



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS

CAMPUS DO SERTÃO

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

THAUANY ALVES PASTOR

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE EM MURO DE ARRIMO**

DELMIRO GOUVEIA – AL

2021

THAUANY ALVES PASTOR

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE EM MURO DE ARRIMO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao curso de Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Alagoas como parte dos requisitos  
para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Msc. Vinicius Costa Correia

DELMIRO GOUVEIA – AL

2021

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca do Campus Sertão**  
**Sede Delmiro Gouveia**

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4 2209

P293a Pastor, Thauany Alves

Análise da confiabilidade em muro de arrimo / Thauany Alves Pastor. – 2021.

71 f. : il.

Orientação: Vinícius Costa Correia.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2021.

1. Confiabilidade estrutural. 2. Muro de arrimo. 3. Concreto armado. 4. Monte Carlo Simples (MCS). 5. First-Order Reliability Method (FORM). I. Correia, Vinícius Costa. II. Título.

CDU: 624.012.45

*A Deus por todo o sustento e amor.*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus toda a minha gratidão, por toda força, persistência e coragem para seguir acreditando nos meus sonhos e no meu potencial. A Nossa Senhora por me guiar nas minhas escolhas e interceder por todas as oportunidades que me foram ofertadas.

Aos meus pais, irmão e cunhada por toda confiança e orgulho que sempre tiveram ao acreditar em mim, em especial a minha mãe, que sempre lutou pelos meus sonhos comigo, por em nenhum momento ter permitido que me faltasse nada e por sempre ter me mostrado o quão forte eu era em cada momento de dificuldade.

As minhas tias, tios e avó que sempre me apoiaram e estiveram comigo durante toda a minha caminhada, em especial: vó Elza, tia Martha, tia Sonia e tia Marlene por todo o amor, toda a ajuda e por terem sido na minha vida um espelho.

Aos meus primos, padrinhos e todos os meus familiares pelo companheirismo da minha infância até o fim desse ciclo. Em especial ao meu padrinho/primo Caca que desde que eu iniciei a graduação me ajudou e auxiliou em todas as dificuldades.

Aos meus amigos e colegas de graduação que tornaram a minha rotina mais leve, que nos momentos de alegria riram comigo e nos de aflição sempre seguraram a minha mão. Em especial: Josilane, Karla, Leticia, Victória, Rafael, Eleilton, Gabriel, Sayonara, Sanderson, Enza, Juliano, Ericson, Guilherme e Leandro.

Aos meus amigos fora da graduação que contribuíram significativamente para este momento, em especial: Herllane, Alice, Laiza, Carlos, Doris, Rafael, Emanuell, Kaio, Walnea, Zagna e Felipe.

Ao Centro Acadêmico de Engenharia Civil e Coro do Sertão, que colaboraram consideravelmente com o meu crescimento pessoal e profissional.

Ao meu orientador Prof. Msc. Vinicius Costa Correia e Co-orientador Prof. Msc. Alverlando Silva Ricardo, por toda a disponibilidade, auxílio, didática, paciência e orientação durante todo o processo de desenvolvimento deste trabalho.

A todos os meus professores de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, por todos os conhecimentos transmitidos, pela didática em cada disciplina e por

toda contribuição em minha formação. Em especial aos professores: Rogério de Jesus e Antônio Netto.

*“Transportai um punhado de terra todos os dias e fareis uma montanha”.*

*(Confúcio)*

## RESUMO

O presente trabalho visa analisar a confiabilidade estrutural de um muro arrimo à flexão, dimensionado conforme as literaturas e normas vigentes. Para tanto, foi utilizado o “RT” (*Risk Tools*) e introduzido nele o algoritmo para análise, por conseguinte foram fornecidas as variáveis aleatórias, junto com suas médias e desvio padrão, por fim também foram inseridas as equações de estado limite que regem o problema. A partir, foi quantificada a probabilidade de falha e o índice de sensibilidade de cada variável aleatória por meio dos métodos de confiabilidade de Monte Carlo Simples (MCS) e *First Order Reliability Method* (FORM). Com a leitura dos resultados, foi notório que o muro de arrimo em concreto armado para as equações de estado limite referente as condições de estabilidade em relação a escorregamento, tombamento e capacidade de carga, a estrutura possui um alto índice de confiabilidade. Já para a equação que verifica a ruptura devido à força cortante na seção 01, nota-se que os valores não estavam dentro do intervalo de confiança fornecido pela literatura, o que torna a probabilidade de falha acima do aceitável. Além disso, ao avaliar a contribuição de cada variável aleatória, conclui-se que a coesão é o parâmetro que apresenta maior contribuição à probabilidade de falha estrutural.

**Palavras-chave:** Confiabilidade estrutural. Muro de arrimo. Método de Monte Carlo. FORM.



## ABSTRACT

The present work aims to analyze the structural reliability of a retaining wall to flexion, dimensioned according to the current literature and norms. For that, the “RT” (Risk Tools) was used and the algorithm for analysis was introduced in it. Therefore, the random variables were provided, together with their means and standard deviation. Finally, the limit state equations that govern the problem. From then on, the probability of failure and the sensitivity index of each random variable were quantified using the Monte Carlo Simples (MCS) and First Order Reliability Method (FORM) reliability methods. With the reading of the results, it was clear that the reinforced concrete retaining wall for the limit state equations regarding the conditions of stability in relation to slipping, tipping and load capacity, the structure has a high index of reliability. As for the equation that verifies the rupture due to the shear force in section 01, it is noted that the values were not within the confidence interval provided by the literature, which makes the probability of failure above acceptable. In addition, when evaluating the contribution of each random variable, it is concluded that cohesion is the parameter that has the greatest contribution to the probability of structural failure.

**Keywords:** Structural reliability. Retaining wall. Monte Carlo method, FORM.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

|                                                                                              |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1 – Muro sem contraforte com perfil clássico.....                                   | 26 |
| Figura 2.2 – Estabilidade de muros de arrimo.....                                            | 27 |
| Figura 2.3 - Reação na base do muro. ....                                                    | 29 |
| Figura 2.4 – Muro com distribuição triangular. ....                                          | 31 |
| Figura 2.5 – Estabilidade Global. ....                                                       | 32 |
| Figura 2.6 – Fluxograma com as etapas do dimensionamento do muro de concreto armado..        | 33 |
| Figura 2.7 – Muro de concreto armado. ....                                                   | 34 |
| Figura 2.8 – Determinação de $h_2$ . ....                                                    | 35 |
| Figura 2.9 – Cargas verticais atuantes no muro e na sapata. ....                             | 36 |
| Figura 2.10 – Centro de pressão. ....                                                        | 37 |
| Figura 2.11 – Esquema estático das ações na fundação. ....                                   | 38 |
| Figura 2.12 - Distribuição de tensões no solo ....                                           | 38 |
| Figura 2.13 – Esforços atuantes na parede do muro.....                                       | 40 |
| Figura 2.14 – Ações solicitantes na sapata. ....                                             | 40 |
| Figura 2.15 – Distribuições de tensões na sapata. ....                                       | 41 |
| Figura 3.1 – Função margem de segurança. ....                                                | 44 |
| Figura 3.2 – Demonstração do método de FORM.....                                             | 45 |
| Figura 4.1 – Muro de arrimo de flexão.....                                                   | 48 |
| Figura 4.2 – Detalhamento da armadura passiva.....                                           | 50 |
| Figura 4.3 – Esquema simplificado para aplicação da análise de confiabilidade aplicada. .... | 54 |
| Figura 5.1 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V1. ....     | 57 |
| Figura 5.2 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V2. ....     | 58 |
| Figura 5.3 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V3. ....     | 59 |
| Figura 5.4 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V4. ....     | 61 |
| Figura 5.5 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V5. ....     | 62 |
| Figura 5.6 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V6. ....     | 63 |

Figura 5.7 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V7. ....64

Figura 5.8 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V8. ....65

## LISTA DE TABELAS

|                                                                                                       |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 2.1 – Equação do valor de S de acordo com o tipo de análise.....                               | 28 |
| Tabela 3.1 – Índice de confiabilidade e probabilidade de falha em diversos tipos de obras....         | 47 |
| Tabela 4.1 – Dados do problema. ....                                                                  | 49 |
| Tabela 4.2 – Área efetiva de aço. ....                                                                | 49 |
| Tabela 4.3 – Descrição estatística das variáveis aleatórias do problema. ....                         | 53 |
| Tabela 5.1 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína por escorregamento.....                       | 56 |
| Tabela 5.2 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína por escorregamento.....                       | 57 |
| Tabela 5.3 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína devido à capacidade de carga da fundação..... | 59 |
| Tabela 5.4 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 01. ....         | 60 |
| Tabela 5.5 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 02. ....         | 61 |
| Tabela 5.6 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 03. ....         | 62 |
| Tabela 5.7 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 04. ....         | 63 |
| Tabela 5.8 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína devido a força cortante na seção 05 .         | 64 |

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

|      |                                          |
|------|------------------------------------------|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| COV  | Coefficiente de Variação                 |
| ELU  | Estado Limite Último                     |
| FORM | <i>First Order Reliability Method</i>    |
| MCS  | <i>Monte Carlo Simulation</i>            |
| MEF  | Método de Elementos Finitos              |
| NBR  | Norma Brasileira                         |
| RT   | <i>Risk Tools</i>                        |

## LISTA DE SÍMBOLOS

|                      |                                                                                      |
|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| $c'_w$               | Adesão solo-muro                                                                     |
| $F_{at}$             | Força de atrito solo-estrutura                                                       |
| $h_n$                | Altura do topo do muro até a seção n analisada                                       |
| $\gamma_{aterro}$    | Peso específico do aterro                                                            |
| $A'_s$               | Área da armadura de compressão                                                       |
| $A_{s,min}$          | Armadura mínima                                                                      |
| $A_s$                | Área da armadura de tração                                                           |
| $FS_t$               | Fator de segurança contra tombamento                                                 |
| $G_{pp}$             | Peso próprio do muro                                                                 |
| $G_s$                | Peso próprio da sapata                                                               |
| $G_T$                | Peso próprio de terra sobre o talão da sapata                                        |
| $G_t$                | Peso próprio de terra sobre a ponta da sapata                                        |
| $I_i$                | Fator de importância                                                                 |
| $K_a$                | Coefficiente de empuxo ativo                                                         |
| $K_{clim}$           | Valor de $k_c$                                                                       |
| $M_2$                | Momento fletor resistente da parte n do muro somado com o momento resistente do solo |
| $M_{ESTABILIZAÇÃO}$  | Somatória dos momentos ocasionado pelo peso próprio do muro e solo                   |
| $M_{INSTABILIZAÇÃO}$ | Diferença entre os momentos ocasionado pelo empuxo horizontal e vertical             |
| $M_d$                | Momento fletor de cálculo                                                            |
| $M_d$                | Momento positivo ou negativo atuante no pavimento                                    |
| $M_k$                | Momento fletor característico                                                        |
| $M_n$                | Momento da parte n do muro somado com o momento do solo                              |

|                      |                                                                                      |
|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| $N_c, N_\gamma, N_q$ | Fatores de capacidade de carga                                                       |
| $S_c, S_\gamma, S_q$ | Fatores de forma                                                                     |
| $V_{Rd,2}$           | Força cortante resistente de cálculo                                                 |
| $V_{Rd1}$            | Força cortante resistente de cálculo                                                 |
| $V_{sd}$             | Força cortante solicitante de cálculo                                                |
| $a_{cg}$             | Distância do centro de gravidade da armadura tracionada para a fibra mais tracionada |
| $b_s$                | Largura da sapata                                                                    |
| $b_w$                | Medida da largura unitária do muro                                                   |
| $b_w$                | Largura mínima da seção ao longo da altura útil d                                    |
| $d_i$                | Espessura na base do muro                                                            |
| $d_{min}$            | Altura mínima                                                                        |
| $d_s$                | Espessura maior da sapata                                                            |
| $f_{ck}$             | Resistência característica do concreto                                               |
| $f_z(Z)$             | Função margem de segurança                                                           |
| $p_f$                | Probabilidade de falha                                                               |
| $q_{ep1}$            | Ação causada pela sobrecarga                                                         |
| $q_{ep2}$            | Ação de terra (empuxo) que atua sobre o muro                                         |
| $\alpha_{v1}$        | Coefficiente que depende do tipo e da natureza do carregamento                       |
| $\gamma_f$           | Coefficiente de ponderação que majora os esforços solicitantes                       |
| $\rho_1$             | Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração                                   |
| $\sigma_{cp}$        | Tensão no aço de protensão                                                           |
| $\sigma_r$           | Capacidade de carga                                                                  |
| $\sigma_{rup}$       | Capacidade de carga do solo                                                          |

|             |                                                  |
|-------------|--------------------------------------------------|
| $\tau_{Rd}$ | Tensão de cisalhamento resistente de cálculo     |
| B           | Largura da base do muro                          |
| B           | Largura total da sapata                          |
| c           | Cobrimento                                       |
| d           | Altura útil                                      |
| E           | Empuxo de terra                                  |
| E           | Empuxo total aplicado                            |
| f           | Espessura menor da sapata                        |
| h           | Altura do muro                                   |
| H           | Altura do muro                                   |
| H           | Altura total da parede de contenção              |
| M           | Resultante dos momentos fletores                 |
| N           | Resultante das forças normais de compressão      |
| P           | Peso do muro de atrito somado com o peso do solo |
| q           | Ação de sobrecarga                               |
| q           | Pressão efetiva do solo                          |
| R           | Resistência                                      |
| S           | Área                                             |
| S           | Solicitação                                      |
| W           | Momento resistente da base                       |
| x           | Linha neutra                                     |
| y           | Ponto de aplicação                               |
| $\gamma$    | Peso específico do solo onde se apoia a fundação |
| $\delta$    | Ângulo de atrito entre o solo e o muro           |



|          |                                     |
|----------|-------------------------------------|
| $\mu$    | Média                               |
| $\sigma$ | Desvio padrão                       |
| $\Phi$   | Ângulo de atrito do solo com a base |
| $As\phi$ | Área da armadura                    |
| $W$      | Somatório das forças verticais      |
| $c$      | Coesão                              |
| $q$      | Sobrecarga                          |
| $u$      | Poropressão                         |
| $\beta$  | Índice de confiabilidade            |

## SUMÁRIO

|        |                                                              |           |
|--------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| 1.     | INTRODUÇÃO.....                                              | 22        |
| 1.1.   | CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....                                 | 22        |
| 1.2.   | JUSTIFICATIVA .....                                          | 22        |
| 1.3.   | OBJETIVOS .....                                              | 23        |
| 1.3.1. | <b>Objetivo Geral .....</b>                                  | <b>23</b> |
| 1.3.2. | <b>Objetivos Específicos.....</b>                            | <b>23</b> |
| 1.4.   | ESTRUTURA DO TRABALHO .....                                  | 24        |
| 2.     | MURO DE ARRIMO .....                                         | 25        |
| 2.1.   | ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....                                | 25        |
| 2.2.   | MUROS DE CONTENÇÃO .....                                     | 26        |
| 2.2.1. | <b>Muro sem contraforte com perfil clássico .....</b>        | <b>26</b> |
| 2.3.   | ESTABILIDADE DE MURO DE ARRIMO.....                          | 27        |
| 2.4.   | DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO .....                      | 32        |
| 2.4.1. | <b>Escolha das dimensões .....</b>                           | <b>33</b> |
| 2.4.2. | <b>Verificação da estabilidade do conjunto.....</b>          | <b>36</b> |
| 2.4.3. | <b>Verificação da pressão no solo de apoio .....</b>         | <b>37</b> |
| 2.4.4. | <b>Cálculo dos esforços solicitantes.....</b>                | <b>39</b> |
| 2.4.5. | <b>Verificação à força cortante.....</b>                     | <b>42</b> |
| 3.     | CONFIABILIDADE ESTRUTURAL .....                              | 44        |
| 3.1.   | TEORIA DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL .....                    | 44        |
| 3.2.   | MÉTODO DE CONFIABILIDADE DE PRIMEIRA ORDEM – FORM.....       | 45        |
| 3.2.1. | <b>Índice de sensibilidade das variáveis aleatórias.....</b> | <b>45</b> |
| 3.3.   | MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO .....                     | 46        |
| 3.4.   | ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA.....                  | 47        |
| 4.     | PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS .....                            | 48        |
| 4.1.   | PROBLEMA ANALISADO .....                                     | 48        |

|      |                                                      |           |
|------|------------------------------------------------------|-----------|
| 4.2. | DADOS ESTATÍSTICOS DO PROBLEMA .....                 | 52        |
| 4.3. | ROTEIRO DA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....            | 53        |
| 5.   | RESULTADOS E DISCUSSÕES.....                         | 56        |
| 5.1. | RUÍNA POR ESCORREGAMENTO.....                        | 56        |
| 5.2. | RUÍNA POR TOMBAMENTO .....                           | 57        |
| 5.3. | RUÍNA DEVIDO À CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO ..... | 58        |
| 5.4. | RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 01 .....          | 60        |
| 5.5. | RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 02.....           | 61        |
| 5.6. | RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 03 .....          | 62        |
| 5.7. | RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 04.....           | 63        |
| 5.8. | RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 05 .....          | 64        |
| 6.   | CONSIDERAÇÕES FINAIS .....                           | 66        |
| 6.1. | CONCLUSÕES.....                                      | 66        |
| 6.2. | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....                | 67        |
|      | <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>              | <b>68</b> |



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A partir da expansão geográfica, áreas que costumavam ser inabitadas passaram a ser ocupadas, com isso, cargas não previsíveis começaram a ser aplicadas em taludes inclinados, fazendo com que os estudos sobre as técnicas de contenção fossem cada vez mais aprofundados.

Essas técnicas ou métodos construtivos ficaram denominadas como muro de arrimo, por possuir o objetivo de conter as massas de solo e rochas. Este tipo de estrutura de contenção é dimensionada de modo a suportar as cargas verticais, que geram empuxo, cargas horizontais, carga devido à presença de água (poropressão), a fim de garantir a estabilidade do maciço.

A probabilidade de uma estrutura de contenção colapsar nunca é zero, isso ocorre devido às incertezas associadas às propriedades dos materiais, propriedades geométricas, carregamentos e ao solo que é considerado um material heterogêneo. Com isso, cada estrutura possui uma probabilidade de falha considerada aceitável, onde é necessário identificar as variáveis aleatórias do problema a ser analisado. Conforme definida as variáveis aleatórias da análise, cada uma delas possuem um valor médio, uma medida de dispersão (desvio padrão ou coeficiente de variação), uma distribuição probabilística e uma medida de correlação.

Diante disso, a confiabilidade estrutural tenciona determinar a probabilidade de falha na estrutura, o índice de confiabilidade estrutural e também o índice de sensibilidade de cada variável aleatória para ocorrência de falha.

Em virtude disso, o presente trabalho analisa a confiabilidade estrutural de um muro de arrimo em concreto armado, dimensionado segundo a ABNT NBR 6118 (2014).

### 1.2. JUSTIFICATIVA

As estruturas de contenção possuem uma área de influência muito significativa, isso ocorre devido aos esforços que combatem, causando um elevado grau de risco para os terrenos vizinhos. Por meio disso, quando há o colapso da estrutura, o dano pode alcançar a área ao redor da estrutura.

No Brasil, a análise de confiabilidade em estruturas de contenção ainda é pouco explorada. Todavia, pode-se destacar os seguintes trabalhos: Miranda (2005) que avaliou a

estabilidade de um muro de arrimo considerando as variações dos parâmetros de projeto através de métodos probabilísticos, Florêncio (2018) que realizou uma análise de confiabilidade geotécnica de estruturas de contenção em balanço executadas em areia, Reis e Prado (2018) que aplicou um método probabilístico para um muro de arrimo de concreto armado na verificação de ruptura por tombamento e Ferreira (2018), no qual avaliou o comportamento de estruturas de contenção com solo arenoso reforçado com geotêxtil mediante análise de confiabilidade

Este trabalho foi desenvolvido, a fim de contribuir com dados sobre a análise da confiabilidade em um muro de arrimo à flexão e investigar a influência de cada variável aleatória abordada no problema. Além disso, não foi encontrado nenhum trabalho nacional que realizasse a análise de confiabilidade em um muro de arrimo de concreto armado, sendo o que mais se aproximou o de Reis e Prado (2018) onde a análise da confiabilidade do muro de arrimo de concreto armado foi realizada apenas para a ruptura por tombamento.

### 1.3. OBJETIVOS

#### 1.3.1. Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é analisar a confiabilidade de uma estrutura de contenção do tipo muro de arrimo em concreto armado por meio dos métodos de Monte Carlo Simples e FORM.

#### 1.3.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- 1) Produzir uma revisão bibliográfica sobre a estrutura de contenção do tipo muro de arrimo à flexão, assim como também acerca da confiabilidade estrutural;
- 2) Expor os dados estatísticos das variáveis aleatórias presentes no problema embasados nas literaturas;
- 3) Identificar a contribuição de cada variável aleatória para a probabilidade de falha de cada equação de estado limite através do índice de sensibilidade proporcionado pelo método de FORM;
- 4) Criar tabela com os dados de probabilidade de falha e índice de confiabilidade fornecido pelos dois métodos e comparar com as informações de referência;

- 5) Elaborar gráficos de contribuição de cada variável aleatória para cada equação de estado limite;
- 6) Determinar a probabilidade de falha fornecida por cada método e identificar a equação em que ocorreu uma maior probabilidade de falha e uma maior confiabilidade.

#### 1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente capítulo foi composto por introdução, justificativa e objetivos gerais e específicos relacionados ao conteúdo abordado.

O capítulo 2 é composto por uma revisão da literatura, na qual expõe os principais conceitos acerca da estrutura de muro de arrimo a flexão, conforme as literaturas e a ABNT NBR 6118 (2014).

Já o capítulo 3 apresenta a teoria da confiabilidade, assim como também os métodos e aplicações presentes no estudo.

Em seguida, o capítulo 4 informa a metodologia seguida no presente trabalho acerca da ferramenta computacional.

O capítulo 5 expõe os resultados obtidos através da análise de confiabilidade estrutural e as discussões equivalentes perante as análises.

Em sequência, no capítulo 6 encontram-se as conclusões, em que expõe informações relevantes em concordância com os resultados descritos no capítulo anterior, assim como também propostas para futuros trabalhos.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas durante toda a construção do trabalho, onde se encontra após todos os capítulos citados.

## **2. MURO DE ARRIMO**

### **2.1. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO**

Uma estrutura de contenção é definida como sendo uma construção que estabelece a estabilidade do maciço, podendo ser contido de diversos modos, como, por exemplo, com o uso de muro de arrimo, cortina entre outros. Com isso, pode-se dividir em estrutura rígida ou flexível, sendo este diagnosticado de acordo com a rigidez da estrutura, ativa ou passiva (conforme o modo de aplicação de forças) e temporária ou definitiva. Diante disso, são as características geométricas, área, momento de inércia e composição do material, onde o conhecimento deste parâmetro é imprescindível devido à influência da deformabilidade da estrutura no comportamento das deformações e o diagrama de tensões ao longo de sua vida útil (MENDES, 2010).

Os fatores determinantes do tipo de estrutura de contenção são a geometria da escavação, as propriedades do maciço a ser contido, condições de contorno, sequência executiva imposta pelo método selecionado, regime freático (caso exista), tipo de escoramento (caso necessário), as condições meteorológicas, o tempo de construção referente à execução do parâmetro e seu escoramento, as técnicas construtivas e equipamentos disponíveis, a experiência profissional associada também a prática local e a disponibilidade de capital (PINTO, 2013).

As contenções provisórias são aquelas que podem ser removidas quando passam para o estado de desuso, possuindo assim, caráter transitório. Deste modo, elas podem utilizadas em três processos executivos, sendo eles contenções de madeira, contenções com perfis cravados de madeira e contenções com perfis metálicos justapostos. Então, esses três processos podem ser classificados como contenções flexíveis, podendo ou não ser escoradas (CARDOSO, 2002).

Já as contenções definitivas, são definidas de modo contrário às provisórias, pois sua remoção não permite o reaproveitamento dos componentes e materiais utilizados devido à sua característica mais robusta ou pesada (CARDOSO, 2002).

Em virtude disso, os tipos de contenções definitivas são muro de arrimo, parede-diafragma, terra armada, cortina atirantada, muro de gravidade, escavação escorada, solo grampeado e estacas de contenção, dentre a qual será objeto de análise o muro de arrimo, cujo conceito será aprofundado posteriormente.



## 2.2. MUROS DE CONTENÇÃO

Os muros de contenção podem ser de gravidade, onde é formado por alvenaria ou concreto simples ou concreto ciclópico, de flexão (contraforte), constituído por concreto armado e por fim, de muro de fogueira (*crib wall*) composto por peças de aço, madeira ou de concreto armado pré-moldado, no qual há o preenchimento nos espaços das peças por solos (CAPUTO, 2008).

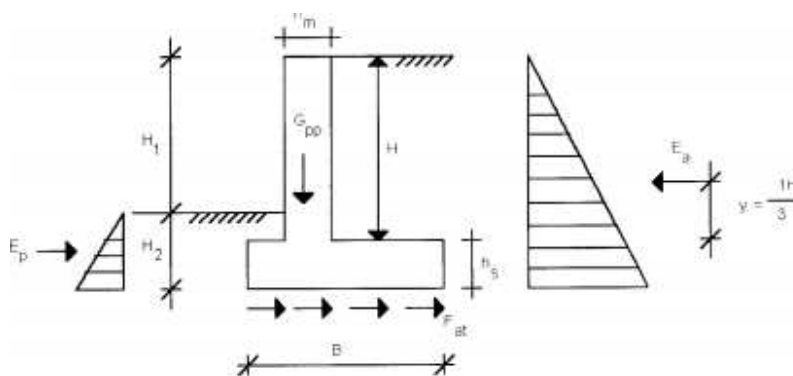
Os projetos que envolvem obras de contenção em solo, tem a finalidade de por meio de seus elementos se opor aos esforços estáticos causados pelo terreno e as sobrecargas acidentais e/ou permanentes. A partir disso, é primordial que todas as estruturas de contenções sejam projetadas a fim de sustentar os esforços provenientes do solo e uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa, sendo esta uniformemente distribuída ao longo da superfície do terreno arrimado (NBR 11682:2009).

Existem diversos modelos de muro de contenção, no entanto pode-se destacar o muro sem contraforte com perfil clássico que será objeto de estudo do presente trabalho.

### 2.2.1. Muro sem contraforte com perfil clássico

De acordo com Moliterno (1980), o muro sem contraforte com perfil clássico é usual para alturas entre 2 m e 4 m, onde de acordo com a Figura 2.1 tem-se o seu modelo juntamente com os esforços que está submetido.

Figura 2.1 – Muro sem contraforte com perfil clássico.



Fonte: Domingues (1997).

Onde:

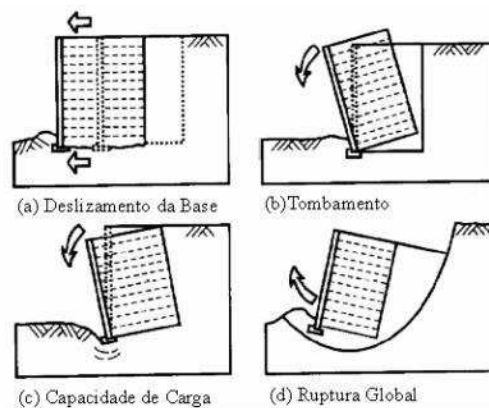
- $H$ : altura total da parede de contenção;
- $B$ : largura total da sapata;
- $E$ : empuxo total aplicado à  $1/3$  de  $H$ ;

- $F_{at}$ : força de atrito solo-estrutura.

### 2.3. ESTABILIDADE DE MURO DE ARRIMO

As estruturas de arrimo podem chegar a ruína devido aos esforços laterais, onde há uma instabilidade estrutural, com isso, é importante realizar a verificação da estabilidade solo-muro que podem ser comprometidas conforme a Figura 2.2 (ARAÚJO, 2016).

Figura 2.2 – Estabilidade de muros de arrimo.



Fonte: Gerscovish (1999).

#### ***1ª condição: Segurança contra deslizamento***

Considerando o caso mais crítico, deve-se desprezar o empuxo passivo na frente do muro devido a pertencer a uma região em que futuramente pode ser escavada (ALBUQUERQUE, 2003).

Diante disso, a resistência do deslizamento na base pode ser expressa por meio da equação 1 e 2.

$$T = N * tg\delta \quad (1)$$

$$T = \sum P + E_{AV} \quad (2)$$

Onde:

- $\delta$ : ângulo de atrito entre o solo e o muro, onde varia  $1/3 \phi \leq \delta \leq 2/3 \phi$ , sendo geralmente adotado o valor de  $2/3 \phi$ .

Em virtude disso, Albuquerque (2003) afirma que a fim de garantir essa condição, é importante tomar alguns cuidados construtivos, sendo eles não afogar, amolgar ou encharcar o solo da fundação e executar lastro com brita apiloada para receber a concretagem da base.

Com isso, o fator de segurança contra deslizamento é expresso na equação 3:

$$FS_d = \frac{T}{E_{A_{HOR}}} = \frac{N \operatorname{tg} \delta}{E_{A_{HOR}}} \quad (3)$$

Onde:

- $FS_d > 1,5$  para areias;
- $FS_d > 2$  para argilas.

No entanto Gerscovish (1999) afirma que o empuxo passivo, quando considerado, deve ser reduzido por um fator de segurança entre 2 e 3, já que os deslocamentos são significativos.

A autora afirma que o valor de S é definido pelo produto da resistência ao cisalhamento na base do muro vezes a largura, logo temos a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Equação do valor de S de acordo com o tipo de análise.

| Tipo de análise          | Solo                 | Equação                                                         |
|--------------------------|----------------------|-----------------------------------------------------------------|
| Longo prazo              | Permeabilidade alta  | $S = B \cdot [c'_w + \left(\frac{W}{B} - u\right) \tan \delta]$ |
| Curto prazo ( $\phi=0$ ) | Permeabilidade baixa | $S = B \cdot s_u$                                               |

Fonte: Gerscovish (1999).

Onde:

- B: Largura da base do muro;
- $c'_w$ : Adesão solo-muro;
- W: Somatório das forças verticais;
- u: Poropressão.

## ***2ª condição: Segurança contra tombamento***

Segundo Albuquerque (2003) o fator de segurança ao tombamento pode ser calculado através dos momentos em relação ao pé do muro. Diante disso, podem existir problemas maiores devido à tendência desse tombamento, gerando a possibilidade da parte anterior da base do muro destacar-se do solo, o que causará uma diminuição da estabilidade geral.

Com isso, segue abaixo a Equação 4 de resistência ao tombamento.

$$FS_t = \frac{M_{ESTABILIZAÇÃO}}{M_{INSTABILIZAÇÃO}} > 1,5 \quad (4)$$

Onde:

- $FS_t$ : Fator de segurança contra tombamento;
- $M_{ESTABILIZAÇÃO}$ : Somatória dos momentos ocasionado peso próprio do muro e solo;
- $M_{INSTABILIZAÇÃO}$ : Diferença entre os momentos ocasionado pelo empuxo horizontal e vertical.

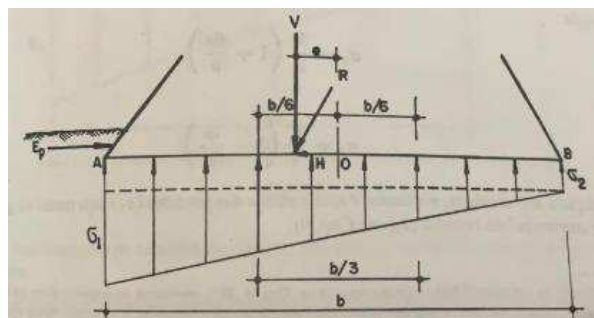
**3ª condição: Segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação (capacidade de carga)**

Considerando o muro rígido e a distribuição de tensões linear em toda a base, é necessário realizar a verificação de segurança em relação a capacidade de carga, ou seja, se o terreno pode se colapsar diante de deformações excessivas no terreno de fundação (GERSCOVICH, 1999).

Diante disso, é importante verificar a capacidade de carga do solo da fundação e comparar com as tensões aplicadas, de modo que resulte em um fator de segurança satisfatório. Deste modo, estará sendo considerada a estabilidade do muro de arrimo residida na tensão aplicada ao solo. A partir disso, procura-se um fator de segurança superior a dois para solos arenosos e superior a três para solos argilosos (ALBUQUERQUE, 2003).

Pela Figura 2.3 nota-se que caso a força R encontre-se no núcleo central da base, o diagrama de tensões será trapezoidal, tendo em vista que é considerado uma aproximação, em virtude disso, o terreno apenas estará sofrendo tensões de compressão (CAPUTO, 2008).

Figura 2.3 - Reação na base do muro.



Fonte: Caputo (2008).

A partir disso, temos as Equações 5, 6, 7 e 8:

$$\begin{cases} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot b = V \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot b \cdot \frac{b}{6} = V \cdot e \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{V}{b} \\ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{6Ve}{b^2} \end{cases} \quad (6)$$

$$\sigma_1 = \frac{V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \quad (7)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \quad (8)$$

Portanto, Caputo (2008) afirma que essa condição será satisfeita caso a maior pressão ( $\sigma_1$ ) seja inferior ou igual à pressão admissível do terreno.

Deste modo, pode-se unir as equações na Equação 9:

$$\sigma = \frac{V}{b} \pm \frac{Ve}{b^2/6} \quad (9)$$

Considerando  $M = Ve$  e sendo  $W$  o momento resistente da base representado pela Equação 10, cuja área ( $S$ ) é igual a  $b \cdot 1$ , em função do eixo baricêntrico, tem-se através da Equação 11 a fórmula da flexão composta.

$$W = \frac{b^3/12}{b/2} = \frac{b^2}{6} \quad (10)$$

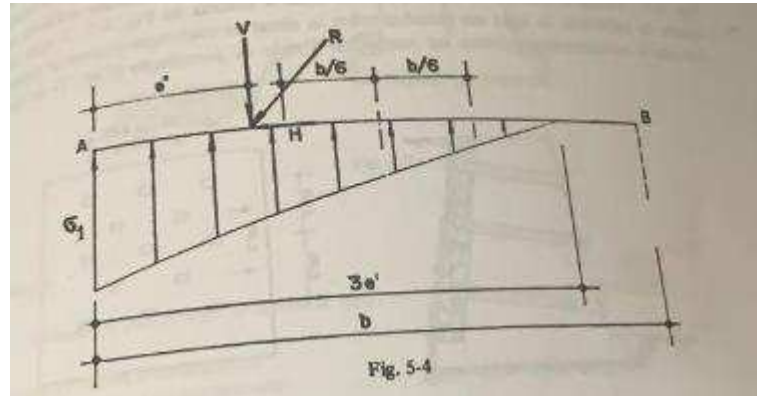
$$\sigma = \frac{V}{S} \pm \frac{M}{W} \quad (11)$$

De acordo com Caputo (2008) caso R esteja fora do núcleo central, então a distribuição será triangular, porém limitada à parcela em que ocorre compressão. Logo, obtém-se as Equações 12 e 13 cuja representação ocorre segundo a Figura 2.4.

$$\frac{\sigma_1 \cdot 3e'}{2} = V \quad (12)$$

$$\sigma_1 = \frac{2V}{3e'} \quad (13)$$

Figura 2.4 – Muro com distribuição triangular.



Fonte: Caputo (2008).

Então, pode-se calcular a capacidade de carga do solo por meio da fórmula de Terzaghi representada pelas Equações 14 e 15.

$$\sigma_{rup} = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (14)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{3} \quad (15)$$

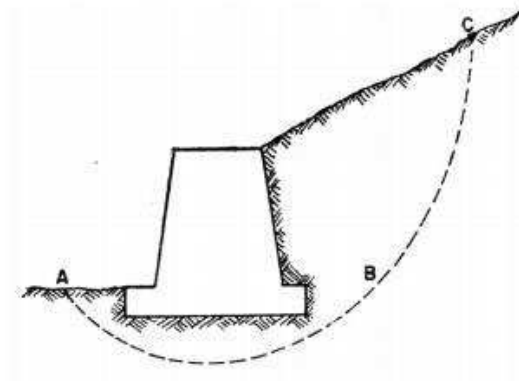
O fator de segurança contra capacidade de carga será calculado pela Equação 16:

$$FS_{CC} = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{máx}} > 3 \quad (16)$$

#### **4ª condição: Segurança contra a Ruptura Global**

Conforme Gerscovich (1999) esta verificação é associada à segurança do conjunto muro-solo, com isso, a possibilidade de ruptura do solo de acordo com uma superfície de escorregamento ABC, caracterizada pela Figura 2.5, deve ser analisada. Para tanto, recomenda-se o uso de conceitos de análise da estabilidade geral.

Figura 2.5 – Estabilidade Global.



Fonte: Gerscovic (1999).

A autora relata que a verificação consiste em analisar o mecanismo de ruptura global do maciço. Para isso, a estrutura de contenção é adotada como um elemento interno à massa de solo que potencialmente pode existir um deslocamento similar a um corpo rígido.

Em virtude disso, tem-se a Equação 17:

$$FS_{global} = \frac{\sum M_{RESISTENTES}}{\sum M_{INSTABILIZANTES}} \quad (17)$$

Onde:

- $FS_{global} > 1,3$  para obras provisórias;
- $FS_{global} > 1,5$  para obras permanentes.

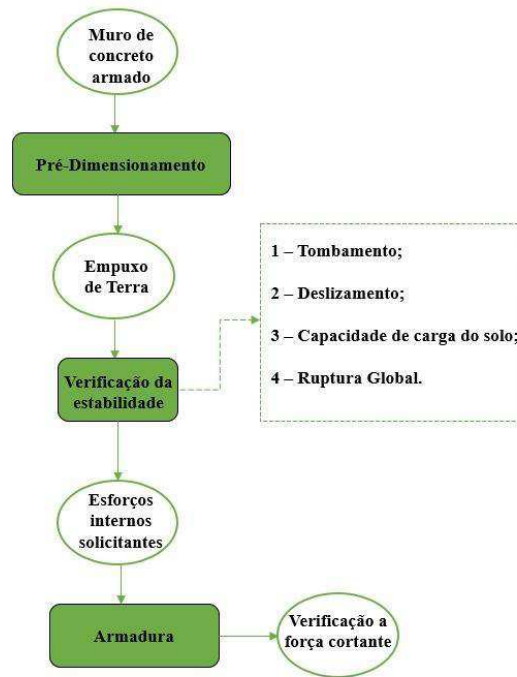
O cálculo do fator de segurança pode ser realizado através de qualquer método de cálculo de equilíbrio limite, usual para avaliação de estabilidades de taludes.

#### 2.4.DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO

No dimensionamento de muro, inicialmente são definidas as dimensões por meio de um pré-dimensionamento, após isso é verificada a estabilidade do conjunto, no qual se analisa a segurança. Por fim, é calculado os esforços solicitantes no muro, assim como também os esforços internos da sapata, para que com isso seja realizado o dimensionamento das armaduras (DOMINGUES, 1997).

Pela Figura 2.6 tem-se um fluxograma com as etapas do dimensionamento do muro de contenção de concreto armado.

Figura 2.6 – Fluxograma com as etapas do dimensionamento do muro de concreto armado.



Fonte: Elaborado pela autora.

#### 2.4.1. Escolha das dimensões

Para a determinação das dimensões, a única informação conhecida é a altura do muro ( $h$ ), já que as cotas do terreno, inferior e superior, são informadas por meio do projeto de implantação. Diante disso, as outras medidas devem ser adquiridas a partir de um pré-dimensionamento, sendo confirmadas através da verificação das resistências das seções (DOMINGUES, 1997).

Soares Neto (2017) relata que é sugerido para o pré-dimensionamento de um muro de arrimo os intervalos abaixo conforme a Figura 2.7.

$$15 \text{ cm} \leq f \leq 30 \text{ cm} \quad (18)$$

$$d_i = 10 \sqrt{M} \quad (19)$$

$$0,5 h \leq b_s \leq 0,6 h \quad (20)$$

$$\frac{1}{8} h \leq r \leq \frac{1}{6} h \quad (21)$$

$$0,07 h \leq h_s \leq 0,08 h \quad (22)$$

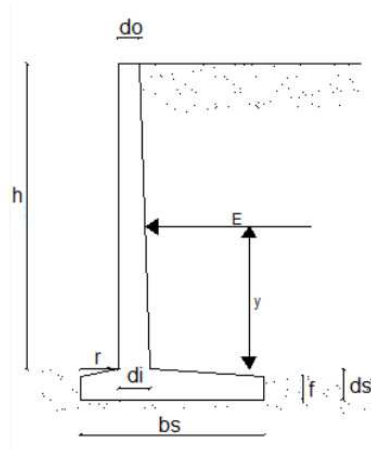


$$d_s \geq d_i \quad (23)$$

Onde:

- $f$ : Espessura menor da sapata;
- $E$ : Empuxo de terra;
- $y$ : Ponto de aplicação;
- $h$ : Altura do muro;
- $d_i$ : Espessura na base do muro;
- $d_s$ : Espessura maior da sapata;
- $b_s$ : Largura da sapata.

Figura 2.7 – Muro de concreto armado.



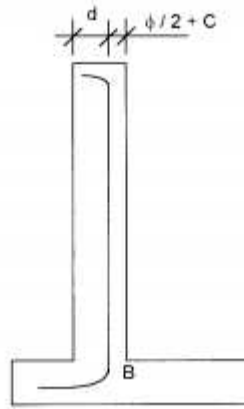
Fonte: Soares Neto (2017).

Conforme Domingues (1997), considerando  $h_2$  igual à soma entre a metade do diâmetro da barra da armadura ( $\frac{\phi}{2}$ ), a altura útil da seção do concreto ( $d$ ) e o cobrimento ( $c$ ), tem-se a expressão abaixo, visualizada pela Figura 2.8.

$$h_2 = d + \frac{\phi}{2} + c \quad (24)$$

A NBR 6118 (2014) recomenda para elementos estruturais em contato com o solo o cobrimento deve ser igual ou superior a 3 cm a depender da classe de agressividade ambiental.

Figura 2.8 – Determinação de  $h_2$ .



Fonte: Domingues (1997).

Portanto, Domingues (1997) fornece por meio da expressão abaixo o valor da altura útil da seção transversal do muro ( $d$ ) pela Equação 25.

$$d^2 = \frac{K_{clim} M_d}{b_w} \quad (25)$$

Onde:

- $K_{clim}$ : Valor de  $k_c$ , onde de acordo com a NBR 6118 (2014) o limite está no domínio 3, ou seja,  $\frac{x}{d} \leq 0,45$  para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa e,  $\frac{x}{d} \leq 0,35$  para concretos com  $50 \leq f_{ck} \leq 90$  MPa;
- $M_d$ : Momento fletor de cálculo, no ponto B, devido ao empuxo de terra;
- $b_w$ : Medida da largura unitária do muro (100 cm).

Logo, não é necessário que o muro apresente a mesma largura em toda a sua altura. Visto isso, o topo pode conter medida menor desde que sejam satisfeitas as condições limites, sendo elas:

$$\begin{cases} h_0 = 4 \cdot \text{diâmetro do agregado graúdo} \\ h_0 = 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (26)$$

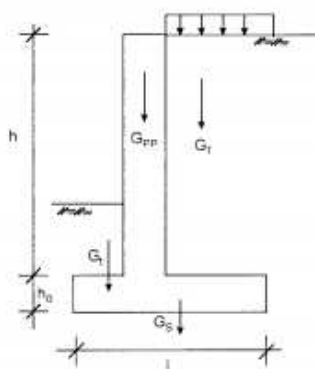
De modo análogo, a sapata também pode ter sua espessura variável, desde que sua altura da extremidade possua um valor no intervalo de 10 cm a 30 cm.

### 2.4.2. Verificação da estabilidade do conjunto

Após a conclusão da etapa de pré-dimensionamento, começa-se a fase de verificação da segurança ao deslizamento e tombamento. No entanto, para finalizar os cálculos deve-se obter as ações verticais e horizontais junto com seus respectivos momentos, além de também as componentes tangenciais e normais atuantes no muro (DOMINGUES, 1997).

As ações verticais segundo o autor, são formadas pelo peso próprio do muro e da sapata, além de também o peso de terra que age sobre o muro como pode ser visualizado através da Figura 2.9.

Figura 2.9 – Cargas verticais atuantes no muro e na sapata.



Fonte: Domingues (1997).

Onde:

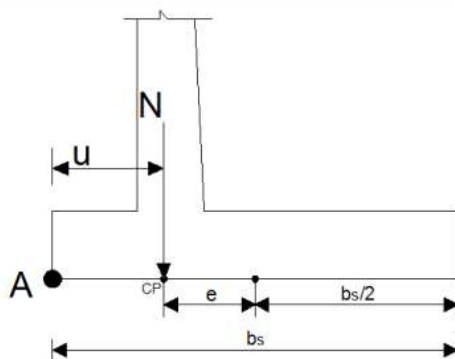
- $G_{pp}$ : Peso próprio do muro;
- $G_T$ : Peso próprio de terra sobre o talão da sapata;
- $q$ : Ação de sobrecarga;
- $G_S$ : Peso próprio da sapata;
- $G_t$ : Peso próprio de terra sobre a ponta da sapata.

Já a ação horizontal, segundo o mesmo, é composta apenas pelo empuxo ativo, no entanto, para que seja levado em consideração o empuxo passivo é importante que seja garantido a permanência de terra sobre a extremidade da sapatada ao longo da vida útil da construção. Visto isso, os momentos são cálculos em relação aos braços de alavanca. Por fim, a componente normal e tangencial é calculada por meio da soma de todas as

ações verticais (componente normal) e do empuxo (componente tangencial), por meio disso, encontra-se também o centro de pressão, que é o ponto de aplicação resultante ( $u$ ) (Domingues, 1997).

Pela Figura 2.10 pode-se observar a posição do centro de pressão e a distância do centro de pressão ao ponto comprimido A.

Figura 2.10 – Centro de pressão.



Fonte: Soares Neto (2017)

Logo, o valor de  $u$  deve ser calculado de modo que esteja contido dentro da laje da fundação, com isso tem-se:

$$u = \frac{M}{N} \quad (27)$$

Onde:

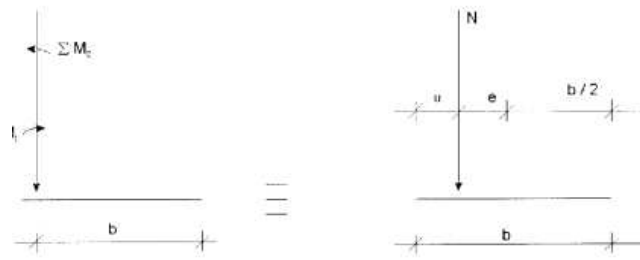
- M: Resultante dos momentos fletores;
- N: Resultante das forças normais de compressão.

Finalmente, é verificada a segurança contra o deslizamento e contra o tombamento conforme mostrado anteriormente.

#### 2.4.3. Verificação da pressão no solo de apoio

Inicialmente é considerada a simplificação da tensão linear de tensões, a fim de equilibrar a resultante da ação da gravidade e do empuxo, com isso é reduzido o sistema de forças ao centro de pressão e pode-se concluir a análise da verificação da tensão máxima e mínima (DOMINGUES, 1997). Logo, tem-se a Figura 2.11 abaixo:

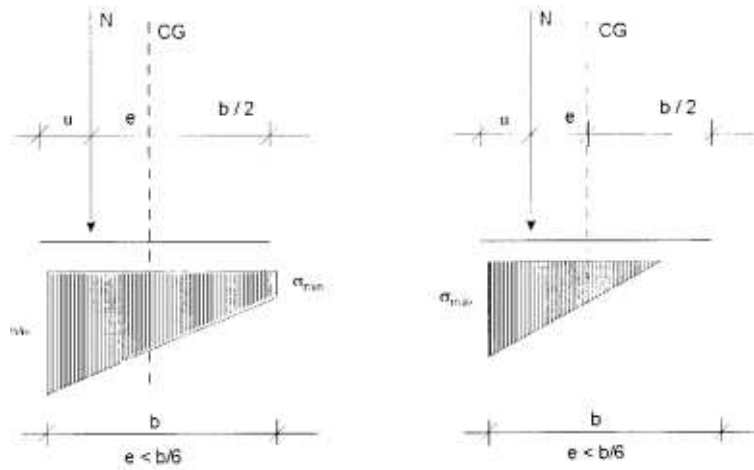
Figura 2.11 – Esquema estático das ações na fundação.



Fonte: Migliore, (1987), apud Domingues (1997).

A distribuição de tensões no solo pode ser trapezoidal ou triangular, assim, a posição da resultante N se localiza dentro ou fora do núcleo central da base da sapata, como analisado na Figura 2.12.

Figura 2.12 - Distribuição de tensões no solo



Fonte: Migliore, (1987), apud Domingues (1997).

Segundo Domingos (1997), no momento em que a resultante vertical tem sua excentricidade em relação ao centro de gravidade da sapata menor que B/6, as tensões máximas e mínimas, apresentam as Equações 28 e 29 respectivamente.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (28)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (29)$$

Em casos em que a excentricidade da tensão máxima em relação ao centro de gravidade da sapata é maior que B/6, tem-se a Equação 30.

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3u} \quad (30)$$

#### 2.4.4. Cálculo dos esforços solicitantes

Conforme Domingues (1997), a estrutura de contenção pode ser decomposta em dois elementos, sendo eles a parede e a sapata, onde a parede geralmente é uma laje vertical que recebe as pressões advindas do maciço de terra e as transmite à sapata e a sapata por sua vez transmite estas pressões ao solo.

##### a) Parede

Para o autor os diagramas de distribuições de tensões podem ocorrer dos modos abaixo:

Se existir sobrecarga sobre o maciço de terra acima da parede, ou seja, sobrecarga de pedestre ou veículos, a distribuição do diagrama será trapezoidal, isso acontece devido a transformação da sobrecarga em altura  $h_o$  e adicionada à altura total  $h$ . Com isso, a altura final será expressa pela Equação 31.

$$H = h + h_o \quad (31)$$

Caso não haja sobrecarga, a distribuição do diagrama será triangular.

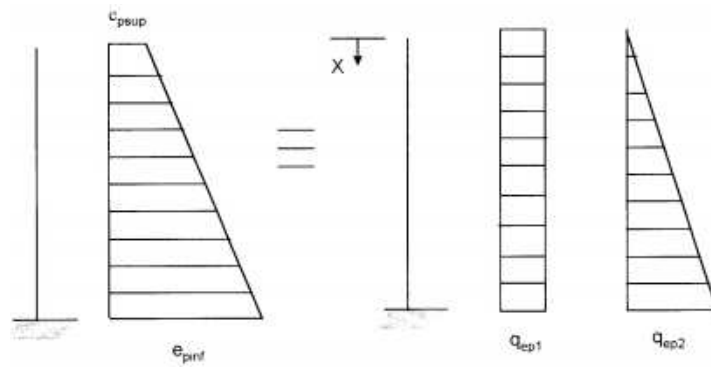
Diante disso, o cálculo dos esforços solicitantes, ou seja, momento fletor e força cortante, na parede ocorrem por meio da determinação do momento de engastamento na base da parede, causados pelos empuxos causados pela sobrecarga e da carga da terra atuante no muro. Em virtude disso, tem-se a expressão pela Equação 32 e a Figura 2.13.

$$M = \frac{q_{ep1} x^2}{2} + \frac{q_{ep2} x^2}{6} \quad (32)$$

Onde:

- $q_{ep1}$ : Ação causada pela sobrecarga;
- $q_{ep2}$ : Ação de terra (empuxo) que atua sobre o muro.

Figura 2.13 – Esforços atuantes na parede do muro.



Fonte: Domingues (1997).

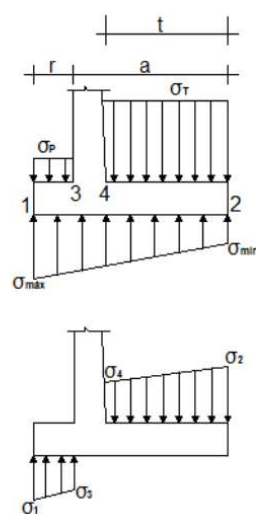
## b) Sapata

Inicialmente é importante que sejam determinadas as pressões no terreno em seu plano inferior, após isso, deve-se comparar esses valores com a pressão admissível do solo. Diante disso, a sapata pode ser dividida em extremidade da sapata e talão da sapata. (DOMINGUES, 1997).

### *Esforços na sapata*

Segundo Domingues (1997), no talão da sapata atuam a reação do solo, o peso próprio e o peso da terra, no entanto, na ponta da sapata existe a atuação das cargas provenientes do peso próprio e peso de terra sobre ela. Com isso, com objetivo de simplificar os cálculos será admitido que a espessura da sapata é constante, logo, verifica-se a situação da Figura 2.14.

Figura 2.14 – Ações solicitantes na sapata.



Fonte: Soares Neto (2017).

Pelas Equações 33, 34, 35 e 36 tem-se as tensões em cada ponto representado na Figura 2.14, diante disso o cálculo das reações no solo são encontrados abaixo:

$$\sigma_{ponto\ 1} = \sigma_{m\acute{a}x} \quad (33)$$

$$\sigma_{ponto\ 2} = \sigma_{min} \quad (34)$$

$$\sigma_{ponto\ 3} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot a}{b_s} + \sigma_2 \quad (35)$$

$$\sigma_{ponto\ 4} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot t}{b_s} + \sigma_2 \quad (36)$$

Portanto, o cálculo das cargas verticais de ponta e do talão podem ser expressos respectivamente pelas Equações 37 e 38.

$$\sigma_p = d_s \cdot \gamma_c \quad (37)$$

$$\sigma_t = (d_s \cdot \gamma_c) + (H \cdot \gamma_s) \quad (38)$$

Soares Neto (2017) considera que no trecho 3-4 não deve ser calculada as cargas atuantes na sapata, devido o carregamento ser nulo e com isso não há deformabilidade elástica no encontro muro e sapata. Então, é possível expressar essas cargas pelas Equações 39, 40, 41 e 42.

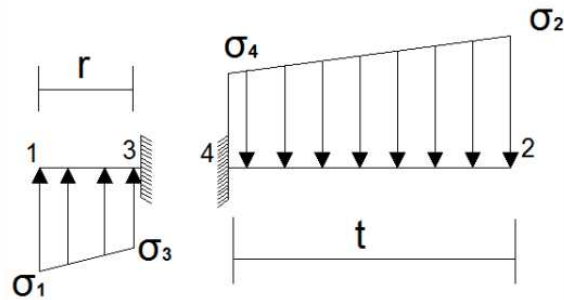
$$\sigma_1 = \sigma_{ponto\ 1} - \sigma_p \quad (39)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{ponto\ 2} - \sigma_t \quad (40)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{ponto\ 3} - \sigma_p \quad (41)$$

$$\sigma_4 = \sigma_{ponto\ 4} - \sigma_t \quad (42)$$

Figura 2.15 – Distribuições de tensões na sapata.



Fonte: Soares Neto (2017).



Pela Figura 2.15 percebe-se que para o cálculo do momento fletor e do cortante admite-se a independência entre ponta e o talão, engastados no muro (tardoz) (Soares Neto, 2017). A partir disso, temos as equações de ponta e do talão da sapata respectivamente abaixo pelas Equações 43, 44, 45 e 46.

$$Q_p = (\sigma_3 \cdot r) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot r}{2} \quad (43)$$

$$M_p = Q_p \cdot \frac{r}{2} \quad (44)$$

$$Q_t = (\sigma_4 \cdot t) + \frac{(\sigma_2 - \sigma_4) \cdot t}{2} \quad (45)$$

$$M_t = Q_t \cdot \frac{t}{2} \quad (46)$$

#### 2.4.5. Verificação à força cortante

Pinheiro et.al. (2003) afirma que as forças cortantes, de modo geral, são satisfatoriamente resistidas pelo concreto, com isso é dispensado o emprego de armadura transversal. No entanto, a NBR 6118 (2014) pede que esta seja verificada quanto a sua necessidade, diante disso, a verificação ao cisalhamento ocorre por meio da Equação 47 e 48.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (47)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad (48)$$

Onde:

- $V_{sd}$ : Força cortante solicitante de cálculo;
- $V_{Rd1}$  e  $V_{Rd2}$ : Força cortante resistente de cálculo;
- $\tau_{Rd}$ : Tensão de cisalhamento resistente de cálculo;
- $\rho_1$ : Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;
- $\sigma_{cp}$ : Tensão no aço de protensão;
- $\alpha_{v1}$ : Coeficiente que depende do tipo e da natureza do carregamento.

Em casos de necessidade de armadura transversal, ou seja, quando não se verifica a condição estabelecida acima, utiliza-se de acordo com a norma os critérios estabelecidos no seu item 17.4.2, relativos a elementos lineares, com resistência dos estribos conforme o item 19.4.2 da NBR 6118 (2014).



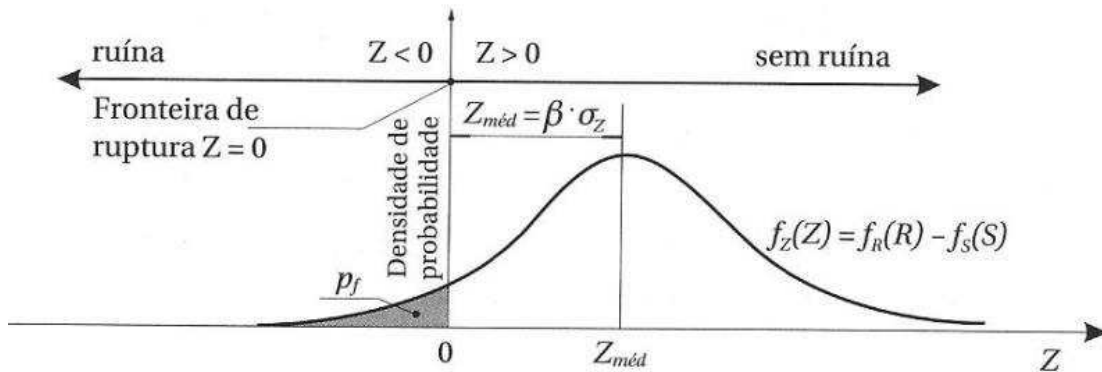
### 3. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A confiabilidade pode ser definida como o grau de segurança de uma estrutura ou sistema estrutural. Dessa maneira, o conceito de confiabilidade está diretamente relacionado com o desempenho da estrutura. Esse desempenho depende fortemente das informações disponíveis sobre as equações de estado limite e sobre as variáveis aleatórias e seus respectivos parâmetros estatísticos. Assim, com base nessas informações, podem-se mensurar as incertezas associadas ao problema estrutural por meio do índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e ou da probabilidade de falha ( $p_f$ ) (FLORÊNCIO, 2018).

#### 3.1. TEORIA DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a função margem de segurança,  $f_z(Z)$ , pode ser encontrada por meio da diferença entre as curvas de resistência e solicitação desde que essas curvas sejam estaticamente independentes. Diante disso, a ruína ocorre quando  $Z \leq 0$ , conforme a Figura 3.1.

Figura 3.1 – Função margem de segurança.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Segundo Gomes (2010), a probabilidade de falha pode ser determinada pela integral da função densidade de probabilidade no domínio de falha ( $Z < 0$ ), sendo descrita pela Equação 49.

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_s(S) F_R(S) dS \quad (49)$$

No entanto, devido à complexibilidade da resolução desta equação analiticamente ou com auxílio computacional seu uso não é recomendável. A fim de solucionar essa problemática foram desenvolvidos alguns métodos, sendo dois deles descritos a seguir.

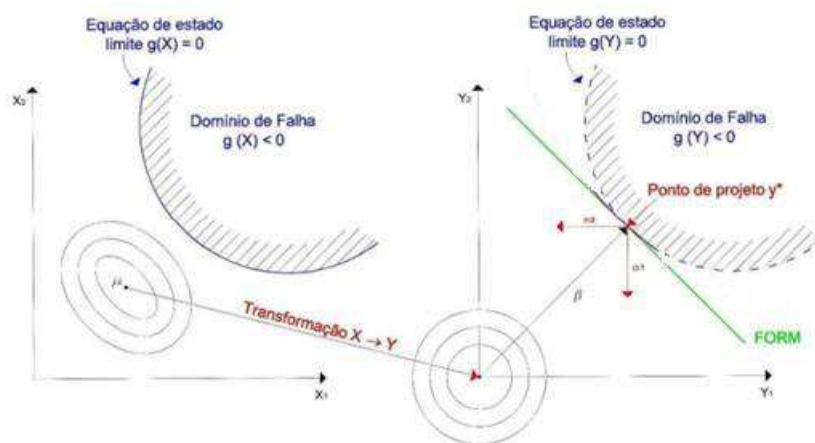
### 3.2. MÉTODO DE CONFIABILIDADE DE PRIMEIRA ORDEM – FORM

O método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) é considerado um método computacional, que por meio de simplificações fornece a probabilidade de falha, o índice de confiabilidade e o índice de sensibilidade das variáveis aleatórias (ERASO, 2011).

Neste método ocorre a construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades  $f_X(x)$  onde a mesma é transformada para um espaço normal padrão  $Y$ . Por meio desta transformação acontece uma eliminação da correlação entre as variáveis aleatórias e o cálculo de variáveis normais equivalentes, onde pode ser utilizado o método de transformação de Rosenblatt, que realiza transformações de pontos de espaço  $X$  para  $Y$ , e o modelo de Nataf que realiza transformações das distribuições originais em equivalentes e a eliminação da correlação entre elas (BECK, 2014).

Conforme a Figura 3.2 percebe-se que FORM realiza transformações no intuito de linearizar a equação de estado limite. Neste método considera-se que o ponto de projeto é o ponto em que existe uma maior probabilidade falha, correspondendo ao ponto de menor distância entre a equação de estado limite e a origem. Além disso, o índice de confiabilidade é obtido através da medida geométrica da probabilidade de falha, ou seja, equivale à distância entre a probabilidade de falha e a origem (BECK, 2014).

Figura 3.2 – Demonstração do método de FORM.



Fonte: Sakamoto (2016).

#### 3.2.1. Índice de sensibilidade das variáveis aleatórias

Segundo Souto (2015), o índice de sensibilidade das variáveis aleatórias tem como finalidade fornecer a contribuição de cada variável aleatória para ocorrência de falha. Em virtude disso, o fator de importância de cada variável será dado pela Equação 50.

De acordo com Silva (2020), sendo  $\alpha_i$  o cosseno diretor, pode-se afirmar que o índice de sensibilidade é igual ao quadrado do cosseno diretor representado pela Equação 50 a seguir:

$$I_i = \alpha_i^2 \quad (50)$$

De acordo com Beck (2014), os índices de sensibilidade são medidas lineares, sendo usuais somente como aproximação para as equações de estados limites não-lineares e distribuições de probabilidade não normais.

### 3.3. MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

O método conhecido como *Monte Carlo Simulation* (MCS) ou simulação de Monte Carlo é considerado um método computacional puramente probabilístico, que fornece a probabilidade de falha sem realizar nenhuma aproximação, devido a isso, há necessidade de um maior número de interações até que ocorra a convergência do resultado, a fim de diminuir os erros. Com isso, MCS tem como vantagens sua simplicidade e resultados mais próximos da realidade. No entanto, sua principal desvantagem é o alto esforço computacional gerado pelas interações (FLORÊNCIO, 2018).

A análise realizada por MCS consiste em testar a estrutura através de combinações das variáveis aleatórias de resistência e solicitação, onde a segurança é satisfeita quando a função de estado limite no espaço original ( $G(X)$ ) é maior que zero, caso contrário, ou seja,  $G(X) < 0$ , tem-se uma situação de falha no sistema. Pela Equação 51 é possível encontrar a probabilidade de falha, onde  $n_s$  é o número de simulações e  $l(x)$  a função indicadora para a análise da possibilidade de falha em cada amostra (ERASO, 2011).

$$P_f \cong \frac{1}{n_s} \sum_{r=1}^{n_s} l(x^r) \quad (51)$$

### 3.4. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA

Em um projeto estrutural é necessário que o mesmo tenha uma referência nos critérios de aceitação da sociedade, onde são formados pelos índices de confiabilidade alvo e índices de confiabilidade de referência. Para encontrar o índice de referência é necessário considerar os índices de confiabilidade das estruturas projetadas, onde os códigos normativos oferecem alguns indicadores alvo (RICARDO, 2015).

Ao utilizar a teoria da confiabilidade o talude deve satisfazer ao critério de aceitação de falha, sendo este representado em termos de índice de confiabilidade alvo. Portanto, a probabilidade de falha deve corresponder ao nível de segurança do talude (MORALES, 2013).

Além disso, é necessário que esses projetos tenham referência nos critérios de aceitação da sociedade. Segundo Dell'Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018) é possível relacionar os índices de confiabilidade com a probabilidade de falha mínima para estruturas geotécnicas por meio da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Índice de confiabilidade e probabilidade de falha em diversos tipos de obras.

| <b>Tipo de Obra</b>     | <b><math>\beta</math></b> | <b><math>p_f</math></b> |
|-------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Fundações               | 2,3 a 3,0                 | $10^{-2}$ a $10^{-3}$   |
| Taludes de mineração    | 1,0 a 2,3                 | $10^{-1}$ a $10^{-2}$   |
| Barragens               | 3,5 a 5,0                 | $10^{-3}$ a $10^{-5}$   |
| Estruturas de contenção | 2,0 a 3,0                 | $10^{-2}$ a $10^{-3}$   |

Fonte: Dell'Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018).

#### 4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A presente metodologia aborda a análise da confiabilidade em um muro de arrimo a flexão, no qual foi dimensionado de acordo com a NBR 6118 (2014). Diante disso, o problema em questão foi uma adaptação retirada de um exercício do livro de Marchetti (2007).

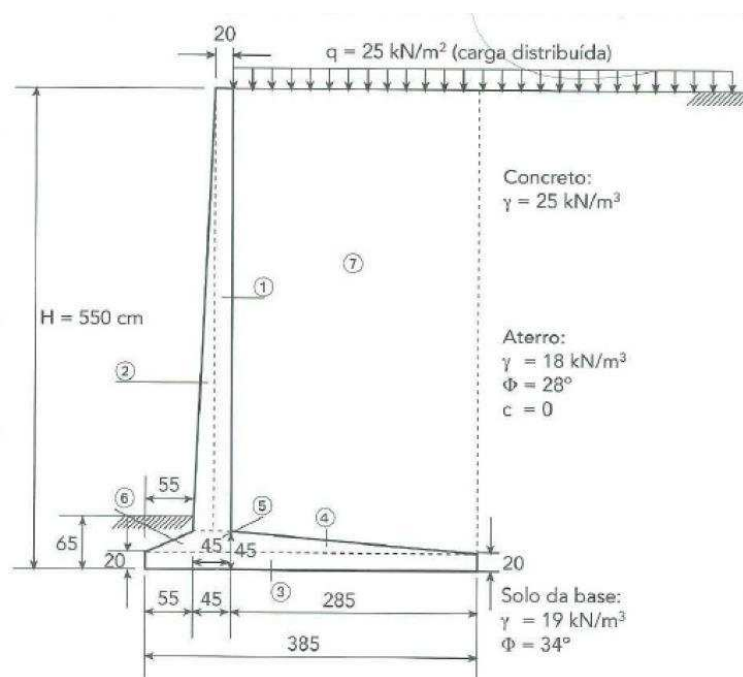
A ferramenta computacional utilizada está detalhada a seguir. Após isso, os dados relativos ao problema serão apresentados de modo a concordar com as descrições estatísticas das variáveis aleatórias, assim como as equações de estado limite.

Por fim, será apresentado o roteiro utilizado durante o processo de análise de confiabilidade da estrutura.

##### 4.1. PROBLEMA ANALISADO

As informações sobre o muro de arrimo a flexão analisado no presente estudo foram retiradas de Marchetti (2007), onde são informadas a carga distribuída, o peso específico do concreto, do aterro e do solo da base, os dados geométricos da estrutura, os ângulos de atrito do solo da base e do aterro e a coesão, conforme pode ser visualizado pela Figura 4.1.

Figura 4.1 – Muro de arrimo de flexão.



Fonte: Marchetti (2007).

Além disso, os dados informados pela Figura 4.1 são informados pela Tabela 4.1, onde também consta os dados informados no enunciado do problema.

Tabela 4.1 – Dados do problema.

| <b>Parâmetros do problema</b> |                               |     |                       |                               |                      |
|-------------------------------|-------------------------------|-----|-----------------------|-------------------------------|----------------------|
| <b>Geometria</b>              | H (cm)                        | 550 | <b>Solo da base</b>   | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 19                   |
|                               | $b_w$ (cm)                    | 100 |                       | $\Phi$                        | 34°                  |
| <b>Aterro</b>                 | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 18  | <b>Concreto e Aço</b> | $\gamma$                      | 25 kN/m <sup>3</sup> |
|                               | c                             | 0   |                       | $f_{ck}$ (Mpa)                | 20                   |
|                               | $\Phi$                        | 28° |                       | $f_{yk}$ (Mpa)                | 50                   |
|                               |                               |     |                       | c (cm)                        | 4                    |

Fonte: Marchetti (2007).

Foi acrescentado como dado do exemplo a área de aço efetiva da armadura passiva do elemento estrutural, deste modo, a análise foi realizada com a área de aço efetiva pré-estabelecida. Logo, temos abaixo a Tabela 4.2 com suas informações e respectivas seções.

Tabela 4.2 – Área efetiva de aço.

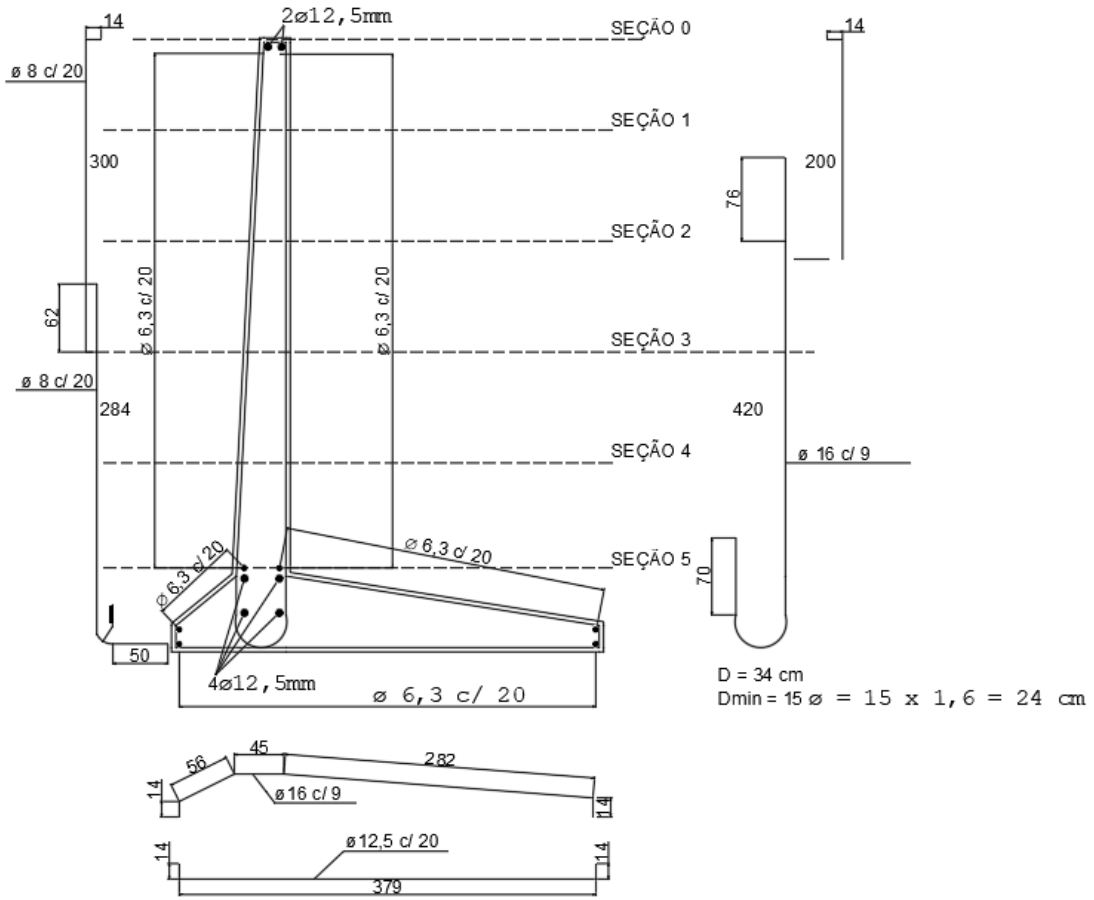
| <b>Área efetiva de aço</b> |                          |
|----------------------------|--------------------------|
| <b>Seção 01</b>            | 3,75 cm <sup>2</sup> /m  |
| <b>Seção 02</b>            | 4,5 cm <sup>2</sup> /m   |
| <b>Seção 03</b>            | 7,8 cm <sup>2</sup> /m   |
| <b>Seção 04</b>            | 13,9 cm <sup>2</sup> /m  |
| <b>Seção 05</b>            | 22,20 cm <sup>2</sup> /m |

Fonte: Elaborada pela autora.

Como a armadura passiva foi pré-determinada, tem-se por meio da Figura 4.2 o detalhamento da armadura passiva.



Figura 4.2 – Detalhamento da armadura passiva.



Fonte: Elaborada pela autora.

Os métodos para análise utilizado no presente trabalho foram o de FORM e Monte Carlos Simples. Com isso, a estrutura será verificada para as equações de estado limite conforme as Equações 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58 e 59, cujas informações constam na lista de símbolos.

- Verificação de escorregamento:

$$V_1 = [(P_1 + 2,85 q) * 0,9 tg \Phi] - \left[ (K_a * q * H) + \left( K_a * \gamma_{aterro} * \frac{H^2}{2} - 2 * c * H * \sqrt{K_a} \right) \right] \quad (52)$$

- Verificação de tombamento:

$$V_2 = [M_1 + 6,93 q] - \left[ \left( K_a * q * \frac{H^2}{2} \right) + \left( K_a * \gamma_{aterro} * \frac{H^3}{6} - 2 * c * \frac{H^2}{3} \right) \right] * \sqrt{K_a}$$

(53)

- Verificação da capacidade de carga

$$\begin{aligned}
 V_3 &= \left[ c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{solo} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right] \\
 &- \left\{ \left( \frac{P_1 + 2,85 q}{B} \right) \right. \\
 &+ \left. \frac{\left\{ \left[ \frac{K_a \cdot q \cdot H^2}{2} + \left( \frac{K_a \cdot \gamma_{aterro} \cdot H^3}{6} \right) - \left( 2 \cdot c \cdot H^2 \cdot \frac{K_a}{3} \right) \right] - [M_2 + (142,5 \cdot q)] \right\}}{\frac{B^2}{6}} \right\}
 \end{aligned}
 \tag{54}$$

- Verificação dos esforços no muro a força cortante

$$\begin{aligned}
 V_4 &= \left\{ \left[ \left( 0,0525 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) \cdot (1,6 - d_1) \cdot \left( 1,2 + 40 \frac{A_{s1}}{b_w d_1} \right) \right] \cdot b_w \cdot d_1 \right\} \\
 &- \left\{ \left[ \left( K_a \cdot \gamma_{aterro} \cdot \frac{h_1^2}{2} \right) - (2 \cdot c \cdot h_1^2 \cdot \sqrt{K_a}) \right] + (K_a \cdot q \cdot h_1) \right\}
 \end{aligned}
 \tag{55}$$

$$\begin{aligned}
 V_5 &= \left\{ \left[ \left( 0,0525 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) \cdot (1,6 - d_2) \cdot \left( 1,2 + 40 \frac{A_{s2}}{b_w d_2} \right) \right] \cdot b_w \cdot d_2 \right\} \\
 &- \left\{ \left[ \left( K_a \cdot \gamma_{aterro} \cdot \frac{h_2^2}{2} \right) - (2 \cdot c \cdot h_2^2 \cdot \sqrt{K_a}) \right] + (K_a \cdot q \cdot h_2) \right\}
 \end{aligned}
 \tag{56}$$

$$\begin{aligned}
 V_6 &= \left\{ \left[ \left( 0,0525 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) \cdot (1,6 - d_3) \cdot \left( 1,2 + 40 \frac{A_{s3}}{b_w d_3} \right) \right] \cdot b_w \cdot d_3 \right\} \\
 &- \left\{ \left[ \left( K_a \cdot \gamma_{aterro} \cdot \frac{h_3^2}{2} \right) - (2 \cdot c \cdot h_3^2 \cdot \sqrt{K_a}) \right] + (K_a \cdot q \cdot h_3) \right\}
 \end{aligned}
 \tag{57}$$

$$V_7 = \left\{ \left[ \left( 0,0525 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) * (1,6 - d_4) * \left( 1,2 + 40 \frac{A_{s4}}{b_w d_4} \right) \right] * b_w * d_4 \right\} \\ - \left\{ \left[ \left( K_a * \gamma_{aterro} * \frac{h_4^2}{2} \right) - (2 * c * h_4^2 * \sqrt{K_a}) \right] + (K_a * q * h_4) \right\} \quad (58)$$

$$V_8 = \left\{ \left[ \left( 0,0525 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) * (1,6 - d_5) * \left( 1,2 + 40 \frac{A_{s5}}{b_w d_5} \right) \right] * b_w * d_5 \right\} \\ - \left\{ \left[ \left( K_a * \gamma_{aterro} * \frac{h_5^2}{2} \right) - (2 * c * h_5^2 * \sqrt{K_a}) \right] + (K_a * q * h_5) \right\} \quad (59)$$

#### 4.2. DADOS ESTATÍSTICOS DO PROBLEMA

O muro de flexão é verificado para que atenda as verificações de equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes (verificação ao escorregamento), equilíbrio dos momentos solicitante e resistente (verificação de tombamento), segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação (capacidade de carga da fundação) e equilíbrio dos esforços cortantes solicitantes e resistentes.

A resistência do elemento estrutural possui parâmetros denominados de variáveis aleatórias que são a resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) e a coesão ( $c$ ). Já a solicitação é função apenas da sobrecarga. Com isso, podemos representar por meio das Equações 60 e 61.

$$R = R(f_{ck}, c) \quad (60)$$

$$S = S(q) \quad (61)$$

A probabilidade de falha da estrutura será avaliada por meio do “RT” (*Risk Tools*), onde a função desempenho para o ELU ocorre através da Equação 62.

$$G(X) = R - S \quad (62)$$

As informações das variáveis aleatórias do problema serão apresentadas pela Tabela 4.3, com suas respectivas médias, desvio padrão e tipo de distribuições adquiridos pela literatura.

Tabela 4.3 – Descrição estatística das variáveis aleatórias do problema.

| Variáveis aleatórias                 |                        | Unidade | Distribuição | $\mu$            | $\sigma$           | Referências                                                 |
|--------------------------------------|------------------------|---------|--------------|------------------|--------------------|-------------------------------------------------------------|
| <b>Coesão</b>                        | C                      | kPa     | Normal       | 29               | 0,4<br>$\mu_c$     | Assis <i>et. al.</i> (2011),<br>apud Reis e Prado<br>(2018) |
| <b>Sobrecarga</b>                    | Q                      | kPa     | Normal       | 20               | 0,15<br>$\mu_q$    | Wang <i>et al.</i> (2017)                                   |
| <b>Resistência<br/>dos materiais</b> | Concreto<br>- $f_{ck}$ | MPa     | Normal       | 1,17<br>$f_{ck}$ | 0,1<br>$\mu_{fck}$ | Szerken e Nowak<br>(2003)                                   |

Fonte: Elaborada pela autora.

#### 4.3.ROTEIRO DA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

A análise foi realizada por meio de algoritmos elaborados no “RT” (*Risk Tools*), onde foram aplicados os métodos de MCS e FORM. Os dados estatísticos das variáveis aleatórias, as equações de estado limite e as constantes foram introduzidas.

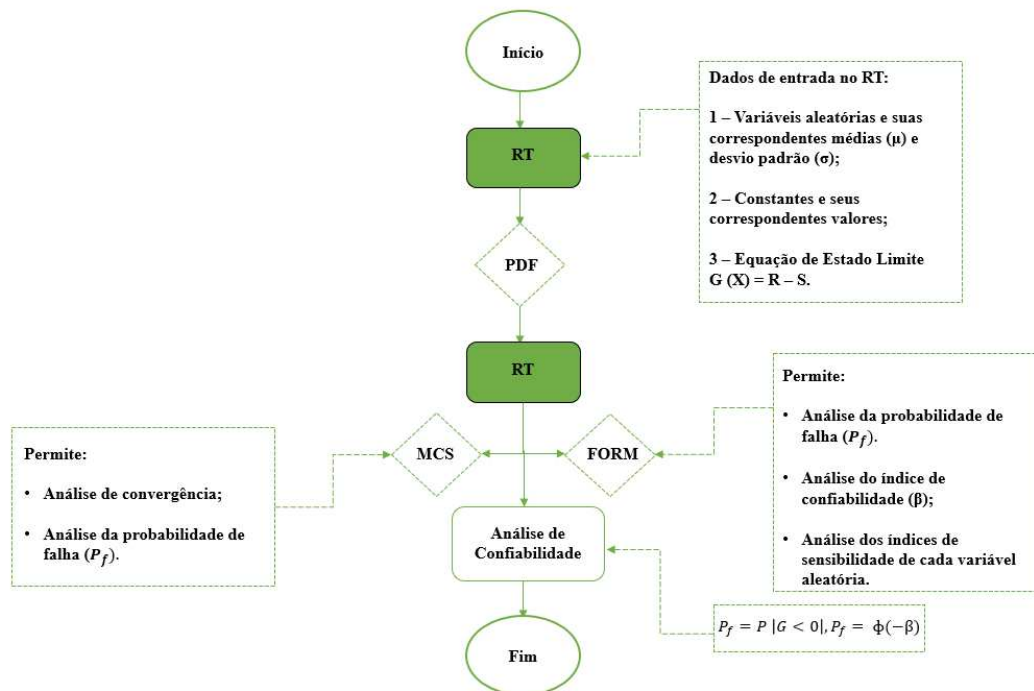
Deste modo, foi feita a análise da confiabilidade estrutural para um muro de arrimo à flexão utilizando os dados apresentados pelas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3. A partir desses métodos é obtida a probabilidade de falha com seu respectivo índice de confiabilidade e os índices de sensibilidade que cada variável aleatória possui para o problema.

Por meio do método de MCS são verificadas as convergências, no qual inicialmente foi atribuído um total de 20 mil simulações, no entanto, esse valor foi aumentado até chegar a um valor 7 milhões de simulações, visto que para se obter resultados satisfatórios para a probabilidade de falha o coeficiente de variação (COV) de cada probabilidade de falha deve estar entre 0,025 a 0,05.

Já através do método de FORM foram obtidos a probabilidade de falha, o índice de confiabilidade e os índices de sensibilidade das variáveis aleatórias.

Pela análise dos dois métodos foi analisada a probabilidade de falha em cada equação de estado limite e por FORM foi realizada a análise da contribuição de cada variável. Segue abaixo o fluxograma da análise de confiabilidade aplicada conforme a Figura 4.3.

Figura 4.3 – Esquema simplificado para aplicação da análise de confiabilidade aplicada.



Fonte: Elaborada pela autora.



## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme a análise apresentada no capítulo 4 do presente trabalho, este capítulo visa apresentar e discutir sobre as informações expostas anteriormente, onde inicialmente apresenta a probabilidade de falha do muro de arrimo de concreto armado e, por conseguinte, expõe os resultados sobre a probabilidade de falha do elemento estrutural.

### 5.1. RUÍNA POR ESCORREGAMENTO

Foram utilizados os métodos de Monte Carlo e FORM durante o processo da análise de ruína por escorregamento, com isso, foram obtidas as probabilidades de falha e os respectivos índices de confiabilidade apresentados na Tabela 5.1. Diante disso, nota-se que os resultados foram semelhantes, no entanto o método de Monte Carlo apresentou o maior valor de probabilidade de falha.

Tabela 5.1 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína por escorregamento.

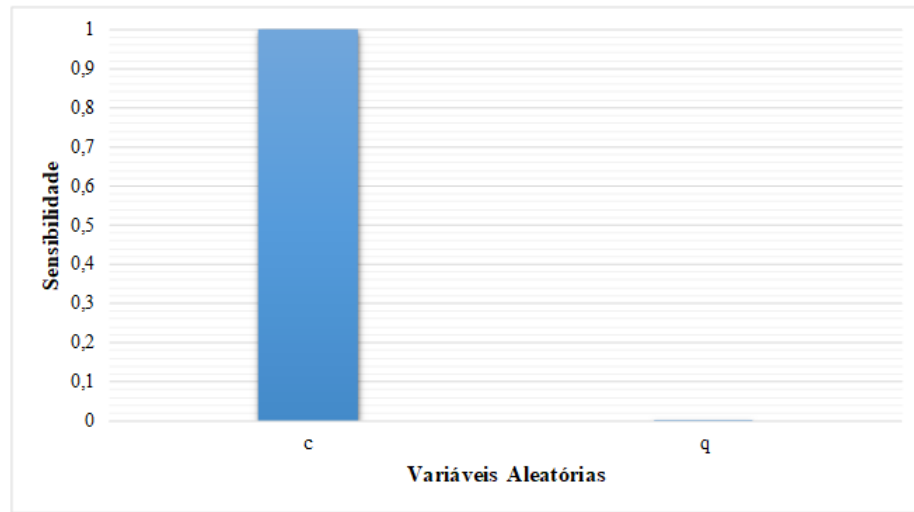
| Método      | $\beta$ | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|---------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | 3,83    | $6,44 \cdot 10^{-5}$   | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 3,83    | $6,2 \cdot 10^{-5}$    |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

A probabilidade de falha e o índice de confiabilidade podem ser considerados aceitáveis se estiverem entre 0,01 e 0,1; e de 2 a 3 respectivamente, conforme a Tabela 3.1. Portanto, a estrutura analisada para esta verificação de estado limite apresenta um nível de segurança superior ao estabelecido por Dell'Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018), o que indica um superdimensionamento do muro devido ao seu elevado índice de confiabilidade.

A análise do índice de sensibilidade para cada variável aleatória em situações normais de uso do problema consta na Figura 5.1. Nota-se que a coesão (c) é o parâmetro que apresenta maior contribuição à probabilidade de falha da estrutura com o índice de 0,99. Isto provavelmente ocorre devido à forma que ela se apresenta na equação de estado limite e ao seu coeficiente de variação conter o maior valor.

Figura 5.1 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V1.



Fonte: Elaborado pela autora.

## 5.2. RUÍNA POR TOMBAMENTO

Para a ruína por tombamento, foram utilizados os métodos de Monte Carlo e FORM, onde resultaram nas probabilidades de falha e respectivos índices de confiabilidade apresentados na Tabela 5.2. Nota-se que os resultados de probabilidade de falha continuam semelhantes entre os dois métodos, no entanto o método de FORM apresentou uma maior probabilidade de falha.

Tabela 5.2 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína por escorregamento.

| Método      | $\beta$  | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|----------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | $\infty$ | 0                      | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 6,65     | $1,44 \cdot 10^{-11}$  |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

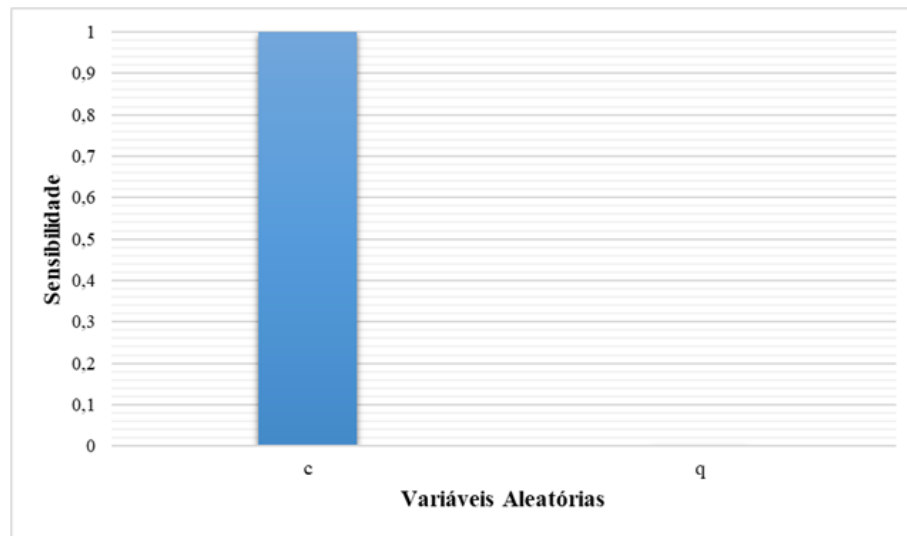
Pela Tabela 5.2 percebe-se que esta análise teve um índice de confiabilidade bastante elevado, isso provavelmente indica que houve um superdimensionamento do muro que possivelmente está associado as dimensões geométricas do problema.

A análise do índice de sensibilidade para cada variável aleatória em situação normal de uso do problema consta na Figura 5.2. Nota-se que mais uma vez a coesão (c) é o parâmetro que apresenta maior contribuição à probabilidade de falha da estrutura com o índice de 0,99. Isto provavelmente ocorre devido à forma que ela se apresenta na equação de estado limite e ao seu coeficiente de variação conter o maior valor.



Segundo Reis e Prado (2018), em seu trabalho a coesão foi a maior parcela de contribuição em relação à probabilidade de falha por tombamento do muro de arrimo à flexão, isso ocorreu devido à dificuldade na sua determinação, pois sofre diretamente influência das metodologias presentes nas demais literaturas, nas realizações de ensaios e condições de campo no momento do ensaio. Com isso, fica clara a importância desta variável para a análise de confiabilidade do muro de arrimo à flexão em todas as verificações de estabilidade.

Figura 5.2 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V2.



Fonte: Elaborado pela autora.

### 5.3. RUÍNA DEVIDO À CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

Para a ruína devido à capacidade de carga da fundação, o procedimento executado através dos métodos de Monte Carlo e FORM geraram as probabilidades de falha junto com seus respectivos índices de confiabilidade informados pela Tabela 5.3. É possível observar pela tabela que as probabilidades de falha foram semelhantes entre os métodos, sendo o método de Monte Carlo o que apresentou o maior valor de probabilidade de falha.

Tabela 5.3 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína devido à capacidade de carga da fundação.

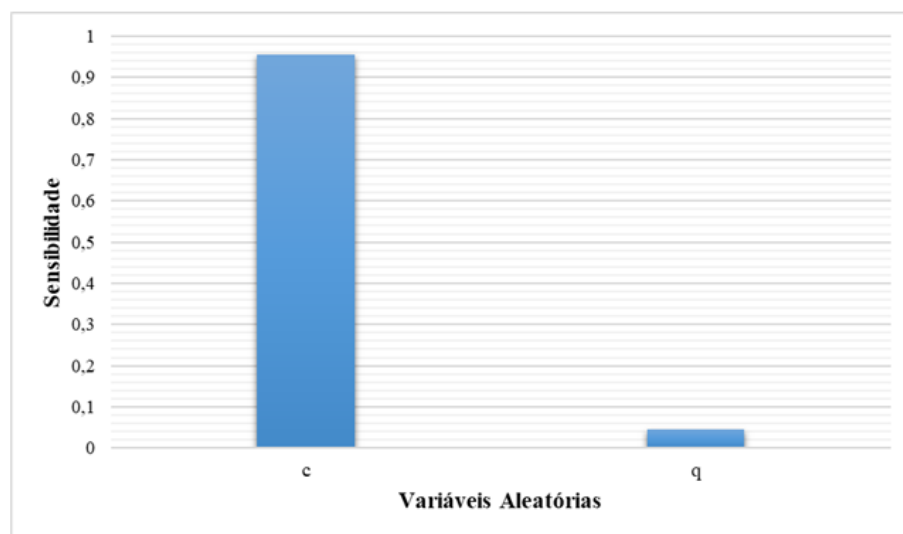
| Método      | $\beta$ | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|---------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | 3,58    | $1,73 \cdot 10^{-4}$   | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 3,58    | $1,71 \cdot 10^{-4}$   |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

Pela Tabela 5.3 é possível indicar que a estrutura apresenta nível de segurança superior ao de referência, visto que o índice de confiabilidade para ambos os métodos está superior ao de referência, o que possivelmente indica um superdimensionamento da estrutura, visto que o valor do índice consta acima do intervalo indicado por Dell'Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018). Além disso, o método de Monte Carlo apresentou uma maior probabilidade de falha quando se compara os dois métodos, o que já era esperado devido a ser um método mais preciso.

Pela Figura 5.3 tem-se a análise do índice de sensibilidade para cada variável aleatória. Note que a coesão ( $c$ ) é o parâmetro que apresenta maior contribuição à probabilidade de falha da estrutura com o índice de 0,95. Isto provavelmente ocorre devido à forma que ela se apresenta na equação de estado limite e ao seu coeficiente de variação conter o maior valor. Além disso, percebe-se que a contribuição da carga variável aumentou, onde provavelmente indica que ela está recebendo mais peso nas equações.

Figura 5.3 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V3.



Fonte: Elaborado pela autora.

#### 5.4. RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 01

Para a ruína causada pela força cortante na seção 01, o procedimento executado através dos métodos de Monte Carlo e FORM geraram as probabilidades de falha junto com seus respectivos índices de confiabilidade informados pela Tabela 5.4. É possível observar pela tabela que os dados de probabilidade de falha foram iguais entre os métodos.

Tabela 5.4 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 01.

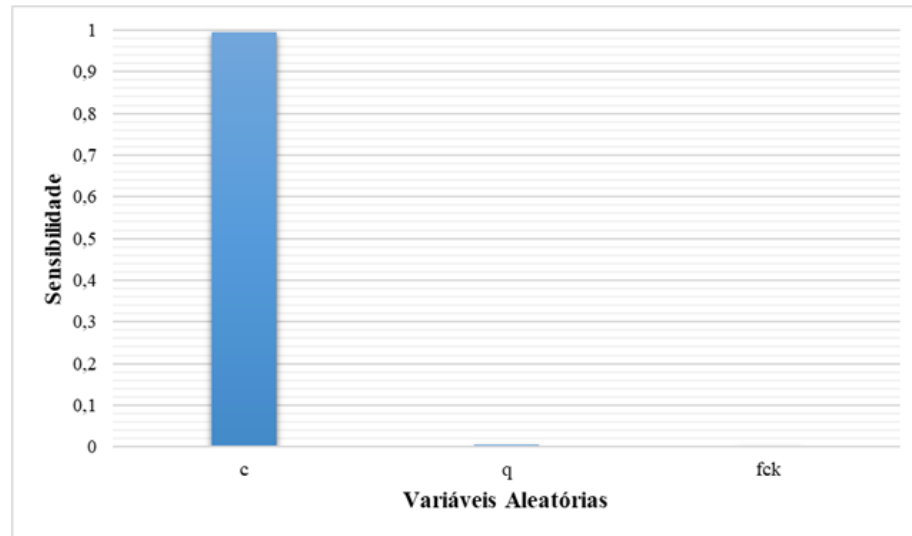
| <b>Método</b> | <b><math>\beta</math></b> | <b>Probabilidade de falha</b> | <b>Índice de confiabilidade de referência</b> | <b>Probabilidade de falha de referência</b> |
|---------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Monte Carlo   | 1,76                      | 0,04                          | 2,0 a 3,0                                     | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                       |
| FORM          | 1,76                      | 0,04                          |                                               |                                             |

Fonte: Elaborado pela autora.

A estrutura analisada para a presente verificação de estado limite apresenta um nível de segurança inferior ao de referência, o que indica uma maior probabilidade de colapso devido a esta equação de estado limite. Acredita-se que isso acontece porque as constantes que acompanham as variáveis a favor da resistência são menores quando comparamos com as restantes.

A Figura 5.4 contém o gráfico para análise do índice de sensibilidade de cada variável aleatória, onde a coesão ( $c$ ) é o parâmetro que apresenta uma maior contribuição na probabilidade de falha com índice de 0,99. Isto provavelmente ocorre devido à forma que ela se apresenta na equação de estado limite e ao seu coeficiente de variação conter o maior valor. Já a carga variável ( $q$ ) teve o segundo maior valor de influência, com um índice de 0,005.

Figura 5.4 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V4.



Fonte: Elaborado pela autora.

### 5.5. RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 02

Pela Tabela 5.5 tem-se a análise de confiabilidade para a ruína causada pela força cortante na seção 02. As probabilidades de falha e os índices de confiabilidade para os dois métodos foram igual e encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela referência.

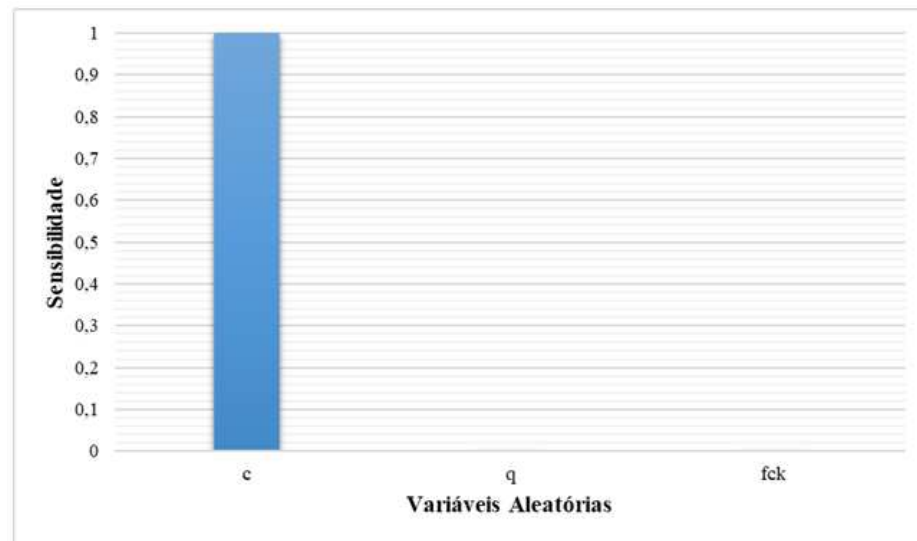
Tabela 5.5 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 02.

| Método      | $\beta$ | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|---------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | 2,09    | 0,02                   | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 2,09    | 0,02                   |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

A Figura 5.5. indica o percentual dos índices de sensibilidade de cada variável aleatória do problema. Diante disso, nota-se que a coesão (c) é o parâmetro que apresenta a maior contribuição à probabilidade de falha com valor de 0,99. Provavelmente isso ocorreu devido a forma que ela se apresenta na equação de estado limite e seu coeficiente de variação conter o maior valor. Já a carga variável (q) teve o segundo maior valor de influência com um índice de 0,001.

Figura 5.5 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V5.



Fonte: Elaborado pela autora.

## 5.6.RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 03

A Tabela 5.6 apresenta a análise de confiabilidade na seção 03 para os métodos de Monte Carlo e FORM. Nesta análise é perceptível que o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha para os dois métodos foram iguais. Além disso, ao comparar com o intervalo de referência vê-se que para esta equação a estrutura possui uma probabilidade de falha dentro do intervalo adequado conforme a referência.

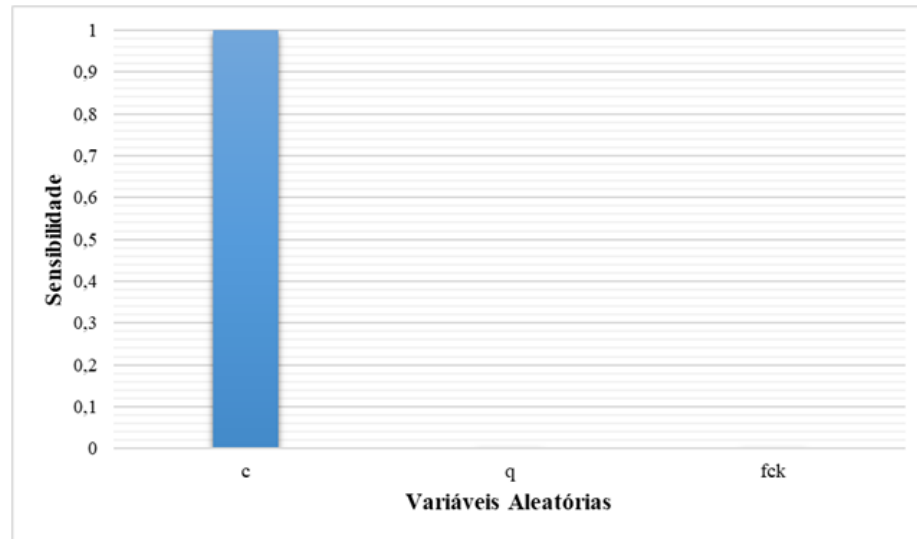
Tabela 5.6 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 03.

| Método      | $\beta$ | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|---------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | 2,11    | 0,02                   | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 2,11    | 0,02                   |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

Na análise do índice de sensibilidade para cada variável aleatória em relação a esta equação de estado limite, nota-se que pela Figura 5.6 a coesão (c) apresenta um índice de 0,99 o que indica que ela é o parâmetro que contribui na probabilidade de falha da estrutura. Isto possivelmente ocorreu devido a forma que ela se apresenta na equação de estado limite e seu coeficiente de variação conter o maior valor. Já a carga variável (q) teve o segundo maior valor de influência com um índice de 0,0055.

Figura 5.6 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V6.



Fonte: Elaborado pela autora.

### 5.7. RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 04

O procedimento executado para a análise de ruína devido a força cortante na seção 04 foi dos métodos de Monte Carlo e FORM, onde conforme a Tabela 5.7 nota-se que os valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha foram iguais para os dois métodos apresentando valores de 2,15 e 0,02 respectivamente. Ao comparar esses valores com o intervalo de referência estabelecido por Dell'Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018), verifica-se que os valores encontrados estão dentro do indicado pelos autores, o que indica um adequado nível de segurança para esta equação de estado limite.

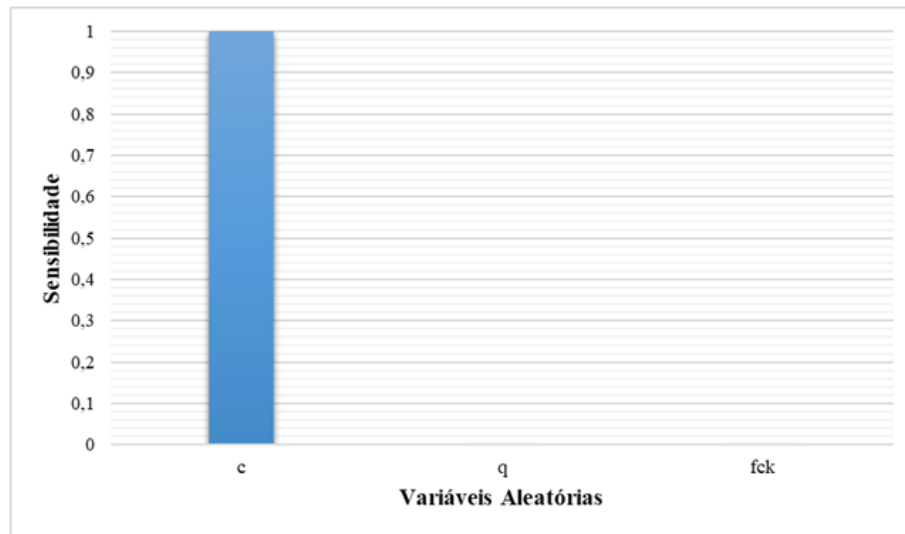
Tabela 5.7 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína pela força cortante na seção 04.

| Método      | $\beta$ | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|---------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | 2,15    | 0,02                   | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 2,15    | 0,02                   |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

Pela Figura 5.7 tem-se o percentual dos índices de sensibilidades das variáveis aleatórias desta equação de estado limite. A coesão (c) é o parâmetro que apresenta maior contribuição à probabilidade de falha da estrutura com o índice de 0,99. Provavelmente isso ocorreu devido a forma que ela aparece na equação de estado limite e seu coeficiente de variação conter o maior valor. Já a carga variável (q) teve o segundo maior valor de influência com um índice de 0,0003.

Figura 5.7 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V7.



Fonte: Elaborado pela autora.

## 5.8. RUÍNA PELA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO 05

A Tabela 5.8 apresenta a análise de confiabilidade relativa à ruína devido a força cortante na seção 05, onde o método de Monte Carlo e FORM apresentou índice de confiabilidade e probabilidade de falha iguais, com valores de 2,17 e 0,01 respectivamente. O que indica que a estrutura está dentro do intervalo estabelecido pela referência. Logo o nível de segurança estrutural está adequado.

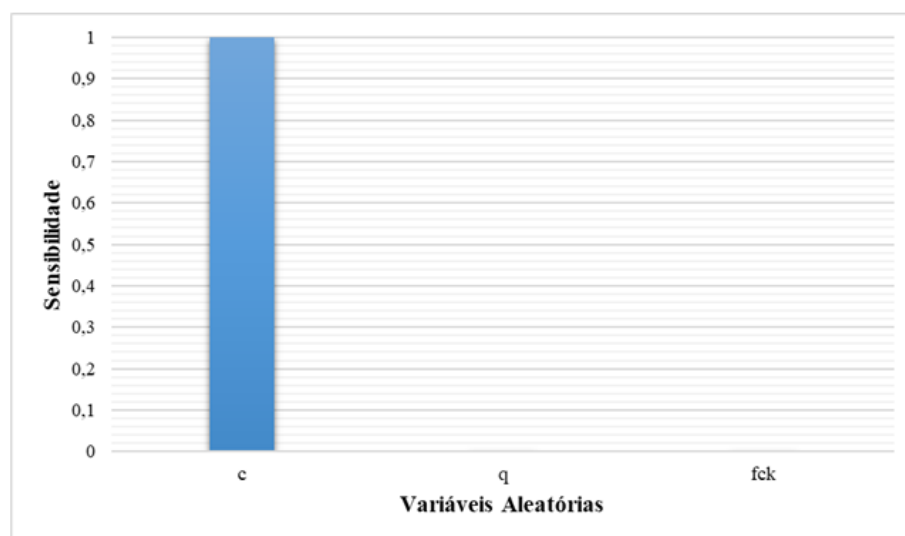
Tabela 5.8 – Análise de Confiabilidade relativa à ruína devido a força cortante na seção 05

| Método      | $\beta$ | Probabilidade de falha | Índice de confiabilidade de referência | Probabilidade de falha de referência |
|-------------|---------|------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| Monte Carlo | 2,17    | 0,01                   | 2,0 a 3,0                              | $10^{-2}$ a $10^{-3}$                |
| FORM        | 2,17    | 0,01                   |                                        |                                      |

Fonte: Elaborado pela autora.

Conforme a Figura 5.8 tem-se a análise dos índices de sensibilidade de cada variável aleatória. Verifica-se que a coesão (c) é o parâmetro que apresenta a maior contribuição de falha estrutural, com um índice de 0,99. Isto provavelmente indica que em caso de falha este parâmetro será o principal contribuinte devido a forma que ela se apresenta na equação de estado limite e seu coeficiente de variação conter o maior valor. O segundo maior valor de influencia foi o da carga variável (q) com índice de 0,0001.

Figura 5.8 – Percentual dos índices de sensibilidade das variáveis aleatórias – V8.



Fonte: Elaborado pela autora.



## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1. CONCLUSÕES

Neste estudo foram utilizados os métodos de confiabilidade estrutural, a fim de analisar a probabilidade de falha de um muro de arrimo em concreto armado. O muro de arrimo à flexão analisado foi obtido por meio de um exemplo do livro de Marchetti (2007) e dimensionado conforme as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014).

As variáveis aleatórias foram definidas e suas propriedades estatísticas foram encontradas na literatura, com isso, a análise foi realizada por meio de algoritmos elaborados no “RT” (*Risk Tools*), onde foram aplicados os métodos de MCS e FORM. Os dados estatísticos das variáveis aleatórias, as equações de estado limite e as constantes foram introduzidas. Diante disso, os métodos forneceram a probabilidade de falha e seus respectivos índices de confiabilidade, no qual foram comparadas com a tabela fornecida por Dell’Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018).

De acordo com a análise dos índices de confiabilidades encontrados foi apurado se o muro possuía índice de segurança adequado conforme os limites recomendados pelos autores. A partir disso, foi verificado pela análise de sensibilidade que a coesão é a principal contribuinte na probabilidade de falha.

A investigação de convergência foi realizada com o objetivo de determinar o número de simulações necessárias para uma análise de confiabilidade eficaz pelo método de MCS. Com isso, o estudo demonstrou que 7 milhões de simulações seriam suficientes para garantir a convergência na média com um intervalo de confiança aceitável, visto que os coeficientes de variação das probabilidades de falha estavam inferiores a 0,05.

Na análise de probabilidade de falha para os métodos de MCS e FORM foi verificado que na situação de ruína pela força cortante na seção 01 a estrutura não garantiu segurança conforme aos intervalos estabelecidos por Dell’Avanzi e Sayão (1998) *apud* Florêncio (2018), já na verificação de estabilidade ao escorregamento, tombamento e capacidade de carga da fundação percebeu-se que os valores de índice de confiabilidade estavam acima dos recomendados pelos autores, deste modo percebe-se que houve um superdimensionamento estrutural. Além disso, vale destacar que nas presentes situações acrescentar um fator de segurança iria aumentar os valores já considerados superdimensionados, o que impacta diretamente no orçamento da obra.

## 6.2.SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para aplicação em trabalhos futuros os seguintes itens:

- 1) A comparação de um muro de arrimo em um solo com lençol freático e sem lençol freático para a análise de confiabilidade;
- 2) Análise da confiabilidade de muro de arrimo de concreto protendido;
- 3) Análise da confiabilidade de muro de arrimo utilizando o Método de Elementos Finitos (MEF);
- 4) Análise da confiabilidade de muro de arrimo em situação de incêndio.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. **Fundações e obras de Terra**. Notas de aula. Faculdade de Engenharia de Sorocaba, Sorocaba, 2003.

ARAÚJO, S. D. C. **Desenvolvimento de ferramenta computacional para dimensionamento de muros de arrimo**. 2016. p. 45. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual da Paraíba, Araruna, 2016.

ASSIS, A. P.; ESPÓSITO, T. J.; GARDONI, M. G.; MAIA, J. A. C. **Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia**. Brasília, 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples – vigas**. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2015.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de Concreto**. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2015.

BECK, A. T.; **Curso de confiabilidade estrutural**: notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2008.

CARDOSO, F. F. **Sistemas de Contenção**. Notas de aula. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CHEUNG, A. B. et. al.; **Confiabilidade estrutural de vigas de madeiras submetidas à flexão em condições normais e em situação de incêndio**. In: Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira EBRAMEM, 2012, Vitória. Anais do Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira EBRAMEM. Vitória: UFV, 2012. V.1.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S.; **Avaliação de Probabilidade de Ruptura de Taludes**. In: COBRAMSEG, 11, Brasília, Anais. Brasília, v. 2, p. 1289-1295, 1998.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado**. 1997. 95 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1997.

EHRLICH, M; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: projetos e execução**. São Paulo: Oficina de textos, 2009.

ERASO, Q. I. R.; **Análise de Confiabilidade de Longarinas de Pontes Ferroviárias de Concreto Armado**. 128 p. Dissertação (Mestrado). Programa de pós graduação em Engenharia Civil da PUC-RIO. Rio de Janeiro, 2011.

FERREIRA, D. da F.; **Análise de Confiabilidade de Estruturas de CONTENÇÃO com solo arenoso reforçado com geotêxtil**. 2018. 123 p. Pós-graduação (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

FLORENCIO, L. A. da S. **Análise de confiabilidade geotécnica de estruturas de contenção em balanço executadas em areia**. 2018. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

GERSCOVICH, D. **Estrutura de contenção e muro de arrimo**. Notas de aula. Faculdade de Engenharia, Rio de Janeiro, 1999.

GERSCOVICH, D. M. S.; **Estruturas de CONTENÇÃO Muro de Arrimo**. Notas de aula. Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1999.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 2007.

MENDES, F. B. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. 2010. 148 p. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

MIGLIORE, A. R.; **Estrutura de contenção com elementos pré-moldados de ardamassa armada.** São Carlos, EESC-USP, 1987. (Tese de Doutorado).

MIRANDA, M. F. **Avaliação da estabilidade de contenções através de métodos probabilísticos.** 2005. 175 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2005.

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

MORALES, M. S. T. **Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas – não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático.** 2013. 141 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Lajes Maciças.** USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003.

PINTO, S. E. L.; **Retroanálise de ruptura de estrutura de contenção em retângulos em Belo Horizonte/MG.** 2013. 241 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) – Universidade Federal de Minas, Belo Horizonte, 2013.

REIS, A. A. P. dos; PRADO, L. F. N.; **Análise de sensibilidade probabilística aplicada ao tombamento em uma estrutura de contenção.** 2018. 47 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São João Del-Rei, Ouro Branco, 2018.

RICARDO, A. S. **Análise da confiabilidade estrutural de elementos de aço em situação de incêndio.** 2015. p. 143. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Florianópolis, 2015.

SAKAMOTO, B. S. **Análise de confiabilidade estrutural utilizando o método Form com múltiplos modos de falha para edifício alto submetido à ação do vento.** 2016. p. 97. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2016.

SILVA, A. P. da. **Cortinas atirantadas: verificação da segurança estrutural após o rompimento de tirantes.** 2014. 110 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

SILVA, F. A. R. **Análise comparativa do dimensionamento de cortina atirantada aplicada em casos de taludes com solos diferentes.** 2017. 107 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

SOARES NETO, F. **Análise comparativa do dimensionamento de muro de arrimo em concreto armado para dois tipos de talude de terra.** 2017. 97p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

SZERSZEN, M. M.; NOWAK, A. S. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors. **Amerian Concrete Institute – ACI structural Journal**, New York, v. 100, n 3, p. 383-391, 2003.

WANG, Lei; POWERS, Michael; GONG, Wenping. **Reliability Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Walls.** In: Geo-Risk 2017. p. 91-100.