, SOLO C=		MÍN=	
Ka, SOLO DA BASE=		MÉD=	

Fonte: Autora

Os resultados mais importantes na planilha são as forças desestabilizantes (o empuxo ativo total e do momento de tombamento) e as forças resistentes (a força peso da estrutura e o momento resistente que se opõe ao momento de tombamento), a partir deles são feitas as verificações de estabilidade. O cálculo das forças resistentes é feito em relação ao ponto P, mostrado na Figura 22, nele são considerados o peso da parede, da base, da camada de solo sobre a base e da sobrecarga, sendo que este último pode ser

desconsiderado em favor da segurança ao marcar a caixa de opção mostrada na planilha. O cálculo detalhado das forças resistentes e desestabilizantes se encontra na aba Tabelas.

Figura 29 - Forças desestabilizantes e forças resistentes

CÁLCULO DAS FORÇAS DESESTABILIZANTES	
EMPUXO ATIVO SOLO, $Ea=$	
MOMENTO DE TOMBAMENTO, $Ma=$	
CÁLCULO DAS FORÇAS RESISTENTES	
FORÇA TOTAL RESISTENTE, $Fr=$	
CONSIDERAR SOBRECARGA?	☒
MOMENTO RESISTENTE, $Mr=$	
ANÁLISE FORÇAS RESISTENTES (EM RELAÇÃO AO PONTO P)	
PAREDE	
FORÇA=	
MOMENTO=	
BASE	
FORÇA=	
MOMENTO=	
SOLO	
FORÇA=	
MOMENTO=	
SOBRECARGA	
FORÇA=	
MOMENTO=	

Fonte: Autora

O cálculo das tensões na base inicia com a excentricidade, pois a partir dela é determinadas as tensões na base do muro. É esperado que a tensão mínima apresente valores maiores ou iguais a 0.

Figura 30 - Tensões na base do muro

CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE	
Σ MOMENTO=	
EXCENTRICIDADE, $e=$	
EXCENTRICIDADE LIMITE, $elim=$	
SITUAÇÃO:	$e < B/6$
TENSÃO, $\sigma_1=$	
TENSÃO, $\sigma_2=$	
TENSÃO MÁX=	

Fonte: Autora

A verificação da estabilidade, analisa o fator de segurança calculado para o tombamento e para o deslizamento e a capacidade de carga do solo da fundação. Os fatores de segurança apresentados na planilha são da NBR 11682:2009, mas é permitido ao usuário inserir outros valores.

Figura 31 - Verificação da estabilidade

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE	
VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO	
FS ADOTADO=	2,0
Mr/Ma=	2,70
SITUAÇÃO:	SEGURO
VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO NA BASE	
FS ADOTADO=	1,5
Fr/Fa=	1,40
SITUAÇÃO:	NÃO ESTÁ SEGURO
CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DA FUNDAÇÃO	
FS ADOTADO=	3,0
TENSÃO DE RUPTURA, σ_r =	
TENSÃO DE ADMISSÍVEL, σ_{adm} =	
SITUAÇÃO:	SEGURO

Fonte: Autora

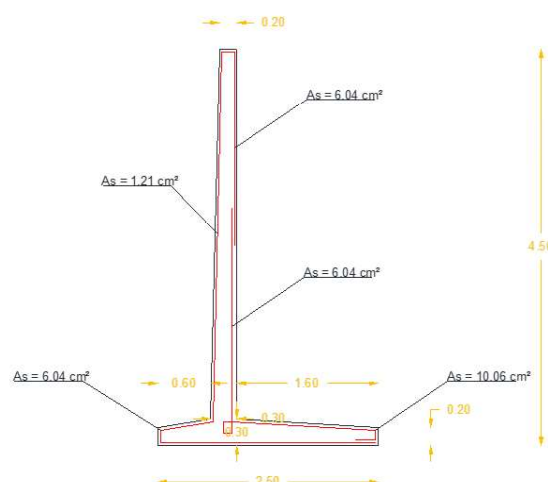
3.6.4 Relatório

O relatório apresenta o resultado das verificações realizadas, exibindo se elas são ou não satisfatórias. A aba possui 3 botões, o primeiro é usado para imprimir, o segundo para salvar o arquivo em formato PDF e o ultimo leva a aba Dados de Entrada, para um novo dimensionamento. O modelo do relatório é apresentado no Apêndice B.

3.6.5 Detalhamento

No detalhamento é desenhado um modelo representativo da estrutura e sua armadura, que através da integração do Excel ao AutoCAD traça o modelo de acordo com os dados da planilha, podendo variar de acordo com as informações fornecidas.

Figura 32 - Detalhamento da armadura



Fonte: Autora

3.6.6 Banco de dados

A planilha Tabelas trata do banco de dados dos cálculos executados, caso o usuário deseje verificar as tensões horizontais com mais detalhes por exemplo.

4. RESULTADOS

4.1 Validação

Para verificar se a planilha está funcionando corretamente serão utilizados exemplos de diferentes literaturas. Serão feitas duas etapas de validação: das dimensões escolhidas pela planilha e dos resultados. Reiterando que a estrutura dimensionada pela planilha possui a legenda para dimensões conforme a Figura 22.

4.1.1 Dimensões

Através das informações da estrutura, do solo e da topografia do terreno fornecidos pelo usuário é possível obter as dimensões para o muro de arrimo. Foram utilizados 2 exemplos da literatura para verificar se a otimização das dimensões está dentro do esperado, ao comparar as dimensões encontradas com as do exemplo.

O primeiro exemplo foi retirado de Marchetti (2008, p. 74), e apresenta as seguintes especificações:

Solo contido:

- Peso específico do solo: 18 KN/m^3
- Peso específico do muro: 25 KN/m^3
- Coesão: 0
- ϕ : 28°

Solo da base

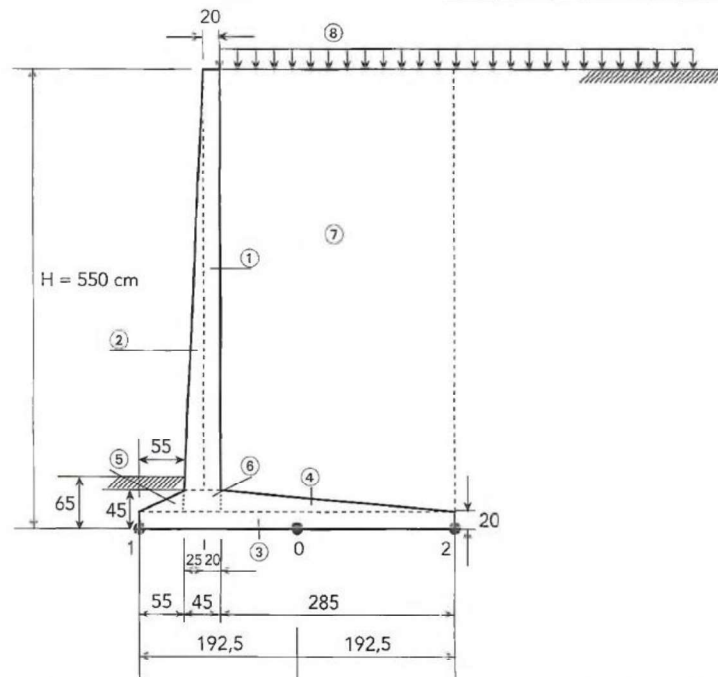
- Peso específico do solo: 19 KN/m^3
- Coesão: 0
- ϕ : 34°

Também é considerada uma sobrecarga de 25 KN/m^2

O peso específico do muro é de 25 KN/m^3

As dimensões são apresentadas na figura abaixo:

Figura 33 - Verificação das dimensões, exemplo 1



Fonte: MARCHETTI, 2008

As dimensões obtidas são apresentadas a seguir.

Figura 34 - Dimensões obtidas para o exemplo 1

DIMENSÕES DA ESTRUTURA	
ALTURA DO MURO, H=	5,50 m
CRISTA, C=	0,20 m
ESPESSURA DO MURO (NA BASE), A=	0,55 m
ALTURA DA BASE, D=	0,55 m
ALTURA CENTRO DA BASE, G=	0,55 m
COMPRIMENTO DA BASE, B=	3,85 m
COMPRIMENTO DA BASE, E=	0,66 m
COMPRIMENTO DA BASE, F=	2,64 m

CLIQUE PARA OTIMIZAR

Fonte: Autora

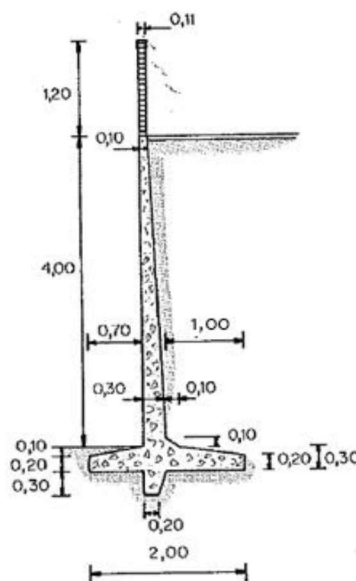
Como pode ser observado na imagem, as dimensões encontradas pela planilha são bastante semelhantes às de Marchetti (2008). As diferenças podem ser explicadas pelo fato de que a planilha é programada para buscar o melhor arranjo segundo as condições para dimensões já mencionadas, que podem diferir das adotadas pelo autor do exemplo.

O próximo exemplo é de Moliterno (1980, p. 75), suas dimensões são dispostas na Figura 31, e suas características são as seguintes:

- Peso específico do solo: 16 KN/m^3
- Coesão: 0
- ϕ : 30°
- Também é considerada uma sobrecarga de $3,2 \text{ KN/m}^2$

O peso específico do muro é de $22,5 \text{ KN/m}^3$

Figura 35 - Verificação das dimensões, exemplo 2



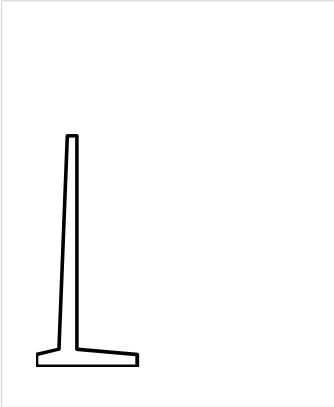
Fonte: Moliterno, 1980

Para o exemplo 2 foram encontradas as seguintes dimensões para a estrutura:

Figura 36 - Dimensões obtidas para o exemplo 2

DIMENSÕES DA ESTRUTURA	
ALTURA DO MURO, H=	4,00 m
CRISTA, C=	0,20 m
ESPESSURA DO MURO (NA BASE), A=	0,40 m
ALTURA DA BASE, D=	0,20 m
ALTURA CENTRO DA BASE, G=	0,30 m
COMPRIMENTO DA BASE, B=	2,21 m
COMPRIMENTO DA BASE, E=	0,48 m
COMPRIMENTO DA BASE, F=	1,33 m

CLIQUE PARA OTIMIZAR



Fonte: Autora

Observa-se que as dimensões encontradas para esse exemplo também foram satisfatórias. É importante ressaltar que em alguns casos a planilha pode convergir para dimensões que resultam em uma mudança na geometria do muro, no entanto, isso não significa que estejam erradas, essa foi a solução encontrada diante das informações inseridas e das condições programadas.

4.1.2 Resultados

Os resultados obtidos na planilha foram validados por meio de comparação com exemplos da literatura. O erro relativo entre eles foi calculado para mensurar a discrepância entre as respostas, como tratam-se de estimativas iniciais e a planilha possui algumas limitações foi adotado uma tolerância para até 20%.

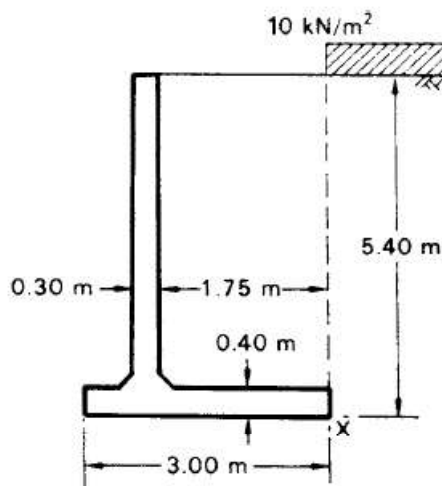
O primeiro foi um exercício do livro de Robert Craig (2004, p. 189-190). O muro de flexão é apresentado na Figura 33 e possui as seguintes características:

- Peso específico do solo: 17 kN/m^3
- Peso específico do muro: $23,5 \text{ kN/m}^3$

- Coesão: 0
- ϕ : 36°
- O ângulo de atrito entre a base e o solo da fundação é de 27°

Também é considerada uma sobrecarga de 10 kN/m^2

Figura 37 - Estrutura, exemplo 1



Fonte: CRAIG, 2004

Os resultados obtidos na literatura e na planilha foram inseridos na tabela abaixo.

Tabela 1 - Resultados obtidos para o exemplo 1

Comparação dos resultados, exemplo 1			
	Resultados da literatura	Resultados do Autor	Erro (%)
Coeficiente de empuxo ativo	0,26	0,26	0
Empuxo ativo	78,4 kN	85,38 kN	8,90
Momento de tombamento	153,8 kN.m	166,30 kN.m	8,13
Força vertical resistente	212,3 kN	212,20 kN	0,05
Momento resistente	397,3 kN.m	397,17 kN.m	0,03
Somatório dos momentos	243,5 kN.m	230,87 kN.m	5,19
Excentricidade	0,35 m	0,41 m	17,14
Tensão 1	120 kN/m^2	$129,02 \text{ kN/m}^2$	7,52
Tensão 2	21 kN/m^2	$12,45 \text{ kN/m}^2$	40,71
FS para o deslizamento	1,38	1,30	5,8
FS para o tombamento	2,58	2,40	6,98

Fonte: Autora

Para o primeiro exemplo observou-se que os valores encontrados pela planilha em sua maioria foram muito parecidos com os da literatura, não apresentando erro maior que 20%, com exceção da tensão mínima, que chegou a um erro considerável de aproximadamente 40%. Ao analisar a situação verificou-se que a mesma fórmula foi utilizada para calcular a tensão mínima nos 2 casos, o que nos leva a concluir que essa diferença pode ser atribuída a 2 fatores: a grande influência da excentricidade e acúmulo de erros dos cálculos anteriores, fazendo com que o erro final fosse maior que 20%.

O próximo exemplo da literatura foi retirado do trabalho de Yves Aveiro (2022, p. 27-44). O muro de flexão é apresentado na Figura 34 e possui as seguintes características:

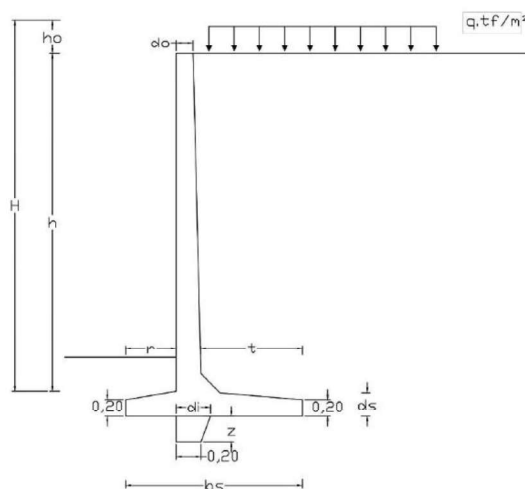
- Peso específico do solo: 18 KN/m^3
- Peso específico do muro: 24 KN/m^3
- Coesão: 0
- ϕ : 30°
- O ângulo de atrito entre a base e o solo da fundação é de $28,81^\circ$

A sobrecarga sobre o terreno foi considerada igual a 0.

As dimensões da estrutura foram:

- Altura do muro: 4,10 m
- Crista: 0,10 m
- Espessura do muro: 0,30 m
- Altura da base: 0,30 m
- Altura no centro da base: 0,30 m
- Largura da base: 2,46 m
- Comprimento esquerdo da base: 0,70 m
- Comprimento direito da base: 1,50 m

Figura 38 - Estrutura, exemplo 2



Fonte: Autora

Os resultados encontrados por ambos autores são mostrados na tabela abaixo.

Tabela 2 - Resultados obtidos para o exemplo 2

Comparação dos resultados, exemplo 2			
	Resultados da literatura	Resultados do Autor	Erro (%)
Coefficiente de empuxo ativo	0,333	0,333	0
Empuxo ativo	50,38 KN	50,45 KN	0,14
Momento de tombamento	69,02 KN.m	68,96 KN.m	0,09
Força vertical resistente	155,80 KN	138,55 KN	11,07
Momento resistente	239,30 KN.m	213,50 KN.m	10,78
Somatório dos momentos	170,28 KN.m	144,54 KN.m	15,12
Excentricidade	0,25 m	0,19 m	24
Tensão 1	100,3 KN/m²	81,98 KN/m²	18,27
Tensão 2	24,3 KN/m²	30,66 KN/m²	26,17
Tensão de ruptura	3276,1 KN/m²	3294,72 KN/m²	0,57
Tensão admissível	1310,4 KN/m²	1317,89 KN/m²	0,57
FS para o deslizamento	1,7	1,55	8,82
FS para o tombamento	2,79	3,10	11,11

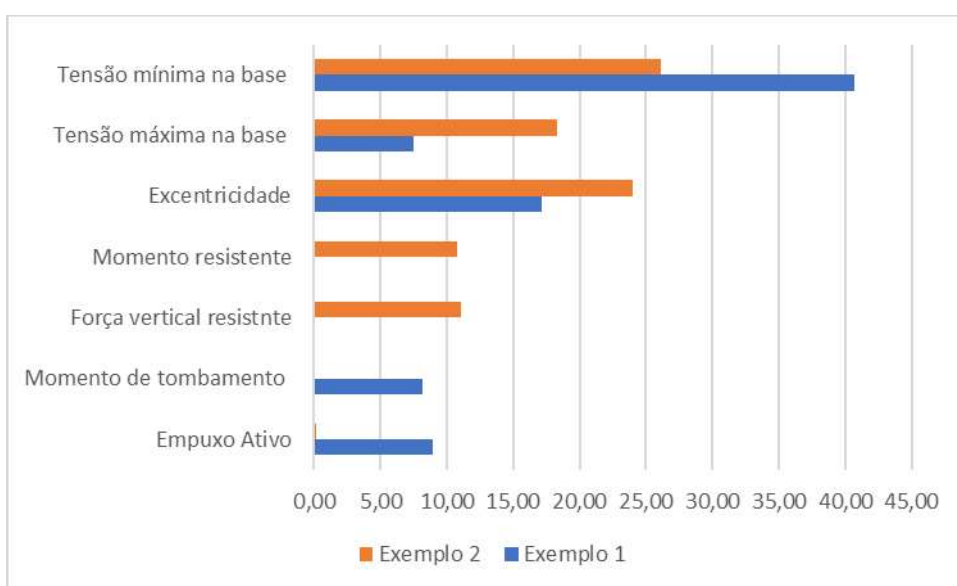
Fonte: Autora

Ao analisar os resultados encontrados e compara-los vemos que desde o coeficiente de empuxo ativo até o momento resistente é possível verificar que os valores obtidos pela planilha foram muito próximos aos encontrados por Yves, apresentando erros de até aproximadamente 11%. Os demais resultados também foram satisfatórios, não apresentando erros maiores que 20% com exceção da tensão mínima da base.

Novamente, a maior diferença se encontra na tensão mínima da base. O valor encontrado através da planilha para a excentricidade foi inferior 24% em relação ao do exemplo, sendo que a mesma formulação foi usada pelos dois autores e conforme comentado no exemplo anterior, essas diferenças podem resultar em na discrepância dos valores obtidos.

O Gráfico 1 mostra a comparação entre o erro obtido em cada exemplo.

Gráfico 1 – Erro percentual

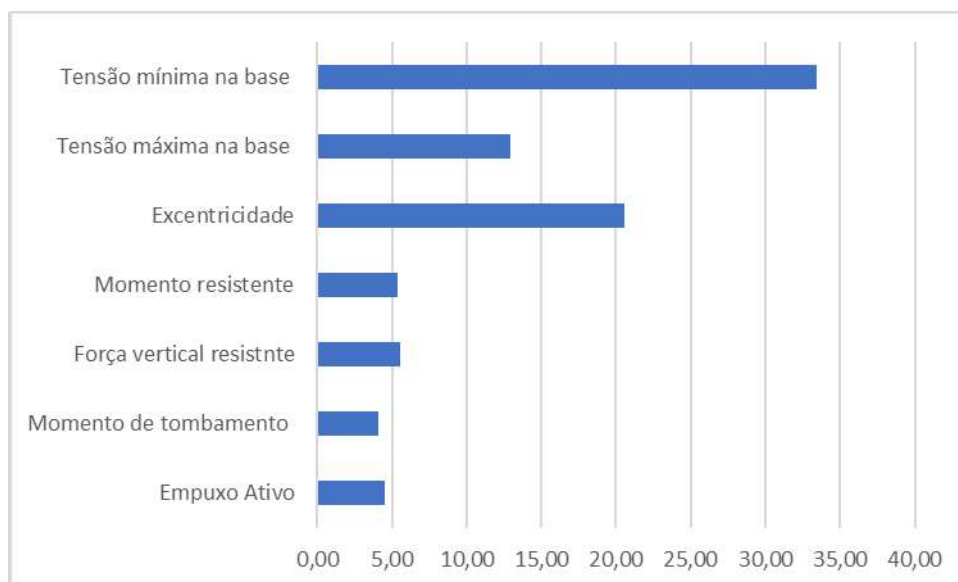


Fonte: Autora

De modo geral, ao analisar a mediana dos valores tem-se que o Exemplo 2 expôs a maior divergência de resultados, sendo 1,36% maior. Também é possível observar através do gráfico que a Força Resistente e o Momento Resistente foram mais precisos para o Exemplo 1, apresentando valores inferiores a 1. Enquanto que o Empuxo e o Momento de Tombamento exibiram maior precisão no Exemplo 2.

O Gráfico 2 permite verificar que a Tensão mínima na base detém a maior margem de erro para os resultados entregues pela planilha, seguida pela Excentricidade.

Gráfico 2 – Erro máximo



Fonte: Autora

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A planilha eletrônica para dimensionamento de muros de flexão, utilizando o software Excel, foi construída com o objetivo de auxiliar estudantes e profissionais. A planilha permite encontrar as dimensões para a estrutura e/ou verificar se ela atende às condições de estabilidade. Além disso, ela pode gerar um relatório e detalhar a armadura da estrutura no AutoCAD.

A realização desse trabalho deixou claro que o Excel vai além de um programa para montar tabelas e gráficos. É uma ferramenta simples, porém poderosa, que permite resolver problemas complexos, no entanto, é necessário dedicar certo tempo para inserir todas as informações necessárias no software, mas uma vez que seja feito, sempre terá uma ferramenta de dimensionamento à mão.

Ao comparar os resultados obtidos com os exemplos da literatura, pode-se concluir que foram satisfatórios, dado que as variações observadas não foram notáveis, necessitando apenas de atenção quanto a tensão mínima atuando na base da sapata, que poderia ser mais precisa. O trabalho também reiterou a importância, assim como para

qualquer outro software, de o profissional analisar a viabilidade dos resultados obtidos, pois é imprescindível ter conhecimento teórico sobre o assunto antes de utilizar qualquer ferramenta.

Portanto, apesar de possuir algumas limitações a planilha mostrou através da validação certa confiabilidade. Para estudos futuros, sugere-se a ampliação da planilha ao agregar a teoria de Coulomb assim como incluir o dimensionamento do sistema de drenagem. Outra recomendação seria a utilização do modulo VBA do Excel para elaborar as funções que calculem os esforços e execute as verificações.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

AVEIRO, Yves Higa de. Projeto de muro de flexão de concreto armado para um talude vertical. 2022.

BARROS, Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida. Obras de CONTENÇÃO. Manual Técnico. São Paulo: MACCAFERRI do Brasil Ltda, 2017.

BATISTA, Thaynara Bueno. PROJETO GEOTÉCNICO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO. Tocantins, 2019.

COUTO NETO, Pedro Cristiano do. Desenvolvimento de software para cálculo de muros de arrimo. 2013.

CRAIG, Robert F. Mecânica dos solos de Craig . Imprensa CRC, 2004.

DA CRUZ, Lucilene Boniolo; BRAGHIN, Maíra Ferreira Lima. Estudo da utilização da estrutura de contenção tipo Gabião. In: Colloquium Exactarum. ISSN: 2178-8332. 2016.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

Ferreira, AS; Assumpção, GA; de Paula, MM; de Carvalho, MB; Carvalho, CVA. AUTOARRIMOS: um aplicativo para dispositivos móveis para dimensionamento de muro de arrimo por gravidade Revista Teccen. 2020 Jul./Dez.; 13 (2): 18-31.

GENÁRIO, Danila da Conceição Furtado et al. ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: MURO DE ARRIMO POR FLEXÃO PARA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS EM MURIAÉ-MG. Revista Interdisciplinar Pensamento Científico, v. 5, n. 4, 2019.

GERSCOVICH, DMS. Estruturas de CONTENÇÃO-Muros de Arrimo, Rio Janeiro, 2010.

GUIMARÃES, Glenda Sheley. Projeto de muro de flexão para contenção de um terreno. 2022.

LIBRELOTTO, Lisiane I.; FERROLI, Paulo César M.. Contenções. 2004.. Disponível em:< <https://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/contencoes-conceito/> >. Acesso em 10 de julho de 2023.

MARCHETTI, Osvaldemar. Muros de arrimo. Editora Blucher, 2008.

MOLITERNO, Antonio. Caderno de muros de arrimo. Edgard Blucher, 1994.

OLIVEIRA, Aliphe Wesley dos Anjos et al. Estudo de pressões de terra em estruturas de contenção. 2020.

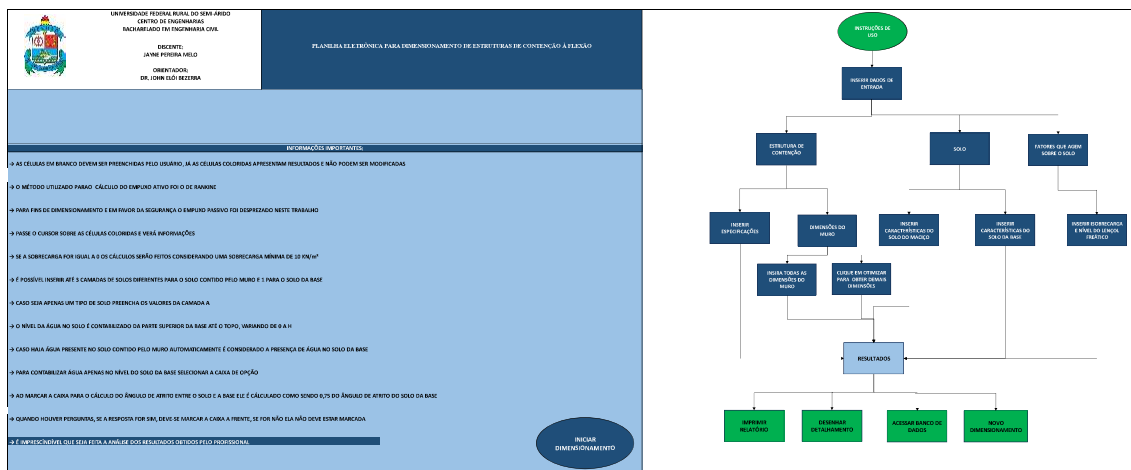
OLIVEIRA, Amanda Moraes de. Dimensionamento geotécnico e estrutural de uma estrutura de contenção. 2018.

SANCHEZ JÚNIOR, Cristiano. Planilha eletrônica para dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

SILVA, Antonio Hilderlândio de Souza et al. Desenvolvimento de planilha no software excel para dimensionamento de estrutura de contenção—muro de flexão. 2018.

APÊNDICE A: LAYOUT DA PLANILHA

Figura 39- Instruções de uso



Fonte: Autora

Figura 40 - Dados de entrada

DADOS DE ENTRADA			
NOME DO PROJETO: MURO DE FLEXÃO			
DATA: 27/09/2023			
INSERIR AS ESPECIFICAÇÕES DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO		INSERIR AS INFORMAÇÕES DO SOLO BASE	
PESO ESPECÍFICO DO MATERIAL, $\gamma=$	24,0 KN/m ³	PESO ESPECÍFICO SOLO DA BASE, $\gamma_b=$	18,0 KN/m ³
HÁ FATORES QUE AGEM SOBRE O SOLO?		PESO ESPECÍFICO SATURADO, $\gamma_{sat}=$	23,0 KN/m ³
SOBRECARGA NO TERRENO, $q=$	15,0 KN/m ²	SOLO DA BASE SATURADO?	☐
PESO ESPECÍFICO DA ÁGUA, $\gamma_w=$	10,00 KN/m ³	ÂNGULO DE ATRITO, $\phi=$	35,0°
NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO=	3,0 m	COESÃO DO SOLO, $c=$	15,0 KPa
		ÂNGULO DE ATRITO ENTRE SOLO E A BASE, $\omega=$	28,8°
		CALCULAR ÂNGULO DE ATRITO ENTRE SOLO-BASE?	☒
INSERIR AS INFORMAÇÕES DO SOLO CONTIDO PELO MURO			
CAMADA	SOLO A	SOLO B	SOLO C
PESO ESPECÍFICO DO SOLO, $\gamma_s=$	18,00 KN/m ³		
PESO ESPECÍFICO SATURADO, $\gamma_{sat}=$	20,00 KN/m ³		
COESÃO DO SOLO, $c=$	10,0 KPa		
ÂNGULO DE ATRITO, $\phi=$	30°		
ESPESSURA DA CAMADA DE SOLO, $h=$	4,50 m		
DIMENSÕES DA ESTRUTURA			
		ALTURA DO MURO, $H=$	4,50 m
		CRISTA, $C=$	0,20 m
		ESPESSURA DO MURO (NA BASE), $A=$	0,30 m
		ALTURA DA BASE, $D=$	0,20 m
		ALTURA CENTRO DA BASE, $G=$	0,30 m
		LARGURA DA BASE, $B=$	2,50 m
		COMPRIMENTO DA BASE, $E=$	0,60 m
		COMPRIMENTO DA BASE, $F=$	1,60 m
		CLIQUE PARA OTIMIZAR	
		RESULTADOS	

Fonte: Autora

Figura 41 - Resultados

RESULTADOS			
CÁLCULO DO COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO		CÁLCULO DAS TENSÕES HORIZONTAIS DO SOLO	
Ka, SOLO A=	0,333	TOPO=	-6,55 KN/m ²
Ka, SOLO B=		MÁX=	37,45 KN/m ²
Ka, SOLO C=		MÍN=	-6,55 KN/m ²
Ka, SOLO DA BASE=	0,271	MÉD=	5,15 KN/m ²
CÁLCULO DAS FORÇAS DESESTABILIZANTES		CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE	
EMPUXO ATIVO SOLO, Ea=	41,06 KN/m	ΣMOMENTO=	170,89 KN.m/m
MOMENTO DE TOMBAMENTO, Ma=	15,42 KN.m	EXCENTRICIDADE, e=	0,09 m
		EXCENTRICIDADE LIMITE, elim=	0,42 m
CÁLCULO DAS FORÇAS RESISTENTES		SITUAÇÃO:	
FORÇA TOTAL RESISTENTE, Fr=	127,76 KN/m	TENSÃO, σ1=	61,85 KN/m ²
CONSIDERAR SOBRECARGA?	☐	TENSÃO, σ2=	40,36 KN/m ²
MOMENTO RESISTENTE, Mr=	186,31 KN.m/m	TENSÃO MÁX=	61,85 KN/m ²
ANÁLISE FORÇAS RESISTENTES (EM RELAÇÃO AO PONTO P)		VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE	
PAREDE		VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO	
FORÇA=	25,20 KN/m	FS ADOTADO=	2,0
MOMENTO=	19,49 KN.m/m	Mr/Ma=	12,10
BASE		SITUAÇÃO:	
FORÇA=	15,36 KN/m	VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO NA BASE	
MOMENTO=	18,58 KN.m/m	FS ADOTADO=	1,5
SOLO		Fr/Fa=	1,55
FORÇA=	87,20 KN/m	SITUAÇÃO:	SEGURO
MOMENTO=	148,24 KN.m/m	CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DA FUNDAÇÃO	
SOBRECARGA		FS ADOTADO=	2,5
FORÇA=	24,00 KN/m	TENSÃO DE RUPTURA, σr=	6537,86 KN/m ²
MOMENTO=	40,80 KN.m/m	TENSÃO DE ADMISSÍVEL, σadm=	2615,15 KN/m ²
		SITUAÇÃO:	SEGURO

NOVO DIMENSIONAMENTO

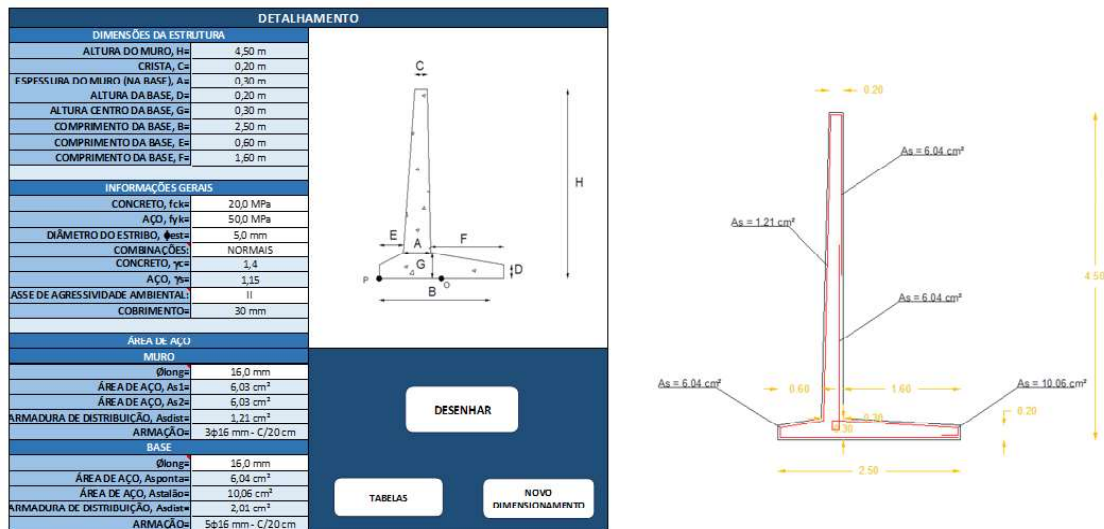
RELATÓRIO

DETALHAMENTO

TABELAS

Fonte: Autora

Figura 42 - Detalhamento AutoCAD



Fonte: Autora

APÊNDICE B: RELATÓRIO

RELATÓRIO DO DIMENSIONAMENTO

NOME DO PROJETO:	MURO DE FLEXÃO
DATA:	27/09/2023

RESUMO DAS FORÇAS	
Peso da estrutura=	40,56 KN
Peso do solo=	87,20 KN
Empuxo ativo=	41,06 KN
Peso da sobrecarga no solo=	24,00 KN
Nível da água=	3,00 m

RESULTADOS DA ANÁLISE
A verificação do muro É SATISFATÓRIA

Verificação da estabilidade ao tombamento	
Momento resistente, M_{res} =	186,31 KN.m
Momento de tombamento, M_{tomb} =	15,42 KN.m
Fator de segurança calculado	Fator de segurança adotado
12,1	> 2,00
Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA	

Verificação de deslizamento	
Força horizontal resistente, F_r =	127,76 KN
Força horizontal ativa, F_a =	63,00 KN
Fator de segurança calculado	Fator de segurança adotado
1,55	> 1,5
Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA	

Verificação da capacidade de carga	
Σ MOMENTO=	170,89 KN.m
Tensão máxima, $s_{m\acute{a}x}$ =	61,85 KN/m ²
Tensão mínima, $s_{m\acute{i}n}$ =	40,36 KN/m ²
Tensão de ruptura, s_{rup} =	6537,86 KN/m ²
Capacidade de carga do solo, s_{adm} =	2615,15 KN/m ²
Fator de segurança adotado=	2,5
Capacidade de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA	
Excentricidade	Excentricidade máxima permitida
0,09 m	≤ 0,42 m
*Ponto de aplicação da força dentro do núcleo central de inércia	

A verificação do muro É SATISFATÓRIA
