



Universidade Federal  
de São João del-Rei

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI**  
**CAMPUS ALTO PARAPEBA ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PROBABILÍSTICA**  
**APLICADA AO TOMBAMENTO EM UMA ESTRUTURA DE**  
**CONTENÇÃO**

Ouro Branco, MG  
Dezembro de 2018



Universidade Federal  
de São João del-Rei

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI**  
**CAMPUS ALTO PARAPEBA ENGENHARIA CIVIL**

ALANAH ALEXANDRA PAIVA DOS REIS 144100029

LUÍS FERNANDO NASCIMENTO PRADO 144100023

**ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PROBABILÍSTICA**  
**APLICADA AO TOMBAMENTO EM UMA ESTRUTURA DE**  
**CONTENÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado no Curso de Engenharia Civil da  
Universidade Federal de São João del-Rei,  
*campus* Alto Paraopeba, sob a responsabilidade  
do professor Douglas Sousa.

Ouro Branco, MG  
Dezembro de 2018

## FOLHA DE APROVAÇÃO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI  
CAMPUS ALTO PARAÓPEBA

### *DECLARAÇÃO DE APROVAÇÃO*

**Título:** ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PROBABILÍSTICA APLICADA AO TOMBAMENTO EM UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.

**Autores:** Alanah Alexandra Paiva dos Reis  
Luís Fernando Nascimento Prado

Aprovada como parte das exigências para obtenção do diploma de Bacharel em Engenharia Civil.

---

Prof. Douglas Henrique Santos Sousa – UFSJ  
(Orientador)

---

Prof. Dr. Leandro Neves Duarte – UFSJ  
(Avaliador Interno)

---

Prof. Me. Luma de Souza Dias – UFSJ  
(Avaliador Interno)

Ouro Branco - MG, 14 de Dezembro de 2018.

## RESUMO

Este trabalho consiste na solução de uma situação hipotética em que se necessita conter um talude de 10 metros de altura, composto por um solo argilo arenoso, através da utilização de muro de arrimo a flexão em concreto armado. As características do solo (como ângulo de atrito, coesão e peso específico) foram obtidas através de ensaios previamente realizados e as sobrecargas tratadas como valores hipotéticos. O dimensionamento geotécnico da estrutura, baseou-se na análise determinística, em que são respeitados os fatores de segurança exigidos por norma. Paralelo a este dimensionamento, o presente trabalho também aborda os aspectos probabilísticos deste problema, onde os parâmetros médios de resistência do solo são tratados como variáveis aleatórias, fornecendo além dos fatores de segurança médios a probabilidade de ruptura da estrutura, conseqüentemente trazendo maior confiabilidade e segurança na análise, visto que os métodos probabilísticos são capazes de inferir as incertezas que estão presentes no meio geotécnico. Por fim, variou-se as dimensões da base do muro de arrimo, com o intuito de se averiguar a variação na probabilidade de ruptura ao tombamento pelo método FOSM.

**Palavra-Chave:** Estrutura de contenção, probabilidade, tombamento.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Cisalhamento direto.....	5
Figura 02 – Compactação.....	6
Figura 03 – Tipos de ruptura.....	13
Figura 04 – Valores usuais de probabilidade e conseqüências de ruptura em projetos de engenharia.....	14
Figura 05 – Condições de contorno.....	15
Figura 06 – Modelo esquemático do empuxo.....	18
Figura 07 – Modelo esquemático do $e'$ .....	20
Figura 08 – Modelo esquemático das dimensões.....	23
Figura 09 – Segurança probabilística para +10%.....	34
Figura 10 – Segurança probabilística para -10%.....	35

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Valores típicos de coeficientes de variação.....	11
Tabela 02 – Resultados até empuxo ativo e momento solicitante.....	23
Tabela 03 – Momento resistente de cálculo.....	24
Tabela 04 – Resumo dos fatores de segurança.....	25
Tabela 05 – Parâmetros probabilísticos.....	25
Tabela 06 – Fatores de segurança para tombamento.....	26
Tabela 07 – Método FOSM positivo.....	28
Tabela 08 – Método FOSM negativo.....	29
Tabela 09 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 2,8 m.....	29
Tabela 10 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 3,0 m.....	31
Tabela 11 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 4,0 m.....	31
Tabela 12 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 5,0 m.....	31
Tabela 13 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 6,0 m.....	32
Tabela 14 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 7,0 m.....	32
Tabela 15 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 8,0 m.....	32
Tabela 16 – Relação base-cor.....	34

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Fator de segurança vs peso específico do solo.....	27
Gráfico 02 – Fator de segurança vs coesão.....	27
Gráfico 03 – Fator de segurança vs ângulo de atrito.....	28
Gráfico 04 – Contribuição quando utilizada taxa de variação positiva dos parâmetros do solo.....	30
Gráfico 05 – Contribuição quando utilizada taxa de variação negativa dos parâmetros do solo.....	30
Gráfico 06 – Probabilidade de ruptura.....	33

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
2	OBJETIVOS .....	1
2.1	Objetivo Geral .....	1
2.2	Objetivo Específico.....	2
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
3.1	Muro de Arrimo .....	2
3.1.1	Muros de Arrimo por Flexão .....	3
3.1.2	Muros de Arrimo de Concreto Armado .....	3
3.2	Empuxo .....	4
3.2.1	Empuxo Ativo.....	5
3.2.2	Empuxo Passivo .....	5
3.3	Ensaio Geotécnicos.....	5
3.3.1	Cisalhamento Direto .....	5
3.3.2	Compactação.....	6
3.4	Métodos de Análise.....	6
3.4.1	Métodos Determinísticos .....	6
3.4.2	Métodos Probabilísticos.....	8
3.4.3	Probabilidade Aplicada em Estrutura de Contenção .....	8
3.4.4	Fundamentação da Análise Probabilística.....	9
3.4.5	Coeficiente de Variação.....	10
3.5	Tipos de Ruptura.....	11
3.5.1	Tombamento.....	11
3.5.2	Deslizamento .....	12
3.5.3	Capacidade de Carga da Fundação .....	12
3.5.4	Instabilidade Global .....	13
3.6	Probabilidades Limites de Ruptura .....	14
4	MÉTODOS E MATERIAIS .....	14
4.1	Dados de Projeto .....	15

4.2	Empuxo Ativo e Momento Solicitante.....	15
4.3	Verificações de Segurança .....	19
4.3.1	Tombamento.....	19
4.3.2	Posição da resultante .....	19
4.3.3	Capacidade de carga na fundação.....	20
4.3.4	Deslizamento .....	22
5	RESULTADOS.....	23
5.1	Empuxo Ativo e Momento Solicitante.....	23
5.2	Dimensionamento geotécnico do Muro .....	23
5.3	Momento Resistente de Cálculo .....	24
5.4	Verificações de Segurança .....	24
5.4.1	Tombamento.....	24
5.4.2	Posição da resultante .....	24
5.4.3	Capacidade de carga na fundação.....	24
5.4.4	Deslizamento .....	25
5.4.5	Resumo dos Fatores de Segurança .....	25
5.5	Análise Probabilística .....	25
5.5.1	FOSM .....	25
5.5.2	Redução da probabilidade de ruptura.....	31
5.5.3	Segurança Probabilística.....	33
6	CONCLUSÃO .....	35
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	37

## **1 INTRODUÇÃO**

Estruturas de contenção têm sido objeto de amplos estudos na engenharia, buscando sempre a melhor eficiência do sistema adotado, ou seja, compete ao engenheiro realizar os estudos visando a diminuição dos custos e a garantia da estabilidade e do funcionamento adequados.

Contenções, em suma, são executadas quando não se dispõe de um espaço suficiente para que as diferenças de cotas (desníveis) do terreno sejam mantidas pela inclinação natural do talude. Estas que, por sua vez, serão estruturas responsáveis por conter a massa de solo e sobrecargas que possam ocorrer na estrutura.

No dimensionamento de estruturas de contenção, comumente são aplicados métodos determinísticos, nos quais se utilizam valores médios dos parâmetros de resistência dos solos, geralmente oriundos de ensaios, e posteriormente utilizados em métodos consagrados no âmbito geotécnico, gerando assim um fator de segurança ( $FS$ ), que irá variar de acordo com a finalidade e relevância da estrutura.

Entretanto, métodos determinísticos, por sua vez, não representam a variabilidade existente no meio geotécnico, assim como não é possível avaliar as incertezas que possam ocorrer.

Desta forma, a aplicação de métodos estatísticos, dentre eles os probabilísticos, surge como uma maneira de complementação aos métodos determinísticos e conseqüentemente traz a possibilidade de obter parâmetros de confiabilidade, que, por sua vez, expressam a probabilidade de fracasso ou êxito do sistema estudado.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral deste trabalho consiste em realizar o dimensionamento geotécnico de uma estrutura de contenção do tipo “Arrimo em Concreto Armado”, através de métodos determinísticos e, para a análise do tombamento da estrutura, a implementação de métodos probabilísticos.

## **2.2 Objetivo Específico**

O primeiro objetivo específico deste trabalho é o dimensionamento, a partir do método determinístico, de uma estrutura de contenção (muro de arrimo flexível) em concreto armado, que deverá suportar as cargas oriundas de um desnível de 10 metros.

Além disso, este trabalho também objetiva a aplicação do método probabilístico First Order Second Moment (FOSM), considerando as variações que possam ocorrer dos parâmetros de resistência do solo utilizados no projeto, aplicados para o caso de ruptura pelo tombamento, a fim de quantificar algumas incertezas inerentes ao fator de segurança determinístico, através da probabilidade de ruptura. Isto culminará em um melhor dimensionamento da estrutura de contenção, de modo que estas sejam tanto econômicas quanto seguras.

## **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **3.1 Muro de Arrimo**

A estrutura de contenção é um elemento que se opõe aos esforços desestabilizadores que atuam sobre o solo ou construção civil. Uma definição simples e objetiva de muro, segundo Gerscovich (2008) pode ser entendida como estruturas corridas para contenção ou divisória, apresentando paredes verticais (ou quase verticais) que são apoiadas em fundações (profundas ou rasas), sendo que esses podem ser construídos com vários elementos, destacando-se a alvenaria (de pedra ou tijolos/blocos) e o concreto (armado ou simples).

Em síntese, arrimo é definido pelo dicionário como “Encosto, amparo, proteção; tudo que se utiliza para dar apoio ou suporte a algo”. Portanto, pode-se concluir que a palavra arrimo remete a um conceito de estabilizador físico, que tem o objetivo de manter as estruturas estáticas. Logo, ao aliar estas duas palavras, pode-se concluir que os muros de arrimo, são obras civis que têm por objetivo prover estabilidade contra a ruptura de maciços de solo agindo, assim, como agentes estabilizadores dos maciços, evitando possíveis escorregamentos (causados pelo peso próprio do maciço ou por atuação de carregamentos externos). Portanto, o

sistema deve ser bem planejado, calculado e executado para impedir deslizamentos que possam gerar desastres posteriores.

De acordo com Barros (2011), as estruturas de contenção (ou muros) de arrimo podem se subdividir em dois grandes grupos, os muros de arrimo por gravidade, que são categorizadas como estruturas rígidas e os muros de arrimo por flexão, que são categorizados como estruturas flexíveis. As estruturas rígidas são aquelas constituídas de materiais que não aceitam nenhum tipo de deformação, como por exemplo, os muros de concreto ciclópico. Por outro lado, as estruturas flexíveis são formadas por materiais deformáveis que, dentro de limites aceitáveis, absorvem os esforços devidos às movimentações e acomodações da estrutura sem perder estabilidade e eficiência, tendo como exemplo o concreto armado. A escolha do tipo a ser empregado dependerá das necessidades empregadas nas obras de contenção.

### 3.1.1 Muros de Arrimo por Flexão

Segundo Alves (2011), com a evolução dos materiais e métodos construtivos, surgiram outras tecnologias que podem ser empregadas na execução de obras de contenção, como por exemplo, os muros de arrimo de flexão.

Para Gerscovich (2008), os muros de arrimo por flexão são estruturas mais esbeltas que os muros por gravidade e apresentam seção transversal em forma de “T” invertido ou “L”. Sendo assim, resistem aos empuxos horizontais do solo por flexão de sua parte vertical, além de usar parte do peso próprio do maciço (e/ou aterro), que se apoia sobre a base horizontal do muro, para manter-se em equilíbrio. Esta estratégia permite a redução significativa do volume total do muro, favorecendo as questões de espaço do terreno e conforto estético, além de possibilitar a contenção de taludes mais altos e solicitados. Entretanto, existe o inconveniente financeiro, pois exige maiores investimentos tanto em materiais quanto em projeto e execução.

### 3.1.2 Muros de Arrimo de Concreto Armado

Um exemplo usual e econômico de estruturas de contenção flexíveis são os muros de arrimo em concreto armado. Para Gerscovich (2008), estes geralmente estão associados à execução de aterros e reaterros e são muito eficientes para taludes de até 7 metros de altura, tornando-se pouco econômicos a partir desta altura. Para muros com alturas superiores a cerca de 5 m, é conveniente a utilização de

contrafortes ou nervuras, para aumentar a estabilidade contra o tombamento (estes contrafortes são, em geral, espaçados de cerca de 70% da altura do muro). Além disso, no caso de alturas ou esforços maiores, pela face trabalhar à flexão, pode-se empregar vigas de enrijecimento. Agora, a laje de base em geral apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro. Tratando-se de laje de base interna, ou seja, sob o reaterro, os contrafortes devem ser adequadamente armados para resistirem a esforços de tração. No caso de laje externa ao reaterro, os contrafortes trabalham à compressão. Esta configuração é menos usual, pois acarreta perda de espaço útil à jusante da estrutura de contenção.

Ainda para Gerscovich (2008), muros de flexão de concreto armado podem também ser ancorados na base com tirantes ou chumbadores (rocha) para melhorar sua condição de estabilidade. Esta solução de projeto pode ser aplicada quando na fundação do muro ocorre material competente (rocha sã ou alterada) e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade.

Segundo Carvalho (1991), a execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível, e deve ser realizada através de barbacãs, dreno de areia ou brita e canaletas.

### **3.2 Empuxo**

Moliterno (1994) denomina empuxo de terra a todo o esforço que a terra ou maciço de terra exerce sobre uma estrutura. Esses esforços são provocados pelas tensões horizontais e se desenvolvem através da interação solo-estrutura.

De acordo com Gerscovich, D.; Danziger, B. R.; Saramago, R. (2016) a determinação da magnitude do empuxo de terra é fundamental para o projeto de estruturas de contenção, tais como muros de arrimo, cortinas de estacas-prancha, paredes de subsolos e encontro de pontes. O empuxo atuando sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo ao longo das fases construtivas da obra.

Segundo Braja e Sobham (2010), antes de ocorrer a ruptura do solo, ocorre o equilíbrio plástico do solo, o qual refere-se a uma condição em que o maciço de solo está no limite de ruptura. Quando a contenção pode se mover gradualmente devido

as solicitações do solo, a tensão principal horizontal diminui. Os empuxos de terra podem ser ativos, passivos ou em repouso.

### 3.2.1 Empuxo Ativo

Para Braja e Sobham (2010), o empuxo ativo ocorre quando a estrutura de contenção é gradualmente empurrada pelo maciço de solo, o que diminui a tensão horizontal efetiva e causa a ruptura do solo. De forma simplificada, o empuxo ativo é a força que o solo exerce sobre uma estrutura para derrubá-la.

### 3.2.2 Empuxo Passivo

De acordo com Humes (2015), no empuxo passivo, quando a estrutura é empurrada para o maciço, ocorre o aumento da tensão horizontal efetiva até que se atinja o equilíbrio plástico e, por fim, a ruptura.

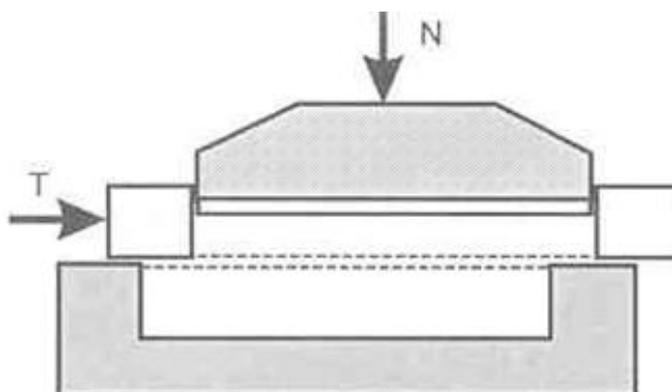
## 3.3 Ensaio Geotécnicos

Os dados utilizados no presente trabalho são provenientes de ensaios realizados na universidade.

### 3.3.1 Cisalhamento Direto

Regido pela ABNT NBR ISSO 12957-1/2013, o ensaio de cisalhamento direto resultou nos valores médios dos parâmetros de ângulo de atrito e coesão do solo estudado. Este ensaio é esquematizado na Figura 01.

Figura 01 – Cisalhamento direto

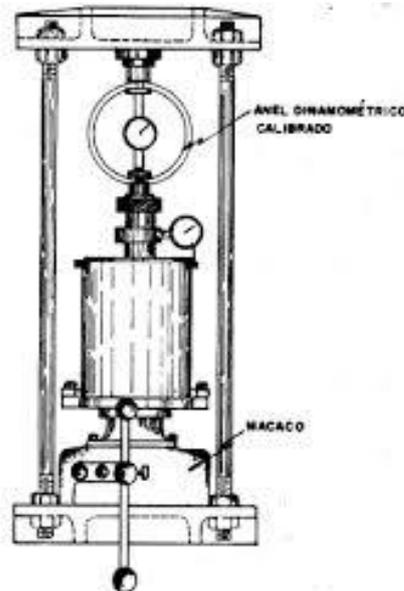


Fonte: [www.engenhafrankweb.wordpress.com](http://www.engenhafrankweb.wordpress.com).

### 3.3.2 Compactação

O ensaio de compactação, realizado de acordo com a ABNT NBR 7182/2016 resultou nos valores médios do parâmetro de peso específico do solo estudado, e é demonstrado na Figura 02.

Figura 02 – Compactação



Fonte: [www.ipr.dnit.gov.br](http://www.ipr.dnit.gov.br).

## 3.4 Métodos de Análise

Para Georio (2000), os métodos de análise de estabilidade de taludes são divididos em duas categorias: métodos determinísticos, nos quais os parâmetros de resistência do solo são tomados como valores médios obtidos de ensaios, onde aplica-se a metodologia de cálculo e a medida da segurança do talude é feita em termos de um fator de segurança ( $FS$ ). Já os métodos probabilísticos complementam os métodos determinísticos e os valores dos parâmetros de resistência dos materiais são tomados como variáveis aleatórias, tendo a medida de segurança realizada em termos da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura.

### 3.4.1 Métodos Determinísticos

De acordo com Fabrício (2006), os métodos determinísticos de análise de estabilidade de taludes são divididos em dois grupos: os que se baseiam em análise

de deslocamentos e os que se baseiam em estado de equilíbrio limite. Destaca-se o método dos elementos finitos no caso do primeiro grupo, cujas técnicas numéricas são empregadas com o auxílio computacional, levando em consideração relações de tensão/deformação dos materiais. Já o segundo grupo se subdivide em mais três: métodos que consideram a massa rompida como um corpo único, formulando-se hipóteses sobre as tensões ao longo das superfícies potenciais de ruptura; métodos que dividem essa massa rompida em cunhas e métodos que dividem a massa rompida em fatias.

De acordo com Marangon e Amaral (2017), a teoria de Rankine determina que o deslocamento de uma estrutura irá resultar limites plásticos. Quando acontecem as rupturas, aparecem infinitos planos de ruptura e ocorre a plastificação em todo talude. Essa teoria considera solo homogêneo, ruptura em todos os pontos do talude simultaneamente, desconsiderando o atrito entre o solo e a estrutura, força resultante do empuxo paralela à superfície da terra e solo isotrópico. Em seus cálculos, Rankine despreza a ocorrência de resistência ao cisalhamento (atrito e adesão) no contato solo-estrutura. Este aspecto aumenta consideravelmente o valor do empuxo ativo, e, conseqüentemente, aumenta a segurança da estrutura.

Ainda de acordo com Marangon e Amaral (2017), o método de Coulomb é uma das principais ferramentas para o dimensionamento de um muro de arrimo da atualidade, apesar de ser antigo. Apoiado na teoria do equilíbrio limite, oposto da teoria de Rankine, esse método admite a ocorrência de atrito entre o solo e a estrutura e a existência de uma superfície de ruptura. Segundo Moliterno (1980), a teoria de Coulomb baseia-se na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra que desliza pela perda da resistência ao cisalhamento ou atrito. As principais hipóteses desta teoria são solo homogêneo e isotrópico, possibilidade atrito entre o solo e a estrutura, ruptura ocorrer sob o estado plano de deformação e adotar condição de equilíbrio limite. De acordo com Coelho e Silva (2011), Coulomb admite o empuxo conhecido pela grandeza e direção, e que este se faz com a tensão normal da superfície do lado maciço de terra, sendo, no qual a tangente é igual ao coeficiente de atrito entre a terra e o muro.

Nos cálculos do presente estudo, foram utilizados os valores médios de coesão ( $c$ ) e de ângulo de atrito ( $\phi$ ) e foi realizada comparação com a sollicitação atuante dos empuxos e o fator de segurança empregado.

### 3.4.2 Métodos Probabilísticos

De acordo com Silva (2015), a abordagem probabilística é hoje uma forma de lidar com as incertezas existentes dentro do âmbito geotécnico. Usualmente, calcula-se um Fator de Segurança ( $FS$ ) para as análises de estabilidade de uma estrutura, de acordo com as incertezas, parâmetros da rocha e ou solo, estratigrafia do local, dentre outros. Por meio de uma melhor caracterização geotécnica do local, determinam-se as incertezas envolvidas. Neste sentido, taludes com o mesmo  $FS$ , podem ter diferenciados níveis de incerteza, dependendo de sua investigação geotécnica.

Por definição, segundo Ang e Tang (1975), o termo probabilidade se refere à ocorrência de um evento em meio a outros eventos possíveis de acontecerem. Para Assis *et al* (2011), em termos quantitativos, a probabilidade pode ser considerada como uma medida numérica da chance de ocorrência de um evento relativo dentre certos eventos alternativos. Os valores de probabilidade também podem ser apresentados na forma percentual.

### 3.4.3 Probabilidade Aplicada em Estrutura de Contenção

A probabilidade aplicada no dimensionamento de uma estrutura de contenção visa diminuir as incertezas que o método determinístico não é capaz de abranger. Desta forma, pode-se otimizar a obra no contexto geral. Para este trabalho, foi utilizado o denominado método FOSM ("First Order, Second Moment") que, de acordo com Baecher e Christian (2003), utiliza a série de Taylor para a determinação da distribuição de probabilidade de uma função com um número de variáveis aleatórias e corresponde à segunda categoria dos métodos probabilísticos desenvolvidos. A função de expansão da série de Taylor se trunca para formar este método. As saídas e entradas de dados são expressas por valores esperados e pelos desvios padrão. Segundo Assis *et al* (2011) as vantagens deste tipo de solução se apoiam no fato de que os cálculos matemáticos são simplificados e requer apenas o conhecimento dos valores das distribuições estatísticas das variáveis que formam a função. As variáveis aleatórias para este trabalho foram a coesão ( $c$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e peso específico do solo ( $\gamma$ ), do talude em questão.

Segundo Pimentel *et al* (2017), com relação ao tamanho mais adequado da taxa de variação, deve-se considerar que um valor de incremento muito pequeno pode resultar em erros, pois não é possível visualizar uma variação adequada nos valores do fator de segurança utilizando-se poucas casas decimais. Por outro lado, valores muito grandes podem fazer com que a superfície crítica obtida em cada interação seja diferente da superfície média. Em cada interação do método FOSM, a superfície crítica deve ser mantida constante, ou com pouca variação, em torno da superfície obtida com os valores médios das variáveis aleatórias. Contudo, para que se tenha uma variação mais perceptível no valor de  $FS$ , a autora recomenda, de maneira prática, utilizar taxas de 5% a 10%. Neste trabalho foi selecionada a variação de 10% para expor o máximo de variação ainda dentro das recomendações.

#### 3.4.4 Fundamentação da Análise Probabilística

A fim de fundamentar conceitos necessários para o entendimento da teoria da probabilidade na engenharia geotécnica, são apresentados dois importantes conceitos que foram aplicados nas análises: índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.

De acordo com Pimentel *et al* (2017) as incertezas podem ocorrer tanto nas cargas aplicadas ( $Q$ ) quanto na resistência dos materiais para suportar essas cargas ( $R$ ). A análise de confiabilidade trata da relação entre essas duas grandezas, a qual, na engenharia geotécnica, é representada mais comumente pelo fator de segurança ( $FS$ ), conforme Equação 01.

$$FS = \frac{R}{Q} \quad (01)$$

No contexto das análises probabilísticas, outros índices são utilizados para verificar a adequação de um projeto. São eles o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e a probabilidade de ruptura ( $P_r$ ). O índice de confiabilidade é definido pela Equação 02.

$$\beta_e = \frac{\mu_e}{\sigma_e} \quad (02)$$

onde:

- $\beta_e$  é o índice de confiabilidade;
- $\mu_e$  é a média da distribuição de probabilidade;
- $\sigma_e$  é desvio padrão da distribuição de probabilidade.

Na engenharia civil, considerando que o valor crítico de  $FS$  corresponde a 1,0 e que a ruptura ocorre quando este é inferior a 1,0, pode-se adaptar para uma nova Equação 03.

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (03)$$

onde:

- $\beta$  é o índice de confiabilidade;
- $\mu_{FS}$  é valor médio ou esperado do fator de segurança;
- $\sigma_{FS}$  é desvio padrão do fator de segurança.

O índice de confiabilidade  $\beta$  representa a distância em número de desvios padrão entre o valor médio e o valor do fator de segurança crítico ( $FS_{crítico} = 1,0$ ). Esse valor apresenta uma relação inversa com a probabilidade de ruptura, de maneira que altos valores de  $\beta$  indicam baixa probabilidade de ruptura.

A probabilidade de ruptura, por sua vez, corresponde, no contexto da engenharia, à probabilidade de  $FS < 1,0$ . Adotando-se uma função de distribuição, por exemplo, a distribuição normal, a probabilidade de ruptura corresponde à área abaixo da curva de distribuição entre  $-\infty$  e 1,0.

#### 3.4.5 Coeficiente de Variação

Para implementação dos métodos probabilísticos, é necessária uma vasta campanha de ensaios, até que se possa conhecer a variabilidade (coeficiente de variação) dos parâmetros do solo estudado. Porém, devido a limitações financeiras e tempo para execução dos ensaios, autores como Assis *et al* (2011) propõem valores para o coeficiente de variação dos parâmetros dos materiais.

Ainda de acordo com Assis *et al* (2011), estas variáveis aleatórias apresentam coeficientes de variação típicos, que são padronizados pela Tabela 01, sendo o valor

fora dos parênteses como o mais usual e os de dentro como os valores limites de variação.

Tabela 01 – Valores típicos de coeficientes de variação

Parâmetro [indicado]	Coeficiente de variação [%]
Peso específico do solo ( $\gamma$ ) [ $kN/m^3$ ]	03 (02 a 08)
Coesão ( $c$ ) [ $kPa$ ]	40 (20 a 80)
Ângulo de atrito ( $\phi$ ) [ $^\circ$ ]	10 (04 a 20)

Fonte: Assis *et al* (2011).

O coeficiente de variação ( $CV$ ), também conhecido como desvio padrão relativo ( $DPR$ ), fornece a variação dos dados obtidos em relação à média. Quanto menor for o seu valor, mais homogêneos serão os dados. O fato de o coeficiente de variação ser dado em valor relativo permite comparar séries de valores que apresentam unidades de medida distintas.

### 3.5 Tipos de Ruptura

#### 3.5.1 Tombamento

De acordo com Gerscovich (2008), na verificação de um muro de arrimo, seja qual for sua seção, devem ser realizadas investigações em várias etapas, mas principalmente ligadas às condições de estabilidade. A primeira condição a ser verificada é a segurança ao tombamento, com coeficiente mínimo de 2. Portanto, devem ser atendidas as condições para que o muro não tombe em torno de seu próprio eixo para a extremidade externa. Para que o tombamento não ocorra, é essencial que o momento resistente, gerado pelo peso próprio do muro aliado ao maciço de solo que ajuda na ancoragem, seja maior que o momento solicitante, gerado pelo empuxo do talude arrimado aliado às possíveis sobrecargas existentes no terreno.

E para Hachich *et al* (1998) é aconselhável que a resultante de todas as forças atuantes passe dentro do "núcleo central" (terço médio da seção), tanto quanto possível, próximo do ponto médio, principalmente se o muro estiver assentado sobre terreno muito compreensível.

### 3.5.2 Deslizamento

Para Gerscovich (2008) e ainda dentro das condições de estabilidade do muro de arrimo, apresenta-se como critério de grande importância a verificação acerca do deslizamento (ou escorregamento) da estrutura como um todo. Essencialmente, esta é uma verificação do equilíbrio dos componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um coeficiente de segurança definido por norma de 1,5. Sendo assim, as forças horizontais solicitantes, predominantemente geradas pelo empuxo do talude arrimado aliado às componentes horizontais das possíveis sobrecargas existentes no terreno, não podem superar as forças horizontais resistentes, que são predominantemente definidas pelo atrito entre o solo e a base muro, coeficiente horizontal do peso próprio do muro, largura da base, dentre outros fatores estabilizadores que se contrapõem à tendência de cisalhamento do conjunto solo-estrutura.

### 3.5.3 Capacidade de Carga da Fundação

Ainda citando Gerscovich (2008), outro aspecto que se deve levar em consideração ao se dimensionar um muro de arrimo é a tensão vertical que este aplica sobre o solo. Sendo assim, deve-se averiguar a tensão máxima resistente que o solo em questão suporta e compará-la à solicitação do muro. A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base.

Em geral, procura-se obter os valores mínimos de 2 e 3 para os fatores de segurança de solos arenosos e argilosos, respectivamente. Se a resultante das forças atuantes no muro localizar-se no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal. Esta distribuição não uniforme é devida à ação combinada do peso e do empuxo sobre o muro. O terreno estará submetido apenas a tensões de compressão e, quanto aos recalques, costuma-se aceitar valores relativamente altos, desde que estes não interfiram com estruturas apoiadas sobre o muro ou próximas a dele. Quando comparadas as tensões

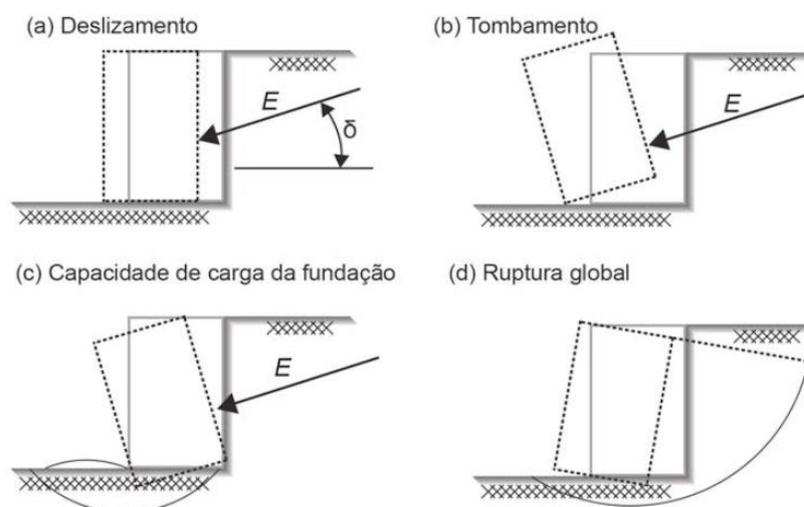
admissível e máxima, o fator de segurança de norma a ser adotado é de 1,0, e quando for utilizar a tensão de ruptura, adota-se igual a 3,0.

### 3.5.4 Instabilidade Global

Segundo Gerscovich (2008), a última verificação refere-se à segurança contra a ruptura do conjunto muro e solo e à possibilidade de ruptura do terreno, segundo uma superfície de escorregamento. A estabilidade global do conjunto muro e solo é verificada geralmente através de método de equilíbrio limite como o tradicional método das fatias, considerando-se como fator de segurança mínimo um valor entre 1,2 a 1,3. A análise deve contemplar a estabilidade global do muro em que são abrangidos o paramento, o maciço arrimado e a fundação.

Uma vez verificadas as condições de estabilidade, a etapa seguinte consiste no dimensionamento estrutural do muro, especialmente quando se tratar de um muro à flexão ou contraforte. Os métodos de cálculo recomendados para o estado limite último são os de equilíbrio limite, podendo ser utilizados aqueles cujas hipóteses melhor se aproximem do caso em estudo. Dentre estes métodos, o mais empregado para situações de maciços de solo homogêneo é o método de Bishop Simplificado. No caso de necessidade de análise de deslocamentos no solo, a verificação de estabilidade deve ser realizada através de análise numérica pelo método de elementos finitos. Os tipos de ruptura são esquematizados na Figura 03.

Figura 03 – Tipos de ruptura

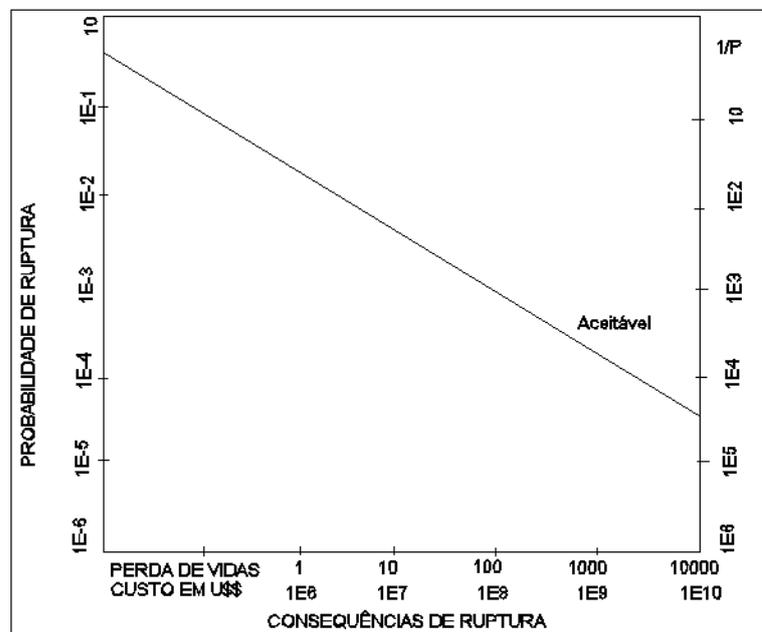


Fonte: [www.researchgate.net](http://www.researchgate.net).

### 3.6 Probabilidades Limites de Ruptura

Segundo Whitman (1984) a determinação de uma probabilidade aceitável de ruptura para projetos de engenharia é uma questão que ainda necessita de muitos estudos, pois varia de acordo com vários parâmetros de grande relevância. Este mesmo autor elaborou um ábaco que relaciona as probabilidades anuais de ruptura com as consequências desta ruptura, sendo que nestas consequências foram frisadas as perdas de vidas e o prejuízo que esta ruptura pode acarretar. Na Figura 04 é apresentado este ábaco.

Figura 04 – Valores usuais de probabilidade e consequências de ruptura em projetos de engenharia



Fonte: adaptado de Whitman (1984).

## 4 MÉTODOS E MATERIAIS

Para a execução do trabalho, primeiramente foram abordados o dimensionamento, utilizando o método determinístico para todos os tipos de falha e, complementando o método determinístico para o caso de tombamento, foi implementada a análise probabilística, utilizando o método FOSM.

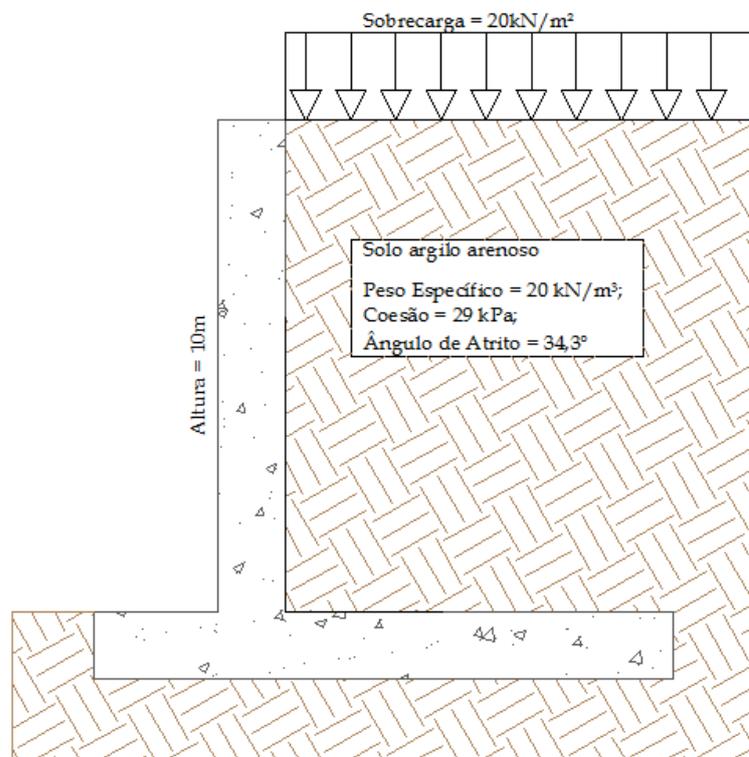
Com o dimensionamento geotécnico realizado, será analisado o fator de segurança da estrutura, utilizando o *software Excel*.

#### 4.1 Dados de Projeto

Para o presente trabalho foi dimensionado um muro de arrimo à flexão hipotético em concreto armado com o objetivo de conter um talude hipotético de 10 m de altura ( $h_0$ ) em que é aplicada uma sobrecarga ( $q$ ) de 25 kN/m<sup>2</sup>.

Os dados relativos ao solo argilo arenoso estudado, foram retirados de ensaios de Classificação, Cisalhamento direto e Compactação realizados na universidade e demonstrados na Figura 05.

Figura 05 – Condições de contorno



Fonte: autoria própria.

#### 4.2 Empuxo Ativo e Momento Solicitante

Devido à sobrecarga existente neste terreno, foi utilizado o método que transforma a sobrecarga aplicada em peso próprio do solo, relacionando a carga com o peso específico. Tal relação é expressa na Equação 04.

$$h_q = \frac{q}{\gamma} \quad (04)$$

onde:

- $h_q$  é a altura da sobrecarga em  $m$ ;
- $q$  é o valor da sobrecarga em  $kN/m^2$ ;
- $\gamma$  é o peso específico do solo em  $kN/m^3$ .

Este valor pode ser acrescentado à altura inicial do talude como se este fosse um pouco mais alto e mantivesse suas propriedades. Então, para efeitos de cálculo, a nova altura do talude é resultado da soma do acréscimo de solo hipotético à altura inicial deste, como descreve a Equação 05.

$$z = h_0 + h_q \quad (05)$$

onde:

- $z$  é a altura virtual em  $m$ ;
- $h_q$  é a altura da sobrecarga em  $m$ ;
- $h_0$  é a altura do talude em  $m$ .

Devido à coesão presente no solo, há uma dedução do valor da altura virtual do solo para o cálculo de empuxo ativo, como observa-se na Equação 06.

$$z_0 = \frac{2 \times c' \times tg \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)}{\gamma} \quad (06)$$

onde:

- $z_0$  é a altura da coesão em  $m$ ;
- $c'$  é a coesão efetiva do solo em  $kPa$ ;
- $\phi'$  é o ângulo de atrito do solo em  $^\circ$ ;
- $\gamma$  é o peso específico do solo em  $kN/m^3$ .

Fazendo a redução do diagrama, como observa-se na Equação 07, obtém-se o valor de altura utilizado para cálculos.

$$h = z - z_0 \quad (07)$$

onde:

- $h$  é a altura efetiva em  $m$ ;
- $z$  é a altura virtual em  $m$ ;
- $z_0$  é a altura da coesão em  $m$ .

O coeficiente de empuxo ativo de Rankine, que relaciona as cargas verticais com as cargas horizontais, é dado pela Equação 08.

$$k_a = tg^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (08)$$

onde:

- $k_a$  é o coeficiente de empuxo ativo;
- $\phi'$  é o ângulo de atrito do solo em  $^\circ$ .

A tensão horizontal do solo é dada pela relação do peso específico deste, a altura de onde se quer encontrar a tensão e o coeficiente de Rankine. Sendo assim, pode-se encontrar a tensão horizontal na base do muro pela Equação 09.

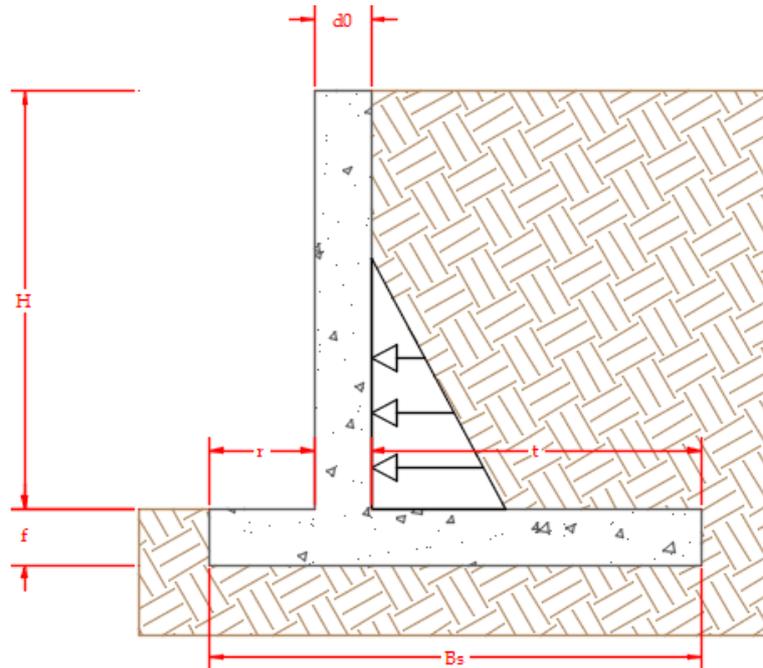
$$\sigma_h = k_a \times h \times \gamma \quad (09)$$

onde:

- $\sigma_h$  é a tensão horizontal em  $kPa$ ;
- $k_a$  é o coeficiente de empuxo ativo;
- $h$  é a altura efetiva em  $m$ ;
- $\gamma$  é o peso específico do solo em  $kN/m^3$ .

O valor máximo para o empuxo ativo ao longo do muro é dado pela área do triângulo da Figura 06, em que a base é a tensão horizontal e a altura é a altura efetiva, encontrada anteriormente. Sendo assim, o empuxo ativo é dado pela Equação 10.

Figura 06 – Modelo esquemático do empuxo



Fonte: autoria própria.

$$E_a = \frac{\sigma_h \times h}{2} \quad (10)$$

onde:

- $E_a$  é o empuxo ativo em  $kN/m$ ;
- $\sigma_h$  é a tensão horizontal em  $kPa$ ;
- $h$  é a altura efetiva em  $m$ .

O ponto de aplicação do empuxo ativo é a um terço da altura do triângulo e isto gera um momento solicitante sobre o muro de arrimo que é calculado a partir da Equação 11.

$$M_{sd} = \frac{E_a \times h}{3} \quad (11)$$

onde:

- $M_{sd}$  é o momento ativo solicitante em  $kNm/m$ ;
- $E_a$  é o empuxo ativo em  $kN/m$ ;
- $h$  é a altura efetiva em  $m$ .

### 4.3 Verificações de Segurança

A partir dos esforços solicitantes e resistentes pode-se calcular as verificações de segurança para este muro de arrimo, sendo estas tombamento, posição da resultante, deslizamento, capacidade de carga da fundação e instabilidade global.

#### 4.3.1 Tombamento

O fator de segurança para o tombamento deve ser maior ou igual a 2, e é obtido dividindo-se o momento resistente pelo momento solicitante, como demonstrado na Equação 12.

$$FS_t = \frac{M_{rd}}{M_{sd}} \geq 2 \quad (12)$$

onde:

- $FS_t$  é o fator de segurança do tombamento;
- $M_{sd}$  é o momento ativo solicitante em  $kNm/m$ ;
- $M_{rd}$  é o momento resistente em  $kNm/m$ .

#### 4.3.2 Posição da resultante

O comprimento a partir da extremidade da ponta da sapata corrida é dada pela Equação 13 e é obtido dividindo-se o momento resultante pela força normal de compressão vertical do muro. Este valor deve estar entre um terço e metade da base do muro de arrimo.

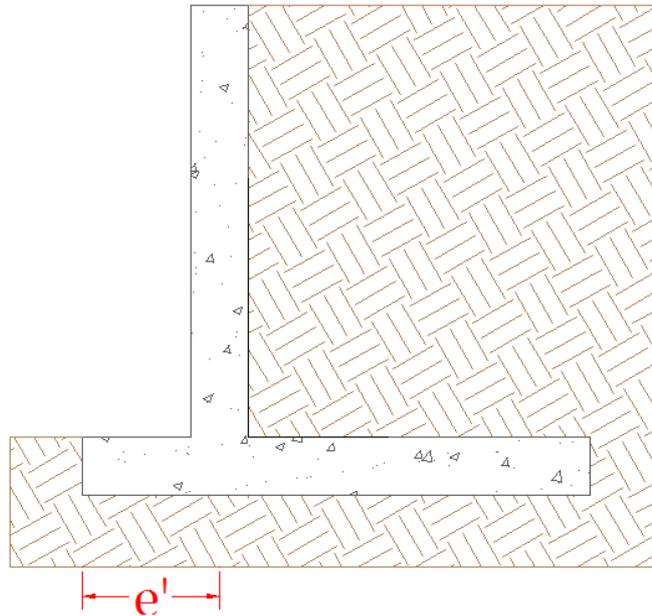
$$\frac{b_s}{3} \leq e' \leq \frac{b_s}{2} \quad (13)$$

onde:

- $b_s$  é a base do muro de arrimo em  $m$ ;
- $e'$  é o comprimento a partir da extremidade da ponta da sapata corrida em  $m$ .

A excentricidade é a distância de  $e'$  até a metade da base do muro e, se seu valor for menor do que um sexto do comprimento da base, a resultante normal e o centro de pressão estarão dentro do núcleo central da sapata e a tensão mínima será maior que zero. A excentricidade é dada a partir da Equação 14 e é representada pela Figura 07.

Figura 07 – Modelo esquemático do  $e'$



Fonte: autoria própria.

$$\frac{b_s}{6} \geq e = \frac{b_s}{2} - e' \quad (14)$$

onde:

- $b_s$  é a base do muro de arrimo em  $m$ ;
- $e$  é a excentricidade em  $m$ ;
- $e'$  é o comprimento a partir da extremidade da ponta da sapata corrida em  $m$ .

#### 4.3.3 Capacidade de carga na fundação

O fator de segurança para a capacidade de carga na fundação é uma relação entre a tensão vertical exercida pelo muro e a resistência do solo em questão. Para a determinação da resistência do solo, empregou-se o método teórico de Terzaghi. Sendo assim, a tensão resistente do solo é encontrada pela Equação 15.

$$\sigma_R = c \times N_c \times S_c \times d_c + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times d_\gamma + q \times N_q \times S_q \times d_q \quad (15)$$

onde:

- $\sigma_R$  é a tensão de ruptura em  $kPa$ ;
- $N_c, N_\gamma$  e  $N_q$  são fatores de capacidade de carga;
- $S_c, S_\gamma$  e  $S_q$  são fatores de forma;

- $d_c, d_\gamma$  e  $d_q$  são fatores de profundidade;
- $c$  é a coesão do solo em  $kPa$ ;
- $\gamma$  é o peso específico do solo em  $kN/m^3$ ;
- $B$  é a largura da base da sapata em  $m$ ;
- $q$  é a carga em  $kPa$ .

As tensões verticais máxima e mínima exercidas pelo muro são obtidas pelas Equações 16 e 17.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{b_s} \right) \quad (16)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{b_s} \times \left( 1 - \frac{6 \times e}{b_s} \right) \quad (17)$$

onde:

- $N$  é a resultante das forças normais de compressão em  $kN/m$ ;
- $b_s$  é a base do muro de arrimo em  $m$ ;
- $e$  é a excentricidade em  $m$ ;
- $\sigma_{m\acute{a}x}$  é a tensão máxima em  $kPa$ ;
- $\sigma_{m\acute{i}n}$  é a tensão mínima em  $kPa$ .

Logo, o fator de segurança é obtido pela Equação 18 e deve preservar uma relação igual ou superior a 3.

$$FS_c = \frac{\sigma_R}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq 3 \quad (18)$$

onde:

- $FS_c$  é o fator de segurança da capacidade de carga;
- $\sigma_R$  é a tensão de ruptura em  $kPa$ ;
- $\sigma_{m\acute{a}x}$  é a tensão máxima em  $kPa$ ;
- $M_{sd}$  é o momento ativo solicitante em  $kNm/m$ ;
- $M_{rd}$  é o momento resistente em  $kNm/m$ .

#### 4.3.4 Deslizamento

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado de 1,5. A Equação 19 demonstra tal relação.

$$FS_d = \frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{solicitante}} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,5 \quad (19)$$

onde:

- $FS_d$  é o fator de segurança do deslizamento;
- $S$  é o atrito do solo com a base do muro em  $kPa$ ;
- $E_a$  é o empuxo ativo em  $kN/m$ ;
- $E_p$  é o empuxo passivo em  $kN/m$ .

Ressalta-se que  $S$  é calculado de acordo com a Equação 20 e suas parcelas são calculadas de acordo com Terzaghi pela Equação 21 e 22.

$$S = b_s \times \left[ c'_w + \left( \frac{N}{b_s} - u \right) \times tg\delta \right] \quad (20)$$

$$c'_w = 0,5 \times c \quad (21)$$

$$tg\delta = \frac{2}{3} \times tg\phi \quad (22)$$

onde:

- $S$  é o atrito do solo com a base do muro em  $kN/m$ ;
- $b_s$  é a base do muro de arrimo em  $m$ ;
- $u$  é a poropressão em  $kPa$ ;
- $N$  é a resultante das forças normais de compressão em  $kN/m$ .

## 5 RESULTADOS

### 5.1 Empuxo Ativo e Momento Solicitante

A Tabela 02 expressa os resultados encontrados pelas Equações citadas anteriormente no estudo.

Tabela 02 – Resultados até empuxo ativo e momento solicitante

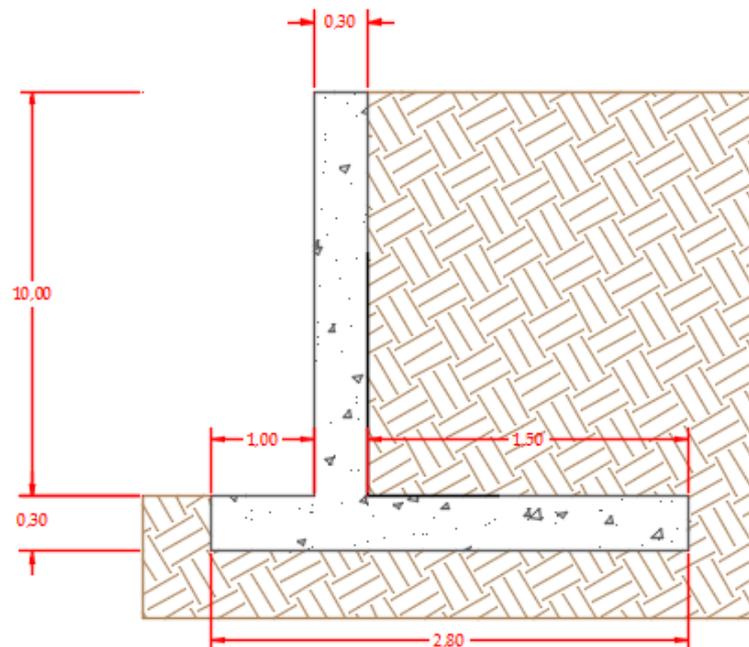
Variável	$h_q$	$z$	$z_0$	$h$	$k_a$	$\sigma_h$	$E_a$	$M_{sd}$
Equação	04	05	06	07	08	09	10	11
Unidade	$m$	$m$	$m$	$m$		$kPa$	$kN/m$	$kNm/m$
Resultado	1,25	11,25	5,49	5,76	0,2792	32,166	92,660	177,946

Fonte: autoria própria.

### 5.2 Dimensionamento geotécnico do Muro

Encontrado o empuxo ativo e o momento solicitante no muro de arrimo, pode-se definir suas dimensões de projeto, sendo estas expostas na Figura 08, cujas unidades estão expressas em metros.

Figura 08 – Modelo esquemático das dimensões



Fonte: autoria própria.

### 5.3 Momento Resistente de Cálculo

O momento resistente de cálculo é a soma dos momentos resultantes da parte vertical e horizontal do muro, aliada à quantidade de solo que ancora este muro ao talude. Tal momento é dado a partir da Tabela 03.

Tabela 03 – Momento resistente de cálculo

Elemento	$x$ (m)	$y$ (m)	Área (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$N$ (kN/m)	Braço (m)	$M$ (kNm/m)
Parede	0,30	10,00	3,00	25	75,000	1,15	86,250
Base	2,80	0,30	0,84	25	21,000	1,40	29,400
Solo	1,50	9,70	14,55	20	291,000	2,05	596,550
				$\Sigma$	387,000	$\Sigma$	712,200

Fonte: autoria própria.

### 5.4 Verificações de Segurança

#### 5.4.1 Tombamento

De posse da Equação 12, encontrou-se  $FS_t = 2,07$  e este parâmetro de segurança se verifica, pois o valor mínimo de norma é  $FS_t = 2,00$ .

#### 5.4.2 Posição da resultante

Utilizando a Equação 13 obteve-se  $e' = 0,95m$  que atende ao intervalo de  $0,93m$  e  $1,40m$ . Sendo assim, pela Equação 14, tem-se  $e = 0,45m$  que é menor que  $0,47m$ .

#### 5.4.3 Capacidade de carga na fundação

Pela Equação 15,  $\sigma_R = 2643,86 kPa$ .

Os valores obtidos pelas Equações 16 e 17, resultaram respectivamente em  $270,53 kPa$  e  $5,90 kPa$ . Sendo assim, pela Equação 18,  $FS_c = 9,77$  e este parâmetro de segurança se verifica, pois o valor mínimo de norma é  $FS_t = 3,00$ .

#### 5.4.4 Deslizamento

Cos os valores encontrados nas Equações 20, 21 e 22, foi realizado o cálculo utilizando a Equação 19 encontrando  $FS_d = 2,34$  e este parâmetro de segurança se verifica, pois o valor mínimo de norma é  $FS_t = 1,50$ .

#### 5.4.5 Resumo dos Fatores de Segurança

De maneira a observar melhor os valores de segurança obtidos, foi construída a Tabela 04.

Tabela 04 – Resumo dos fatores de segurança

Verificação	Valor adotado	Valor mínimo de norma
Tombamento	2,07	2
Capacidade de Carga	9,77	3
Deslizamento	2,34	1,5

Fonte: autoria própria.

### 5.5 Análise Probabilística

#### 5.5.1 FOSM

Para implementação dos métodos probabilísticos, utilizou-se, conforme citado anteriormente, os valores sugeridos por Assis *et al* (2011) para o coeficiente de variação dos materiais ( $CV$ ). Conhecidos os parâmetros médios e o  $CV$ , são apresentados os dados utilizados no dimensionamento probabilístico na Tabela 05.

Tabela 05 – Parâmetros probabilísticos

	Coesão ( $c$ ) [kPa]	Ângulo de atrito ( $\phi$ ) [°]	Peso específico ( $\gamma$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]
Média ( $X$ )	29	34,3	20
Coeficiente de Variação ( $CV$ )	0,4	0,1	0,03
Desvio Padrão ( $\sigma$ )	11,6	3,43	0,6
Variância ( $V$ )	134,56	11,76	0,36

Fonte: autoria própria.

Na Tabela 06 são apresentados os valores utilizados para a aplicação do método FOSM com uma variação de  $\pm 10\%$  e os seus respectivos valores de fator de segurança para a ruptura por tombamento do muro de arrimo por flexão com base de 2,8 m, supracitado.

Tabela 06 – Fatores de segurança para tombamento

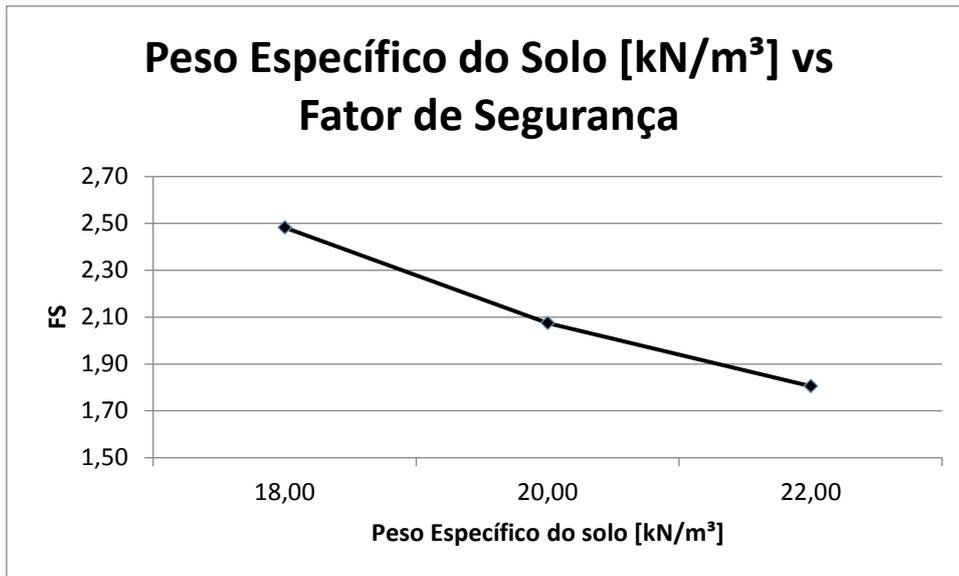
Parâmetro	Peso específico do solo ( $\gamma$ ) [kPa]	Coesão (c) [kPa]	Ângulo de atrito ( $\phi$ ) [°]	Fator de segurança para tombamento (FS)
Caso 1 ( $\gamma + 10\%$ )	22,00	29,00	34,3	1,8053
Caso 2 ( $\gamma - 10\%$ )	18,00	29,00	34,3	2,4826
Caso 3 ( $c + 10\%$ )	20,00	31,90	34,3	2,5238
Caso 4 ( $c - 10\%$ )	20,00	26,10	34,3	1,7350
Caso 5 ( $\phi + 10\%$ )	20,00	29,00	37,73	2,7820
Caso 6 ( $\phi - 10\%$ )	20,00	29,00	30,87	1,5930

Fonte: autoria própria.

Obteve-se, assim, uma média global para os fatores de segurança de acréscimo de 10% nos parâmetros do solo de 2,37, com um desvio padrão de 0,4132 e, portanto, uma variância de 0,1708. E analogamente, para o decréscimo de 10% nos parâmetros do solo de 1,94, com um desvio padrão de 0,3902 e, portanto, uma variância de 0,1523.

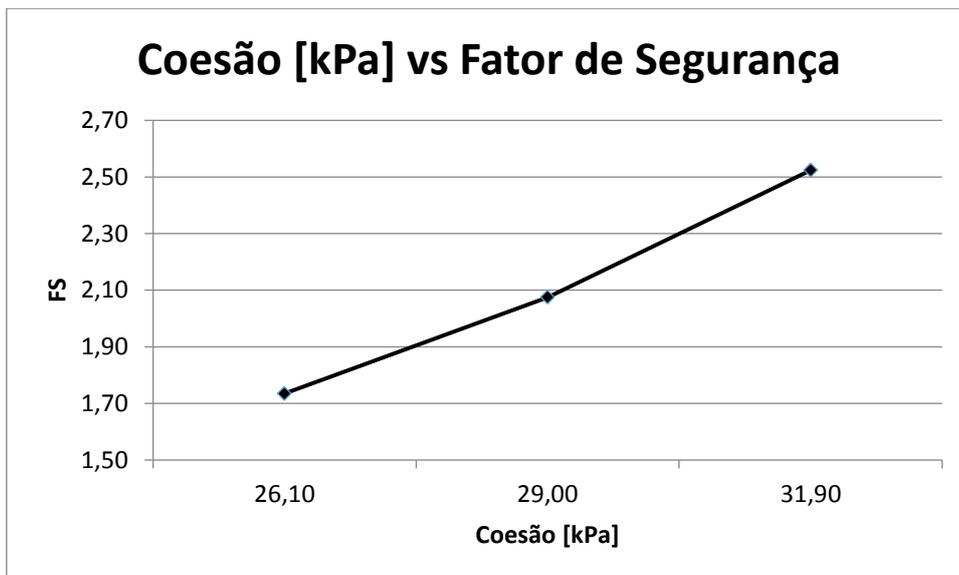
Nos Gráficos 01, 02 e 03 é apresentado o comportamento, após o acréscimo e decréscimo de 10% dos valores dos parâmetros do solo (peso específico, coesão e ângulo de atrito), com relação aos seus respectivos valores de fatores de segurança.

Gráfico 01 – Fator de segurança vs peso específico do solo



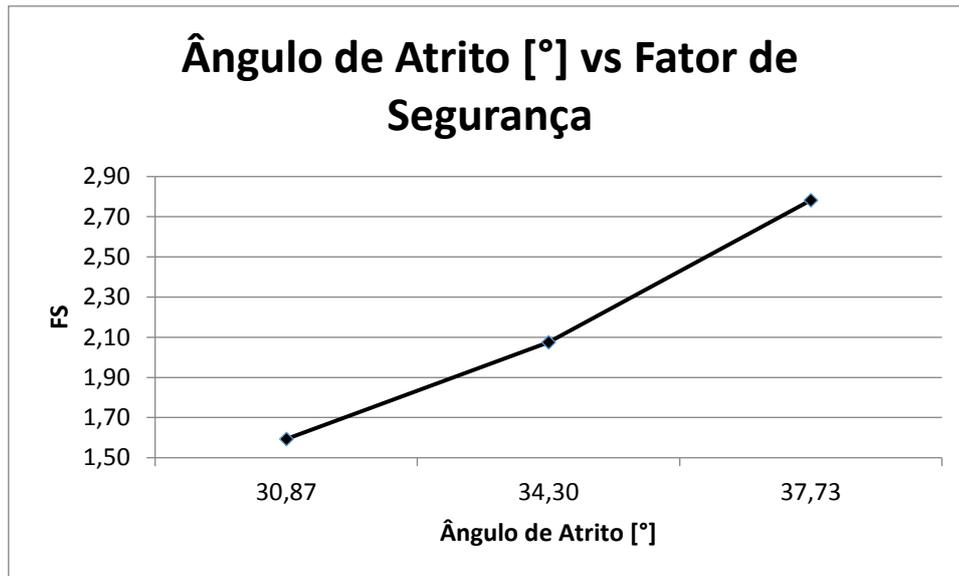
Fonte: autoria própria.

Gráfico 02 – Fator de segurança vs coesão



Fonte: autoria própria.

Gráfico 03 – Fator de segurança vs ângulo de atrito



Fonte: autoria própria.

A Tabela 07 apresenta, para os casos em que foram acrescentados 10% aos dados iniciais, os passos realizados para a obtenção das contribuições percentuais dos parâmetros de projeto para o método probabilístico FOSM.

Tabela 07 – Método FOSM positivo

Parâmetro $X_i$	$\delta X_i$	$\delta FS_i$	$V[X_i]$	$V[X_i] \times \left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i}\right)^2$
$c$	2,90	-0,1534	134,56	0,3765
$\phi$	3,43	-0,4116	11,76	0,1695
$\gamma$	2,00	0,5651	0,36	0,0287
$\sum V[FS]$				0,5747

Fonte: autoria própria.

A Tabela 08 apresenta, para os casos em que foram retirados 10% aos dados iniciais, os passos realizados para a obtenção das contribuições percentuais dos parâmetros de projeto para o método probabilístico FOSM.

Tabela 08 – Método FOSM negativo

Parâmetro $X_i$	$\delta X_i$	$\delta FS_i$	$V[X_i]$	$V[X_i] \times \left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i}\right)^2$
$c$	2,90	0,2019	134,56	0,6520
$\phi$	3,43	0,3439	11,76	0,1183
$\gamma$	2,00	-0,5458	0,36	0,0268
$\sum V[FS]$				0,7971

Fonte: autoria própria.

Com base nas Tabelas 07 e 08, aplicando-se a Equação 23, são obtidos os valores para as contribuições percentuais de cada um dos parâmetros do solo.

$$Contribuição = \frac{V \times \left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i}\right)^2 \times 100}{\sum V[FS]} \quad (23)$$

Agora, utilizando os conceitos de distribuição normal (aplicável ao método FOSM) em que o limite inferior da distribuição é o fator de segurança igual a 1,00 são encontradas, por meio da plataforma *Excel*, as probabilidades de ruptura para o muro de arrimo em estudo.

A Tabela 08 mostra um resumo dos resultados obtidos nas análises para os cálculos pelo método FOSM, em que foram utilizados os valores de  $FS$  para tombamento obtidos na Tabela 06. A Tabela 09 ainda apresentada a contribuição, em termos percentuais, de cada parâmetro, bem como a probabilidade de ruptura por tombamento do muro.

Tabela 09 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 2,8 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
+10	2,370	0,7581	3,53E-02	5,00	65,52	29,48
- 10	1,937	0,8928	1,47E-01	3,36	81,80	14,82

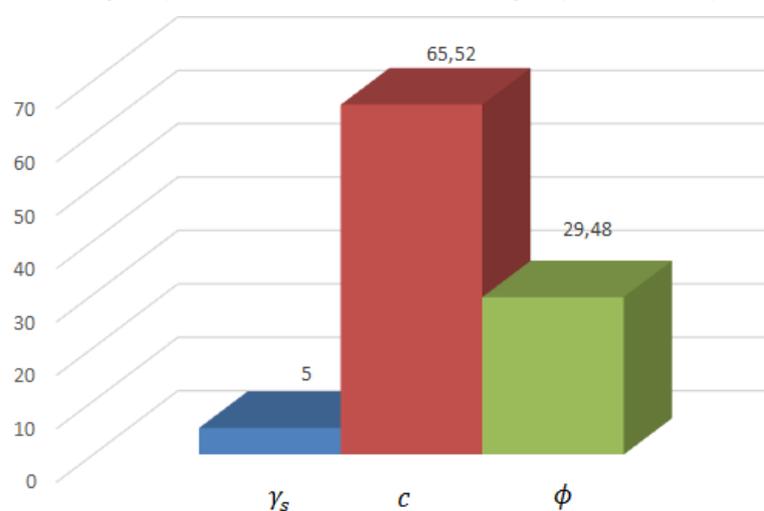
Fonte: autoria própria.

Pode-se observar claramente que a maior parcela de contribuição é referente ao parâmetro de coesão do solo ( $c$ ), logo, exprime-se que o tombamento de um muro

de arrimo à flexão depende primordialmente desta variável. Ainda pode ser observado que a probabilidade de ruptura para o muro em questão está reativamente alta quando se utiliza uma base de apenas 2,8 m e se retira 10% dos parâmetros do solo.

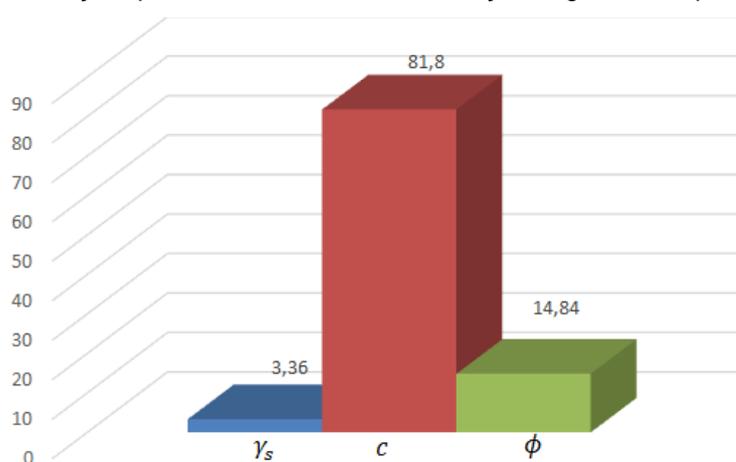
Os Gráficos 04 e 05 apresentam, em colunas, as contribuições percentuais dos parâmetros do solo em questão, respectivamente para as taxas de variação de mais e menos 10%.

Gráfico 04 – Contribuição quando utilizada taxa de variação positiva dos parâmetros do solo



Fonte: autoria própria.

Gráfico 05 – Contribuição quando utilizada taxa de variação negativa dos parâmetros do solo



Fonte: autoria própria.

### 5.5.2 Redução da probabilidade de ruptura

Com o intuito de reduzir a probabilidade de ruptura por tombamento no muro de arrimo à flexão em concreto armado, sua base foi ampliada gradualmente para o interior do talude e os resultados do método FOSM para cada metro de 3 a 8 são apresentados nas Tabelas de 10 a 15. Os cálculos seguiram os mesmos critérios apresentados no item anterior.

Tabela 10 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 3,0 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
+10	2,760	0,8781	2,25E-02	5,02	65,34	29,64
- 10	2,253	1,0317	1,12E-01	3,37	81,71	14,92

Fonte: autoria própria.

Tabela 11 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 4,0 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
+10	5,115	1,6019	5,11E-03	5,06	64,84	30,10
- 10	4,160	1,8697	4,55E-02	3,40	81,44	15,15

Fonte: autoria própria.

Tabela 12 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 5,0 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
+10	8,141	2,5325	2,40E-03	5,08	64,62	30,30
- 10	6,611	2,9472	2,85E-02	3,42	81,32	15,26

Fonte: autoria própria.

Tabela 13 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 6,0 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
+10	11,841	3,6699	1,57E-03	5,09	64,50	30,41
- 10	9,608	4,2642	2,18E-02	3,42	81,26	15,32

Fonte: autoria própria.

Tabela 14 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 7,0 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
+10	16,213	5,0142	1,21E-03	5,10	64,43	30,48
- 10	13,149	5,8206	1,84E-02	3,43	81,22	15,35

Fonte: autoria própria.

Tabela 15 – Resultados da análise probabilística FOSM para base de 8,0 m

Taxa de Variação (%)	FS Médio Probabilístico	Desvio Padrão do FS	Probabilidade de Ruptura	Contribuição (%)		
				$\gamma$	$c$	$\phi$
10,00	21,257	6,5653	1,02E-03	5,10%	64,38	30,52
-10,00	17,235	7,6165	1,65E-02	3,43%	81,20	15,37

Fonte: autoria própria.

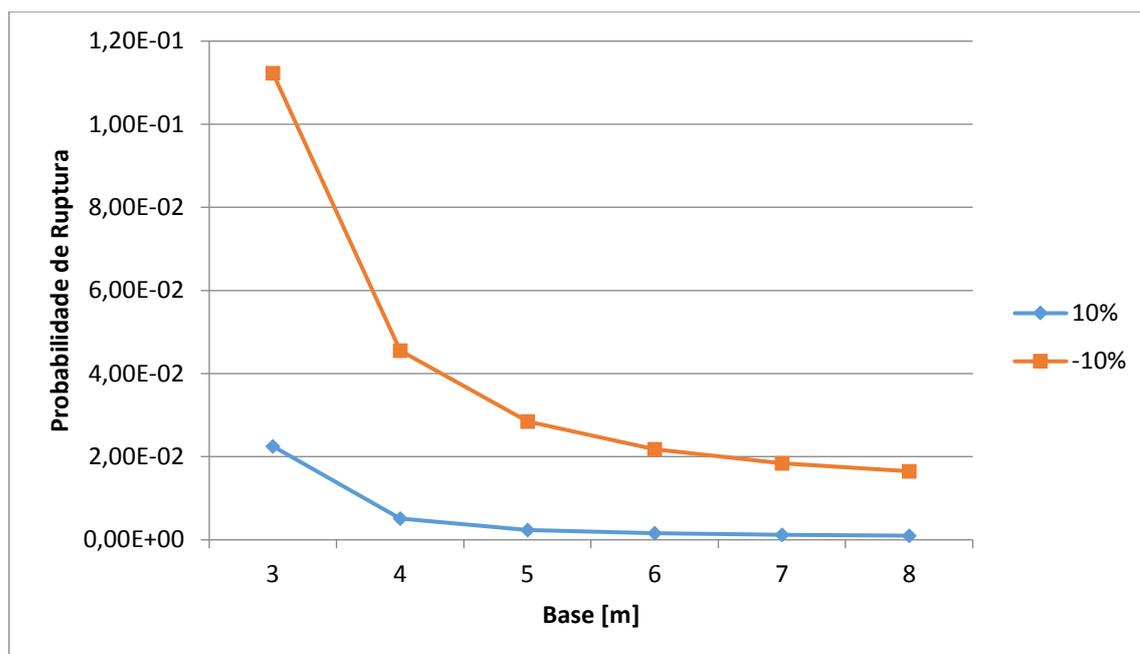
Pode-se observar neste estudo que as contribuições percentuais de cada um dos parâmetros do solo não são muito afetadas pela mudança da dimensão da base e que existe uma tendência de linearização da probabilidade de ruptura, pois conforme a base aumenta, a velocidade de decréscimo da probabilidade de ruptura diminui. Logo, quando a base apresenta valores próximos aos da altura do muro, este fator se torna cada vez mais irrelevante e onera muito o empreendimento, visto que os fatores de segurança ficam extremamente elevados.

Ainda com relação à coesão, por ter alta contribuição na falha por tombamento, o parâmetro ainda apresenta o maior coeficiente de variação dentre os parâmetros analisados, isto se justifica devido à dificuldade em sua determinação, sendo

fortemente influenciada pelas metodologias de realização dos ensaios e condições de campo no momento do ensaio.

O Gráfico 06 apresenta o comportamento das probabilidades de ruptura de acordo com a variação da base, para as taxas de variação de mais e menos 10%.

Gráfico 06 – Probabilidade de ruptura



Fonte: autoria própria.

Pode-se observar claramente a tendência de linearização da probabilidade de ruptura do muro de arrimo em questão a partir do quarto e quinto metro.

### 5.5.3 Segurança Probabilística

De posse dos dados obtidos das probabilidades de ruptura para cada metro de base do muro, pode-se utilizar o ábaco da Figura 04 para verificar o risco máximo em vidas e em prejuízo financeiro relacionados a estrutura de contenção. Ficando a cargo do engenheiro a tomada de decisão com relação a probabilidade de ruptura aceita no projeto. As Figuras 04 e 05 apresentam respectivamente estas relações para o acréscimo e decréscimo de 10% nos parâmetros do solo.

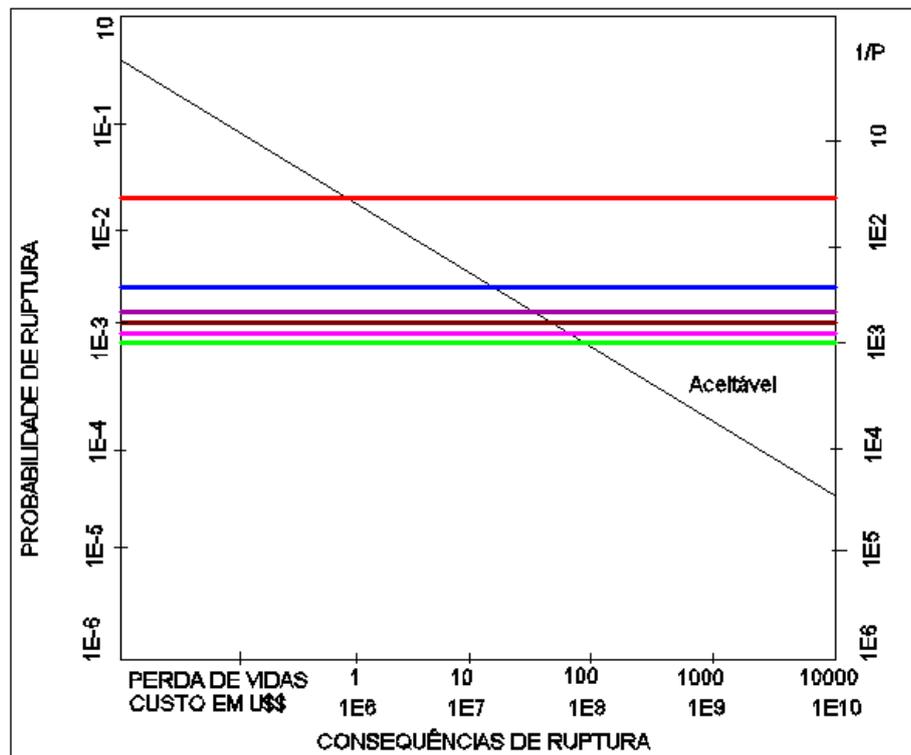
A Tabela 16 relaciona as cores utilizadas nas linhas de probabilidade de ruptura com os respectivos tamanhos de base do muro das Figuras 09 e 10.

Tabela 16 – Relação base-cor

Base	Cor
3 m	Vermelho
4 m	Azul
5 m	Roxo
6 m	Marron
7 m	Rosa
8 m	Verde

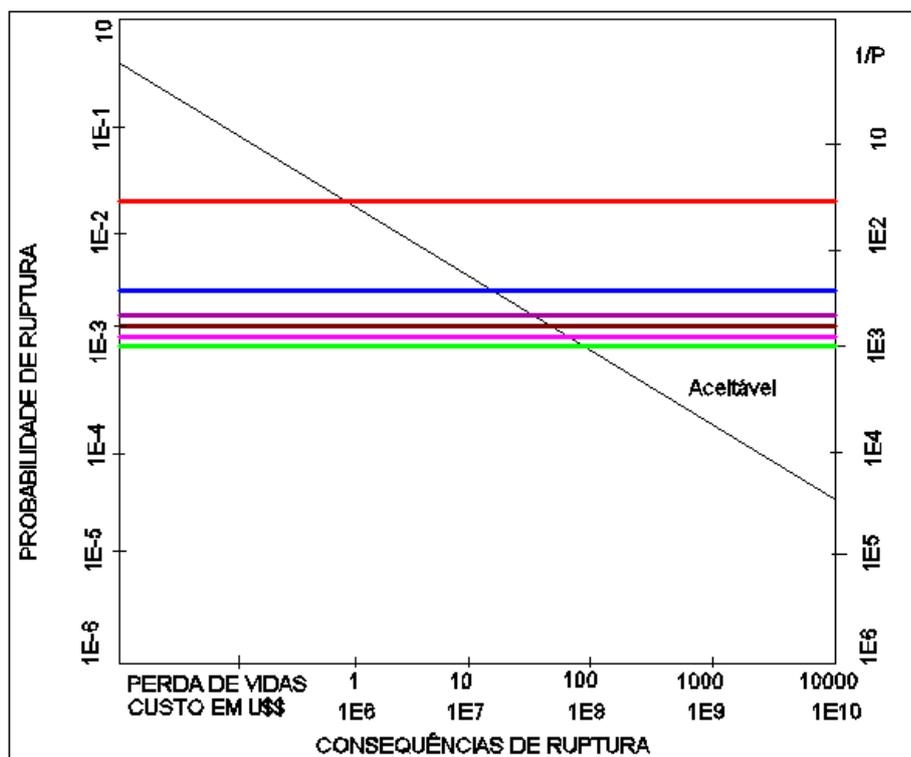
Fonte: autoria própria.

Figura 09 – Segurança probabilística para +10%



Fonte: adaptado de Whitman (1984).

Figura 10 – Segurança probabilística para –10%



Fonte: adaptado de Whitman (1984).

## 6 CONCLUSÃO

Pela observação dos dados coletados neste trabalho, podem ser realizadas algumas observações e retiradas algumas conclusões. Inicialmente, é clara a predominância do parâmetro coesão do solo ( $c$ ) como o de maior relevância quando são realizados os estudos de comportamento probabilísticos do fator de segurança ao tombamento. Portanto, é de crucial importância que este parâmetro seja definido corretamente através dos ensaios padronizados.

Ainda sobre as possibilidades de ruptura, pode-se observar que o comprimento da base enterrada do muro é o parâmetro geométrico que mais contribui para a estabilidade contra o tombamento, mas que este começa a perder eficiência conforme sua dimensão ultrapassa 60% de sua altura, se tornando assim antieconômico, pelo fato da probabilidade de ruptura apresentar decréscimos cada vez menores conforme o aumento da base. Portanto, as consequências da ruptura (perda de vidas e custos envolvidos) começam a se tornar basicamente idênticas, mesmo com gastos maiores em escavação e materiais, logo este empreendimento hipotético apresenta limitações de onde pode ser empregado.

É crucial ressaltar também a importância da realização de ensaios para se aferir corretamente os parâmetros do solo em questão, pois este estudo foi realizado com um único ensaio que apresenta um único valor de coesão para todo o solo, o que pode ser alarmante já que o solo tem natureza heterogênea e a coesão, no pior dos casos, é responsável por uma contribuição de mais de 80% da probabilidade de ruptura, concluindo que uma campanha de ensaios poderia diminuir as incertezas com relação a estes parâmetros médios, conseqüentemente diminuindo o coeficiente de variação e assim diminuindo a probabilidade de ruptura, logo o investimento em ensaios pode acarretar uma diminuição significativa nas dimensões da estrutura de contenção e conseqüentemente nos gastos com materiais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, L. **Estudo de parâmetros para projeto de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2011.

ANG, A.H.S.; TANG, W. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Basic Principles**. New York: John Wiley & Sons, 1975. v. 1.

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. (2013) **ABNT NBR12957-1**: Ensaio de cisalhamento direto. Rio de Janeiro/RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016) **ABNT NBR 7182**: SOLO – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro/RJ.

BAECHER, G. B. e CHRISTIAN, J.T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. England: John Wiley and Sons LTD, 2003.

BARROS, P. L. de A. **Obras de Contenção**: Manual Técnico da Empresa Maccaferri. Jundiaí, 2011.

CARVALHO, P. A. S. **Taludes de Rodovias**: Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, 1991.

COELHO, G. A. A.; SILVA, M. V. **Comparativo de dimensionamento**: muro de arrimo. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina - Unisul, Palhoça, 2011.

DAS, B. M; SOBHAM, K; **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 8. ed. California: Cengage Learning, 2010.

FABRÍCIO, JOÃO VICENTE FALABELA. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2006.

GERSCOVICH, D. M. S. Apostila didática: **Estruturas de Contenção**: Muros de Arrimo, 2008 (Apostila).

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B. R. ; SARAMAGO, R.; **Contenções**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2 ed., São Paulo: Pini, 1998.

HUMES, C. “**Notas de aula da disciplina de mecânica dos solos**”. São Bernardo do Campo, 2015.

MARANGON, A.; AMARAL, G. P. **Avaliação comparativa entre os métodos de contenção de taludes: muro de gabião e logblock estudo de caso em Caçador/SC**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina - Unisul, Palhoça, 2017.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

MOLITERNO, A. **Caderno de Projetos de Telhados em Estrutura de Madeira**. São Paulo: Edgard Blucher, 1994. v. 1.

PIMENTEL, K. C. A.; SOUZA, T. C.; CAMPELLO, I. C.; SILVA, P. H. A. Avaliação dos métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes de barragens. **XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens**. Belo Horizonte, 2017.

RIO DE JANEIRO, Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (GEORIO). **Manual Técnico de Encostas: Análise e Investigação**. 2 ed. Rio de Janeiro, 2000.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de Alegria utilizando abordagem probabilística**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

WHITMAN, R. V. **Evaluating calculated risk in geotechnical engineering**. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 1984.