



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

**PROJETO E ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE UM MURO DE APROXIMAÇÃO DE
VERTEDOIRO**

JULIA EPICHIN CHEROTO

Projeto de Final de Curso apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheira Civil.

Aprovado por:

Luiz Eloy Vaz
Prof. Titular, Doc.-Ing., EP/UFRJ
(Orientador)

Cláudia Ribeiro Eboli
Prof.^a Associada, D.Sc., EP/UFRJ
(Co-orientadora)

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que contribuíram para a realização deste trabalho e para a conclusão da graduação em engenharia civil, em especial a (aos):

Aos Meus pais, Adilson e Tatiana, pelo amor e carinho com que me criaram e por terem sempre priorizado minha educação, o que permitiu que eu tivesse acesso à todas oportunidades a mim ofertadas possibilitando esta grande conquista.

Ao meu irmão, Pedro, por toda a amizade e paciência nos momentos mais difíceis.

Ao meu namorado, Thales, pelo carinho, amor e incentivo.

À ENGEVIX, em especial ao Eng^o Anderson Nacif, por ter sempre respeitado minha prioridade pelos estudos e por terem disponibilizado material e tempo para me auxiliar neste projeto.

Aos professores Luiz Eloy e Cláudia Eboli, pela orientação neste projeto e pelos ensinamentos durante toda a faculdade.

Aos amigos da faculdade, pelo incentivo e apoio durante os anos de faculdade.

RESUMO

Este projeto final tem como objetivo demonstrar a aplicabilidade da análise de confiabilidade no dimensionamento de estruturas.

A análise de confiabilidade é uma ferramenta que permite determinar a probabilidade de uma estrutura não atender aos requisitos para os quais foi concebida, durante sua vida útil, considerando a aleatoriedade das variáveis contidas em seu projeto.

A estrutura em questão é um muro já existente, que terá sua estabilidade analisada a partir do método semi-probabilístico para depois ser otimizado utilizando o mesmo método. Com esta otimização em mãos, será então feita sua análise de confiabilidade.

A partir dos resultados dessa análise, será feita uma nova otimização do muro, desta vez utilizando os princípios da análise de confiabilidade. Esta otimização representa o dimensionamento do muro através da análise de confiabilidade.

Será utilizado o programa MathCad para viabilizar os cálculos necessários para realizar as iterações inerentes ao Método de Monte Carlo, método aqui utilizado para a aplicação da análise de confiabilidade.

1	INTRODUÇÃO	3
1.1	OBJETIVO	3
1.2	DESCRIÇÃO	3
1.3	ORGANIZAÇÃO	3
2	DESCRIÇÃO DO PROJETO	4
2.1	LOCALIZAÇÃO E GEOMETRIA	4
2.2	PARÂMETROS ADOTADOS	8
2.3	CASOS DE CARREGAMENTO	9
2.3.1	CASO DE CARREGAMENTO 1 – FASE CONSTRUTIVA: ETAPA 1 (CCC1)	9
2.3.2	CASO DE CARREGAMENTO 2 – FASE CONSTRUTIVA: ETAPA 2 (CCC2)	9
2.3.3	CASO DE CARREGAMENTO 3 – CONDIÇÕES NORMAIS (CCN)	9
2.3.4	CASO DE CARREGAMENTO 4 – CONDIÇÃO EXCEPCIONAL: ENCHENTE (CCE1)	10
2.3.5	CASO DE CARREGAMENTO 5 – CONDIÇÃO EXCEPCIONAL: SISMO (CCE2)	10
3	PROJETO SEMI-PROBABILÍSTICO INICIAL	11
3.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	11
3.1.1	SEÇÃO TRANSVERSAL	11
3.1.2	CARREGAMENTOS	12
3.1.3	VERIFICAÇÕES	16
3.1.4	DADOS DO MURO	18
3.2	CASOS DE CARREGAMENTO	19
3.2.1	CASO DE CARREGAMENTO 1 – FASE CONSTRUTIVA: ETAPA 1 (CCC1)	19
3.2.2	CASO DE CARREGAMENTO 2 – FASE CONSTRUTIVA: ETAPA 2 (CCC2)	22
3.2.3	CASO DE CARREGAMENTO 3 – CONDIÇÕES NORMAIS (CCN)	25
3.2.4	CASO DE CARREGAMENTO 4 – CONDIÇÃO EXCEPCIONAL: ENCHENTE (CCE1)	30
3.2.5	CASO DE CARREGAMENTO 5 – CONDIÇÃO EXCEPCIONAL: SISMO (CCE2)	35
3.3	RESULTADOS E CONCLUSÃO	38
4	PROJETO SEMI-PROBABILÍSTICO ÓTIMO	40
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	40
4.2	OTIMIZAÇÃO: CONDIÇÕES NORMAIS – DIMENSIONAMENTO PELO TOMBAMENTO	40
4.3	VERIFICAÇÃO: CONDIÇÕES NORMAIS	41
4.3.1	VERIFICAÇÃO À FLUTUAÇÃO	41
4.3.2	VERIFICAÇÃO DE TENSÕES	41
4.4	OTIMIZAÇÃO: CONDIÇÕES NORMAIS – DIMENSIONAMENTO PELAS TENSÕES	41
4.5	VERIFICAÇÃO: CONDIÇÕES NORMAIS	43
4.5.1	VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO	43
4.5.2	VERIFICAÇÃO À FLUTUAÇÃO	43
4.5.3	VERIFICAÇÃO AO DESLIZAMENTO	43
4.6	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO PROJETO ÓTIMO	43
5	CONCEITOS GERAIS DE ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	45

5.1	PROBABILIDADE E DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES	45
5.1.1	DEFINIÇÃO	45
5.1.2	PRINCIPAIS DISTRIBUIÇÕES	46
5.2	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	48
5.2.1	INTRODUÇÃO	48
5.2.2	PROBABILIDADE DE FALHA – FUNÇÃO DE FALHA	48
5.2.3	VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	49
5.2.4	CORRELAÇÃO ENTRE VARIÁVEIS	50
5.2.5	ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	51
5.2.6	MÉTODOS DE ANÁLISE – MÉTODO DE MONTE CARLO	52
6	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DO PROJETO SEMI-PROBABILÍSTICO ÓTIMO	53
6.1	VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	53
6.1.1	PESO ESPECÍFICO DO SOLO	53
6.1.2	COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO	55
6.1.3	NÍVEL D'ÁGUA	56
6.1.4	ACELERAÇÃO SÍSMICA	59
6.2	FUNÇÕES E DOMÍNIOS DE FALHA	60
6.2.1	TOMBAMENTO	61
6.2.2	FLUTUAÇÃO	61
6.2.3	TENSÕES	61
6.2.4	DESLIZAMENTO	62
6.3	RESULTADOS E CONCLUSÃO	62
7	PROJETO BASEADO EM CONFIABILIDADE	64
7.1	OTIMIZAÇÃO: CONDIÇÕES NORMAIS – DIMENSIONAMENTO PELAS TENSÕES	64
7.2	VERIFICAÇÃO: CONDIÇÃO EXCEPCIONAL – SISMO	65
7.2.1	VERIFICAÇÃO DE TENSÕES	65
7.3	CONCLUSÃO	65
8	CONCLUSÃO E SUGESTÕES	66
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67
	APÊNDICES	68

1 Introdução

1.1 Objetivo

Este projeto final tem como objetivo demonstrar a aplicabilidade da análise de confiabilidade no dimensionamento de estruturas. Esta demonstração será feita a partir de um exemplo, uma verificação através da análise de confiabilidade de uma estrutura já existente, o projeto de um muro de aproximação de vertedouro.

1.2 Descrição

O muro analisado é uma estrutura de gravidade, ou seja, seu dimensionamento é apenas em função de sua estabilidade. Para uma estrutura ser considerada estável, esta precisa resistir ao tombamento, à flutuação e ao deslizamento. E é necessário também um estudo das tensões na base do mesmo.

Será feita então uma verificação do projeto já existente em relação à sua estabilidade, por meio do método semi-probabilístico, para então ser feita uma otimização do projeto do muro, utilizando apenas uma variável de projeto, também pelo método semi-probabilístico.

A partir dos resultados obtidos pelo método citado acima, será feita uma análise de confiabilidade do projeto semi-probabilístico já otimizado, para então ser feita uma nova otimização do projeto, desta vez utilizando a análise de confiabilidade como método para o dimensionamento.

1.3 Organização

Aqui será dada uma breve explicação do conteúdo de cada capítulo deste projeto.

Capítulo 2 – Apresenta uma descrição do projeto do Muro “J”, estrutura já existente utilizada como exemplo neste projeto.

Capítulo 3 – Descreve a verificação da estabilidade pelo método semi-probabilístico do Muro “J”.

Capítulo 4 – Descreve a otimização pelo método semi-probabilístico do Muro “J”.

Capítulo 5 – Apresenta os conceitos gerais da análise de confiabilidade.

Capítulo 6 – Descreve a análise de confiabilidade da otimização feita no Capítulo 4.

Capítulo 7 – Descreve a otimização do projeto do Muro “J” utilizando a análise de confiabilidade.

Capítulo 8 – Apresenta as conclusões retiradas do estudo envolvendo as diferentes análises do Muro “J”.

Capítulo 9 – Apresenta a lista bibliográfica utilizada para a composição deste projeto.

2 Descrição do Projeto

Será analisada a estabilidade do Muro de Aproximação do Vertedouro – “J” do Projeto executivo da Usina Hidrelétrica de Anta, um muro de gravidade, e com base nesses resultados será feita uma otimização do mesmo.

O muro tem dois objetivos, um na fase construtiva e um na fase de operação. Durante a fase construtiva da hidrelétrica este muro serve de apoio para uma ensecadeira, objetivando um desvio do rio. Já na fase de operação ele perde parte da ensecadeira e passa a ser um muro de aproximação (por isso sua geometria).

Esta usina faz parte do Aproveitamento Hidrelétrico Simplício – Queda Única (AHE Simplício), projeto este de responsabilidade de FURNAS Centrais Elétricas e desenvolvido pela ENGEVIX ENGENHARIA S.A., que visa gerar energia através do Rio Paraíba do Sul. Este projeto consiste em três trechos distintos: Usina Hidrelétrica de Anta, Obras de Interligação e Usina Hidrelétrica de Simplício.

2.1 Localização e Geometria

O Aproveitamento Hidrelétrico de Simplício – Queda Única está localizado em uma região que abrange os municípios de Três Rios e Sapucaia, no estado do Rio de Janeiro, e Chiador e Além Paraíba, no estado de Minas Gerais.

Os trechos do projeto estão localizados como especificado a seguir:

- Usina de Anta, cerca de 3km a montante da cidade de Anta;
- Obras de Interligação, constituídas por uma série de canais, túneis, diques e reservatórios, localizados ao longo da margem esquerda do rio Paraíba do Sul;
- Usina de Simplício, localizada cerca de 9km a montante da cidade de Além Paraíba.

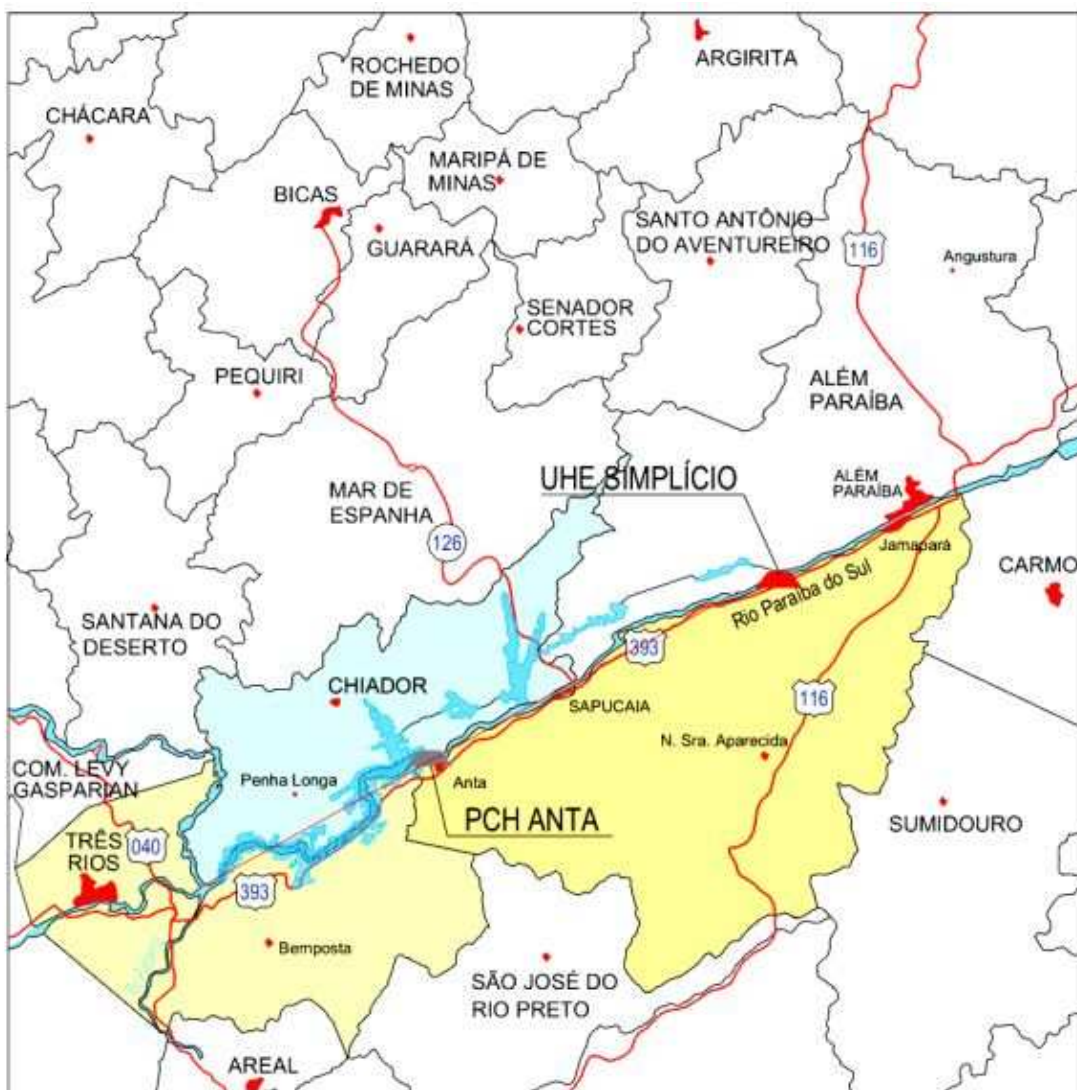


Figura 2.1.a. Mapa da Localização da Hidrelétrica

O muro analisado faz parte da Usina de Anta, como já citado anteriormente, e fica ao lado do vertedouro (Ver figura 2.1.b). O terreno em que esse muro se encontra é um terreno rochoso e está na elevação 231,50 m.

A figura a seguir mostra o arranjo geral do vertedouro (Figura 2.1.b.), e as demais são representações do muro, perspectivas, vistas em planta e seções transversais.

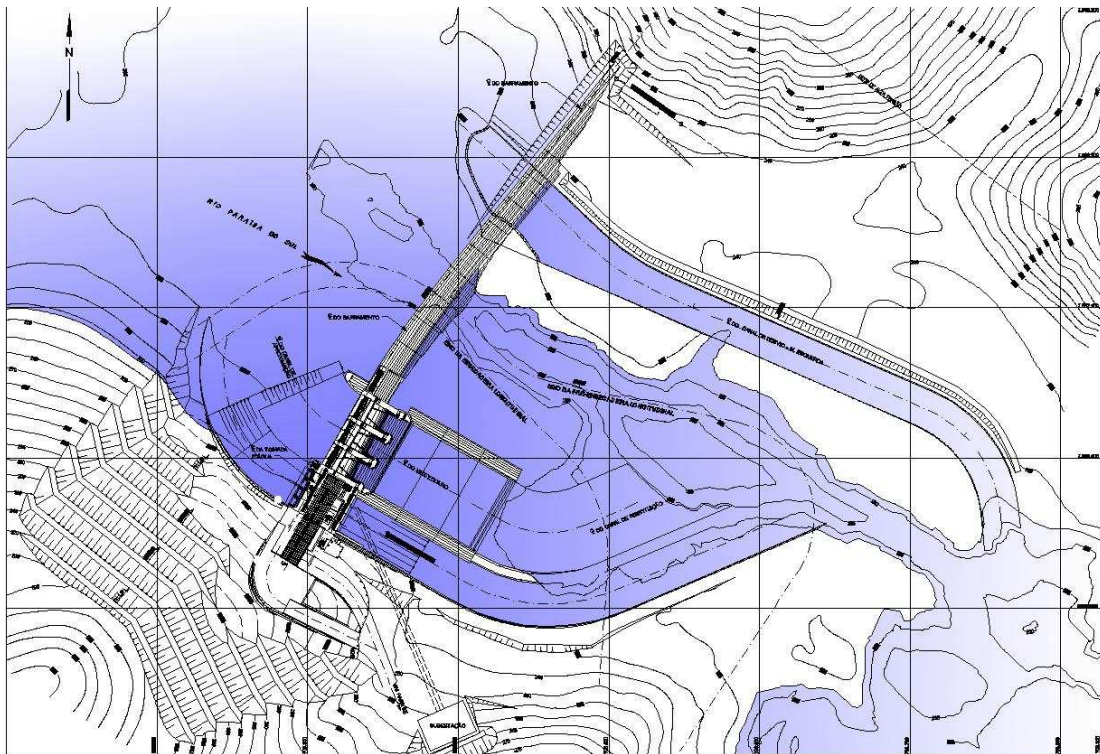


Figura 2.1.b. Arranjo Geral do Vertedouro

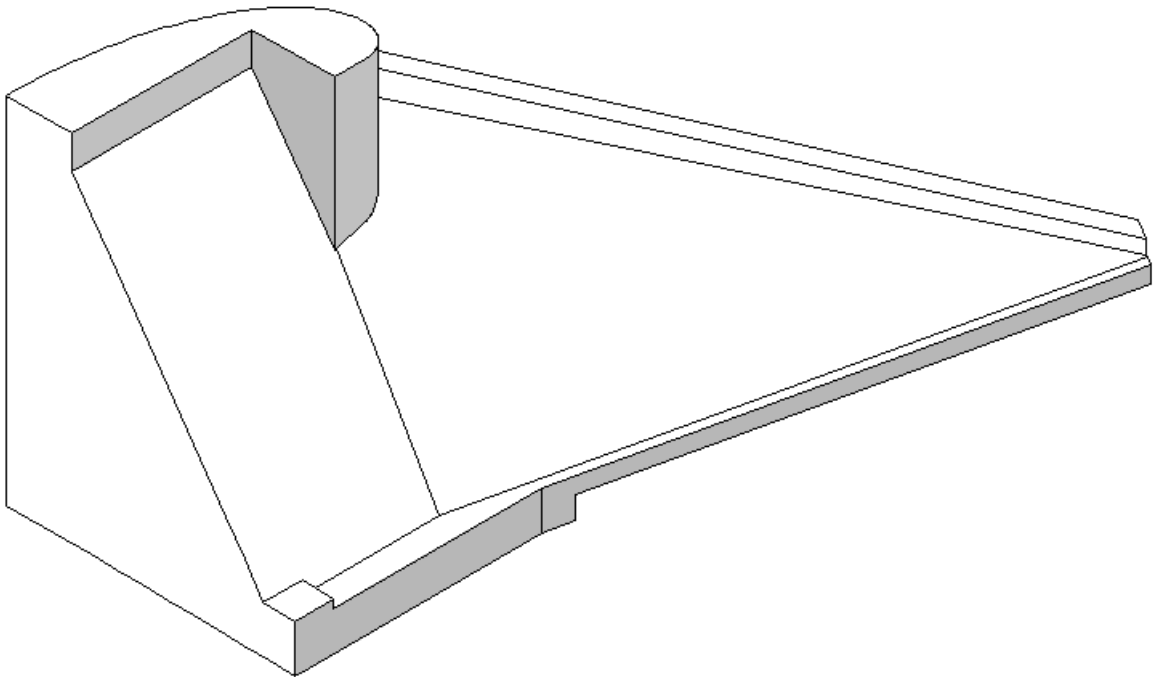


Figura 2.1.c. Perspectiva do Muro "J"

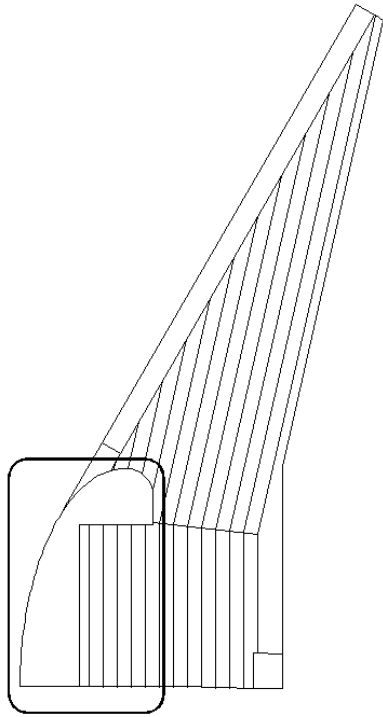


Figura 2.1.d. Vista em Planta

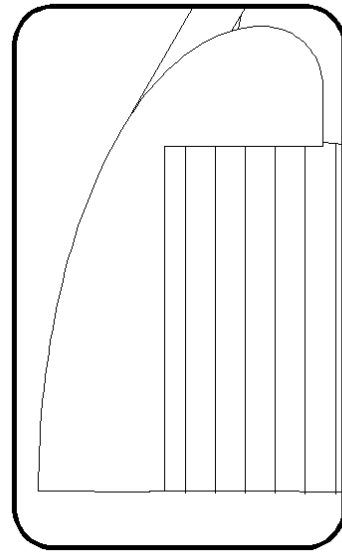


Figura 2.1.e. Detalhe da Vista

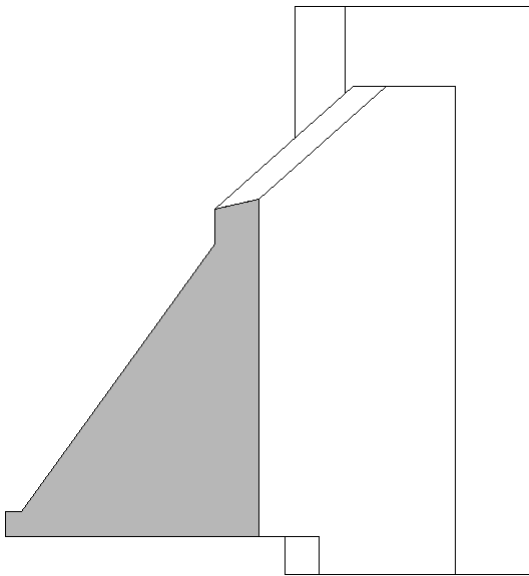


Figura 2.1.f. Vista Frontal

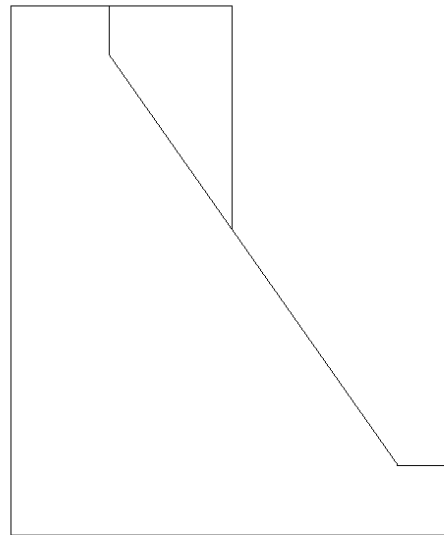


Figura 2.1.g. Vista Lateral Esquerda

2.2 Parâmetros Adotados

Os parâmetros foram adotados em função do Critério de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas da Eletrobrás [7].

Para o dimensionamento do Muro “J”, foram adotados os parâmetros abaixo, parâmetros estes resultantes de ensaios:

- Peso específico do concreto (γ_c): 24 kN/m³;
- Peso específico da ensecadeira (γ_e): 23 kN/m³;
- Peso específico da água (γ_a): 10 kN/m³;
- Ângulo de atrito na fundação concreto – rocha (ϕ): 45°;
- Coesão na fundação concreto – rocha (c): 1,0 MPa;
- Coeficiente de empuxo no repouso (k_0): 0,4;
- Espessura – Faixa de 1m (e): 1m.

Para a análise de estabilidade do muro é preciso respeitar os seguintes fatores de segurança:

Tabela 2.2.a. Fatores de Segurança

Coeficiente de Segurança	Caso de Carregamento		
	Normal	Excepcional	Construção
Flutuação (FSF)	1,3	1,1	1,2
Tombamento (FST)	1,5	1,2	1,3
Deslizamento (FSD)	1,0	1,0	1,0

E serão utilizados os seguintes fatores de redução da resistência por atrito e por coesão FSD_ϕ e FSD_c :

Tabela 2.2.b. Fatores de Redução da Resistência do Atrito e da Coesão

Fatores de Redução	Caso de Carregamento		
	Normal	Excepcional	Construção
$FSD_c (\gamma_c)$	3,0	1,5	2,0
$FSD_\phi (\gamma_\phi)$	1,5	1,1	1,3

Durante a verificação de estabilidade, na região do contato concreto-fundação, sempre que surgirem tensões de tração deverá ser admitida a seção como frágil, pois ocorre um deslocamento da base. Porém para casos de carregamentos normais a base deverá está totalmente comprimida.

Existe também a necessidade de verificar a tensão de compressão máxima na mesma região, e compará-la com a tensão resistente da fundação. Porém, no local onde o Muro “J” será construído a fundação é rochosa, e sua resistência é de 42MPa. Por este valor ser bastante elevado, esta verificação não será levada em consideração.

Para o projeto em questão será estabelecido que não poderá existir descolamento na base do muro para nenhum caso de carregamento, exceto para carregamentos que envolvem aceleração sísmica, já que esta ocorre apenas em uma pequena fração de tempo, o que não é o suficiente para ocorrer uma mobilização da estrutura.

2.3 Casos de Carregamento

O Muro “J”, durante sua vida útil, estará sujeito a situações adversas, o que implica em uma análise não só do caso de carregamento previsto como também de casos de carregamentos extremos e acidentais. Também serão analisadas as cargas atuantes durante sua construção.

2.3.1 Caso de Carregamento 1 – Fase Construtiva: Etapa 1 (CCC1)

Neste primeiro momento, o muro serve apenas de apoio para uma ensecadeira, construída no nível deste ao lado à montante, para a passagem de carros e caminhões de um lado para o outro do vertedouro.

Os carregamentos considerados para a análise serão:

- peso próprio do muro;
- peso próprio da ensecadeira;
- empuxo de terra gerado pela ensecadeira;
- empuxo gerado pela sobrecarga dos carros e caminhões.

2.3.2 Caso de Carregamento 2 – Fase Construtiva: Etapa 2 (CCC2)

Na segunda etapa construtiva, o muro servirá também, além de apoio para a ensecadeira, como uma espécie de barragem para promover um desvio do curso do rio. A massa d’água em contato com o muro atuará no seu lado jusante, no nível 241,50 m.

Os carregamentos considerados para a análise serão os mesmos da Etapa 1 com o acréscimo dos seguintes:

- empuxo d’água;
- subpressão gerada pela massa d’água.

2.3.3 Caso de Carregamento 3 – Condições Normais (CCN)

Esta é a situação prevista de projeto, situação de operação do muro. Nas condições normais teremos um desnível d’água, portanto termos massas d’água tanto a jusante quanto a montante nos níveis 249,30 m e 251,50 m respectivamente.

Aqui já não será mais necessária a ensecadeira anteriormente construída. Porém esta não será completamente removida, será cortada apenas sua parte superior encontrando-se então na elevação 251,00 m. Por estar numa elevação inferior ao nível d’água, esta estará completamente submersa.

Os carregamentos considerados para análise serão:

- peso próprio do muro;
- peso próprio da ensecadeira submersa;
- empuxo de terra gerado pela ensecadeira;
- empuxo d’água dos dois lados;
- subpressão gerada pela massa d’água em ambos os lados.

2.3.4 Caso de Carregamento 4 – Condição Excepcional: Enchente (CCE1)

Esta situação refere-se a uma enchente decamilenar, ou seja, uma enchente que ocorre a cada 10.000 anos. A determinação dos níveis d'água foi feita através dos dados disponíveis no HIDROWEB, Banco de Dados Hidrológicos da Agência Nacional de Águas – ANA, compreendido entre 1930 – 2003.

Nesta situação existirá também um desnível d'água, porém com níveis d'água superiores tanto a jusante quanto a montante, níveis estes 252,00 m e 253,70 m, respectivamente.

Portanto, os carregamentos considerados para análise serão os mesmos do caso normal, considerando os novos níveis d'água.

2.3.5 Caso de Carregamento 5 – Condição Excepcional: Sismo (CCE2)

Para a avaliação da estabilidade do muro com a ocorrência de sismos, serão utilizados os mesmos carregamentos do caso normal, porém levando em consideração esforços inerciais atuando sobre o peso próprio da estrutura.

Será também levada em consideração a força hidrodinâmica causada pela aceleração sísmica da massa d'água.

3 Projeto Semi-Probabilístico Inicial

A expressão estabilidade está associada à ideia de permanência em um determinado estado. Entende-se por estabilidade global de uma estrutura sua capacidade de não sofrer movimentos de corpo rígido tais como deslizamento, tombamento e flutuação.

O Projeto Semi-Probabilístico Inicial é uma verificação da estabilidade do Projeto do Muro “J”.

3.1 Características Gerais

Serão primeiro definidas todos os aspectos do muro para o caso geral, para depois serem definidos esses aspectos para cada caso particular.

3.1.1 Seção Transversal

A seção de análise do muro será uma seção transversal média, com as características definidas a seguir.

Primeiro suas coordenadas em função do sistema de coordenadas x e y.

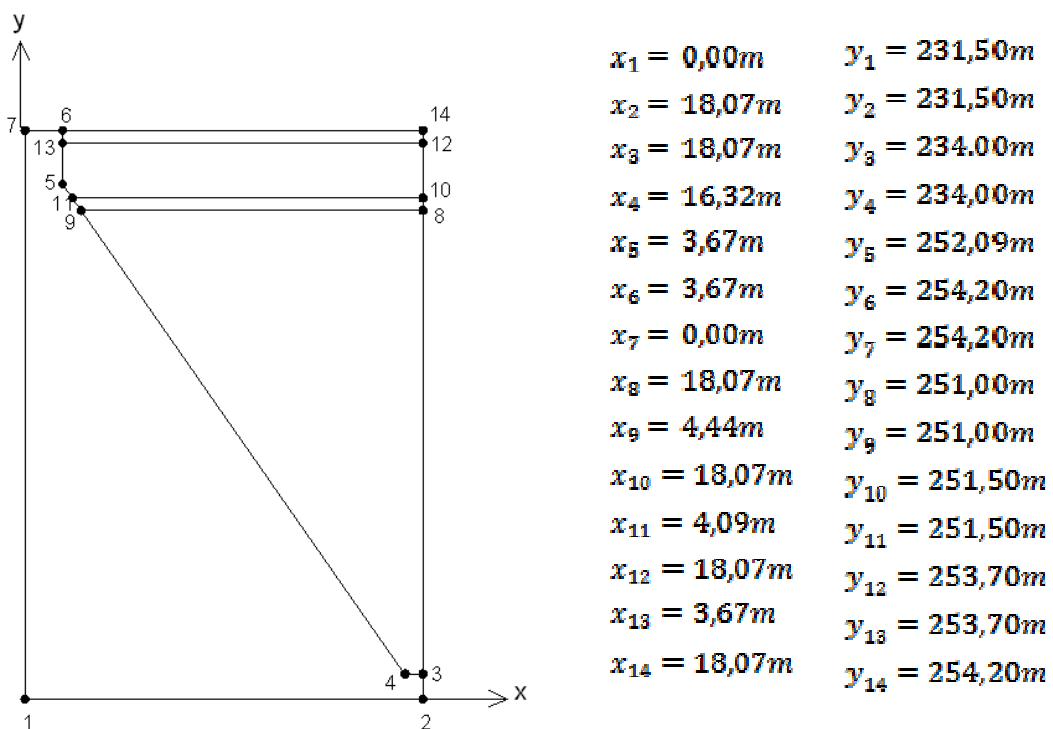


Figura 3.1.1.a. Coordenadas do Muro “J”

E a seguir as cotas do terreno e dos níveis de água jusante e montante do muro para todos os casos de carregamento.

Será considerado como ponto de tombamento T o ponto 1 das coordenadas acima.

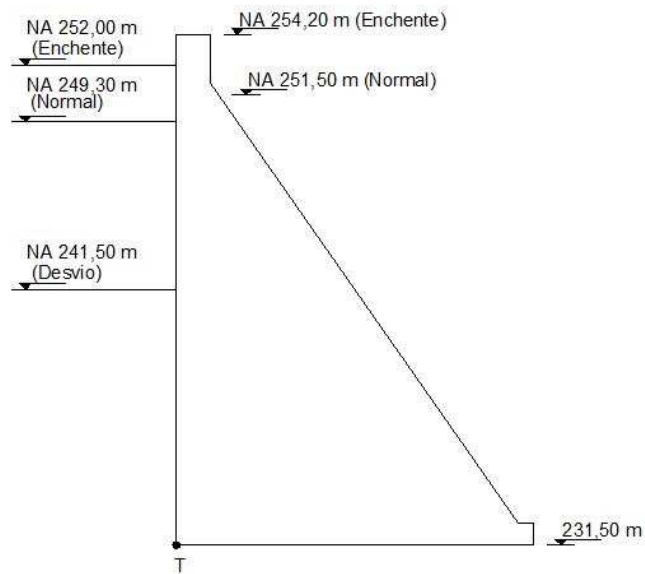


Figura 3.1.1.b. Seção Transversal do Muro “J”

3.1.2 Carregamentos

Aqui serão descritos como os carregamentos mencionados no capítulo 2.3. Casos de Carregamento atuam sobre o Muro “J”.

3.1.2.1 Peso Próprio [7]

O peso próprio é calculado a partir do peso específico do material constituinte da estrutura.

$$P = \gamma \cdot V \quad \text{(Equação 3.1.2.1)}$$

Sendo:

P: Peso próprio da estrutura;

γ : Peso específico do material;

V: Volume da estrutura.

Este esforço atua no centro de gravidade da estrutura, como mostrado abaixo.

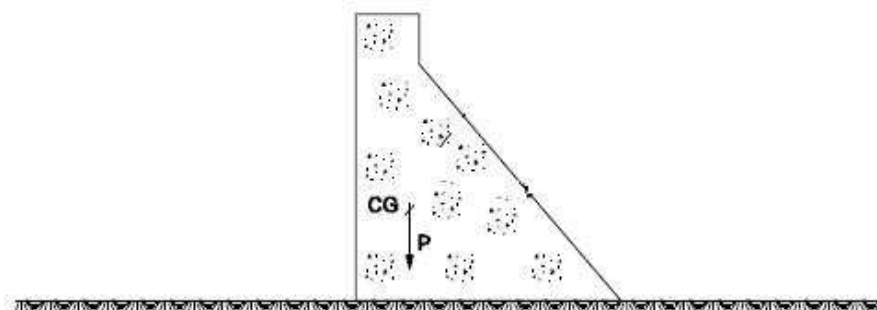


Figura 3.1.2.1. Atuação do Peso Próprio em uma estrutura qualquer

3.1.2.2 Empuxo [9]

A força de empuxo corresponde à área do diagrama de pressões horizontais agindo sobre uma estrutura. Os empuxos atuantes no Muro “J” são todos Empuxos de Terraplenos de Repouso, porém cada um deles precisa ser calculados isoladamente.

O primeiro tipo é o empuxo devido ao enrocamento, no caso devido à ensecadeira, que é formada por enrocamentos. O segundo é um empuxo devido ao efeito de sobrecargas sobre o terrapleno, que seriam os carros e os caminhões. E o terceiro é devido às pressões hidrostáticas ou hidrodinâmicas.

- Empuxo devido à Ensecadeira:

A força de empuxo devido à ensecadeira é calculada a partir das tensões atuantes sobre a estrutura.

$$F_E = \int_0^h E dh = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (\text{Equação 3.1.2.2.a})$$

Onde:

$$E = \sigma_H \quad (\text{Equação 3.1.2.2.b})$$

$$\sigma_H = k_0 \cdot \sigma_V \quad (\text{Equação 3.1.2.2.c})$$

$$\sigma_V = \gamma \cdot h \quad (\text{Equação 3.1.2.2.d})$$

Sendo:

F_E Força de empuxo;

E Empuxo máximo atuante na estrutura;

σ_H Tensões Horizontais atuando na estrutura;

σ_V Tensões Verticais atuando na estrutura;

k_0 Coeficiente de Empuxo no Repouso;

γ Peso Específico do material que provoca o empuxo;

h Altura da camada de material que provoca o empuxo.

- Empuxo devido à Sobrecarga:

O efeito da sobrecarga pode ser considerado como uma altura equivalente h_0 definida abaixo.

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (\text{Equação 3.1.2.2.e})$$

Sendo:

h_0 Altura equivalente;

q Sobrecarga atuante;

γ Peso Específico do material que provoca o empuxo.

Esta nova altura é somada ao empuxo anterior, formando assim um trapézio.

- Empuxo Hidrostático:

A partir do Princípio de Arquimedes temos o empuxo d'água, e a partir deste empuxo, é possível calcular sua força correspondente.

$$E = \gamma \cdot h \quad (\text{Equação 3.1.2.2.f})$$

$$F_E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (\text{Equação 3.1.2.2.g})$$

Sendo:

- F_E Força de empuxo;
- E Empuxo máximo atuante na estrutura;
- γ Peso Específico da água;
- h Nível d'Água.

Como já foi levado em consideração o peso próprio da massa de água e/ou terra que provoca o empuxo, não será levada em consideração nenhuma componente vertical de empuxo, sendo este apenas horizontal e não perpendicular à estrutura.

Também não será considerada a atuação sísmica no empuxo, já que esta seria a favor da segurança.

3.1.2.3 Subpressão [7]

Em fundações contínuas, que é o caso do muro em questão, a subpressão deverá ser admitida como atuando sobre toda a área da base. Na extremidade a montante esta subpressão corresponderá ao empuxo d'água máximo atuando a montante e na extremidade a jusante esta corresponderá numericamente ao empuxo d'água máximo atuando a jusante. Será considerada sua variação de um ponto a outro como contínua.

3.1.2.4 Esforços Inerciais [7]

Para estruturas de Concreto assentes sobre fundações em rocha, deverão ser considerados nos cálculos de estabilidade, os esforços inerciais mínimos de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical, aplicados no centro de gravidade da respectiva estrutura, sendo g o valor da aceleração gravitacional em m/s^2 .

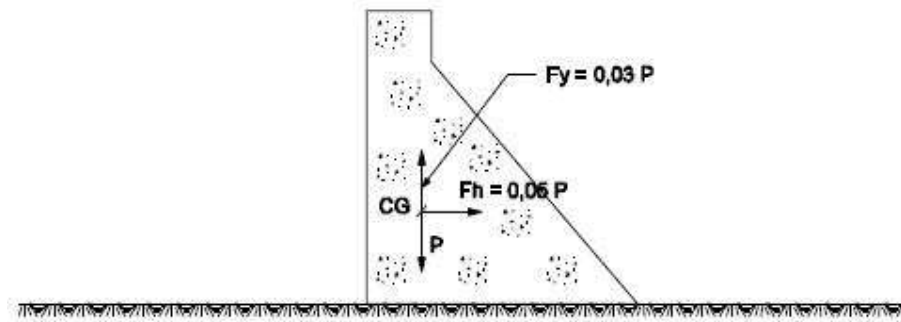


Figura 3.1.2.4. Atuação dos Esforços Inerciais em uma estrutura qualquer para a Região Sudeste do Brasil[7]

3.1.2.5 Força Hidrodinâmica Sísmica [6]

Serão levados em conta apenas a força hidrostática sísmica horizontal. Este esforço é determinado utilizando a fórmula de Zangar, como calculado abaixo.

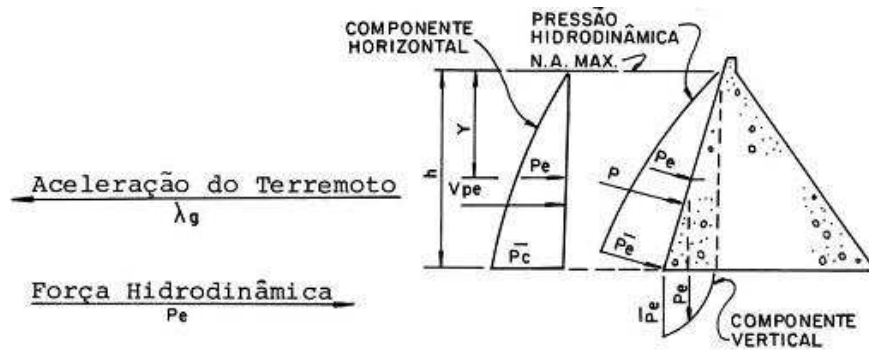


Figura 3.1.2.5.a. Atuação da Força Hidrodinâmica Sísmica em um muro qualquer

O aumento de Pressão Hidrodinâmica, devido à aceleração sísmica, normal a face da barragem, em qualquer profundidade “Y” é dada por:

$$P_s = C \cdot \lambda \cdot \gamma \cdot h \quad (\text{Equação 3.1.2.5.a})$$

Onde:

$$C = \frac{C_m}{2} \cdot \left[\frac{Y}{h} \cdot \left(2 \cdot \frac{Y}{h} \right) + \sqrt{\frac{Y}{h} \cdot \left(2 - \frac{Y}{h} \right)} \right]$$

(Equação 3.1.2.5.b)

Sendo:

- λ relação entre a aceleração sísmica e a aceleração gravitacional;
- C_m coeficiente obtido experimentalmente (ver figura 3.1.2.5.b);
- γ peso específico da água;
- h altura d’água.

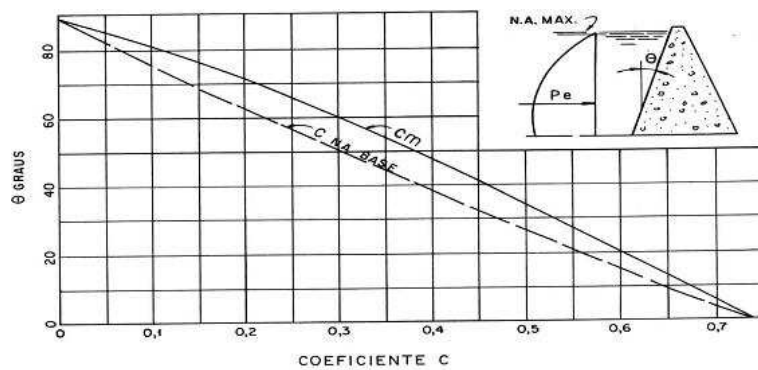


Figura 3.1.2.5.b. Coeficiente C

A força horizontal hidrodinâmica total na estrutura é dada por:

$$Vp_s = 0,726 \cdot P_s^* \cdot h \quad (\text{Equação 3.1.2.5.c})$$

Sendo:

- Pe* aumento de pressão hidrodinâmica na parte mais baixa da estrutura.

O momento da componente horizontal da força hidrodinâmica na base do muro é dado por:

$$Mp_e = 0,299 \cdot P_e^* \cdot h^2 \quad (\text{Equação 3.1.2.5.d})$$

Conhecendo a força horizontal Vp_e e o ângulo θ que o paramento de montante faz com o vertical, calcula-se a força vertical F_v e sua resultante.

3.1.3 Verificações

Para garantir a estabilidade do muro serão feitas verificações quanto aos critérios já definidos, assim como uma verificação das tensões atuantes na base do muro [7].

3.1.3.1 Verificação ao Tombamento:

A verificação ao tombamento consiste na análise dos momentos em relação ao ponto de tombamento. Para cada caso de carregamento serão calculados os momentos resultantes das forças atuantes sobre o muro, e estes momentos serão divididos em duas parcelas.

A primeira parcela, denominada Momento Resistente, consiste da soma de todos os momentos que favorecem a estabilidade do muro enquanto que a segunda, denominada Momento Solicitante, consiste da soma de todos os momentos que favorecem o tombamento do muro, ou seja, desfavorecem sua estabilidade.

O fator de segurança ao tombamento é por definição a relação entre esses dois momentos:

$$FST = M_R / M_S \quad (\text{Equação 3.1.3.1})$$

Sendo M_R o Momento Resistente e M_S o Momento Solicitante.

Seu valor limite varia conforme o caso de carregamento estudado, de acordo com a tabela do capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.1.3.2 Verificação à Flutuação:

A verificação à flutuação consiste na análise das forças verticais atuantes sobre o muro. Para cada caso de carregamento serão calculadas estas forças, que serão também divididas em duas parcelas.

A primeira parcela, denominada Resultante Resistente, consiste da soma de todas as forças que favorecem a estabilidade do muro, ou seja, todas as forças que atuam no sentido da força gravitacional, enquanto a segunda, denominada Resultante Solicitante, consiste da soma de todas as forças que atuam no sentido contrário da força gravitacional, ou seja, desfavorecem sua estabilidade.

O fator de segurança à flutuação é por definição a relação entre essas duas forças:

$$FSF = F_R / F_S \quad (\text{Equação 3.1.3.2})$$

Sendo F_R a Força Resistente e F_S a Força Solicitante.

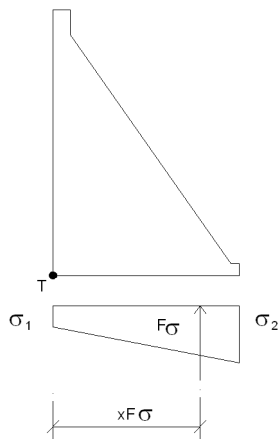
Seu valor limite varia conforme o caso de carregamento estudado, de acordo com a tabela do capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.1.3.3 Verificação de Tensões:

Para verificar-se as tensões é preciso primeiro calcular quais são as tensões atuantes na base do muro. Para cada caso de carregamento serão calculadas essas tensões em função das suas forças resultantes e dos seus momentos atuantes.

Como já explicado no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados, para que o muro seja considerado estável, além de respeitar todos os fatores de segurança, é preciso que todas as tensões sejam compressivas (exceto em casos de carregamento sísmico).

A força resultante destas tensões e o momento em relação ao ponto de tombamento por ela gerada estão calculados abaixo, de acordo com as variáveis especificadas na figura.



Força resultante:

$$F_{\sigma}(\sigma_1, \sigma_2) = \frac{b}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot e$$

(Equação 3.1.3.3.a)

Momento devido à Força Resultante:

$$M_{\sigma}(\sigma_1, \sigma_2) = \frac{b^2}{6} \cdot \sigma_1 \cdot e + \frac{b^2}{3} \cdot \sigma_2 \cdot e$$

(Equação 3.1.3.3.b)

Figura 3.1.3.3. Diagrama de Tensões

Onde:

- F_{σ} Força Resultante das Tensões;
- M_{σ} Momento devido à Força Resultante das Tensões;
- σ_1 Tensão na base do lado jusante;
- σ_2 Tensão na base do lado montante;
- b Base do Muro “J”;
- e Espessura do Muro “J”.

Considerando o Muro “J” um sistema de forças em equilíbrio podemos concluir que seu somatório de forças é igual a zero, assim como o somatório dos momentos em relação a qualquer ponto.

Utilizando as equações da força resultante de tensões e do momento em relação ao ponto de tombamento por ela gerada, juntamente com o conceito de equilíbrio de forças, podemos calcular as tensões atuantes na base do muro da seguinte maneira:

$$\sum F = 0$$

(Equação 3.1.3.3.c)

$$F_R + F_S + F_{\sigma}(\sigma_1, \sigma_2) = 0$$

$$\sum M_T = 0$$

(Equação 3.1.3.3.d)

$$M_R + M_S + M_{\sigma}(\sigma_1, \sigma_2) = 0$$

Sendo que a força resultante de tensões $F\sigma$ seria a reação do solo às forças resistente e solicitante.

3.1.3.4 Verificação ao Deslizamento:

A verificação ao deslizamento consiste na análise das tensões atuantes na interface muro x solo. Para cada caso de carregamento serão calculadas estas tensões, que serão também divididas em duas parcelas.

A primeira parcela, denominada Tensão Resistente, é calculada utilizando o critério de Mohr-Coulomb para solos, enquanto a segunda, denominada Tensão Solicitante, é calculada considerando a hipótese de distribuição constante de tensões.

$$\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan \varphi}{\varphi} \quad (\text{Equação 3.1.3.4.a})$$

$$\tau_S = \frac{F_S}{b \cdot e} \quad (\text{Equação 3.1.3.4.b})$$

Sendo τ_R a Tensão Resistente, τ_S a Tensão Solicitante, F_S a Força Solicitante e os demais parâmetros especificados no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

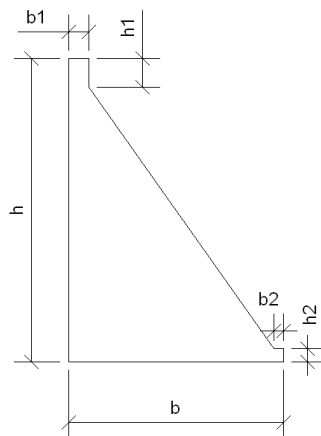
O fator de segurança ao deslizamento é por definição a relação entre essas duas tensões:

$$FSD = \tau_R / \tau_S \quad (\text{Equação 3.1.3.4.c})$$

Seu valor limite varia conforme o caso de carregamento estudado, de acordo com a tabela do capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.1.4 Dados do Muro

A partir das coordenadas e do sistema de eixos mostrados na figura 3.1.1, serão calculadas as propriedades da seção média do muro tais como área, volume e peso, de acordo com as variáveis especificadas na figura abaixo*.



Ponto de Tombamento: $x_T = 0,00m$
 $y_T = 231,50m$

$b = 18,07m$

$h = 22,70m$

$b_1 = 3,67m$

$h_1 = 2,11m$

$b_2 = 1,75m$

$h_2 = 2,50m$

Área: $A = 233,73m^2$

Centro de Gravidade: $x_g = 6,19m$

$y_g = 239,91m$

Volume: $V = 233,73m^3$

Peso: $P = V \cdot \gamma_c = 5610,00kN$

Figura 3.1.4. Seção Média do Muro – Seção de Análise

* Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2 Casos de Carregamento

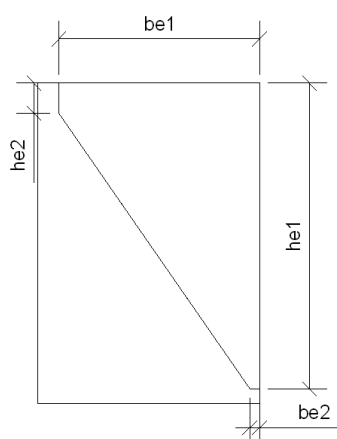
Foi feita aqui uma breve descrição de como foram obtidos os resultados para a verificação semi-probabilística. No Apêndice A é apresentado todo o cálculo, feito no programa MathCad.

3.2.1 Caso de Carregamento 1 – Fase Construtiva: Etapa 1 (CCC1)

3.2.1.1 Cálculos Iniciais

- **Dados da Ensecadeira:**

A partir das coordenadas e do sistema de eixos mostrados na figura 3.1.1, serão calculadas as propriedades da ensecadeira, quando esta encontra-se na mesma elevação do topo da seção média do muro, de acordo com as variáveis especificadas na figura abaixo*.



$$be_1 = 14,40m$$

$$he_1 = 20,20m$$

$$be_2 = 1,75m$$

$$he_2 = 2,11m$$

$$\text{Área: } A_e = 176,46m^2$$

$$\text{Centro de Gravidade: } x_{g_e} = 12,80m$$

$$y_{g_e} = 246,74m$$

$$\text{Volume: } V_e = 176,46m^3$$

$$\text{Peso: } P_e = V_e \cdot \gamma_e = 4060,00kN$$

Figura 3.2.1.1. Seção da Ensecadeira

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.1.2 Cálculo das Forças Atuantes

Os carregamentos aqui descritos serão calculados de acordo com o item 3.1.2. Carregamentos.

- **Empuxo de Terra e Empuxo da Sobrecarga:**

A ensecadeira que se apoia sobre o muro provoca um empuxo de terra no mesmo. Serão calculados abaixo* este empuxo assim como sua força resultante e ponto de aplicação.

Além do empuxo gerado pela ensecadeira, temos também um empuxo gerado pela sobrecarga que atua acima desta. Foi considerado um valor de $q = 10 \text{ kN/m}^2$ para esta sobrecarga. Serão também calculados abaixo* este empuxo assim como sua força resultante e ponto de aplicação.

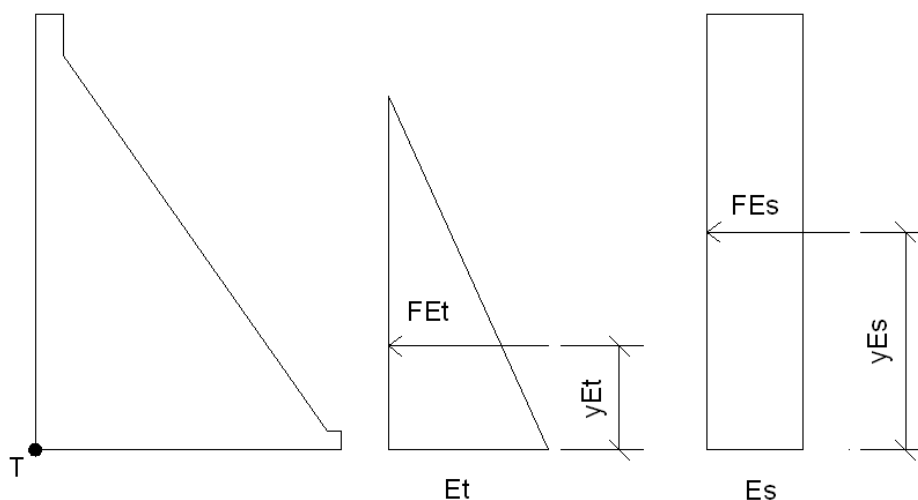


Figura 3.2.1.2. Representação dos Empuxos de Terra e Sobrecarga

Empuxo de Terra:

$$E_t = k_0 \cdot \gamma_e \cdot h$$

$$E_t = 208,84 \frac{kN}{m^2}$$

Empuxo da Sobrecarga:

$$E_s = k_0 \cdot q$$

$$E_s = 4,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{Et} = \frac{E_t \cdot h}{2} \cdot e$$

$$F_{Et} = 2370 kN$$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{Es} = E_s \cdot h \cdot e$$

$$F_{Es} = 90,80 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{Et} = b = 18,07 m$$

$$y_{Et} = \frac{h}{3} = 7,57 m$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

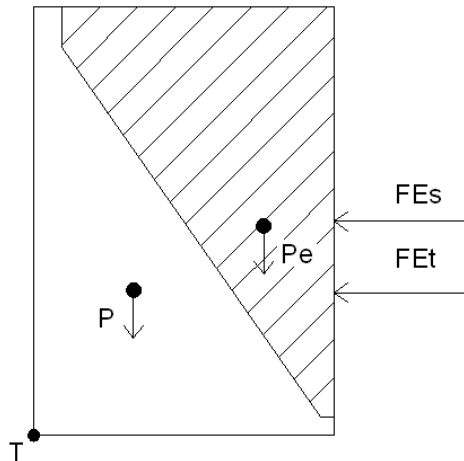
$$x_{Es} = b = 18,07 m$$

$$y_{Es} = \frac{h}{2} = 11,35 m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.1.3 Cálculo dos Momentos Atuantes

As forças calculadas acima, assim como as forças devido ao peso próprio, geram momentos na estrutura. Serão calculados abaixo* os momentos devido às forças em relação ao ponto T de tombamento.



Momento gerado pelo Peso do Muro:

$$M_P = P \cdot x_g$$

$$M_P = 34700 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Peso da Enscadeira:

$$M_{P_e} = P_e \cdot x_{g_e}$$

$$M_{P_e} = 52000 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo de Terra:

$$M_{E_t} = F_{E_t} \cdot y_{E_t}$$

$$M_{E_t} = 17900 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo da Sobrecarga:

$$M_{E_s} = F_{E_s} \cdot y_{E_s}$$

$$M_{E_s} = 1030 \text{ kNm}$$

Figura 3.2.1.3. Diagrama de Forças Aplicadas

*As variáveis não especificados acima encontram-se nos itens 3.2.1.1 e 3.2.1.2.

3.2.1.4 Verificações

As verificações aqui descritas serão executadas de acordo com o item 3.1.3. Verificações.

- **Verificação ao Tombamento:**

Momento Resistente:

$$M_R = M_P + M_{P_e} = 86700 \text{ kNm}$$

Momento Solicitante:

$$M_S = M_{E_t} + M_{E_s} = 19000 \text{ kNm}$$

Fator de Segurança ao Tombamento:

$$F_{ST} = M_R / M_S = 4,57$$

- **Verificação à Flutuação:**

Resultante Resistente:

$$F_R = P + P_e = 9670 \text{ kN}$$

Resultante Solicitante:

$$F_S = 0 \text{ kN}$$

Fator de Segurança à Flutuação:

Não existente.

- **Verificação de Tensões:**

$$\sigma_1 = 896,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = 174,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ambas tensões **compressivas**.

- **Verificação ao Deslizamento:**

Tensão Resistente:
$$\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan \varphi}{\varphi} = 869,38 \frac{kN}{m^2}$$

Tensão Solicitante:
$$\tau_S = \frac{F_{Rt} + F_{Es}}{b \cdot s} = 136,20 \frac{kN}{m^2}$$

Fator de Segurança ao Deslizamento:
$$FSD = \tau_R / \tau_S = 6,38$$

3.2.2 Caso de Carregamento 2 – Fase Construtiva: Etapa 2 (CCC2)

3.2.2.1 Cálculos Iniciais

- **Dados da Ensecadeira:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 1 – Fase Construtiva: Etapa 1, no item 3.2.1.1.

3.2.2.2 Cálculo das Forças Atuantes

Os carregamentos aqui descritos serão calculados de acordo com o item 3.1.2. Carregamentos.

- **Empuxo de Terra:**

Este empuxo é o mesmo já calculado para o Caso de Carregamento 1 – Fase Construtiva: Etapa 1, no item 3.2.1.2.

- **Empuxo da Sobrecarga:**

Este empuxo é o mesmo já calculado para o Caso de Carregamento 1 – Fase Construtiva: Etapa 1, no item 3.2.1.2.

- **Empuxo d'Água:**

O que diferencia a Etapa 2 da Etapa 1 na Fase Construtiva é a existência de uma massa d'água ao lado jusante do muro. Esta massa d'água gera um empuxo d'água e também uma subpressão no mesmo. Serão calculados a seguir* o empuxo d'água assim como sua força resultante e ponto de aplicação.

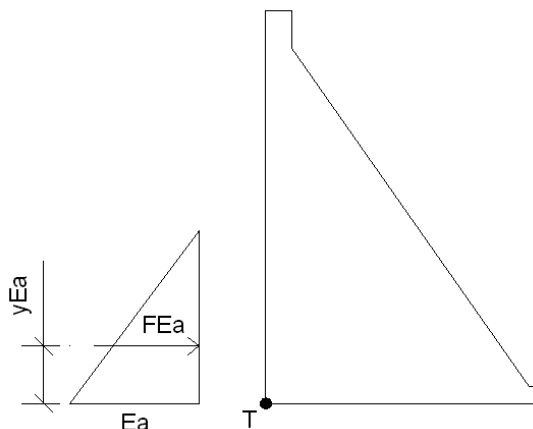


Figura 3.2.2.2.a. Representação do Empuxo d'Água

Nível d'Água:

$$NA = 241,50m$$

Empuxo d'Água:

$$E_a = (NA - y_0) \cdot \gamma_a$$

$$E_a = 100,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{Ea} = \frac{E_a \cdot (NA - y_0)}{2} \cdot e$$

$$F_{Ea} = 500,00kN$$

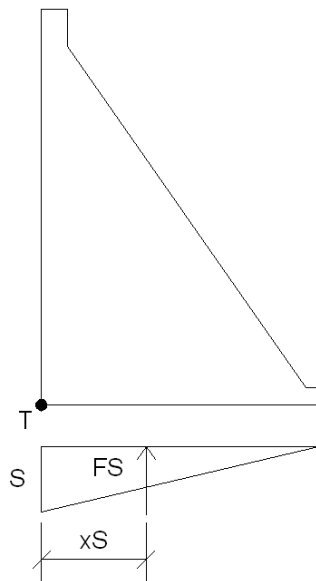
Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{Ea} = 0$$
$$y_{Ea} = \frac{NA - y_0}{3} = 3,33m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

- **Subpressão:**

Como já mencionado acima, a massa d'água atuante ao lado jusante do muro gera uma subpressão no mesmo. Esta subpressão e sua força resultante assim como seu ponto de aplicação serão calculados abaixo*.



Subpressão d'Água:

$$S = E_a$$

$$S = 100,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante da Subpressão:

$$F_s = \frac{S \cdot b}{2} \cdot e$$

$$F_s = 903,50kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_s = \frac{b}{3} = 6,02m$$

$$y_s = y_0 = 3,33m$$

Figura 3.2.2.2.b. Representação da Subpressão

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.2.3 Cálculo dos Momentos Atuantes

As forças calculadas acima, assim como as forças devido ao peso próprio, geram momentos na estrutura. Serão calculados abaixo os momentos devido às forças em relação ao ponto T de tombamento.

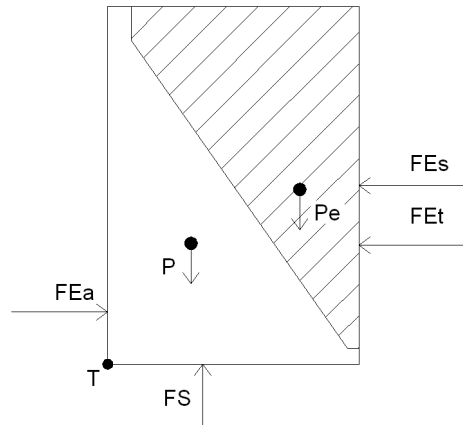


Figura 3.2.1.3. Diagrama de Forças Aplicadas

Momento gerado pelo Peso do Muro:

$$M_P = P \cdot x_g$$

$$M_P = 34700 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Peso da Ensecadeira:

$$M_{Pe} = P_e \cdot x_{g_e}$$

$$M_{Pe} = 52000 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo de Terra:

$$M_{Et} = F_{Et} \cdot y_{Et}$$

$$M_{Et} = 17900 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo da Sobrecarga:

$$M_{Es} = F_{Es} \cdot y_{Es}$$

$$M_{Es} = 1030 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água:

$$M_{Ea} = E_a \cdot y_{Ea}$$

$$M_{Ea} = 1670 \text{ kNm}$$

Momento gerado pela Subpressão:

$$M_S = S \cdot x_S$$

$$M_S = 5440 \text{ kNm}$$

*As variáveis não especificados acima encontram-se nos itens 3.2.1.1 e 3.2.1.2.

3.2.2.4 Verificações

As verificações aqui descritas serão executadas de acordo com o item 3.1.3. Verificações.

- **Verificação ao Tombamento:**

Momento Resistente:

$$M_R = M_P + M_{Pe} + M_{Ea} = 88400 \text{ kNm}$$

Momento Solicitante:

$$M_S = M_{Et} + M_{Es} + M_S = 24400 \text{ kNm}$$

Fator de Segurança ao Tombamento:

$$FST = \frac{M_R}{M_S} = 3,62$$

- **Verificação à Flutuação:**

Resultante Resistente:

$$F_R = P + P_e = 9670 \text{ kN}$$

Resultante Solicitante:

$$F_S = S = 903,50kN$$

Fator de Segurança à Flutuação:

$$FSF = F_R / F_S = 10,70$$

- **Verificação de Tensões:**

$$\sigma_1 = 765,42 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 204,86 \frac{kN}{m^2}$$

Ambas tensões **compressivas**.

- **Verificação ao Deslizamento:**

Tensão Resistente:

$$\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan \varphi}{\varphi} = 834,07 \frac{kN}{m^2}$$

Tensão Solicitante:

$$\tau_S = \frac{F_{Et} + F_{Es} + F_{Ea}}{b \cdot e} = 108,53 \frac{kN}{m^2}$$

Fator de Segurança ao Deslizamento:

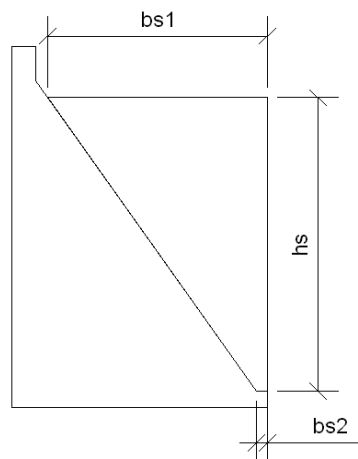
$$FSD = \tau_R / \tau_S = 7,69$$

3.2.3 Caso de Carregamento 3 – Condições Normais (CCN)

3.2.3.1 Cálculos Iniciais

- **Dados da Ensecadeira:**

A partir das coordenadas e do sistema de eixos mostrados na figura 3.1.1, serão calculadas as propriedades da ensecadeira, quando esta encontra-se em sua situação de operação, de acordo com as variáveis especificadas na figura abaixo*.



$$bs_1 = 13,63m$$

$$hs = 17,00m$$

$$bs_2 = 1,75m$$

$$\text{Área: } A_s = 130,73m^2$$

$$\text{Centro de Gravidade: } xg_s = 13,46m$$

$$yg_s = 244,69m$$

$$\text{Volume: } V_s = 130,73m^3$$

$$\gamma_s = \gamma_a - \gamma_a = 13kN/m^3$$

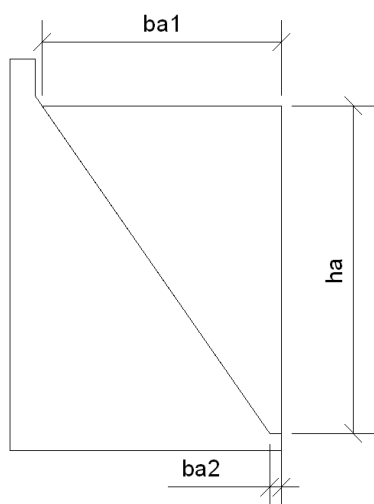
$$\text{Peso: } P_s = V_s \cdot \gamma_s = 1700,00kN$$

Figura 3.2.3.1.a. Seção da Ensecadeira

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

- **Dados da Massa d'Água:**

Como em todas as situações exceto as construtivas teremos massas d'água em ambos os lados, do lado a montante esta massa exerce um peso sobre o muro. Por este motivo serão calculadas também as suas propriedades, de acordo com as variáveis especificadas na figura abaixo* e das coordenadas e do sistema de eixos mostrados na figura 3.1.1.



$$ba_1 = 13,98m$$

$$ha = 17,50m$$

$$ba_2 = 1,75m$$

$$\text{Área: } A_a = 137,64m^2$$

$$\text{Centro de Gravidade: } xg_a = 13,35m$$

$$yg_a = 245,02m$$

$$\text{Volume: } V_a = 137,64m^3$$

$$\text{Peso: } P_a = V_a \cdot \gamma_a = 1380,00kN$$

Figura 3.2.3.1.b. Seção da Massa d'Água

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.3.2 Cálculo das Forças Atuantes

Os carregamentos aqui descritos serão calculados de acordo com o item 3.1.2. Carregamentos.

- **Empuxo da Ensecadeira:**

A ensecadeira que apoia sobre o muro provoca um empuxo de terra no mesmo. Porém agora é preciso considerar o peso específico submerso da ensecadeira, pois esta se encontra abaixo do nível d'água. Serão calculados abaixo* este empuxo assim como sua força resultante e ponto de aplicação.

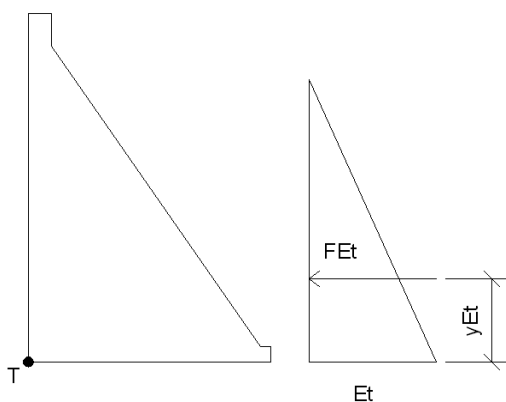


Figura 3.2.3.2.a. Representação do Empuxo de Terra

Empuxo de Terra:

$$E_t = k_Q \cdot (h_s + h_2) \cdot \gamma_s$$

$$E_t = 101,40 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{Et} = \frac{E_t \cdot (h_s + h_2)}{2} \cdot e$$

$$F_{Et} = 988,65 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{Et} = b = 18,07 m$$

$$y_{Et} = \frac{h_s + h_2}{3} = 6,50 m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

• **Empuxo d'Água:**

O empuxo d'água existe agora em ambos os lados do muro, um gerado pela massa d'água a montante o outro pela massa d'água a jusante. Portanto serão calculados abaixo * o empuxo, a força resultante deste e seu ponto de aplicação para ambos os lados: a jusante e a montante.

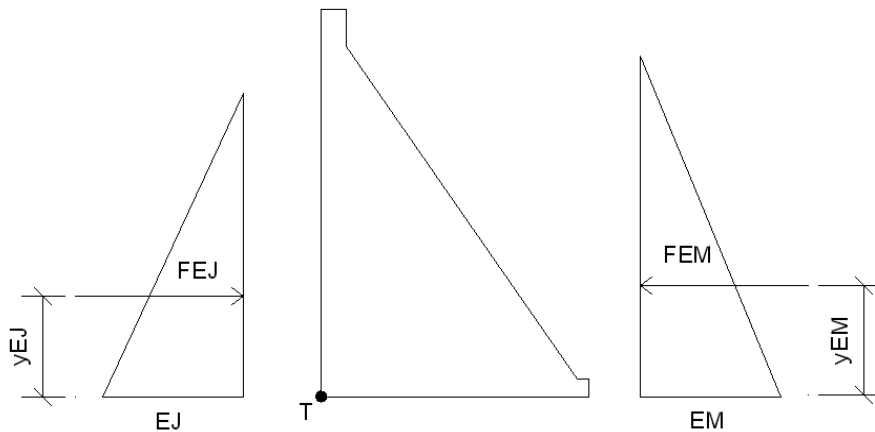


Figura 3.2.3.2.b. Representação do Empuxo d'Água

Nível d'Água a Jusante:

$$NA_J = 249,30 m$$

Empuxo d'Água:

$$E_J = (NA_J - y_0) \cdot \gamma_a$$

$$E_J = 178,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{EJ} = \frac{E_J \cdot (NA_J - y_0)}{2} \cdot e$$

$$F_{EJ} = 1580,00 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{EJ} = 0,00 m$$

$$y_{EJ} = \frac{NA_J - y_0}{3} = 5,93 m$$

Nível d'Água a Montante:

$$NA_M = 251,50 m$$

Empuxo d'Água:

$$E_M = (NA_M - y_0) \cdot \gamma_a$$

$$E_M = 200,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{EM} = \frac{E_M \cdot (NA_M - y_0)}{2} \cdot e$$

$$F_{EM} = 2000,00 kN$$

Ponto de Aplicação da Força

Resultante:

$$x_{EM} = b = 18,07 m$$

$$y_{EM} = \frac{NA_M - y_0}{3} = 6,67 m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

- **Subpressão:**

O mesmo ocorre para a subpressão, teremos uma subpressão relativa a cada nível d'água, tanto a jusante quanto a montante. Ambas as subpressões serão calculadas abaixo*, assim como suas forças resultantes e pontos de aplicação.

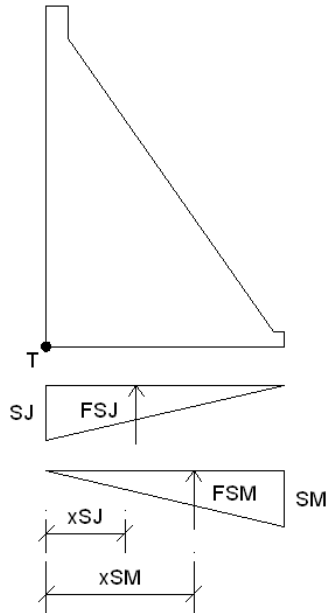


Figura 3.2.3.2.c. Representação da Subpressão

Lado a Jusante:

Subpressão d'Água:

$$S_J = E_J$$

$$S_J = 178,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante da Subpressão:

$$F_{SJ} = \frac{S_J \cdot b}{2} \cdot e$$

$$F_{SJ} = 1610,00 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{SJ} = \frac{b}{3} = 6,02m$$

$$y_{SJ} = 0,00m$$

Lado a Montante:

Subpressão d'Água:

$$S_M = E_M$$

$$S_M = 200,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante da Subpressão:

$$F_{SM} = \frac{S_M \cdot b}{2} \cdot e$$

$$F_{SM} = 1810,00 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{SM} = \frac{2 \cdot b}{3} = 12,05m$$

$$y_{SM} = 0,00m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.3.3 Cálculo dos Momentos Atuantes

As forças calculadas acima, assim como as forças devido ao peso próprio, geram momentos na estrutura. Serão calculados abaixo* os momentos devido às forças em relação ao ponto T de tombamento.

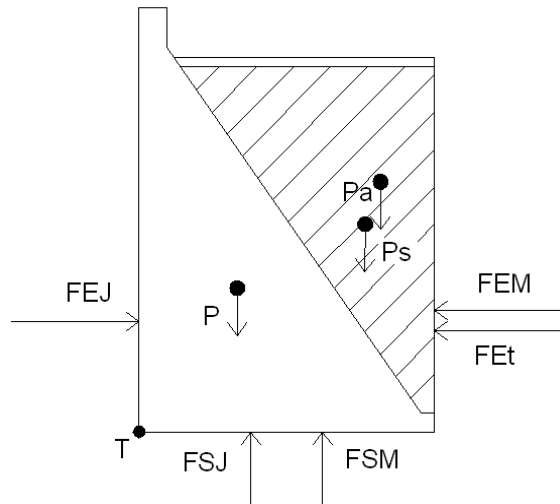


Figura 3.2.3.3. Diagrama de Forças Aplicadas

Momento gerado pelo Peso do Muro:

$$M_P = P \cdot x_g$$

$$M_P = 34700 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Peso da Ensecadeira:

$$M_{Ps} = P_s \cdot x_{gs}$$

$$M_{Ps} = 22900 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Peso da Massa d'Água a Montante:

$$M_{Pa} = P_a \cdot x_{ga}$$

$$M_{Pa} = 18400 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo de Terra:

$$M_{Et} = F_{Et} \cdot y_{Et}$$

$$M_{Et} = 6430 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água a Jusante:

$$M_{EJ} = F_{EJ} \cdot y_{EJ}$$

$$M_{EJ} = 9400 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água a Montante:

$$M_{EM} = F_{EM} \cdot y_{EM}$$

$$M_{EM} = 13300 \text{ kNm}$$

Momento gerado pela Subpressão a Jusante:

$$M_{SJ} = S_J \cdot x_{SJ}$$

$$M_{SJ} = 9690 \text{ kNm}$$

Momento gerado pela Subpressão a Montante:

$$M_{SM} = S_M \cdot x_{SM}$$

$$M_{SM} = 21800 \text{ kNm}$$

*As variáveis não especificados acima encontram-se nos itens 3.2.1.1 e 3.2.1.2.

3.2.3.4 Verificações

As verificações aqui descritas serão executadas de acordo com o item 3.1.3. Verificações.

- **Verificação ao Tombamento:**

Momento Resistente: $M_R = M_P + M_{Ps} + M_{Pa} + M_{EJ} = 85400kNm$

Momento Solicitante: $M_S = M_{Et} + M_{EM} + M_{SJ} + M_{SM} = 51200kNm$

Fator de Segurança ao Tombamento:

$$FST = M_R / M_S = 1,67$$

- **Verificação à Flutuação:**

Resultante Resistente: $F_R = P + P_s + P_a = 8690kN$

Resultante Solicitante: $F_S = S_J + S_M = 3420kN$

Fator de Segurança à Flutuação: $FSSF = F_R / F_S = 2,54$

- **Verificação de Tensões:**

$$\sigma_1 = 538,91 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 44,91 \frac{kN}{m^2}$$

Ambas tensões **compressivas**.

- **Verificação ao Deslizamento:**

Tensão Resistente: $\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan \varphi}{\varphi} = 501,87 \frac{kN}{m^2}$

Tensão Solicitante: $\tau_S = \frac{F_{Et} + E_M + E_J}{b \cdot s} = 77,72 \frac{kN}{m^2}$

Fator de Segurança ao Deslizamento: $FSD = \tau_R / \tau_S = 6,46$

3.2.4 Caso de Carregamento 4 – Condição Excepcional: Enchente (CCE1)

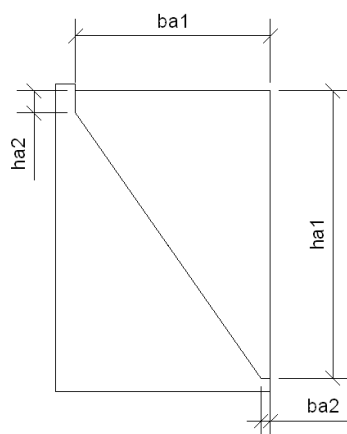
3.2.4.1 Cálculos Iniciais

- **Dados da Ensecadeira:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

- **Dados da Massa d'Água:**

Como nas Condições Normais, no caso de enchente também teremos massas d'água em ambos os lados, porém com níveis d'água superiores. Abaixo* serão calculadas as novas propriedades da massa d'água de acordo com as variáveis especificadas na figura abaixo* e das coordenadas e do sistema de eixos mostrados na figura 3.1.1.



$$\begin{aligned}
 ba_1 &= 14,40m \\
 ha_1 &= 19,70m \\
 ba_2 &= 1,75m \\
 ha_2 &= 1,61m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Área: } A_a &= 169,26m^2 \\
 \text{Centro de Gravidade: } xg_a &= 12,89m \\
 & \quad yg_a = 246,43m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Volume: } V_a &= 169,26m^3 \\
 \text{Peso: } P_a &= V_a \cdot \gamma_a = 1690,00kN
 \end{aligned}$$

Figura 3.2.4.1. Seção da Massa d'Água

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.4.2 Cálculo das Forças Atuantes

Os carregamentos aqui descritos serão calculados de acordo com o item 3.1.2. Carregamentos.

- **Empuxo da Ensecadeira:**

Este empuxo é o mesmo já calculado para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais, no item 3.2.3.

- **Empuxo d'Água:**

Como no caso anterior, o empuxo d'água existe em ambos os lados do muro, um gerado pela massa d'água a montante o outro pela massa d'água a jusante, porém com níveis d'água superiores. Portanto serão calculados abaixo* os novos empuxos, e força resultante deste e seu ponto de aplicação para ambos os lados: a jusante e a montante.

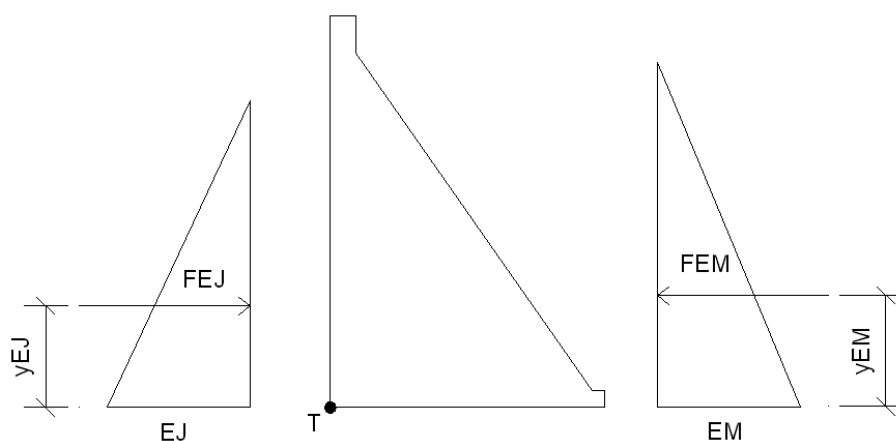


Figura 3.2.4.2.a. Representação do Empuxo d'Água

Nível d'Água a Jusante:
 $NA_J = 252,00m$

Empuxo d'Água:
 $E_J = (NA_J - y_0) \cdot \gamma_a$
 $E_J = 205,00 \frac{kN}{m^2}$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{EJ} = \frac{E_J \cdot (NA_J - y_0)}{2} \cdot e$$

$$F_{EJ} = 2100,00kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{EJ} = 0,00m$$

$$y_{EJ} = \frac{NA_J - y_0}{3} = 6,83m$$

Nível d'Água a Montante:
 $NA_M = 253,70m$

Empuxo d'Água:
 $E_M = (NA_M - y_0) \cdot \gamma_a$
 $E_M = 222,00 \frac{kN}{m^2}$

Força Resultante do Empuxo:

$$F_{EM} = \frac{E_M \cdot (NA_M - y_0)}{2} \cdot e$$

$$F_{EM} = 2460,00kN$$

Ponto de Aplicação da Força

Resultante:

$$x_{EM} = b = 18,07m$$

$$y_{EM} = \frac{NA_M - y_0}{3} = 7,40m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

- **Subpressão:**

O mesmo ocorre para a subpressão, teremos uma subpressão relativa a cada nível d'água, tanto a jusante quanto a montante. Ambas as subpressões serão calculadas abaixo*, assim como suas forças resultantes e pontos de aplicação.

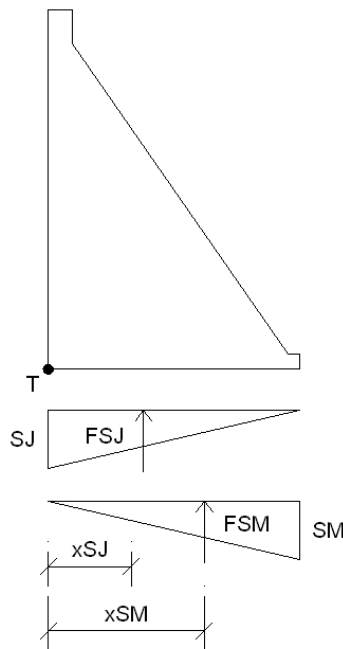


Figura 3.2.4.2.b. Representação da Subpressão

Lado a Jusante:

Subpressão d'Água:

$$S_J = E_J$$

$$S_J = 205,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante da Subpressão:

$$F_{SJ} = \frac{S_J \cdot b}{2} \cdot e$$

$$F_{SJ} = 1850,00 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

$$x_{SJ} = \frac{b}{3} = 6,02m$$

$$y_{SJ} = 0,00m$$

Lado a Montante:

Subpressão d'Água:

$$S_M = E_M$$

$$S_M = 222,00 \frac{kN}{m^2}$$

Força Resultante da Subpressão:

$$F_{SM} = \frac{S_M \cdot b}{2} \cdot e$$

$$F_{SM} = 2010,00 kN$$

Ponto de Aplicação da Força Resultante:

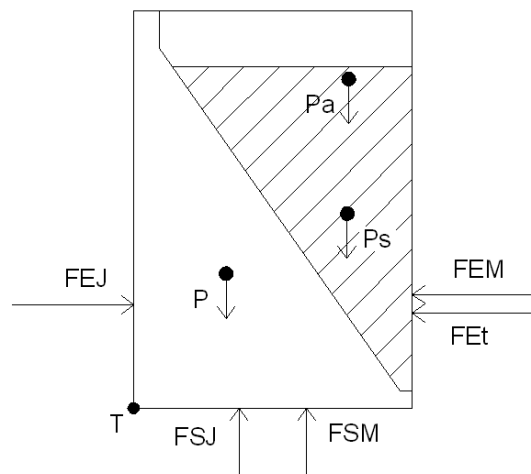
$$x_{SM} = \frac{2 \cdot b}{3} = 12,05m$$

$$y_{SM} = 0,00m$$

*Os parâmetros não especificados acima encontram-se no capítulo 2.2 Parâmetros Adotados.

3.2.4.3 Cálculo dos Momentos Atuantes

As forças calculadas acima, assim como as forças devido ao peso próprio, geram momentos na estrutura. Serão calculados abaixo* os momentos devido às forças em relação ao ponto T de tombamento.

**Figura 3.2.4.3. Diagrama de Forças Aplicadas**

Momento gerado pelo Peso do Muro:

$$M_P = P \cdot x_g$$

$$M_P = 34700 kNm$$

Momento gerado pelo Peso da Ensecadeira:

$$M_{Ps} = P_s \cdot x_{gs}$$

$$M_{Ps} = 22900 kNm$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água a Jusante:

$$M_{EJ} = F_{EJ} \cdot y_{EJ}$$

$$M_{EJ} = 14400 kNm$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água a Montante:

$$M_{EM} = F_{EM} \cdot y_{EM}$$

$$M_{EM} = 18200 kNm$$

Momento gerado pelo Peso da Massa d'Água a Montante:

$$M_{Pa} = P_a \cdot x_{g_a}$$
$$M_{Pa} = 21800 \text{ kNm}$$

Momento gerado pela Subpressão a Jusante:

$$M_{SJ} = S_J \cdot x_{SJ}$$
$$M_{SJ} = 11200 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Empuxo de Terra:

$$M_{Et} = F_{Et} \cdot y_{Et}$$
$$M_{Et} = 6430 \text{ kNm}$$

Momento gerado pela Subpressão a Montante:

$$M_{SM} = S_M \cdot x_{SM}$$
$$M_{SM} = 24200 \text{ kNm}$$

*As variáveis não especificados acima encontram-se nos itens 3.2.1.1 e 3.2.1.2.

3.2.4.4 Verificações

As verificações aqui descritas serão executadas de acordo com o item 3.1.3. Verificações.

- **Verificação ao Tombamento:**

Momento Resistente:

$$M_R = M_P + M_{Ps} + M_{Pa} + M_{EJ} = 93800 \text{ kNm}$$

Momento Solicitante:

$$M_S = M_{Et} + M_{EM} + M_{SJ} + M_{SM} = 60000 \text{ kNm}$$

Fator de Segurança ao Tombamento:

$$FST = M_R / M_S = 1,56$$

- **Verificação à Flutuação:**

Resultante Resistente:

$$F_R = P + P_s + P_a = 9000 \text{ kN}$$

Resultante Solicitante:

$$F_S = S_J + S_M = 3860 \text{ kN}$$

Fator de Segurança à Flutuação:

$$FSF = F_R / F_S = 2,33$$

- **Verificação de Tensões:**

$$\sigma_1 = 517,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = 51,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ambas tensões **compressivas**.

- **Verificação ao Deslizamento:**

Tensão Resistente:

$$\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan \varphi}{\varphi} = 913,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tensão Solicitante:

$$\tau_S = \frac{F_{Et} + E_M + E_J}{b \cdot e} = 74,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fator de Segurança ao Deslizamento:

$$FSD = \tau_R / \tau_S = 12,21$$

3.2.5 Caso de Carregamento 5 – Condição Excepcional: Sismo (CCE2)

3.2.5.1 Cálculos Iniciais

- **Dados do Muro:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

- **Dados da Ensecadeira:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

- **Dados da Massa d'Água:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

3.2.5.2 Cálculo das Forças Atuantes

Os carregamentos aqui descritos serão calculados de acordo com o item 3.1.2. Carregamentos.

- **Empuxo da Ensecadeira:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

- **Empuxo d'Água:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

- **Subpressão:**

Estes dados são os mesmos já calculados para o Caso de Carregamento 3 – Condições Normais no item 3.2.3.

- **Esforços Inerciais:**

Como na situação sísmica o muro sofre ações inerciais o peso próprio da estrutura, e das massas de água e de terra que geram peso sobre ele, será decomposto da seguinte maneira: Força Inercial Horizontal (P_x) e Peso Próprio e Força Inercial Vertical no sentido mais desfavorável (P_y).

Muro: $P_x = -0.5 \cdot P = -280,50kN$ (Equação 3.2.5.2.a)

$$P_y = 0,97 \cdot P = 5440,00kN \quad \text{(Equação 3.2.5.2.b)}$$

Ensecadeira: $P_{S_x} = -0.5 \cdot P_s = -85,00kN$

$$P_{S_y} = 0,97 \cdot P_s = 1650,00kN$$

Massa d'Água: $P_{a_x} = -0.5 \cdot P_a = -69,00kN$

$$P_{a_y} = 0,97 \cdot P_a = 1340,00kN$$

- **Força Hidrodinâmica Sísmica:**

Relação entre a aceleração do terremoto e a aceleração gravitacional:

$$\lambda = 0,05$$

Ângulo entre a vertical e o paramento do muro:

$$\theta = 35^\circ$$

Através da Figura 3.1.2.5.b, é calculado o coeficiente C abaixo:

$$C = 0,49$$

Aumento de pressão hidrodinâmica, considerando h como altura da base até o nível d'água:

$$P_s = C \cdot \lambda \cdot \gamma \cdot h = 4,90 \text{ kN/m}^2$$

Força Horizontal Hidrodinâmica:

$$Vp_s = 0,726 \cdot P_s \cdot h = 71,15 \text{ kN/m}$$

Momento gerado pela Força Horizontal acima:

$$Mp_s = 0,299 \cdot P_s \cdot h^2 = 586 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Componentes Horizontal e Vertical da Força Hidrodinâmica:

$$F_x = -Vp_s \cdot e = -71,15 \text{ kN}$$

$$F_y = Vp_s \cdot \tan\theta \cdot e = 49,82 \text{ kN}$$

Ponto de Atuação da Força Hidrodinâmica:

$$x_s = 13,35 \text{ m}$$

$$y_s = y_0 + \frac{Mp_s}{Vp_s} \cdot \cos\theta = 238,25 \text{ m}$$

Sendo x_s calculado a partir da equação do paramento, em função de suas dimensões, citada abaixo:

$$y(x) = -1,43 \cdot x + 13,09 \quad (\text{Equação 3.2.5.2.c})$$

3.2.5.3 Cálculo dos Momentos Atuantes

As forças calculadas acima, assim como as forças devido ao peso próprio, geram momentos na estrutura. Serão calculados abaixo* os momentos devido às forças em relação ao ponto T de tombamento.

Momento gerado pelo Peso do Muro:

$$Mp_x = P_x \cdot y_g$$

$$Mp_x = 2360 \text{ kNm}$$

$$Mp_y = P_y \cdot x_g$$

$$Mp_y = 33700 \text{ kNm}$$

Momento gerado pelo Peso da Ensecadeira:

$$Mp_{sx} = P_{sx} \cdot y_{gs}$$

$$Mp_{sx} = 1120 \text{ kNm}$$

$$M_{p_{sy}} = P_{sy} \cdot x_{g_s}$$

$$M_{p_{sy}} = 22200kNm$$

Momento gerado pelo Peso da Massa d'Água a Montante:

$$M_{p_{ax}} = P_{ax} \cdot y_{g_a}$$

$$M_{p_{ax}} = 933,00kNm$$

$$M_{p_{ay}} = P_{ay} \cdot x_{g_a}$$

$$M_{p_{ay}} = 17900kNm$$

Momento gerado pelo Empuxo de Terra:

$$M_{E_t} = F_{E_t} \cdot y_{E_t}$$

$$M_{E_t} = 6430kNm$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água a Jusante:

$$M_{E_J} = F_{E_J} \cdot y_{E_J}$$

$$M_{E_J} = 9400kNm$$

Momento gerado pelo Empuxo d'Água a Montante:

$$M_{E_M} = F_{E_M} \cdot y_{E_M}$$

$$M_{E_M} = 13300kNm$$

Momento gerado pela Subpressão a Jusante:

$$M_{S_J} = S_J \cdot x_{S_J}$$

$$M_{S_J} = 9690kNm$$

Momento gerado pela Subpressão a Montante:

$$M_{S_M} = S_M \cdot x_{S_M}$$

$$M_{S_M} = 21800kNm$$

Momento gerado pela Força Hidrostática:

$$M_{F_x} = F_x \cdot (y_{E_J} - y_0)$$

$$M_{F_x} = 480,00kNm$$

$$M_{F_y} = F_y \cdot x_s$$

$$M_{F_y} = 665,00kNm$$

* As variáveis não especificados acima encontram-se nos itens 3.2.1.1 e 3.2.1.2.

3.2.5.4 Verificações

As verificações aqui descritas serão executadas de acordo com o item 3.1.3. Verificações.

- **Verificação ao Tombamento:**

Momento Resistente:
$$M_R = M_{F_y} + M_{p_{sy}} + M_{p_{ay}} + M_{E_J} + M_{F_y} = 83800kNm$$

Momento Solicitante:

$$M_S = M_{F_x} + M_{p_{sx}} + M_{p_{ax}} + M_{E_M} + M_{F_x} + M_{E_t} + M_{S_J} + M_{S_M} = 56100kNm$$

Fator de Segurança ao Tombamento:

$$FST = M_R / M_S = 1,49$$

- **Verificação à Flutuação:**

Resultante Resistente:

$$F_R = P_y + P_{sy} + P_{ay} + F_y = 8480 \text{ kN}$$

Resultante Solicitante:

$$F_S = S_J + S_M = 3420 \text{ kN}$$

Fator de Segurança à Flutuação:

$$FSF = F_R / F_S = 2,48$$

- **Verificação de Tensões:**

$$\sigma_1 = 611,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = -51,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sendo a primeira **compressiva** e a segunda **trativa**.

- **Verificação ao Deslizamento:**

Tensão Resistente:

$$\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan \varphi}{\varphi} = 909,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tensão Solicitante:

$$\tau_S = \frac{F_S + F_{EM} + F_{EJ} + F_x + F_y + F_{sx} + F_{sy}}{b \cdot e} = 105,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fator de Segurança ao Deslizamento:

$$FSD = \tau_R / \tau_S = 8,60$$

3.3 Resultados e Conclusão

Os resultados dos casos de carregamentos analisados acima estão resumidos nas tabelas abaixo.

Esta primeira tabela resume todos os fatores de segurança calculados e os compara aos fatores de segurança limites. Sendo valores inferiores ao limite representados em negrito.

Tabela 3.3.a. Tabela de Fatores de Segurança

CASOS	TOMBAMENTO		DESLIZAMENTO		FLUTUAÇÃO	
	FS*	FS*	FS*	FS*	FS*	FS*
	CALCULADO	LIMITE	CALCULADO	LIMITE	CALCULADO	LIMITE
CCC1	4,57	1,30	6,38	1,00	Não Existente	1,20
CCC2	3,62	1,30	7,69	1,00	10,70	1,20
CCN	1,67	1,50	6,46	1,00	2,54	1,30
CCE1	1,56	1,20	12,21	1,00	2,33	1,10
CCE2	1,49	1,20	8,60	1,00	2,48	1,10

*Fator de Segurança

E esta segunda tabela resume as tensões encontradas nos pontos 1 e 2 da base do muro. Sendo valores não admissíveis representados em negrito.

Tabela 3.3.b. Tabela de Tensões

CASOS	Tensão σ_1	Tensão σ_2
CCC1	896,04	174,24
CCC2	765,42	204,86
CCN	538,91	44,91
CCE1	517,72	51,41
CCE2	611,83	- 51,35

Com base nos resultados encontrados, podemos constatar que o dimensionamento do Muro “J” respeita os critérios de estabilidade mencionados nos parâmetros adotados. Todos os fatores de segurança calculados foram superiores aos seus respectivos limites, e todas as tensões encontradas foram compressivas exceto no carregamento que envolve ações sísmicas.

A partir desses dados será feita uma otimização do dimensionamento do Muro “J”.

4 Projeto Semi-Probabilístico Ótimo

Otimizar é transformar uma solução na solução ideal. Isto é feito através do estudo das alternativas possíveis, alternativas estas que serão capazes ou não de introduzir alguma melhoria à nossa situação inicial. Ao concluir este estudo, a alternativa adotada será a que obteve melhores resultados em relação às demais, fazendo com que a situação passe a ser a ideal. Isto não significa que a solução é perfeita, porém é a melhor dentre as possíveis.

Esta definição, pela matemática, ficaria da seguinte maneira: o termo otimização refere-se ao estudo de problemas em que se busca minimizar ou maximizar uma função através da escolha sistemática dos valores das variáveis dentro de um conjunto viável.

O Projeto Semi-Probabilístico Ótimo é uma otimização do Projeto do Muro “J”.

Os cálculos mais detalhados referentes a este capítulo foram feitos utilizando o programa MathCade e encontram-se no Apêndice B deste trabalho.

4.1 Considerações Iniciais

Para otimizar o projeto será utilizada a base do muro como variável de projeto da função a ser minimizada, e serão mantidas todas as demais variáveis.

Os valores relativos ao tombamento foram os que obtiveram resultados mais próximos ao limite, variando apenas de 1,11 a 3,52 vezes o mesmo como mostra a tabela abaixo.

Tabela 4.1. Tabela de Fatores de Segurança ao Tombamento

CASOS	TOMBAMENTO		
	FS* CALCULADO	FS* LÍMITE	RAZÃO = $\frac{FS \text{ calculado}}{FS \text{ limite}}$
CCC1	4,57	1,30	3,52
CCC2	3,62	1,30	2,78
CCN	1,67	1,50	1,11
CCE1	1,56	1,20	1,30
CCE2	1,49	1,20	1,24

*Fator de Segurança

Com base nesses resultados admite-se que a situação mais desfavorável seja o caso CCN para o Tombamento, portanto será este o caso otimizado. Após a otimização será feita uma nova verificação com os demais casos.

4.2 Otimização: Condições Normais – Dimensionamento pelo Tombamento

Fazendo com que as equações dos Momentos fiquem em função da base b , temos:

Momento Resistente:
$$M_R(b) = M_P(b) + M_{P_s}(b) + M_{P_\alpha}(b) + M_{EJ}$$
 (Equação 4.2.a)

Momento Solicitante:
$$M_S(b) = M_{EM} + M_{Ec} + M_{SJ}(b) + M_{SM}(b)$$
 (Equação 4.2.b)

Intuitivamente percebe-se que para otimizar as funções acima, é necessário diminuir a variável de projeto até que o fator de segurança ao tombamento atinja seu valor limite.

$$FST = M_R(b) / M_S(b) = 1,50$$

(Equação 4.2.c)

Resolvendo a equação acima, temos então o valor otimizado para a variável de projeto:

$$b = 15,09m$$

O que significa uma redução de aproximadamente 17% da base inicial de projeto, $b = 18,07$ m.

4.3 Verificação: Condições Normais

Utilizando o novo valor obtido para a variável de projeto, será feita uma nova verificação da estabilidade, de acordo com o item 3.1.3.

4.3.1 Verificação à Flutuação

Resultante Resistente:

$$F_R = P + P_s + P_a = 7300kN$$

Resultante Solicitante:

$$F_S = S_J + S_M = 2850kN$$

Fator de Segurança à Flutuação:

$$FSF = F_R / F_S = 2,56$$

O fator de segurança encontrado é superior ao limite, portanto a variável de projeto otimizada satisfaz à verificação à flutuação.

4.3.2 Verificação de Tensões

$$\sigma_1 = 629,74 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = -40,28 \frac{kN}{m^2}$$

Sendo primeira **compressiva** e segunda **trativa**.

Como foram obtidas tensões trativas, existe um descolamento da base do muro, o que não é admissível. Portanto, conclui-se que o caso CCN para o tombamento não é a situação mais desfavorável, e sim o caso CCN com as tensões como fator dimensionante.

Será feita uma nova otimização utilizando o caso tensões como dimensionante.

4.4 Otimização: Condições Normais – Dimensionamento pelas Tensões

A otimização a seguir será feita por tentativa e falha. Será feita uma variação do valor da variável de projeto a partir do valor obtido na otimização anterior até o valor do dimensionamento inicial, e então serão calculadas as tensões de acordo com as equações 3.1.3.3.a até 3.1.3.3.d do item 3.1.3.

Os resultados estão apresentados na tabela e no gráfico a seguir:

Tabela 4.4. Tabela de Tensões

Base	Tensão σ_1 *	Tensão σ_2 *
15,09	-629,74	40,28
15,50	-614,27	25,78
16,00	-596,93	9,54
16,10	-593,65	6,47
16,20	-590,43	3,46
16,30	-587,26	0,50
16,31	-586,95	0,21
16,32	-586,63	-0,09
16,33	-586,32	-0,38
16,34	-586,01	-0,67
16,35	-585,70	-0,96
16,40	-584,15	-2,41
16,50	-581,09	-5,27
17,00	-566,56	-18,82
17,50	-553,21	-31,25
18,00	-540,90	-42,68
18,07	-539,26	-44,21

*Valores em negrito são valores admissíveis.

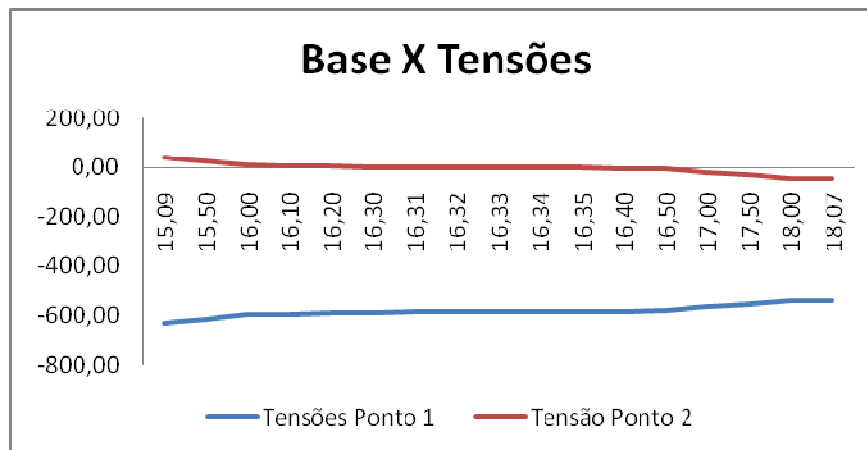


Figura 4.4. Gráfico Base X Tensão

Através dos resultados acima, temos o novo valor da variável de projeto otimizada:

$$b = 16,32m$$

O que significa uma redução de aproximadamente 10% da base inicial de projeto, $b = 18,07$ m.

4.5 Verificação: Condições Normais

Como feito no capítulo 4.3., será feita uma nova verificação da estabilidade.

4.5.1 Verificação ao Tombamento

O novo valor da variável de projeto otimizada satisfaz à verificação ao tombamento, pois este foi satisfeito com o valor anterior da base otimizada.

4.5.2 Verificação à Flutuação

O novo valor da variável de projeto otimizada satisfaz à verificação ao tombamento, pois este foi satisfeito com o valor anterior da base otimizada.

4.5.3 Verificação ao Deslizamento

Tensão Resistente:
$$\tau_R = \frac{c}{\gamma_c} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{\tan\varphi}{\varphi} = 502,71 \frac{kN}{m^2}$$

Tensão Solicitante:
$$\tau_S = \frac{F_{Et} + F_{EM} + F_{EJ}}{b \cdot e} = 86,07 \frac{kN}{m^2}$$

Fator de Segurança ao Deslizamento:
$$FSD = \tau_R / \tau_S = 5,84$$

O fator de segurança encontrado é superior ao limite, portanto a variável de projeto otimizada satisfaz à verificação ao deslizamento.

4.6 Análise de Estabilidade do Projeto Ótimo

Esta análise será feita seguindo o mesmo roteiro já descrito anteriormente no capítulo 3, portanto aqui serão apresentados apenas os resultados da nova análise.

Como os Fatores de Segurança encontrados para ambos os casos construtivos foram muito superiores aos seus valores limites (superiores a duas vezes o valor limite), será feita apenas a análise dos demais casos.

As tabelas abaixo resumem os resultados dos casos de carregamentos analisados acima.

Esta primeira tabela resume todos os fatores de segurança calculados e os compara aos fatores de segurança limites. Sendo valores inferiores ao limite representados em negrito.

Tabela 4.6.a. Tabela de Fatores de Segurança

CASOS	TOMBAMENTO		DESLIZAMENTO		FLUTUAÇÃO	
	FS*	FS*	FS*	FS*	FS*	FS*
	CALCULADO	LIMITE	CALCULADO	LIMITE	CALCULADO	LIMITE
CCN	1,57	1,50	5,84	1,00	2,55	1,30
CCE1	1,48	1,20	11,04	1,00	2,34	1,10
CCE2	1,41	1,20	7,95	1,00	2,49	1,10

*Fator de Segurança

E esta segunda tabela resume as tensões encontradas nos pontos 1 e 2 da base do muro. Sendo valores inadmissíveis representados em negrito.

Tabela 4.6.b. Tabela de Tensões

CASOS	Tensão σ_1	Tensão σ_2
CCN	586,63	0,09
CCE1	562,89	8,42
CCE2	668,91	- 105,27

Com base nos resultados encontrados, podemos constatar que o dimensionamento do muro a partir de sua variável de projeto otimizada, $b = 16,32\text{m}$, respeita todos os critérios de estabilidade mencionados nos parâmetros adotados. Todos os fatores de segurança calculados foram superiores aos seus respectivos limites, e todas as tensões encontradas foram compressivas, exceto no carregamento que envolve ações sísmicas.

A partir desses dados será feita uma análise de confiabilidade do projeto otimizado.

5 Conceitos Gerais de Análise de Confiabilidade

5.1 Probabilidade e Distribuição de Probabilidades

5.1.1 Definição

A probabilidade, associada a conceitos estatísticos, é a possibilidade de um determinado evento ocorrer, dependendo das condições de contorno estabelecidas.

Entende-se por função densidade de probabilidades (“Probability Density Function” – PDF) uma distribuição de probabilidades contínua que satisfaz as seguintes condições:

- $f_x(x) \geq 0$, para qualquer x ; (Equação 5.1.1.a)
- $\int_{-\infty}^{\infty} f_x(x)dx = 1$; (Equação 5.1.1.b)
- $\int_a^b f_x(x)dx = P(a \leq X \leq b)$. (Equação 5.1.1.c)

E por função cumulativa de probabilidades (Cumulative Distribution Function – CDF) a integral de $f_x(x)$ e significa a probabilidade da variável que X assumir valores menores ou iguais a “a”.

$$F_x(a) = \int_{-\infty}^a f_x(x)dx \quad (\text{Equação 5.1.1.d})$$

Ela satisfaz as seguintes condições:

- $F_x(-\infty) = 0$; (Equação 5.1.1.e)
- $0 \leq F_x(x) \leq 1$; (Equação 5.1.1.f)
- $F_x(\infty) = 1$. (Equação 5.1.1.g)

Graficamente essas funções são apresentadas na figura 5.5.1.a, sendo que a primeira representa uma distribuição qualquer e a segunda uma Distribuição Normal.

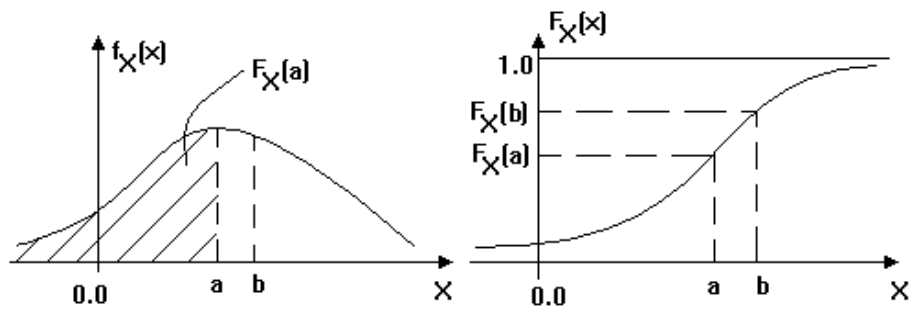


Figura 5.5.1.a. PDF e CDF – Distribuição Qualquer

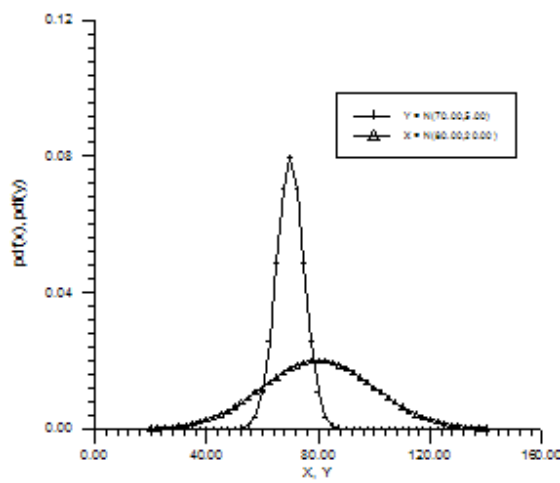


Figura 5.5.1.b. PDF - Distribuição Normal

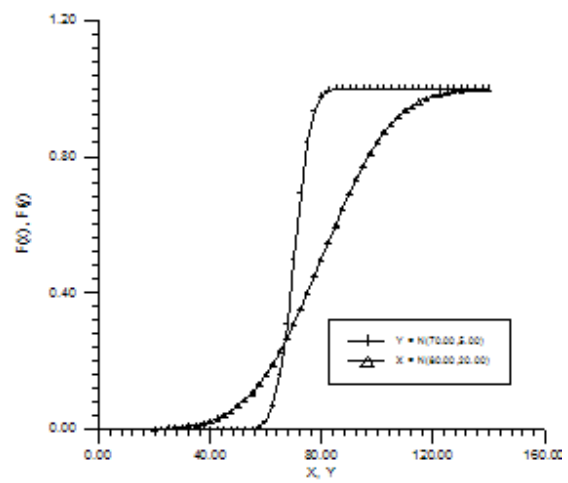


Figura 5.5.1.c. CDF - Distribuição Normal

5.1.2 Principais Distribuições

As principais distribuições são as Distribuições Normal e Log-Normal. Também muito usada é a Distribuição Gumbel, uma distribuição de probabilidades de valores extremos, ou seja, uma nova distribuição ajustada para uma distribuição de probabilidades para amostras de valores extremos observados.

A tabela a seguir mostra as distribuições mais usadas, sendo que as últimas 4 são distribuições de probabilidades de valores extremos.

Distribuição	$f_x(x)$, PDF	$F_X(x)$, CDF	$E(X)$, (média)	$\sqrt{\text{Var}(X)}$, (des. padrão)
Normal	$\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$	$\Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$	μ	σ
Lognormal	$\frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi x} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)^2\right)$	$\Phi\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)$	$\exp\left(\lambda + \frac{1}{2}\xi^2\right)$	$E(X)\sqrt{\exp(\xi^2)-1}$
Exponencial	$\lambda \exp(-\lambda x)$	$1 - \exp(-\lambda x)$	$\frac{1}{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda}$
Rayleigh	$\frac{x}{\sigma_R^2} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{\sigma_R}\right)^2\right)$	$1 - \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{\sigma_R}\right)^2\right)$	$\sqrt{\frac{\pi}{2}}\sigma_R$	$\left(\sqrt{2 - \frac{\pi}{2}}\right)\sigma_R$
Uniforme	$\frac{1}{b-a}$	$\frac{x-a}{b-a}$	$\frac{a+b}{2}$	$\frac{b-a}{\sqrt{12}}$
Tipo I (máx.) (Gumbel)	$\alpha \exp(-\alpha(x-u) - \exp(-\alpha(x-u)))$	$\exp(-\exp(-\alpha(x-u)))$	$u + \frac{0.5772}{\alpha}$	$\frac{\pi}{\sqrt{6}\alpha}$
Tipo I (mínimos)	$\alpha \exp(\alpha(x-u) - \exp(\alpha(x-u)))$	$1 - \exp(-\exp(\alpha(x-u)))$	$u - \frac{0.5772}{\alpha}$	$\frac{\pi}{\sqrt{6}\alpha}$
Tipo II (máximos)	$\frac{k}{v}\left(\frac{v}{x}\right)^{k+1} \exp\left(-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right)$	$\exp\left(-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right)$	$v\Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right)$	$v\left(\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right)\right)^{\frac{1}{2}}$
Tipo III (min.) (Weibull)	$\frac{k}{v}\left(\frac{x}{v}\right)^{k-1} \exp\left(-\left(\frac{x}{v}\right)^k\right)$	$1 - \exp\left(-\left(\frac{x}{v}\right)^k\right)$	$v\Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right)$	$v\left(\Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right)\right)^{\frac{1}{2}}$

Nota: $\Gamma(\)$ é a função Gamma.

Figura 5.1.2. Tabela de Distribuições de Probabilidades

5.2 *Análise de Confiabilidade*

5.2.1 **Introdução**

A Análise de Confiabilidade é uma ferramenta usada para considerar as probabilidades de falha de um projeto através de suas correspondentes distribuições de probabilidade, em sua análise estrutural.

Seu principal objetivo é a avaliação da segurança de uma estrutura, ou a avaliação de que a mesma não falhe em atender aos objetivos para os quais ela foi projetada, durante sua vida útil. Na verdade, sempre existe o risco de a estrutura vir a falhar, porém, ele deve ser mantido em níveis aceitáveis de acordo com os critérios de segurança e economia.

Existem várias aplicações práticas para este conceito, como por exemplo, calibrações de normas de projeto, re-análise de estruturas existentes, revisão de planos de inspeções, avaliação de segurança de novas concepções estruturais, escolhas de alternativas de projeto, entre outras.

No entanto, é importante ressaltar que para que esta análise seja válida, é preciso que os dados estatísticos relacionados ao problema sejam de qualidade, e que exista precisão no modelo matemático utilizado.

Para o estudo em questão será utilizado este mesmo conceito, porém mais específico, denominado Confiabilidade Estrutural. Esta é definida como uma medida da capacidade da estrutura para atender os requisitos de desempenho ao longo de um determinado período de tempo.

5.2.2 **Probabilidade de Falha – Função de Falha**

Probabilidade de falha é definida como sendo a probabilidade de a estrutura não atender aos objetivos para os quais ela fora concebida. Isso acontece devido à existência de incertezas nas variáveis de projeto, como as propriedades mecânicas e geométricas de uma estrutura, os parâmetros de resistência do solo e o valor das cargas aplicadas.

Função de falha é a função de performance do sistema em que a avaliação da probabilidade de falha é baseada para um determinado estudo. As funções de falha são normalmente definidas por:

$$G(X) = R(X) - S(X) \quad \text{(Equação 5.2.2.a)}$$

onde:

X vetor que inclui todas as variáveis aleatórias consideradas na análise;

$R(X)$ a resistência do elemento;

$S(X)$ a solicitação nele aplicada.

Uma nova definição para probabilidade de falha, seria a probabilidade da função de falha assumir valores pertencentes ao domínio de falha, sendo que este domínio é definido por:

$$G(X) \leq 0 \quad (\text{Equação 5.2.2.b})$$

Ou então se a função PDF conjunta das variáveis aleatórias for conhecida, ela pode ser reescrita como:

$$Pf = \int_{G(X) \leq 0} f(x) dx \quad (\text{Equação 5.2.2.c})$$

onde $f(x)$ é a PDF em questão.

Um exemplo de função de falha envolvendo duas variáveis aleatórias é mostrada na figura abaixo:

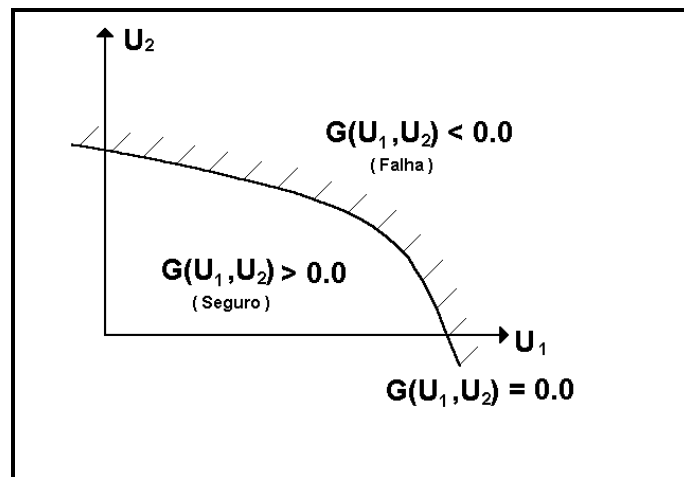


Figura 5.2.2. Função de Falha

5.2.3 Variáveis Aleatórias

Existem dois tipos de variáveis relevantes: as variáveis determinísticas e as variáveis aleatórias. Quando os resultados dos experimentos de um determinado fenômeno são previsíveis, este fenômeno é classificado como determinístico. E quando os resultados não o são, o fenômeno é classificado como aleatório.

No caso de o fenômeno ser aleatório, cada experimento deve ser associado a um valor de probabilidade de ocorrência do seu evento, observando-se que:

- A probabilidade está relacionada com a frequência de ocorrência do evento ao longo de uma seqüência com um grande número de experimentos;
- Ela deverá estar situada entre 0 e 1;
- A soma da probabilidade de todos os possíveis resultados do fenômeno deverá ser igual a 1.

Ao se analisar a última constatação, podemos utilizar uma CDF para estudar casos onde a probabilidade da variável x assumir valores menores ou iguais a um determinado valor.

Uma variável aleatória tem alguns valores característicos que devemos sempre levar em consideração. São eles os seguintes:

- 1) Média (μ_x): é o valor esperado de uma variável aleatória X .
- 2) Variância ($Var(X)$): é a medida da dispersão dos valores da variável em torno da média.
- 3) Desvio Padrão (σ_x): é raiz quadrada da variância.

$$\sigma_x = \sqrt{Var(X)} \quad \text{(Equação 5.2.3.a)}$$

- 4) Coeficiente de Variação (δ_x): é a razão entre o desvio padrão e a média. Este mede de forma adimensional a dispersão dos dados da variável aleatória em torno da média. Coeficientes de variação baixos indicam que os valores da variável aleatória estão distribuídos próximos a média, enquanto que valores altos indicam uma forte dispersão em torno da mesma.

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad \text{(Equação 5.2.3.b)}$$

A qualidade dos resultados da análise de confiabilidade depende principalmente da distribuição adotada para representar cada variável aleatória. Para variáveis aleatórias mais usuais, existem estudos e pesquisas que indicam qual a distribuição adequada para o caso.

Exemplos mais utilizados:

- 1) Propriedades dos Matérias: Distribuição Log-Normal
- 2) Propriedades Geométricas: Distribuição Normal ou Log-Normal
- 3) Carregamentos
 - a) Permanentes: Distribuição Normal
 - b) Variáveis: Extremos da Distribuição Normal (Gumbel, Weibull, entre outros)

5.2.4 Correlação entre Variáveis

A correlação entre variáveis é o termo usado em estudos estatísticos para quando existe relação linear entre elas, ou seja, determina o quanto uma variável interfere no comportamento da outra.

Para medir essa propriedade, é utilizado o coeficiente de correlação que é definido por:

$$\rho_{xy} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad (\text{Equação 5.2.4.a})$$

Onde σ_x e σ_y são respectivamente os desvios padrões das variáveis X e Y, e $Cov(X,Y)$ a covariância entre as duas variáveis, conceito que será definido abaixo.

A covariância entre as variáveis X e Y é definida como:

$$Cov(X,Y) = E(XY) - \mu_x \cdot \mu_y \quad (\text{Equação 5.2.4.b})$$

Onde μ_x e μ_y são respectivamente as médias das variáveis X e Y e $E(XY)$ é o valor esperado do produto XY, definido como:

$$E(XY) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot y \cdot f_{X,Y}(x,y) dx dy \quad (\text{Equação 5.2.4.c})$$

Onde $f_{X,Y}(x,y)$ é a densidade de probabilidade conjunta das variáveis X e Y.

5.2.5 Índice de Confiabilidade

Uma maneira conveniente de representar a confiabilidade estrutural é através do índice de confiabilidade β , um índice de referência, devido à pequena ordem de grandeza da probabilidade de falha. Este índice pode ser definido como indicado a seguir.

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (\text{Equação 5.2.5})$$

onde Φ é a função CDF da variável na distribuição normal padrão e Φ^{-1} sua função inversa.

A figura abaixo representa graficamente o índice de confiabilidade em uma CDF normal padrão.

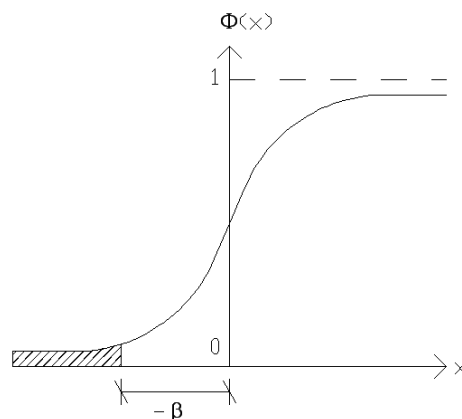


Figura 5.2.5. Curva CDF Padrão Normal com Índice de Confiabilidade

Para estudos no Estado Limite Último, pode-se utilizar a tabela abaixo como base para calcular o β alvo [4].

Tabela 5.2.5. Tabela de Índices de Confiabilidade

1	2	3	4
Custo Relativo de Medida de Segurança	Pequenas Consequências para a Ruína	Consequências Médias para a Ruína	Grandes Consequências para a Ruína
Alto	$\beta = 3,1 (P_F = 10^{-3})$	$\beta = 3,3 (P_F = 5 \times 10^{-4})$	$\beta = 3,7 (P_F = 10^{-4})$
Normal	$\beta = 3,7 (P_F = 10^{-4})$	$\beta = 4,2 (P_F = 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (P_F = 5 \times 10^{-6})$
Baixo	$\beta = 4,2 (P_F = 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (P_F = 5 \times 10^{-6})$	$\beta = 4,7 (P_F = 10^{-6})$

Para os nossos estudos será considerado $\beta = 3,7 (P_F = 10^{-4})$ como alvo.

E importante ressaltar que os valores indicados para a probabilidade de falha da tabela são valores aproximados.

5.2.6 Métodos de Análise – Método de Monte Carlo

Em problemas reais podem existir muitas variáveis atuando simultaneamente. Estas podem ser não-normais e muitas vezes ter uma função de falha complexa. Para isso são empregados métodos alternativos à avaliação analítica, sendo esses métodos numéricos e métodos baseados na simulação de Monte Carlo.

Os métodos numéricos mais conhecidos são o FORM (First Order Reliability Method) e o SORM (Second Order Reliability Method).

O Método de Monte Carlo, método que será utilizado neste trabalho, é um método de fácil compreensão e utilização. É feita uma simulação do sistema físico e/ou matemático a partir da PDF do mesmo, sem que haja necessidade de utilizar funções que descrevam o sistema. A amostra obtida através desta simulação é usada para aproximar a função de interesse.

Em contrapartida, a obtenção desta amostra com boa precisão requer um elevado número de simulações, o que só recentemente com auxílio de programas computacionais avançados foi possível, resultando na sua aplicação em um maior número de problemas.

Para este trabalho será utilizado o programa MathCad para aplicar os conceitos do Método de Monte Carlo.

6 Análise de Confiabilidade do Projeto Semi-Probabilístico

Ótimo

A partir das novas dimensões do muro encontradas no capítulo 3.2, será feita uma análise de confiabilidade do projeto. Será calculado o índice de confiabilidade do projeto, para determinar se este é ou não admissível.

Como os casos construtivos são menos críticos do que os demais, será feita análises apenas para o caso normal e os casos excepcionais.

6.1 Variáveis Aleatórias

Para realizar a análise é preciso primeiro definir quais variáveis são aleatórias dentre todas as variáveis de projeto, para então determinar a PDF associada a cada variável, assim como suas médias e desvios padrão.

As variáveis utilizadas neste projeto são:

- Peso Específico do Solo;
- Coeficiente de Empuxo no Repouso;
- Nível d'Água;
- Aceleração Sísmica.

6.1.1 Peso Específico do Solo

Serão utilizadas as tabelas abaixo para definir os valores característicos da variável aleatória Peso Específico do Solo [4].

Tabela 6.1.1.a. Indicações prévias para características de Solos Não-Coesivos

Tipo de Solo	Densidade	Peso Específico (kN/m ³)	Peso Específico Saturado (kN/m ³)	Ângulo de Atrito (tanφ)	Dureza (MN/m ²)
Pedregulho Bruto	baixa	15-17	19-20	0,65-0,73	150-300
	média	17-18	20-21	0,70-0,83	150-300
	alta	18-20	21-23	0,78-0,90	250-350
Areia, Pedregulho Uniforme	baixa	15-16	19-20	0,58-0,65	30-100
	média	17-18	20-21	0,65-0,73	50-150
	alta	18-19	21-22	0,70-0,83	100-200
Areia, Pedregulho Não-Uniforme	baixa	17-19	20-22	0,57-0,70	30-100
	média	18-20	21-23	0,62-0,75	50-150
	alta	20-21	22-24	0,70-0,85	150-250

Tabela 6.1.1.b. Coeficientes de Variação indicados para características dos solos.

Propriedade do Solo	Coefficiente de Variação
Peso Específico	5-10%
Ângulo de Atrito	10-20%
Coesão Drenada	10-50%
Esforço Cortante Não-Drenado	10-40%
Dureza	20-100%

O solo utilizado para a ensecadeira foi classificado como pedregulho bruto de alta densidade, o que nos fornece uma média, para peso específico saturado, entre 21 e 23 kN/m³ com coeficiente de variação de 5 a 10%.

O mesmo capítulo do JCSS recomenda a utilização da distribuição Log-Normal para o estudo de variáveis relativas a solos.

A partir desses dados será possível gerar uma amostra de valores para a variável peso específico saturado utilizando o Método de Monte Carlo.

- **Média (μ)**

Será considerado o valor médio para o intervalo fornecido na tabela 6.1.1.a.

$$\mu = 22 \text{ kN/m}^3$$

- **Coefficiente de Variação (δ)**

Será considerado o valor médio para o intervalo fornecido na tabela 6.1.1.b.

$$\delta = 8\%$$

- **Desvio Padrão (σ)**

$$\sigma = \mu \cdot \delta = 1,65 \text{ kN/m}^3$$

- **Distribuição Log-Normal**

A partir da tabela distribuições representada na figura 5.1.2, serão calculadas a PDF e CDF da distribuição Log-Normal para a variável peso específico do solo saturado.

Serão calculados abaixo as variáveis necessárias para o cálculo das PDF e CDF referentes à distribuição log-normal[2].

$$\xi = \sqrt{\ln(1 + \delta^2)} = 0,07 \quad \text{(Equação 6.1.1.a)}$$

$$\lambda = \ln(\mu) - \frac{1}{2} \cdot \xi^2 = 3,09 \quad \text{(Equação 6.1.1.b)}$$

Onde λ é o valor esperado de $\ln(X)$ e ξ é seu desvio padrão.

Com o auxílio do programa MathCad foram geradas as curvas PDF e CDF abaixo:

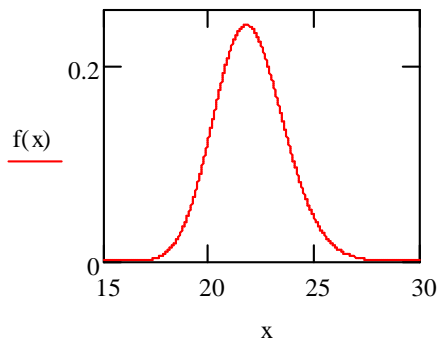


Figura 6.1.1.a. Curva PDF

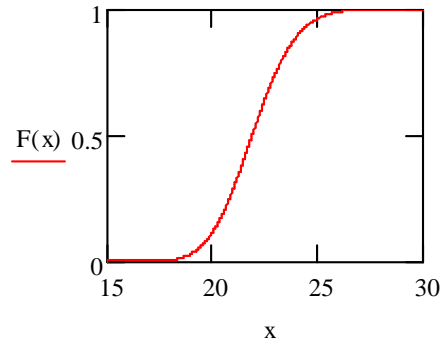


Figura 6.1.1.b. Curva CDF

- **Método de Monte Carlo**

Foi gerada uma amostra de 30.000 valores para o peso específico saturado do solo, e para comprovar a autenticidade desta amostra, foram também calculados a média e o desvio padrão a partir desta amostra.

$$\mu = 22,01 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma = 1,65 \text{ kN/m}^3$$

6.1.2 Coeficiente de Empuxo no Repouso

O coeficiente de empuxo no repouso é calculado a partir da fórmula de Terzaghi para areias e argilas normalmente adensadas [8]:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi) \quad (\text{Equação 6.1.2})$$

Utilizando a fórmula acima e as características dos solos retiradas das tabelas 6.1.1.a e 6.1.1.b, será possível gerar uma amostra de valores para a variável peso específico saturado utilizando o Método de Monte Carlo.

- **Média (μ)**

Será considerado o valor médio para o intervalo fornecido na tabela 6.1.1.a.

$$\mu_\varphi = 39,97^\circ$$

Substituindo o valor acima na fórmula de Terzaghi, temos a média do coeficiente de atrito no repouso.

$$\mu_k = 0,36$$

- **Coeficiente de Variação (δ)**

Será considerado o valor médio para o intervalo fornecido na tabela 6.1.1.b.

$$\delta_\varphi = 15\%$$

Como o coeficiente de atrito no repouso está em função do ângulo de atrito, o coeficiente de variação é o mesmo.

$$\delta_k = 15\%$$

- **Desvio Padrão (σ)**

$$\sigma = \mu \cdot \delta = 0,05$$

- **Distribuição Log-Normal**

A partir da tabela apresentada no ítem 4.1.2, serão calculadas a PDF e CDF da distribuição Log-Normal para a variável peso específico do solo saturado.

Serão calculados abaixo as variáveis necessárias para o cálculo das PDF e CDF referentes à distribuição log-normal.

$$\xi = \sqrt{\ln(1 + \delta^2)} = 0,15$$

$$\lambda = \ln(\mu) - \frac{1}{2} \cdot \xi^2 = -1,03$$

Onde λ é o valor esperado de $\ln(X)$ e ξ é seu desvio padrão.

Com o auxílio do programa MathCad foram geradas as curvas PDF e CDF abaixo:

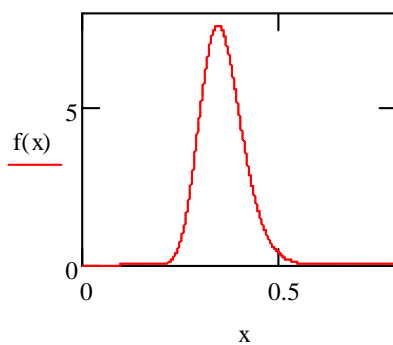


Figura 6.1.1.a. Curva PDF

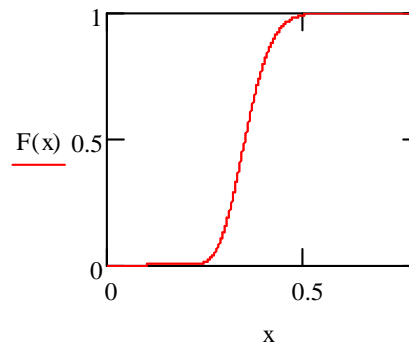


Figura 6.1.1.b. Curva CDF

- **Método de Monte Carlo**

Foi gerada uma amostra de 30.000 valores para o coeficiente de empuxo em repouso do solo, e para comprovar a autenticidade desta amostra, foram também calculados a média e o desvio padrão a partir desta amostra.

$$\mu = 0,36$$

$$\sigma = 0,05$$

6.1.3 Nível d'Água

Para gerar uma amostra dos valores para nível d'gua, será preciso primeiro gerar uma PDF de vazões, já que são estes os dados disponíveis. A partir desta distribuição e do gráfico Cota-Vazão do Vertedouro próximo ao muro, teremos o vetor procurado.

6.1.3.1 Vazões

O estudo probabilístico para determinação das vazões extremas no local do aproveitamento foi elaborado a partir da série de vazões médias diárias do posto Anta G,

obtida a partir dos dados disponíveis no HIDROWEB, Banco de Dados Hidrológicos da Agência Nacional de Águas – ANA, cobrindo o período compreendido entre 1930 - 2003.

A partir desta série, foram selecionadas as vazão máximas médias diárias, considerando o ano hidrológico, definindo-se assim a série de valores máximos anuais, à qual foram aplicadas diversas distribuições probabilísticas. Os testes de aderência indicaram que a distribuição de Gumbel é a mais adequada para a distribuição teórica dos dados, sendo, portanto, adotada nos estudos. Os parâmetros descritores da distribuição estão apresentados a seguir.

- **Média (μ)**

$$\mu = 1992,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Desvio Padrão (σ)**

$$\sigma = 818,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Distribuição Gumbel**

A partir da tabela apresentada no ítem 4.1.2, serão calculadas a PDF e CDF da distribuição Gumbel para a variável vazão.

Serão calculados abaixo as variáveis necessárias para o cálculo das PDF e CDF referentes à distribuição Gumbel [2].

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \frac{1}{\sigma} = 1,57 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Equação 6.1.3.1.a})$$

$$u = \mu - \frac{0,58}{\alpha} = 1,63 \cdot 10^3 \quad (\text{Equação 6.1.3.1.b})$$

Onde α e u são parâmetros utilizados para aproximar uma distribuição de valores extremos.

Com o auxílio do programa MathCad foram geradas as curvas PDF e CDF abaixo:

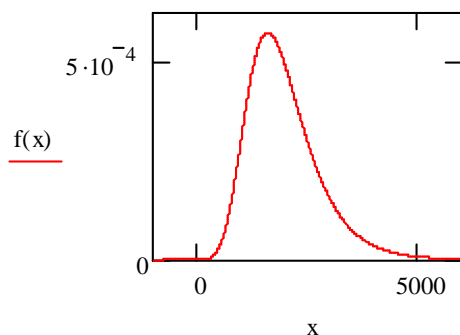


Figura 6.1.3.1.a. Curva PDF

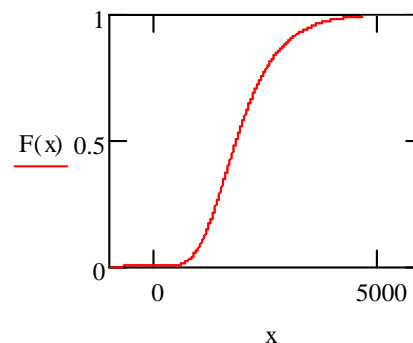


Figura 6.1.3.1.b. Curva CDF

6.1.3.2 Cotas

A partir dos dados do Vertedouro Soleira Livre, vertedouro para o qual o Muro “J” serve de aproximação, foi obtida a seguinte curva para as vazões a Montante e a Jusante, respectivamente.

É importante ressaltar que as curvas abaixo são curvas de um vertedouro portanto existe um grau de controle do nível d’água, mesmo no caso de uma enchente. Isto implica em uma cota máxima limite: a altura do muro.



Figura 6.1.3.2.a. Gráfico Cota X Vazão Montante



Figura 6.1.3.2.b. Gráfico Cota X Vazão Jusante

Utilizando o método de Monte Carlo, foram gerados 30.000 valores de vazão, e através dos gráficos acima foi possível gerar um vetor de níveis d'água a montante e um de níveis d'água a jusante. Com base nesses valores foi calculada a média para ambas as variáveis.

A partir das médias encontradas e do nível d'água decamilenar adotado pela ENGEVIX, serão calculados os desvios padrão para estas variáveis para ajustar os resultados com o limite do nível d'água.

Tabela 6.1.3.2. Médias e Desvios Padrão

Variável	Média	Desvio Padrão
Montante	253,14	0,08322
Jusante	251,44	0,08322

Como o desvio padrão calculado é muito baixo, a variável nível d'água não será considerada como variável aleatória, e sim como determinística. Serão utilizados os níveis médios a montante e a jusante para efetuar os cálculos.

Como ambas as variáveis estão relacionadas ao comportamento do vertedouro, é necessário estudar a correlação entre as duas. Utilizando as equações 5.2.4.a até a 5.2.4.c do item 5.2.4., concluímos que o coeficiente de correlação entre elas é igual a um, ou seja, uma depende linearmente da outra.

6.1.4 Aceleração Sísmica

A variável aleatória no caso sísmico é a aceleração sísmica. Para determinar suas características foi tomado como base um estudo já feito por Santos e Souza Lima, dois professores da UFRJ [10].

Tal estudo consiste na comparação entre o período de recorrência sísmica e a aceleração com que o sismo ocorre. Abaixo encontra-se o gráfico com esta relação para as regiões deste mesmo estudo.

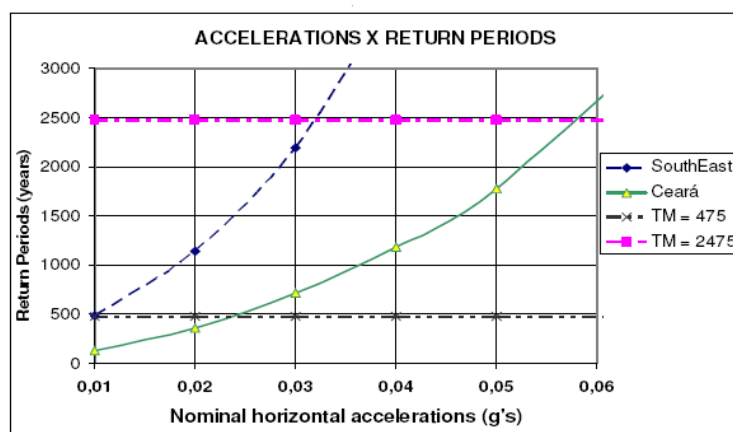


Figura 6.1.4.a. Gráfico Aceleração X Período de Retorno na Região [10]

A partir das curvas obtidas acima, foi feito um ajuste com uma curva de distribuição Gumbel para a região sudeste do Brasil.

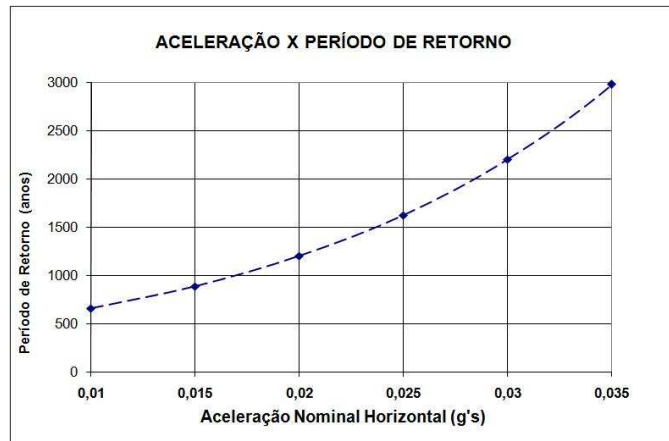


Figura 6.1.4.b. Curva Gumbel de Aproximação do Gráfico Aceleração X Período na Região Sudeste.

Os parâmetros descritores da distribuição estão citados a seguir.

- **Média (μ)**

$$\mu = -0,0874 \text{ m/s}^2$$

- **Desvio Padrão (σ)**

$$\sigma = 0,02116 \text{ m/s}^2$$

- **Distribuição Gumbel**

Com a distribuição Gumbel gerada na figura 6.2.4.b, serão calculadas os parâmetros auxiliares desta curva [2].

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \frac{1}{\sigma} = 60,612$$

$$u = \mu - \frac{0,58}{\alpha} = -0,097$$

Onde α e u são parâmetros utilizados para aproximar uma distribuição de valores extremos.

- **Método de Monte Carlo**

Foi gerada uma amostra de 30.000 valores para a aceleração do sismo.

6.2 Funções e Domínios de Falha

Para cada caso de verificação serão utilizados diferentes funções de falha, funções estas que serão definidas neste capítulo.

6.2.1 Tombamento

Para o tombamento, teremos a seguinte função de falha:

$$g_T(x) = M_R - M_S \quad (\text{Equação 6.2.1.a})$$

Onde:

$g_T(x)$ Função de Falha para o Tombamento;

M_R Momento Resistente ao Tombamento;

M_S Momento Solicitante.

E o seu domínio é definido por:

$$g_T(x) \leq 0 \quad (\text{Equação 6.2.1.b})$$

6.2.2 Flutuação

Para a flutuação, teremos a seguinte função de falha:

$$g_F(x) = F_R - F_S \quad (\text{Equação 6.2.2.a})$$

Onde:

$g_F(x)$ Função de Falha para a Flutuação;

F_R Força Resistente à Flutuação;

F_S Força Solicitante.

E o seu domínio é definido por:

$$g_F(x) \leq 0 \quad (\text{Equação 6.2.2.b})$$

6.2.3 Tensões

As funções de falha para este caso são diferentes das demais, não seguindo o padrão já explicado no item 5.2.2 Probabilidade de Falha – Função de Falha.

Para obter as funções de falha para as tensões, foram utilizadas as equações do item 3.1.3. Verificações, equações da força resultante e seu momento em relação ao ponto de tombamento gerados pelas tensões atuantes na base do muro em conjunto com o somatório de forças e momentos atuando no muro.

$$g_1(x) = \frac{M_R + M_S - \frac{2 \cdot b \cdot (F_R + F_S)}{3 \cdot e}}{0,17 \cdot b^2} \quad (\text{Equação 6.2.3.a})$$

$$g_2(x) = \frac{-2 \cdot (F_R + F_S)}{b \cdot e} - g_1(x) \quad (\text{Equação 6.2.3.b})$$

Onde:

$g_1(x)$ e $g_2(x)$	Funções de Falha para as tensões;
F_R	Força Resistente à Flutuação;
F_S	Força Solicitante;
M_R	Momento Resistente ao Tombamento;
M_S	Momento Solicitante;
b	Base do Muro “J”;
e	Espessura do Muro “J”.

Neste caso, o domínio de falha também é diferente, sendo definido por:

$$g_1(x) \geq 0 \text{ ou } g_2(x) \geq 0 \quad (\text{Equação 6.2.3.c})$$

6.2.4 Deslizamento

Para o deslizamento, teremos a seguinte função de falha:

$$g_D(x) = \tau_R - \tau_S \quad (\text{Equação 6.2.4.a})$$

Onde:

$g_D(x)$	Função de Falha para o Deslizamento;
τ_R	Tensão Resistente ao Deslizamento;
τ_S	Tensão Solicitante.

E o seu domínio é definido por:

$$g_D(x) \leq 0 \quad (\text{Equação 6.2.4.b})$$

6.3 Resultados e Conclusão

Como os casos construtivos estão muito aquém dos limites necessários, estes não foram levados em conta na análise de confiabilidade do muro.

A partir das equações 5.2.2.c. e 5.2.5. descritas no capítulo 5.2 e utilizando a amostra gerada pelo método de Monte Carlo para cada variável e as funções de falha descritas no item 6.2.1., serão calculadas as probabilidades de falha e índices de confiabilidade. Esses cálculos foram feitos utilizando o programa MathCad e encontram-se no Apêndice C deste trabalho.

As tabelas abaixo resumem os resultados. A primeira, Tabela 6.3.a., mostra os valores para as médias (μ) e desvios padrão (σ) de cada função de falha para os casos de carregamento analisados utilizando a base otimizada do muro, $b = 16,32$ m. E a segunda, 6.3.b. mostra os valores encontrados para a probabilidade de falha (Pf) e o índice de confiabilidade (β) para esta mesma situação.

Tabela 6.3.a. Tabela de Médias e Desvios Padrão

CASOS	TOMBAMENTO		FLUTUAÇÃO		TENSÕES				DESLIZAMENTO	
					Tensão 1		Tensão 2			
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
CCN	25700.00	1810.00	4670.00	192.97	-554.00	20.82	-18.00	22.18	169.71	56.76
CCE1	30400.00	1820.00	4820.00	192.22	-486.80	20.82	-103.77	22.18	181.47	58.53
CCE2	26700.00	1850.00	4690.00	193.87	-538.95	20.87	-36.10	23.14	176.73	57.46

Tabela 6.3.b. Tabela de Probabilidades de Falha e Índices de Confiabilidade

CASOS	TOMBAMENTO		FLUTUAÇÃO		TENSÕES		DESLIZAMENTO	
	Pf	β	Pf	β	Pf	β	Pf	β
CCN	0,00000	-	0,00000	-	0,20670	0,82	0,00000	-
CCE1	0,00000	-	0,00000	-	0,00000	-	0,00000	-
CCE2	0,00000	-	0,00000	-	0,05257	1,62	0,00000	-

Os valores em negrito são valores não de acordo com a tabela 5.2.5. do capítulo 5.2.

De acordo com os resultados obtidos, foi constatado que o Projeto Semi-Probabilístico Ótimo do Muro “J” não atende aos critérios definidos para satisfazer a análise de confiabilidade.

Para todos os casos de carregamento analisados foram encontrados índices de confiabilidade menores que o valor limite para a verificação de tensões. De todos os resultados o mais distante do alvo aconteceu no Caso de Carregamento Normal, na verificação das Tensões.

Será feito um projeto baseado em confiabilidade, otimizando a pior situação encontrada (CCN – Tensões) utilizando a mesma variável de projeto do Projeto Semi-Probabilístico e depois será feita uma nova análise de confiabilidade para os demais casos que apresentaram índices de confiabilidade menores que os admissíveis.

7 Projeto Baseado em Confiabilidade

Os cálculos referentes a esta otimização encontram-se no final deste trabalho, no Apêndice D.

7.1 Otimização: Condições Normais – Dimensionamento pelas Tensões

A otimização a seguir será feita por tentativa e falha. Será feita uma variação do valor da variável de projeto a partir do valor obtido na otimização pelo método semi-probabilístico até ser encontrado um índice de confiabilidade satisfatório utilizando as mesmas funções de falha citadas no item 6.2.

Os resultados estão apresentados na tabela e no gráfico a seguir:

Tabela 7.1. Probabilidades de Falha e Índices de Confiabilidade

b	Pf*	β^*
16,32	0,209100	0,81
17,00	0,053267	1,61
18,00	0,002900	2,76
18,07	0,002200	2,85
18,50	0,000367	3,38
18,60	0,000267	3,46
18,70	0,000167	3,59
18,71	0,000133	3,65
18,72	0,000100	3,72
18,73	0,000100	3,72
18,74	0,000100	3,72
18,75	0,000100	3,72
18,80	0,000067	3,82
19,00	0,000067	3,82

*Valores em negrito são valores admissíveis.



Figura 7.1. Base X Índice de Confiabilidade

Portanto, o novo valor para a variável de projeto será:

$$b = 18,72m$$

O que significa um aumento de aproximadamente 4 % da base inicial de projeto, $b = 18,07$ m.

7.2 Verificação: Condição Excepcional – Sismo

As verificações aqui descritas serão executadas seguindo o mesmo roteiro já descrito no capítulo 6, portanto serão apresentados somente seus resultados.

7.2.1 Verificação de Tensões

$$Pf = 0,00$$

$$\beta = 7,80$$

7.3 Conclusão

Com base nos resultados encontrados, podemos constatar que o dimensionamento do muro a partir de sua variável de projeto otimizada, $b = 18,72$ m, corresponde à uma probabilidade de falha inferior à probabilidade de falha adotada como limite.

8 Conclusão e Sugestões

O Muro “J” obteve um resultado admissível para o método semi-probabilístico, sua verificação à estabilidade satisfaz a todos os critérios estabelecidos e sua otimização a partir da variável de projeto em questão determinou uma base um pouco mais estreita para o novo muro. Ou seja, pelo método semi-probabilístico o Muro “J” encontra-se estável com dimensões inferiores às dimensões de projeto.

Já com a aplicação da análise de confiabilidade o resultado não foi tão positivo. A análise de confiabilidade do Muro “J” Otimizado determinou a necessidade de um aumento da variável de projeto para um valor superior ao valor do projeto inicial (projeto existente).

Ao otimizar o muro pela confiabilidade, foi possível obter uma convergência utilizando as tensões no caso normal como dimensionante. Nesta situação, foi encontrado um valor para a base do muro que gere apenas tensões compressivas em sua base.

Portanto, conclui-se que o Muro “J” é um projeto aceitável se analisado pelo método semi-probabilístico, e também um projeto aceitável se analisado pela confiabilidade, pois um aumento de aproximadamente 4% de sua base não é significativo se comparado ao todo.

Como visto no estudo descrito acima, utilizar a análise de confiabilidade como método de dimensionamento é possível, e gera soluções mais próximas da realidade que o método comumente usado (semi-probabilístico).

Para a evolução deste método, será preciso antes estudos mais aprofundados nas curvas probabilísticas de todas as variáveis aleatórias existentes em cada projeto, pois são elas que determinam a real segurança de uma estrutura. Com esse conhecimento em mãos, fica faltando apenas a disseminação deste método para que ele passe a ser comumente implantado no mercado atual de engenharia.

9 Referências Bibliográficas

- [1] GARY C. HART, “Uncertainty Analysis, Loads, and Safety in Structural Engineering”. Prentice Hall Inc., 1982;
- [2] PEC / COPPE / UFRJ, “COC796 - Confiabilidade Estrutural”. 2000;
- [3] EDISON CASTRO PRATES DE LIMA, LUÍS VOLNEI SUDATI SAGRILO – FUNDAÇÃO COPPETEC, “Confiabilidade Estrutural: Métodos Analíticos, Método de Monte Carlo”. 2002;
- [4] JCSS – JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, “The Probabilistic Model Code”. www.jcss.ehthz.ch;
- [5] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, “Gravity Dam Design – Manual No. 1110-2-2200”. Department of the Army, 1995;
- [6] BUREAU OF RECLAMATION, “Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams”;
- [7] ELETROBRÁS, “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”. 2003;
- [8] ORTIGÃO J. A. R., ”Mecânica dos Solos dos Estados Críticos”. 2007;
- [9] Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia Prof. M. Marangon Mecânica dos Solos II;
- [10] SÉRGIO HAMPSHIRE C. SANTOS, SÍLVIO DE SOUZA LIMA, “The New Brazilian Standard for Seismic Design”. The 14th World conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

Apêndices

Cálculos utilizando o programa computacional MathCad.