

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**EFEITO SÍSMICO NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS
GEOTÉCNICAS**

LEONARDO RODRIGUES FERREIRA

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2016

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EFEITO SÍSMICO NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS
GEOTÉCNICAS**

LEONARDO RODRIGUES FERREIRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**RENATO SANTOS PAULINELLI RAPOSO (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 12 de DEZEMBRO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

FERREIRA, LEONARDO RODRIGUES

Efeito sísmico na estabilidade de barragens geotécnicas [Distrito Federal] 2016.

viii, 75 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2015)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Barragem

2. Sismo

3. Estabilidade

4. Brasil

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FERREIRA, LR. (2016). Efeito sísmico na estabilidade de barragens geotécnicas. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-AA004/2016, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 75 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Leonardo Rodrigues Ferreira

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Efeito sísmico na estabilidade de barragens geotécnicas

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Leonardo Rodrigues Ferreira
SQSW 103 Bloco A 601
70.670-301 – Brasília/DF - Brasil

EFEITO SÍSMICO NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS GEOTÉCNICAS

RESUMO

O estudo de como barragens geotécnicas se comportam quando submetidas a esforços sísmicos está se tornando cada vez mais importante para o Brasil. A estabilidade destas barragens pode ser calculada de diferentes formas, sendo a análise pseudo-dinâmica uma das mais utilizadas no País devido à sua simplicidade. Esta análise é uma das implementações feitas ao Método do Equilíbrio Limite, que compara a resistência ao cisalhamento do solo e os esforços em um plano de ruptura. Além disso, como há uma tendência de, cada vez mais, se utilizar métodos de análise de risco, este trabalho também incorpora um método probabilístico de análise de risco, o método das estimativas pontuais. A seção típica utilizada e os parâmetros geotécnicos utilizados foram baseados na barragem de Castanhão, com modificações sugeridas pelo autor, uma vez que este trabalho é estritamente acadêmico e não pretende fazer conclusões sobre a barragem já construída. Conclui-se que a análise tanto pseudo-dinâmica quanto a análise de risco para sismos é de grande importância e deve ser tratada com maior rigor no Brasil, especialmente em barragens localizadas em áreas de maior risco sísmico.

SEISMIC EFFECT ON THE STABILITY OF EARTHFILL AND ROCKFILL DAMS

ABSTRACT

The study of earth and rockfill dams behave when submitted to seismic loads is becoming an important issue in Brazil. The stability of these dams is calculated in different ways, and one of the most used in the country is the pseudo-dynamic one because of its simplicity. This approach is a complement to the Limit Equilibrium Method, which compares the shear resistance of the soil to the loads applied in a rupture surface. With the intention to minimize the risks and eventual damage caused by geotechnical dams' failure, seismic analysis becomes a need. Besides that, as there is a trend of using risk analyses methods, this paper also adds one probabilistic method for risk analyses, the method of point estimates. The typical section and the geotechnical parameters used were based on the Castanhão Dam, with suggested modifications by the author, once this paper is strictly academic and does not intend to conclude anything about the already constructed dam. It is concluded that the pseudo-dynamic and also the risk analysis for seismic effects is very important and should be treated likewise in Brazil, specially in dams located in areas with higher seismic risk.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS.....	1
1.2	ESCOPO DA MONOGRAFIA.....	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1	BRASIL E SISMICIDADE.....	3
2.1.1	CASOS HISTÓRICOS DE SIR EM BARRAGENS BRASILEIRAS.....	12
2.2	ESTABILIDADE DE TALUDES.....	17
2.2.1	FATOR DE SEGURANÇA (FS).....	17
2.2.2	MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE (MEL).....	18
2.2.3	MÉTODOS PSEUDO ESTÁTICOS.....	29
2.2.4	ESTABILIDADE QUANTO À LIQUEFAÇÃO.....	34
2.3	REGULAÇÕES E NORMAS BRASILEIRAS.....	35
3	BARRAGEM DO CASTANHÃO.....	44
3.1	INTRODUÇÃO.....	44
3.2	ARRANJO GERAL E SEÇÕES TÍPICAS DA BARRAGEM.....	45
3.3	CEARÁ E SISMICIDADE.....	47
4	METODOLOGIA.....	50

4.1	METODOLOGIA DA ANÁLISE DETERMINÍSTICA	51
4.1.1	SEÇÃO TÍPICA E PARÂMETROS UTILIZADOS	51
4.2	METODOLOGIA DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA	52
4.2.1	UMA BREVE INTRODUÇÃO	52
4.2.2	MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS	53
4.2.3	APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS	56
4.2.4	APLICAÇÃO DE DIFERENTES ACELERAÇÕES SÍSMICAS	57
5	RESULTADOS	59
5.1.1	ANÁLISE DETERMINÍSTICA (ESTABILIDADE DE TALUDES)	59
5.1.2	ANÁLISE PROBABILÍSTICA	62
6	CONCLUSÃO.....	65
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Escala de Mercalli Modificada (1956) – versão simplificada (IPMA, 2016).....	5
Tabela 2-2 – Principais sismos em barragens brasileiras (ANA, 2015).....	12
Tabela 2-3 – Cálculo das indeterminações do sistema (MUNIZ E PORFÍRIO, 2014)	20
Tabela 2-4 – Equações da Estática Satisfeitas, por método (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015).....	21
Tabela 2-5 – Utilização das Forças entre Fatias (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)	22
Tabela 2-6 – Critérios Mínimos Usuais para Sismos de Projeto (CBDB, 2001)	36
Tabela 2-7 – Classificação da consequência de Ruptura de Barragens (CBDB, 2001)	38
Tabela 2-8 – Valores sugeridos pelo Guia de Elaboração de Projetos de Barragens para sismos (ANA, 2015).....	38
Tabela 2-9 – Coeficiente Sísmicos sugeridos pelo Manual da Eletrobrás (2003).....	39
Tabela 2-10 – Valores Sugeridos pelo <i>Design of Small Dams</i> para sismos.....	39
Tabela 2-11 – Valores sugeridos por diversos autores (CHUQUIMUNI, 2005)	40
Tabela 2-12 – Zoneamento Sísmico e Categorias Sísmicas (NBR:15421, 2006).....	40
Tabela 2-13 – Correlação entre Aceleração sísmica e Intensidade do sismo (Escala Mercalli) (United States Geological Survey)	42

Tabela 3-1 – Parâmetros de resistência adotados para os materiais da Barragem do Castanhão e de sua fundação (HACHICH, MELLO, <i>et al.</i> , 2004)	47
Tabela 4-1 – Parâmetros médios utilizados nos cálculos	52
Tabela 4-2 – Coeficientes de Variação utilizados para os parâmetros do solo	56
Tabela 4-3 – Valores superiores e inferiores dos parâmetros para utilização do Método das Estimativas Pontuais.....	56
Tabela 4-4 – Definição dos pontos.....	57
Tabela 4-5 – Valores hipotéticos para Tempo de Retorno	58
Tabela 5-1 – Método das estimativas pontuais para o caso sem sismo.....	62
Tabela 5-2 – Método das estimativas pontuais para o caso com aceleração sísmica $K_x=0,05$ e $K_y=0,03$	62
Tabela 5-3 – Método das estimativas pontuais para o caso com aceleração sísmica $K_x=0,1$ e $K_y=0,05$	63
Tabela 5-4 – Método das estimativas pontuais para o caso com aceleração sísmica $K_x=0,2$ e $k_y=0,07$	63
Tabela 5-5 – Probabilidade de ruptura durante o sismo, para diferentes magnitudes.....	64
Tabela 6-1 – Número de fatalidades aceitáveis e toleráveis por norma, para uma probabilidade de ruptura de 1.10^{-6}	67

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Posicionamento do Brasil em relação às placas tectônicas (ESCUELA PEDIA, 2016)	3
Figura 2-2 – Mapa de risco sísmico na América do Sul. Aceleração máxima na rocha com probabilidade de 90% de não ser excedida, para um período de 50 anos (AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS, 2015).....	4
Figura 2-3 – Falhas geológicas no Brasil (TERRA, ARAÚJO e GUIMARÃES, 2009)	7
Figura 2-4 – Atividades sísmicas nos últimos 6 anos (OBSIS, 2016)	8
Figura 2-5 – Reservatórios monitorados pela UnB em que houveram atividades sísmicas induzidas (VELOSO, 1992).....	9
Figura 2-6 – Elementos participantes do processo disparador da atividade sísmica (VELOSO, 1992)	10
Figura 2-7 – Correlação entre atividade sísmica e a injeção de fluidos através de poços profundos, Colorado (EUA) (VELOSO, 1992).....	11
Figura 2-8 – Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Balbina (VELOSO, 1992)	14
Figura 2-9 - Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Tucuruí (ASSUMPCÃO, MARZA, <i>et al.</i> , 2002)	15
Figura 2-10 - Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Nova Ponte (ASSUMPCÃO, MARZA, <i>et al.</i> , 2002)	16
Figura 2-11 - Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Nova Ponte (ASSUMPCÃO, MARZA, <i>et al.</i> , 2002)	16

Figura 2-12 – Geometria da situação e forças atuantes (DAS, 2011)	19
Figura 2-13 – Diagrama de corpo livre para o método de Fellenius/Ordinário (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)	25
Figura 2-14 – Diagrama de Corpo Livre para o método de Bishop (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)	26
Figura 2-15 – Fator de segurança obtido pelo Método de Bishop (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)	26
Figura 2-16 – Diagrama de corpo livre para o Método de Janbu (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015).....	27
Figura 2-17 – Fator de Segurança obtido pelo Método de Janbu (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015).....	27
Figura 2-18 – Fator Segurança obtido pelo Método de Morgenstern e Price (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)	28
Figura 2-19 – Diagrama obtido pelo Método de Morgenstern e Prime (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)	29
Figura 2-20 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado (CHUQUIMUNI, 2005)	32
Figura 2-21 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”) (NBR:15421, 2006).....	41
Figura 3-1 – Localização do reservatório do Castanhão (PONTE et al, 2009).....	45
Figura 3-2 – Arranjo geral da barragem de Castanhão (PONTE et al, 2009)	46
Figura 3-3 – Seção Típica da barragem homogênea de terra (PONTE et al, 2009).....	46

Figura 3-4 – Sismos nos últimos dez anos com momentos de magnitude acima de 3,0 no Estado do Ceará.....	48
Figura 4-1 – Seção típica utilizada, utilizando como base a barragem de Castanhão.....	51
Figura 4-2 – Hipótese de tempo de retorno para diferentes acelerações sísmicas horizontais.....	58
Figura 5-1 – Fator de Segurança para a barragem em operação sem sismo.....	59
Figura 5-2 – Fator de Segurança para a barragem durante evento sísmico, com $K_h=0,05$ e $K_v=0,03$	60
Figura 5-3 - Fator de Segurança para a barragem durante evento sísmico, com $K_h=0,1$ e $K_v=0,05$	60
Figura 5-4 - Fator de Segurança para a barragem durante evento sísmico, com $K_h=0,15$ e $K_v=0,07$	61
Figura 5-5 – Curva Normal aproximada para cada condição de carregamento	64
Figura 6-1 – Curva F-N de Risco (adaptado de CDA, 2007)	65
Figura 6-2 – Curvas F-N (Adaptado de RETTEMEIER et al.,2000).....	66

LISTA DE SÍMBOLOS

K_y	Coeficiente de escoamento;
a_y	Aceleração de Fluência;
a_{rel}	Aceleração relativa;
A	Amplitude;
b_n	Largura da fatia;
c	Coesão do solo;
c'	Coesão do solo;
D	Carregamento concentrado;
d	Parâmetro geométrico;
$E[Y^m]$	Momento de distribuição de probabilidade;
f	Parâmetro geométrico;
$f(x)$	Função utilizada;
FS	Fator de Segurança;
g	Aceleração da gravidade;
H	Altura máxima da água a montante;
h	Altura da onda gerada pelo sismo;
K_C	Aceleração crítica;
K_H	Coeficiente sísmico horizontal;
K_V	Coeficiente sísmico vertical;
MEL	Método do Equilíbrio Limite;
n	Número de fatias ou Fatia analisada;
N_r	Força Normal atuante na base da fatia;
$P(A)$	Probabilidade de ocorrência do Evento A;
$P(B)$	Probabilidade de ocorrência do Evento B;
$P(A \cap B)$	Probabilidade de ocorrência simultânea dos Eventos A e B;
PGA	Aceleração Pico do Terreno;
P_n	Forças normais devido aos contatos com as fatias adjacentes;
P_n e P_{n+1}	Forças normais devido aos contatos com as fatias adjacentes;
r	Raio da envoltória circular;
R	Parâmetro geométrico
$RSBR$	Rede Sismográfica Brasileira;
SIR	Sismo Induzido por Reservatório;
SMP	Sismo Máximo de Projeto;
SPM	Sismo Previsto Máximo;
T	Período predominante do sismo (s);
T_n	Forças cisalhantes devido aos contatos com as fatias adjacente;
T_n e T_{n+1}	Forças cisalhantes devido aos contatos com as fatias adjacentes;
T_r	Força Cisalhante atuante na base da fatia;
u	Porosidade;
UnB	Universidade de Brasília;
W_n	Força peso da fatia;

α_n	Ângulo de atuação da força cisalhante na base da fatia;
β	Parâmetro geométrico;
ΔL_n	Área de contato da fatia com o maciço
λ	Porcentagem da função utilizada;
σ	Tensões totais;
τ	Resistência ao cisalhamento do plano de ruptura;
ϕ	ângulo de atrito do solo;
ϕ'	Ângulo de atrito interno (com base na tensão efetiva);
ω	Parâmetro geométrico.

1 INTRODUÇÃO

Barragens são estruturas que objetivam armazenar água ou outros fluidos para diversos fins. Entre eles, podemos citar o armazenamento de água para consumo humano, para geração de energia elétrica, para regularização de vazões e o armazenamento de rejeitos industriais. Na atual situação em que se encontra a humanidade, com recursos limitados e uma população ainda crescente e cada vez mais consumidora, se faz necessário a otimização da utilização dos recursos e diminuição dos desperdícios (ASSIS, 2003).

As barragens podem ser categorizadas em dois tipos principais, de acordo com os materiais que constituem seu barramento: de concreto e geotécnicas. Barragens de concreto utilizam como matéria prima o concreto de cimento Portland, enquanto barragens geotécnicas podem ser de enrocamento e de terra.

Este estudo terá o seu enfoque em barragens geotécnicas, uma vez que já existem estudos sobre o tema para barragens de concreto por esta universidade (Universidade de Brasília).

1.1 OBJETIVOS

O objetivo desta monografia é estudar a estabilidade de barragens de terra e enrocamento brasileiras quanto aos sismos regionais, além de determinar se os cálculos sugeridos para a verificação quanto aos sismos se aproximam da realidade de cada região.

1.2 ESCOPO DA MONOGRAFIA

Esta monografia está organizada de acordo com a estrutura apresentada a seguir.

O Capítulo 1 se trata da introdução à monografia, dos objetivos propostos e de seu escopo.

A Revisão Bibliográfica se dará no Capítulo 2. Neste, será apresentado a localização geográfica brasileira em relação às placas tectônicas mundiais, as explicações mais comuns para sismos no Brasil e como as barragens podem ser causadoras dos mesmos. Além disso, será feita uma revisão acerca dos diferentes Métodos de Equilíbrio Limite para estabilidades de talude, direcionando o estudo para os métodos pseudo-dinâmicos, que auxiliarão na simulação do efeito sísmico nestes taludes. Neste capítulo também será abordada a questão da estabilidade quanto a liquefação e as mudanças de poro-pressões no interior do maciço. Por fim, será apresentada a literatura brasileira em relação à estabilidade de barragens quando submetida a sismos e suas recomendações, além de fornecer tentativas de correlacionar os dados obtidos de sismos em coeficientes de acelerações sísmicas.

No Capítulo 3 é apresentada a barragem de Castanhão, que será utilizada como uma inspiração para os cálculos.

No Capítulo 4 apresenta-se a metodologia e ferramentas que serão adotadas para o estudo em questão.

No Capítulo 6, realiza-se uma breve conclusão acerca do que foi abordado na monografia.

Ao final serão apresentadas as referências bibliográficas nas quais este documento se baseou.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo é dedicado a sumarizar as informações necessárias para realização deste estudo. Nele estão contidas informações acerca de sismos no Brasil e de análise de estabilidade de taludes determinística, incluindo efeitos sísmicos.

2.1 BRASIL E SISMICIDADE

O Brasil é um país reconhecido pela ausência de sismos/terremotos de grandes impactos, uma vez que se encontra distantes dos bordos ativos de placas tectônicas. A placa tectônica na qual o Brasil se encontra é a placa Sul-americana. A figura a seguir mostra o posicionamento do Brasil em relação aos limites desta placa.



Figura 2-1 – Posicionamento do Brasil em relação às placas tectônicas (ESCUELA PEDIA, 2016)

Apesar disso, o Brasil apresenta atividades sísmicas de menor intensidade que devem ser consideradas para a construção de barragens. Estes abalos sísmicos podem ocorrer devido a falhas

(pequenas rachaduras) causadas pelo desgaste da placa tectônica ou são reflexos de terremotos com epicentro localizados em outros países.

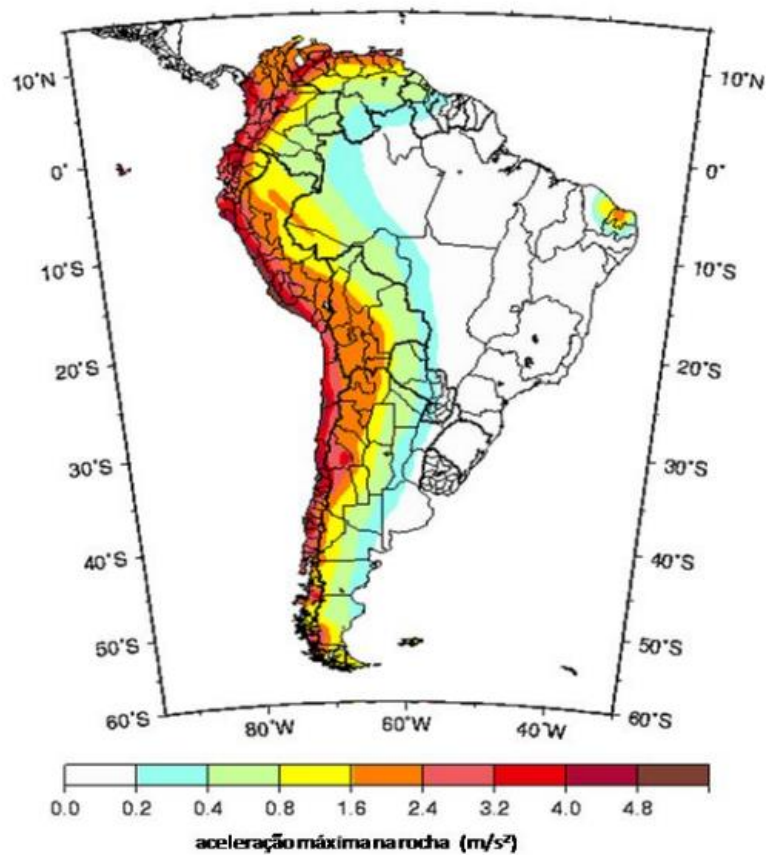


Figura 2-2 – Mapa de risco sísmico na América do Sul. Aceleração máxima na rocha com probabilidade de 90% de não ser excedida, para um período de 50 anos (ANA, 2015)

Embora a sismicidade ou atividade sísmica brasileira seja menos frequente e bem menos intensa, não deixa de ser significativa e nem deve ser desprezada, uma vez que já ocorreram vários tremores com magnitude acima de 5,0 na Escala Richter. (GEO CONCEIÇÃO, 2012)

Sismos podem ser apresentados de diferentes maneiras, mas em geral existem duas categorias: intensidade e magnitude. Estas duas formas de apresentar o evento sísmico são muito utilizadas, e para a compreensão deste trabalho será necessária uma breve explicação sobre estes termos.

A intensidade do sismo é medida a partir da percepção humana do acontecimento do evento, ou seja, baseia-se em artifícios não quantificáveis, porém objetivos. A Escala Mercalli é uma escala de medida de intensidade muito conhecida, e pode ser utilizada para determinar parâmetros de cálculo em barragens geotécnicas, como será explicado em tabelas posteriores neste mesmo trabalho. A escala Mercalli está descrita na Tabela 2-1.

Tabela 2-1 – Escala de Mercalli Modificada (1956) – versão simplificada (IPMA, 2016)

Grau de intensidade	Percepção humana	
I	Imperceptível	Não sentido. Apenas registrado pelos sismógrafos.
II	Muito Fraco	Sentido por um muito reduzido número de pessoas em repouso, em especial pelas que habitam em andares elevados.
III	Fraco	Sentido por um pequeno número de pessoas. Bem sentido nos andares elevados.
IV	Moderado	Sentido dentro das habitações, podendo despertar do sono um pequeno número de pessoas. Nota-se a vibração de portas e janelas e das louças dentro dos armários.
V	Forte	Praticamente sentido por toda a população, fazendo acordar muita gente. Há queda de alguns objectos menos estáveis e param os pêndulos dos relógios. Abrem-se pequenas fendas nos estuques das paredes.
VI	Bastante Forte	Provoca início de pânico nas populações. Produzem-se leves danos nas habitações, caindo algumas chaminés. O mobiliário menos pesado é deslocado.
VII	Muito Forte	Caem muitas chaminés. Há estragos limitados em edifícios de boa construção, mas importantes e generalizados nas construções mais frágeis. Facilmente perceptível pelos condutores de veículos automóveis em trânsito. Desencadeia pânico geral nas populações.
VIII	Ruinoso	Danos acentuados em construções sólidas. Os edifícios de muito boa construção sofrem alguns danos. Caem campanários e chaminés de fábricas.
IX	Desastroso	Desmoronamento de alguns edifícios. Há danos consideráveis em construções muito sólidas.
X	Destruidor	Abrem-se fendas no solo. Há cortes nas canalizações, torção nas vias de caminho de ferro e empolamentos e fissuração nas estradas.

XI	Catastrófico	Destruição da quase totalidade dos edifícios, mesmo os mais sólidos. Caem pontes, diques e barragens. Destruição das redes de canalização e das vias de comunicação. Formam-se grandes fendas no terreno, acompanhadas de desligamento. Há grandes escorregamentos de terrenos.
XII	Cataclismo	Destruição total. Modificação da topografia. Nunca foi presenciado no período histórico.

A magnitude do sismo é uma medida instrumental que representa a energia liberada no foco do sismo. (VELOSO, 1992) A escala de magnitude mais utilizada antigamente é a escala de Richter, em que o terremoto é classificado em números inteiros ou fracionários, que varia de acordo com a amplitude da onda registrada no sismograma. Estes números são retirados de uma escala logarítmica, de modo que o acréscimo de um grau nesta escala representa um acréscimo de dez vezes a liberação de energia em relação ao grau anterior. (VELOSO, 1992)

Atualmente, a escala utilizada é o Momento Sísmico (M_0), que permite calcular com precisão a energia liberada no foco do sismo. Feito o cálculo do Momento Sísmico, é possível convertê-lo para a Magnitude de Momento (M_w), que seria o equivalente à escala Richter. Cada valor inteiro de Magnitude de Momento é o equivalente a 32 vezes o valor anterior em energia liberada. (Moment Magnitude Explained - What Happened to the Richter Scale?, 2015)

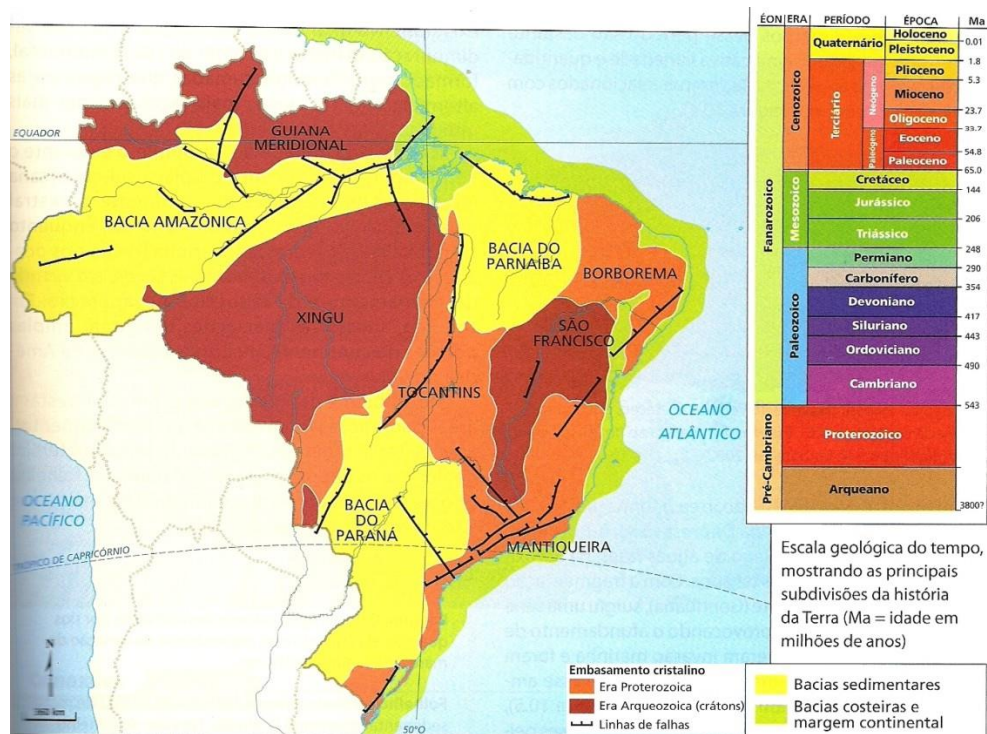


Figura 2-3 – Falhas geológicas no Brasil (TERRA, ARAÚJO e GUIMARÃES, 2009)

As linhas em preto no mapa são falhas que são suscetíveis a tremores de terra devido às diferenças de densidade entre rochas que fazem parte da mesma placa tectônica. No Brasil, apesar do território estar na parte centro-oriental da placa tectônica Sul-Americana e não estar sujeito a grandes terremotos, os tremores de terra de pequena magnitude (entre 3 e 5 graus de Magnitude de Momento) acontecem exatamente nessas falhas geológicas. (BRANDÃO, 2012)

Para dar ainda mais ênfase quanto à atividade sísmica no Brasil, é possível acessar o site da Rede Sismográfica Brasileira (rsbr.gov.br) e listar todas as atividades sísmicas registradas no País em um intervalo de tempo determinado. Abaixo um mapa com todas as atividades sísmicas acima de 4,0 de Magnitude de Momento registradas no País, nos últimos 6 anos (de 24/10/2010 a 24/10/2016).



Figura 2-4 – Atividades sísmicas nos últimos 6 anos (OBSIS, 2016)

Foram registrados 47 eventos sísmicos acima de 4,0 de Momento de Magnitude na área delimitada, em apenas 6 anos no País. Destes, 17 são eventos acima de 5,0 de Momento de Magnitude.

Algumas ações humanas são responsáveis pela geração de sismos e este efeito é conhecido como sismicidade induzida. A formação de grandes reservatórios e lagos artificiais costuma gerar este efeito indesejado. Em algumas barragens de grande porte no Brasil foram detectados estes tremores de terra. A este efeito é dado o nome de sismicidade induzida por reservatórios (SIR). (VELOSO, 1992)

O texto abaixo foi baseado (em sua maioria) no artigo de José Alberto Vivas Veloso, de 1992, “Terremotos induzidos pelo homem”, mencionado nas referências bibliográficas.

Apesar de raro, este efeito é de grande importância uma vez que existem muitas barragens no mundo e em especial no Brasil. A partir dos anos 70 o Observatório Sismológico da Universidade

de Brasília (UnB) começou a monitorar os sismos em vários reservatórios, em colaboração com as principais empresas energéticas do país, como mostra a Figura 2-5.

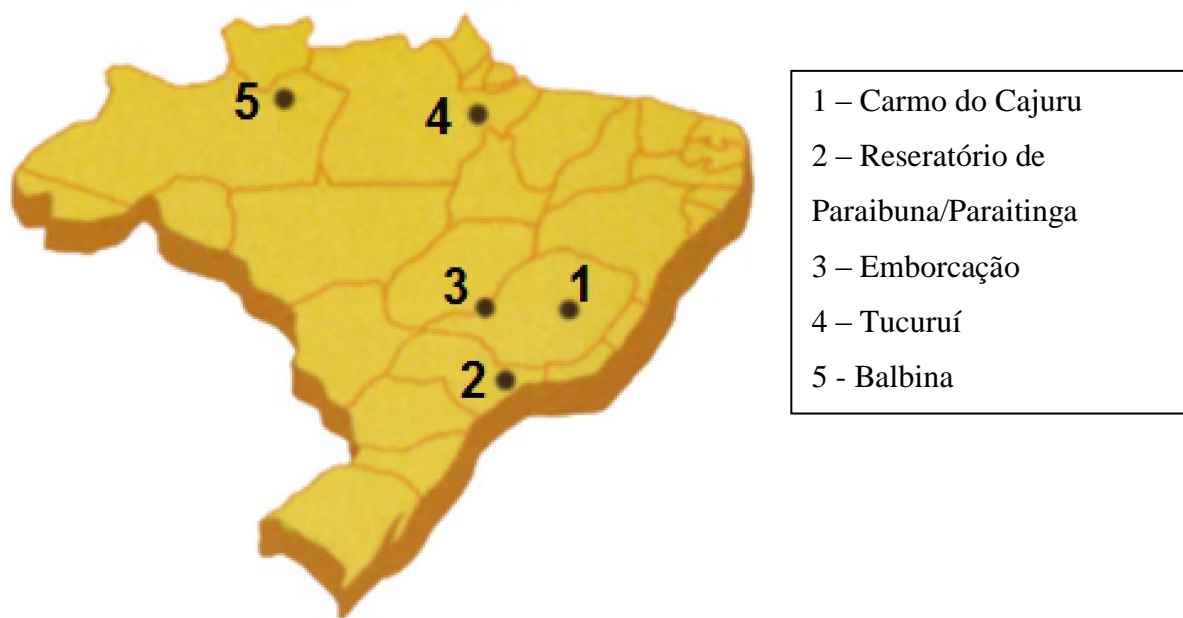


Figura 2-5 – Reservatórios monitorados pela UnB em que houveram atividades sísmicas induzidas (VELOSO, 1992)

Apesar de mais fracos e com potencial destrutivo menor do que os sismos naturais, os efeitos dos sismos induzidos podem ser tão catastróficos quanto. Na Índia, na década de 1960, um sismo induzido pelo reservatório de Koina (com 103 m de altura) deixou 200 mortos e 1500 feridos. Apesar da barragem estar em região sísmicamente estável e geologicamente muito antiga, o sismo induzido ocorreu em uma magnitude de 6,3 na escala Richter, o que causou danos estruturais à barragem e outros estragos nas localidades vizinhas.

Foi em 1962 nos Estados Unidos, no entanto, que os sismólogos começaram a compreender melhor as causas dos terremotos induzidos. Em uma área geologicamente estável, foi verificada a ocorrência de mais de 700 eventos sísmicos com epicentros localizados nos arredores de um arsenal militar que bombeava fluidos tóxicos para o interior de poços profundos. Observou-se, então, a correlação entre os bombeamentos e os sismos.

O incremento da pressão de água nas micro fraturas das rochas em profundidade diminuí a força de interação entre esses blocos, além de lubrificá-los. Desta forma, o deslocamento de eventuais blocos falhados foi facilitado.

O efeito que ocorre em grandes reservatórios é o mesmo e a figura a seguir ajuda no entendimento do mesmo:

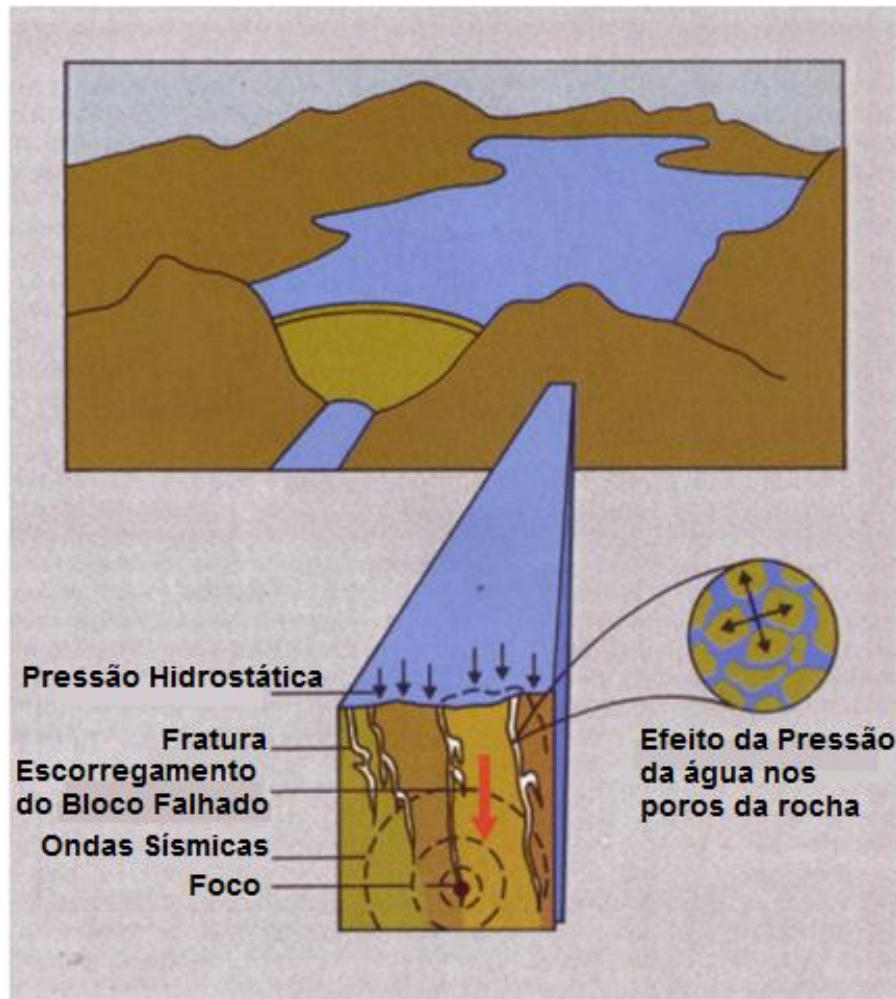


Figura 2-6 – Elementos participantes do processo disparador da atividade sísmica (VELOSO, 1992)

O peso da coluna d'água pressiona os poros das rochas localizadas abaixo do reservatório e infiltra-se lentamente por suas fraturas, produzindo um desordenamento no balanço das forças geológicas

pré-existentes. É importante lembrar que a água também serve como lubrificante neste processo, facilitando ainda mais a ocorrência do escorregamento.

Para provar esta teoria alguns experimentos foram desenvolvidos, sendo o primeiro deles executado em Rangely, no Colorado (EUA). Em um campo de petróleo desativado foi injetada água sob pressão e, alternadamente, retirada, enquanto a sismicidade era registrada no local. Ao alcançar determinado nível, a pressão do fluido desencadeava tremores de terra, que cessavam quando a pressão era retirada.

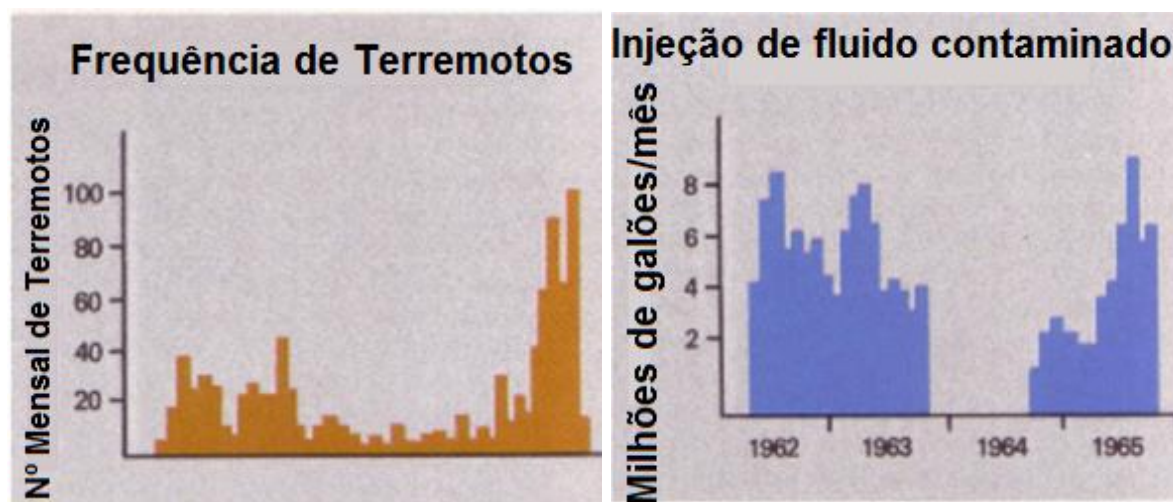


Figura 2-7 – Correlação entre atividade sísmica e a injeção de fluidos através de poços profundos, Colorado (EUA) (VELOSO, 1992)

Em outro experimento conduzido em Matsushiro (1970), Japão, chegou-se à mesma conclusão: é possível desencadear terremotos por meio da pressão de água nos poros das rochas. Neste experimento, foi injetado um fluido sob alta pressão em um poço de 1.800 m de profundidade. Em poucos dias foram verificados microtremores em um raio de dois a quatro quilômetros do poço. Além disso, a medida que o tempo passava, o foco desses tremores era localizado a uma profundidade cada vez maior, o que indicava que a água penetrava nos interstícios e fraturas das rochas, causando os tremores.

A construção de barragens de grandes proporções cria uma situação propícia para este efeito, uma vez que a criação de um novo lago altera as condições estáticas das formações rochosas do ponto de vista da mecânica, devido ao peso do novo corpo hídrico, e do ponto de vista da hidráulica, devido às consequências da infiltração d'água supracitadas. A combinação destas duas ações pode vir a desencadear distúrbios tectônicos, eventualmente gerando sismos, quando as condições locais são propícias.

Por mais que o peso da água em reservatórios com mais de cem metros de profundidade não cause a fratura das rochas, a pressão gerada por esta coluna d'água nas fraturas e poros das rochas promove uma distorção nas interações tectônicas.

Além disso, a água também age quimicamente, hidratando certas moléculas e enfraquecendo o material, o que favorece o surgimento de novas fissuras que penetram ainda mais profundamente no interior do maciço rochoso.

2.1.1 CASOS HISTÓRICOS DE SIR EM BARRAGENS BRASILEIRAS

No Brasil, os principais sismos registrados em barragens foram os registrados na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Principais sismos em barragens brasileiras (ANA, 2015)

Barragem	Localização	Magnitude (Richter)	Ano de ocorrência
Volta Grande	Minas Gerais/São Paulo	4,2	1974
Nova Ponte	Minas Gerais	4,0	1998
Cajuru	Minas Gerais	3,7	1972
Capivara	Paraná/São Paulo	3,7	1979
Tucuruí	Pará	3,6	1998
Balbina	Amazonas	3,4	1990
Miranda	Minas Gerais	3,3	2000
Paraibuna	São Paulo	3,0	1977
Igaratá	São Paulo	3,0	1985
Capivari-Cachoeira	Paraná	3,0	-
Açu	Rio Grande do Norte	3,0	1994

A Sismicidade Induzida por Reservatórios (SIR) acaba sendo um efeito de grande importância para a construção de barragens, como citado anteriormente, e por isso, o Manual de Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) da Eletrobrás sugere a instalação de pelo menos um sismógrafo bem antes (cerca de 2 anos) do enchimento do reservatório, para que seja possível comparar os abalos sísmicos da região antes e depois da existência de um reservatório.

Este mesmo Manual recomenda a instalação de uma rede sismográfica capaz de detectar sismos de magnitude igual ou superior a 1 na escala Richter, com um sistema de transmissão telemétrico que possibilite adicionar eventuais estações móveis (sistema multiplex). Além disso, o registro dos dados deve poder ser efetuado por dois sistemas distintos para que um cubra as eventuais falhas do outro. O equipamento portátil deve possuir a mesma precisão que as estações permanentes.

Desta forma, é possível que as barragens registrem os sismos das proximidades e criem uma base de dados mais robusta em relação a este problema no Brasil. Como o Brasil começou os estudos nesta área nos anos de 1970 (a primeira barragem a receber instrumentação sísmica foi a de Cajuru, em julho de 1975 (VELOSO, 1992)) alguns casos de SIR já foram relatados e catalogados.

Os estudos de caso descritos abaixo foram retirados do artigo de Veloso (1992).

Balbina é uma hidrelétrica localizada no município de Presidente Figueiredo, Amazonas. Apesar de cobrir uma área muito extensa, de 2.675 km², a barragem possui apenas 40m de altura. O reservatório fica situado sobre a zona de contato do Escudo Guiano com as rochas sedimentares da bacia amazônica. Oito anos antes de encher o reservatório o monitoramento se iniciou e foi concluído que a área apresentava baixo nível de atividade sísmica. Após o enchimento do reservatório, no entanto, microtremores foram detectados e dois anos depois, em 1990, foram detectados eventos com magnitudes entre 3,0 e 3,4 na escala Richter, com epicentro na margem esquerda do reservatório, a 17 km da barragem. Esta distância pode ser explicada devido à pequena altura de coluna d'água em relação à extensão do reservatório. Isto possibilita que a água escoe em subsuperfície, lentamente, durante um tempo prolongado por longas distâncias, até encontrar zonas fraturadas, propícias ao alívio de tensões, e então provocar sismos.

Em outra barragem, de Tucuruí, ocorreu um diferente caso. Esta barragem fica localizada no rio Tocantins, a 300 km ao sul de Belém. O reservatório é de grandes proporções, com 100 m de coluna d'água e um volume de 45,8 bilhões de m³ de água. O monitoramento anterior ao enchimento do reservatório durou seis anos e a área foi considerada estável sismicamente, uma vez que epicentros foram localizados apenas a 120 km de distância. Uma vez que a barragem começou a operar, em setembro de 1984, no entanto, dezenas de microtremores com magnitude de 3,4 foram detectados a 10 km a montante da barragem. Estes eventos foram verificados em 1985, 1986 e 1987. Em um artigo mais recente foram relatadas novas atividades sísmicas em 1997 e 1998, com um pico de magnitude de 3,6 na escala Richter, demonstrando que ainda há a possibilidade de ocorrer mais sismos induzidos no reservatório. (ASSUMPÇÃO, MARZA, *et al.*, 2002)

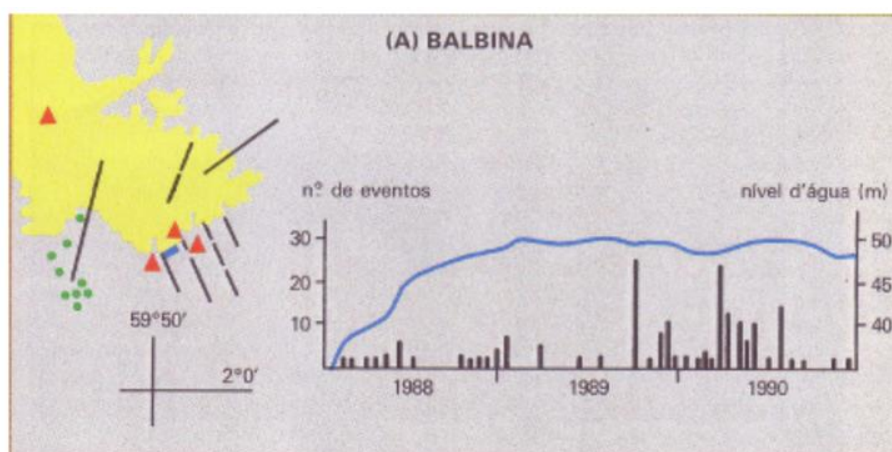


Figura 2-8 – Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Balbina (VELOSO, 1992)

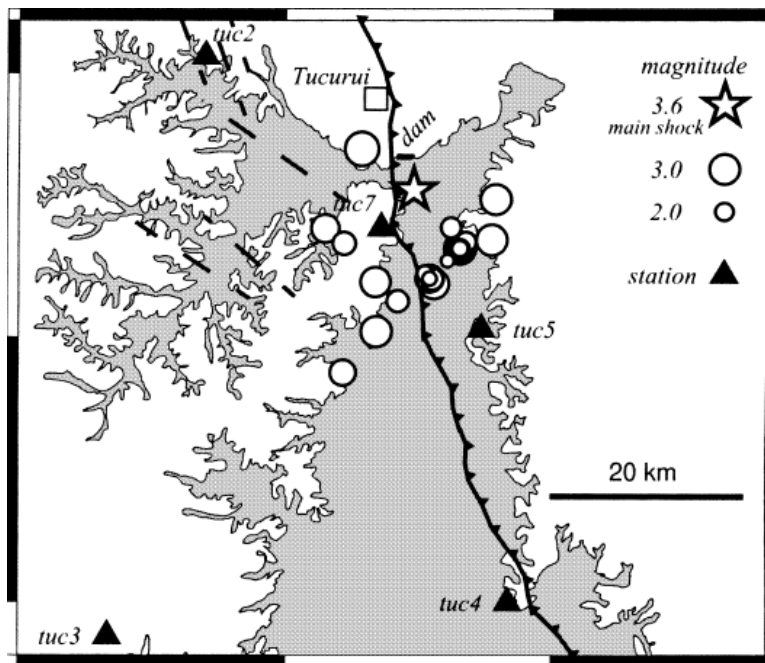
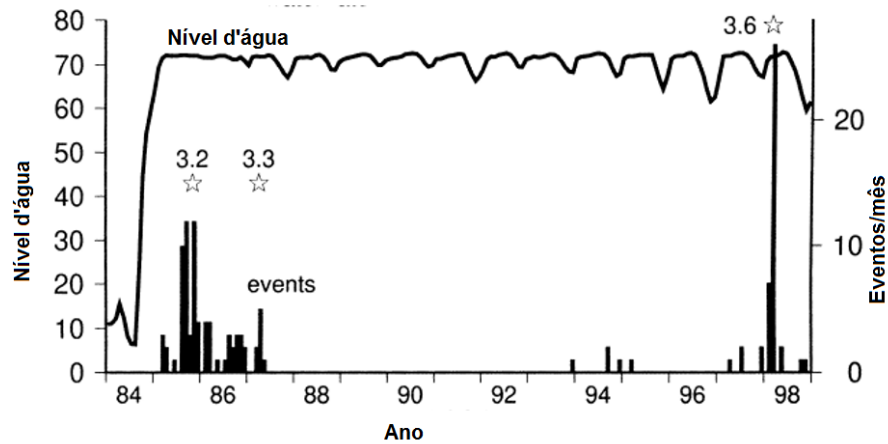


Figura 2-9 - Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Tucuruí (ASSUMPÇÃO, MARZA, *et al.*, 2002)

Um outro exemplo que vale a pena ser comentado é o da barragem de Nova Ponte, localizado em Minas Gerais. Sismos induzidos por esta barragem começaram a ser sentidos pela população local em 1994. O segundo maior sismo induzido que já ocorreu no Brasil foi causado por esta barragem, em 1998, como indicado pela Tabela 2-2, sendo a magnitude deste sismo 4,2 na escala Richter. (ASSUMPÇÃO, MARZA, *et al.*, 2002)

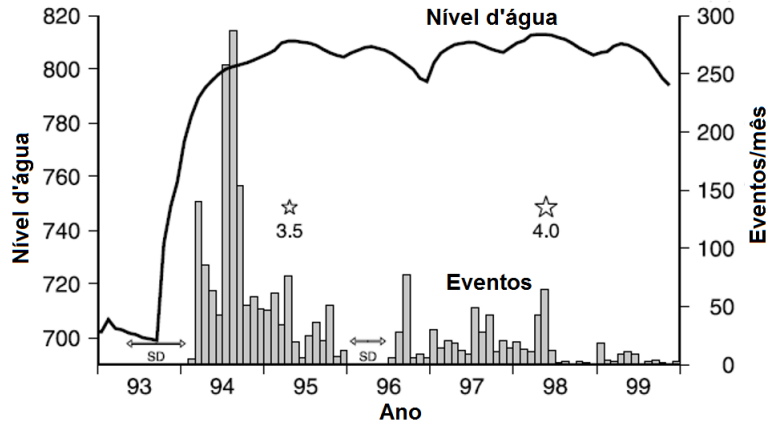


Figura 2-10 - Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Nova Ponte
(ASSUMPCÃO, MARZA, *et al.*, 2002)

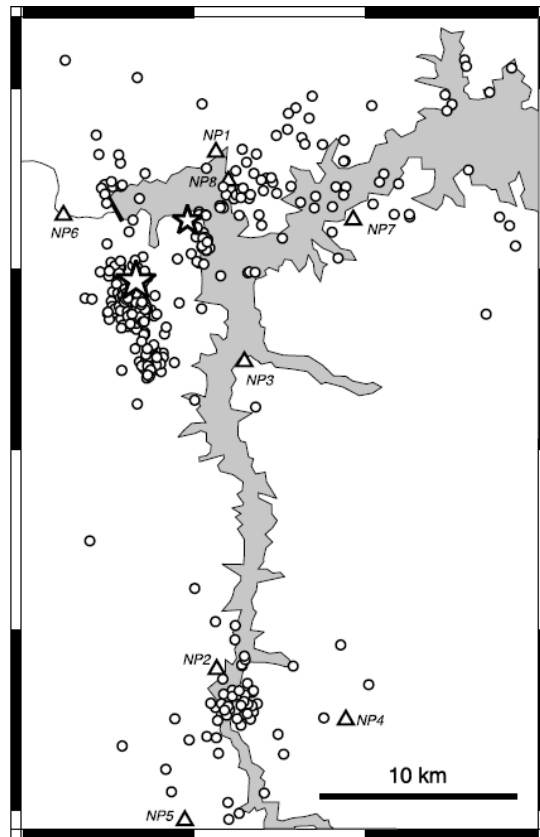


Figura 2-11 - Dados coletados dos sismos induzidos no reservatório de Nova Ponte
(ASSUMPCÃO, MARZA, *et al.*, 2002)

2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES

Esta seção tem como objetivo detalhar como é o comportamento mecânico do solo quando submetido à força gravitacional em taludes inclinados.

Existem duas possibilidades de se encarar esse problema de engenharia. Um deles é utilizando métodos de elementos finitos, com uma matemática mais rigorosa e avançada. Este método permite calcular as deformações da seção e a segurança da estrutura, assim como as tensões atuantes no sistema. O uso de um método tão sofisticado, no entanto, exige que os dados do solo e que as condições de contorno sejam bastante precisas. Quanto mais imprecisão houver nestes dados, maior será a incerteza dos resultados. Desta forma, caso os dados ainda não estejam respaldados por diversos testes laboratoriais e haja diversas incertezas, utilizar este método pode se tornar antieconômico.

A segunda possibilidade, que será mais discutida neste documento, é utilizar os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL), que não conseguem calcular as deformações devido às tensões atuantes, mas resultam em bons resultados quanto à segurança dos taludes. Esses métodos assumem uma superfície de provável ruptura do maciço e com isso torna possível o cálculo de resistência ao cisalhamento do solo, por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. (SARMA, 1979)

2.2.1 FATOR DE SEGURANÇA (FS)

É importante começar a análise de estabilidade de taludes fazendo uma definição dos significados das palavras estável e equilíbrio. Para os fins deste estudo os significados que importam são os físico-mecânicos.

Um corpo é considerado em equilíbrio quando as forças atuantes sobre ele são iguais a zero, assim como os momentos aplicados. A estabilidade, por sua vez, está relacionada à força necessária para retirar o corpo do equilíbrio. Quanto maior esta força, maior será a estabilidade.

Aplicando estas definições à estabilidade de taludes é possível definir: um talude estará em equilíbrio estável se necessitar de uma grande força para retirá-lo do equilíbrio; em equilíbrio instável se estiver próximo à ruptura; e desequilibrado no momento em que acontece o rompimento.

O fator de segurança nada mais é do que um fator de medição de estabilidade. É este fator que quantifica a estabilidade do talude, e define o quão estável estará o maciço de solo nas condições especificadas.

Matematicamente, o fator de segurança é definido como $FS = \frac{\text{Resistência disponível}}{\text{Resistência mobilizada}}$; vale lembrar que existem outras formas de se definir o fator de segurança, mas a ideia utilizada em estabilidade de taludes é a apresentada acima.

Em geral, a análise é feita considerando a resistência média ao cisalhamento do solo e a tensão de cisalhamento média desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura. O que será discutido nos capítulos seguintes, é a forma da superfície de ruptura e suas implicações matemáticas, além de outras hipóteses que aproximam os resultados matemáticos do fenômeno real.

2.2.2 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE (MEL)

Para iniciar o entendimento acerca dos cálculos modernos de estabilidade de taludes é necessário entender a configuração utilizada no MEL.

Neste método, é adotada uma superfície de ruptura circular (em alguns casos esta superfície assume outro formato, mas em geral esta é a adotada) e a geometria do talude é dividida em “fatias”, de modo que as forças internas e externas possam ser consideradas no cálculo. Além disso, o método assume duas hipóteses (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

- As fatias devem estar em equilíbrio em relação às forças atuantes;
- Todas as fatias apresentarão o mesmo Fator de Segurança

A figura Figura 2-12 permite a visualização de como se proceder por este método.

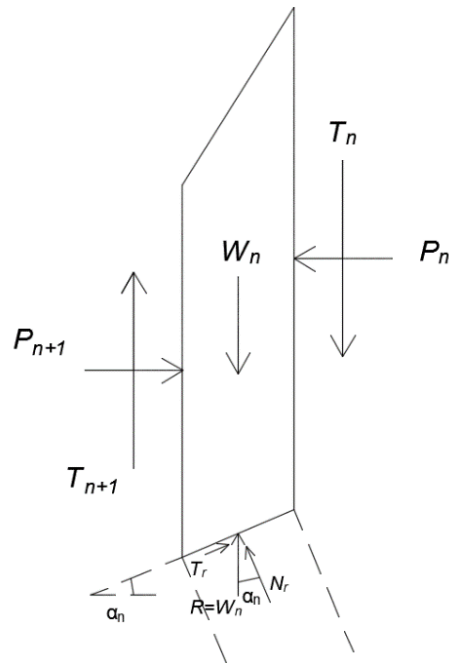
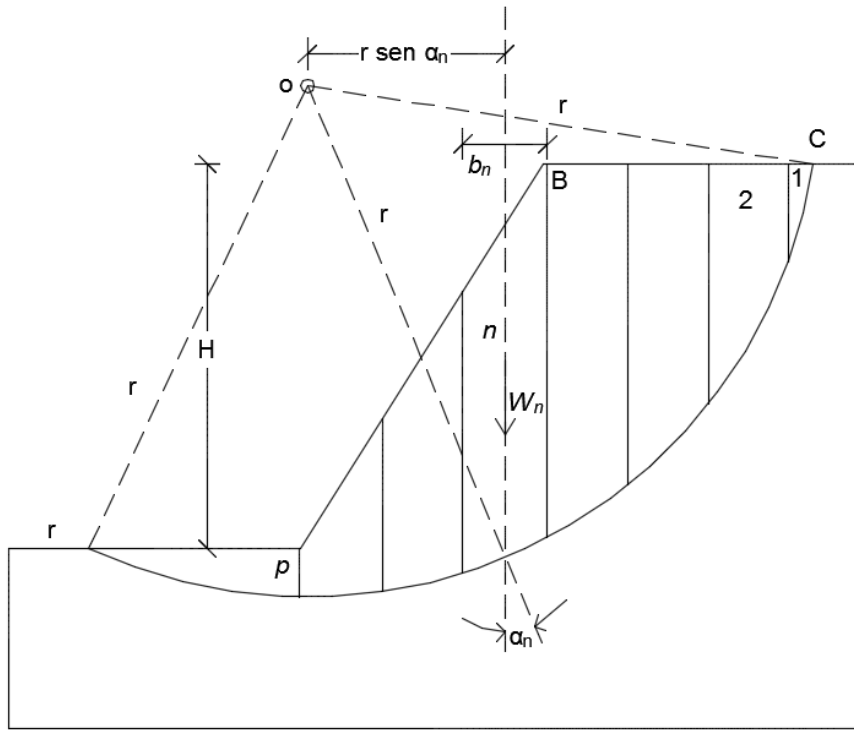


Figura 2-12 – Geometria da situação e forças atuantes (DAS, 2011)

Em que:

b_n – Largura da fatia;

n – fatia analisada;

W_n – Força peso da fatia;

r – Raio da envoltória circular;

α_n – ângulo de atuação da força cisalhante na base da fatia;

T_r – Força Cisalhante atuante na base da fatia;

N_r – Força Normal atuante na base da fatia;

P_n e P_{n+1} – Forças normais devido aos contatos com as fatias adjacentes;

T_n e T_{n+1} – Forças cisalhantes devido aos contatos com as fatias adjacentes;

ΔL_n – Área de contato da fatia com o maciço.

Algumas destas forças são conhecidas ou previamente determinadas, como é o caso da força peso da fatia, ou uma eventual força externa atuante no topo da fatia. No entanto, as outras forças não são determinadas e nem suas posições de atuação.

Utilizando as equações de equilíbrio de forças horizontais, verticais e equilíbrio dos momentos ainda assim sobram incógnitas. Desta forma o sistema obtido é indeterminado e é possível determinar a quantidade de indeterminações. A Tabela 2-3 a seguir fornece o número de incógnitas a partir do número de fatias (n) escolhidas para a resolução do problema.

Tabela 2-3 – Cálculo das indeterminações do sistema (MUNIZ E PORFÍRIO, 2014)

Força	Magnitude	Posição	Incógnitas
W_n	Conhecida	Conhecida	-
P_n	Desconhecida	Desconhecida	$2(n-1)$
T_n	Desconhecida	Desconhecida	$n-1$
N_r	Desconhecida	Desconhecida	$2n$
T_r	Desconhecida	Conhecida	1
		Total:	$5n-2$
		Equações:	$3n$
		Indeterminações:	$2n-2$

Não foram poucas as formas criadas para solucionar este sistema, e alguns serão abordados nesse trabalho, como o método de Bishop simplificado, Janbu, Morgenstern-Price e por fim o método de Sarma, que auxiliará o entendimento do efeito de sismos em taludes.

Os métodos apresentados devem sugerir hipóteses de cálculo uma vez que o número de incógnitas é, em geral, maior do que o número de equações fornecidas pela estática.

Basicamente, os métodos existentes solucionam estes casos ou utilizando apenas o equilíbrio entre os momentos ou utilizando apenas o equilíbrio entre as forças ou ambos. Além disso, alguns métodos desconsideram as forças normais entre fatias (P_n); outros desconsideram as forças cisalhantes entre fatias (T_n); e ainda existem os métodos que consideram as duas forças entre fatias, relacionando-as por meio de uma função matemática.

As tabelas a seguir dividem os métodos de acordo com o explicitado acima, e o trabalho entrará em mais detalhes sobre esses cálculos a seguir.

Tabela 2-4 – Equações da Estática Satisfeitas, por método (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

Método	Equilíbrio dos Momentos	Equilíbrio das Forças
Ordinário ou Fellenius	Sim	Não
Bishop Simplificado	Sim	Não
Janbu Simplificado	Não	Sim
Spencer	Sim	Sim
Morgenstern-Price	Sim	Sim
Corpo de Engenheiros – 1	Não	Sim
Corpo de Engenheiros – 2	Não	Sim
Lowe-Karafiath	Não	Sim
Janbu Generalizado	Sim (por fatia)	Sim
Sarma – Fatias Verticais	Sim	Sim

Tabela 2-5 – Utilização das Forças entre Fatias (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

Método	Força Normal Entre Fatias	Força Cisalhante Entre Fatias	Inclinação da resultante T_n/P_n e relação $T_n \cdot P_n$
Ordinário ou Fellenius	Não	Não	Desconsidera forças entre fatias
Bishop Simplificado	Sim	Não	Horizontal
Janbu Simplificado	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Variável
Corpo de Engenheiros – 1	Sim	Sim	Inclinação de uma linha que começa no pé do talude e termina na crista
Corpo de Engenheiros – 2	Sim	Sim	Inclinação da linha no topo da fatia
Lowe-Karafiath	Sim	Sim	Média entre inclinação do topo e base da fatia
Janbu Generalizado	Sim	Sim	-
Sarma – Fatias Verticais	Sim	Sim	$T=C+P \cdot \tan\phi$

2.2.2.1 FORMULAÇÃO GERAL DO EQUILÍBRIO LIMITE

Para resolver este problema de forma coerente foi necessário discutir como seriam consideradas as forças entre fatias. Para adentrar em métodos mais simplificados de uma forma mais completa, é necessário entender alguns conceitos de como essas forças entra fatias (cisalhante e normal) se relacionam. Uma proposta sugerida por Morgenstern and Price (1965) é muito utilizada e ajuda na compreensão dos outros métodos, mais simplificados. (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

A equação que correlaciona essas forças é a seguinte:

$$T_n = P_n \cdot \lambda f(x) \quad (2-1)$$

Em que:

P_n – Forças normais devido aos contatos com as fatias adjacentes;

T_n – Forças cisalhantes devido aos contatos com as fatias adjacentes;

$f(x)$ – Função utilizada;

λ – Porcentagem da função utilizada.

A Formulação do Equilíbrio Limite, desenvolvida por Fredlund, é baseada em duas equações para fatores de segurança. Uma delas é calculada em relação ao equilíbrio de momento (F_m) enquanto a outra é calculada em relação ao equilíbrio das forças horizontais (F_f). Estas equações são dadas abaixo:

$$F_m = \frac{\Sigma(c'\beta R + (N - u\beta)R \tan\phi')}{\Sigma W_x - \Sigma N_f \pm \Sigma D_d} \quad (2-2)$$

$$F_f = \frac{\Sigma(c'\beta \cos\alpha + (N - u\beta) \tan\phi' \cos\alpha)}{\Sigma N_s \sin\alpha - \Sigma D_c \cos\omega} \quad (2-3)$$

Em que:

c – coesão do solo;

ϕ – ângulo de atrito do solo;

u – Poro-pressão;

D – Carregamento concentrado;

$\beta, R, x, f, d, \omega$ – Parâmetros geométricos;

Um termo importante de ser considerado nestas equações são as forças normais atuantes na base de cada fatia, uma vez que estas não são determinadas e estão em função dos Fatores de Segurança, como apresentado pela equação abaixo:

$$N = \frac{W + (T_n - T_{n+1}) - \frac{(c'\beta \cdot \text{sen}\alpha + u\beta \cdot \text{sen}\alpha \cdot \tan\phi')}{F}}{\cos\alpha + \frac{\text{sen}\alpha \cdot \tan\phi'}{F}} \quad (2-4)$$

Um ponto importante a ser feito é que a força normal atuante na base da fatia (N) depende das forças cisalhantes entre fatias (T_n e T_{n+1}). Como visto na Tabela 2-5 cada método define essas forças de uma maneira diferente, obtendo dessa forma valores diferentes para N.

A Formulação Geral do Equilíbrio Limite permite visualizar os valores de F_m e F_f de acordo com a variação de λ e um gráfico relativamente simples. Alguns exemplos deste gráfico serão utilizados mais adiante para ilustrar as diferenças de resultado entre os métodos.

2.2.2.2 BISHOP SIMPLIFICADO

Este método foi o primeiro a considerar as forças normais entre fatias, ao mesmo tempo que ignora as forças cisalhantes entre fatias. Como mencionado na Tabela 2-4, este método utiliza somente as equações para equilíbrio estático dos momentos.

Bishop desenvolveu uma equação para a força normal atuante na base da fatia somando as forças na direção vertical. A consequência desta operação é que esta força (N_r) se torna função do fator de segurança. Desta forma, a equação do fator de segurança se torna não-linear (FS aparece em ambos os lados da equação) e é necessário um procedimento iterativo para calcular o fator de segurança.

Uma equação simples para definir a equação do Fator de Segurança na ausência de poro-pressões é a seguinte:

$$FS = \frac{1}{\sum W \text{sen} \alpha} \cdot \sum \left[\frac{c \Delta L + W \tan \phi - \frac{c \Delta L}{FS} \text{sen} \alpha \tan \phi}{m_\alpha} \right] \quad (2-5)$$

Em que:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \cdot \tan \phi}{FS}$$

Para resolver esta equação é necessário começar com um “chute” para o Fator de Segurança e calcular m_α com este valor. Utiliza-se este m_α para calcular o Fator de Segurança. E dessa forma o cálculo pode ser refeito até que o valor do fator de segurança convirja para um valor. Isto ocorre quando um valor de FS “chutado” se aproxime de um FS calculado com uma tolerância especificada pelo engenheiro.

Este método já mostra uma ligeira melhora de resultados em relação à soma vetorial das forças atuantes nas fatias (diagrama de corpo livre), quando comparado ao método anterior a este (Ordinário/Fellenius). (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

Em um estudo de caso utilizado pelo manual do GEO-SLOPE, 2015 o diagrama de corpo livre pelo método de Fellenius/Ordinário é o seguinte:

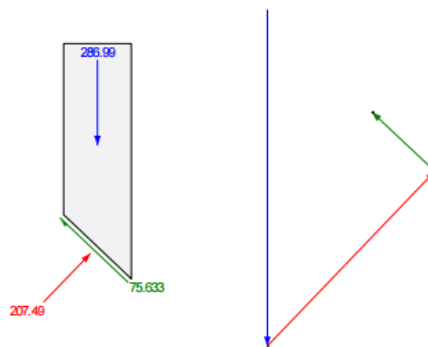


Figura 2-13 – Diagrama de corpo livre para o método de Fellenius/Ordinário (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

O diagrama de corpo livre para o método de Bishop Simplificado para este mesmo exemplo apresenta significativa melhora:

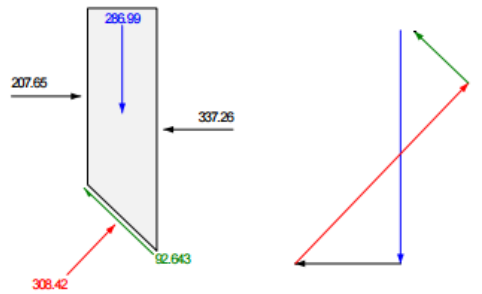


Figura 2-14 – Diagrama de Corpo Livre para o método de Bishop (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

O valor obtido por Bishop pode ser plotado no gráfico da Formulação Geral do Equilíbrio Limite citado anteriormente, como um ponto em que $\lambda=0$, uma vez que as forças cisalhantes são consideradas nulas.

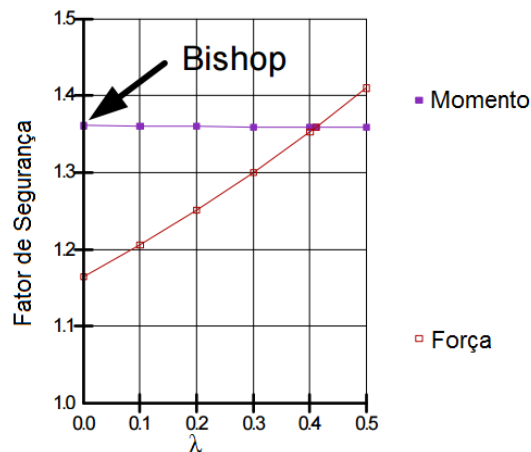


Figura 2-15 – Fator de segurança obtido pelo Método de Bishop (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

2.2.2.3 JANBU SIMPLIFICADO

Este método é muito semelhante ao método de Bishop Simplificado, com a diferença que Janbu satisfaz à equação de equilíbrio das forças horizontais, ao invés de satisfazer às equações de equilíbrio de momentos.

O diagrama de corpo livre para as fatias deste método gera resultados ainda mais satisfatórios.

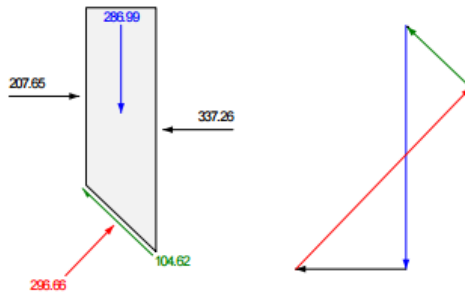


Figura 2-16 – Diagrama de corpo livre para o Método de Janbu (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

No entanto, os resultados para os fatores de segurança destoam de maneira significativa daqueles calculados pelo método de Bishop, podendo ser considerado um pior método para obtenção de Fator de Segurança.

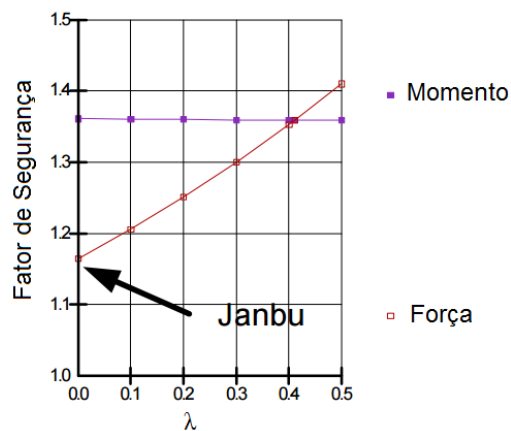


Figura 2-17 – Fator de Segurança obtido pelo Método de Janbu (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

Para este caso específico o método de Janbu alcançou valores mais conservadores.

Apesar de ter sido utilizado um estudo de caso apenas, é possível estender as conclusões tiradas dele para todas as outras aplicações. Em outras palavras, o estudo de caso foi utilizado de forma a ilustrar o que ocorre com os cálculos ao utilizar estes métodos.

2.2.2.4 MORGENSTERN E PRICE

Este método permite a utilização de várias relações entre as forças cisalhantes e forças normais entre fatias. Estas relações são basicamente funções $f(x)$, como mencionado anteriormente pela equação (2-1).

A partir do método de Spencer, anterior ao de Morgenstern e Price, se tornou possível a utilização de dois fatores de segurança, uma com relação ao equilíbrio de momentos e outra com relação ao equilíbrio de forças, como explicitado pela Tabela 2-4 e pela Formulação Geral do Equilíbrio Limite. Ao variar a constante lambda (λ) na (2-1), os valores obtidos para os fatores de segurança de momentos e de forças acabam convergindo para um valor, e este será o valor utilizado tanto por Spencer quanto por Morgenstern e Price. Pelo exemplo utilizado anteriormente, temos:

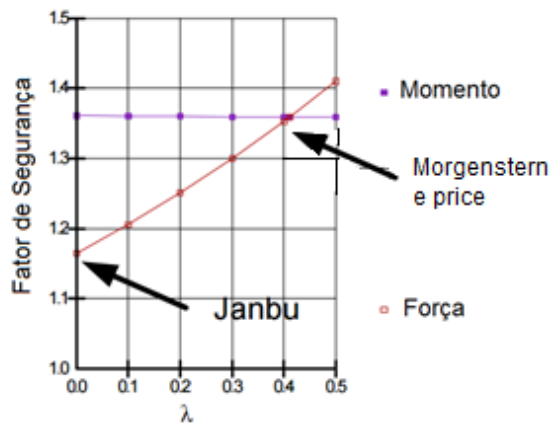


Figura 2-18 – Fator Segurança obtido pelo Método de Morgenstern e Price (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

A diferença entre esses dois métodos é que em Spencer a função $f(x)$ utilizada é uma constante, ao passo que pelo método de Morgenstern e Price a função pôde tomar várias formas, sendo uma das mais utilizadas a função meio-seno. Outras funções podem ser utilizadas, mas as mais conhecidas são funções constantes (que obtêm resultado idênticos ao método de Spencer), seno-cortado, trapezoidal, entre outras.

O diagrama de corpo livre deste método também obtêm resultados satisfatórios, como mostrado na Figura 2-19.

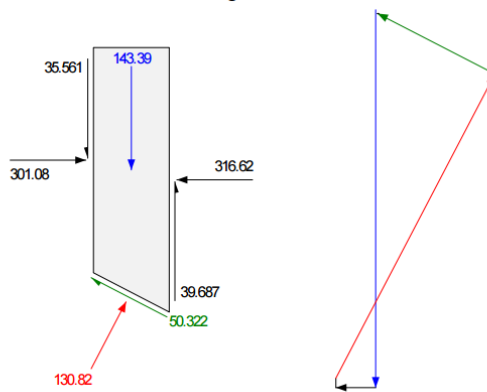


Figura 2-19 – Diagrama obtido pelo Método de Morgenstern e Prime (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

É importante lembrar que este método assume larguras de fatias infinitesimais, sendo necessário, portanto, a utilização de computadores para a resolução do problema. Além disso, este método permite a utilização de qualquer superfície de ruptura.

2.2.3 MÉTODOS PSEUDO ESTÁTICOS

Com o advento da tecnologia de ponta e com a maior preocupação mundial em relação às barragens geotécnicas (terra e rocha) quando submetidas a sismos, muitos avanços e novas técnicas de cálculo surgiram. Essas técnicas envolvem processos complexos de análise de elementos finitos, como já foi mencionado anteriormente neste documento.

No entanto, nota-se que métodos pseudo-estáticos, desenvolvidos na década de 1970, ainda são muito utilizados na prática da engenharia devido à sua simplicidade. Em uma análise pseudo-estática a carga sísmica é modelada como uma força inercial aplicada estaticamente. Este modelo de análise foi desenvolvido primeiramente por Sarma (1973 e 1979), como um complemento aos Métodos de Equilíbrio Limite.

2.2.3.1 SARMA (1973 E 1979)

Sarada K. Sarma propõe um novo método para análise de estabilidade de taludes, especialmente quando submetidos à esforços horizontais, como é o caso dos sismos. Como seus estudos foram feitos na década de 1970, é importante ressaltar que o método tenta ao máximo evitar o uso de computadores para a resolução do problema. Tendo em vista que nos dias de hoje isso não é um problema devido à disseminação de computadores pessoais muito superiores aos existentes à época, estas simplificações não se tornam mais necessárias.

A contribuição mais importante de Sarma é a introdução de uma aceleração horizontal (K) no maciço, que nada mais é que uma fração da gravidade, simulando um terremoto. É introduzido, ainda, uma aceleração para qual o maciço irá romper com certeza, mobilizando toda a força resistente cisalhante. A esta aceleração é dado o nome de Aceleração Crítica (K_c). Desta forma, a Aceleração Crítica ocorrerá quando o Fator de Segurança for igual a 1,0.

O próprio fator K_c pode ser utilizado para se determinar o fator de segurança por este método. Basta reduzir os parâmetros de resistência da superfície de ruptura por um fator F que representa o Fator de Segurança e determinar o valor de K_c correspondente à esta resistência reduzida. Com três ou quatro valores é possível obter um gráfico de K x F_s , e desta forma obter o Fator de Segurança para qualquer aceleração, inclusive para a situação estática (quando $K_c=0$). (SARMA, 1979)

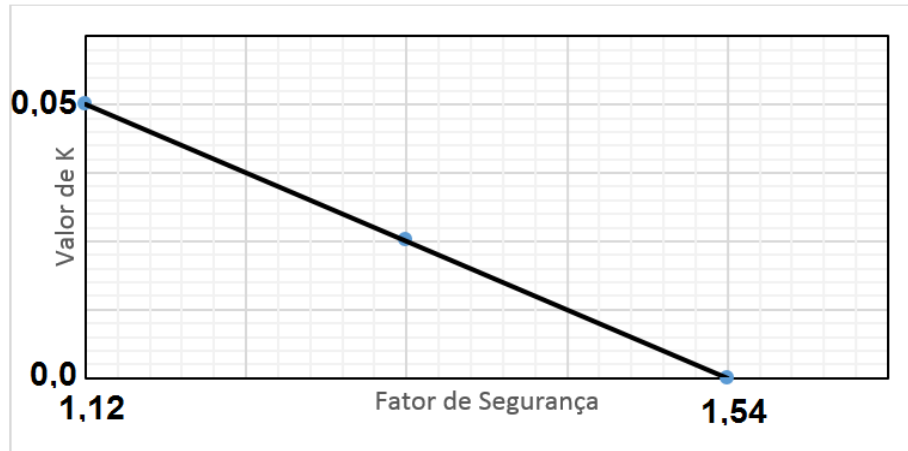


Gráfico 2-1 Exemplo de relação entre o Fator de Segurança F e o Fator de Aceleração K

Outra inovação introduzida por este método é a possibilidade de se inclinar as fatias do maciço.

Das desvantagens de utilizar este método, de acordo com (CHUQUIMUNI, 2005), ‘é considerar a barragem como um corpo rígido submetido a um coeficiente sísmico de valor e sentido constantes durante a duração da excitação, quando na realidade as forças de inércia são reversíveis no tempo, permitindo que um fator de segurança inferior à unidade seja possível, por breves períodos de tempo, durante os quais deslocamentos permanentes do talude ocorrerão’.

2.2.3.2 NEWMARK (1965)

Apesar de calcular fatores de segurança de uma maneira relativamente confiável, o método de Sarma não permite o cálculo dos deslocamentos permanentes gerados pela excitação física e que podem comprometer a estabilidade do talude (CHUQUIMUNI, 2005). O método de Newmark permite realizar esse cálculo por meio de uma analogia entre a massa de solo potencialmente instável com um bloco rígido sobre um plano inclinado.

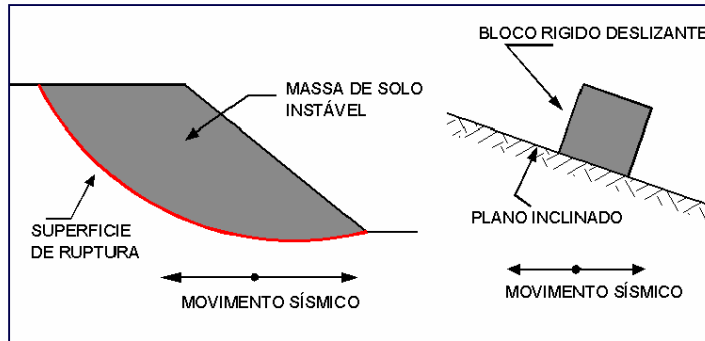


Figura 2-20 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado (CHUQUIMUNI, 2005)

Ao analisar o bloco e suas condições de equilíbrio, Newmark concluiu que deslocamentos permanentes devem ocorrer quando a aceleração exceder um valor crítico, denominado de aceleração de fluência ou de escoamento.

A aceleração de fluência/escoamento a_y é definida como:

$$a_y = K_y g \quad (2-6)$$

Em que K_y representa um coeficiente de escoamento e g a aceleração da gravidade. O coeficiente de escoamento K_y corresponde ao valor do coeficiente sísmico horizontal k_h na condição crítica para $FS=1$.

Quando o bloco estiver sujeito a acelerações maiores que a aceleração de escoamento, este se movimentará em relação ao plano inclinado, podendo-se determinar a aceleração relativa do bloco por:

$$a_{rel} = A - a_y \quad (2-7)$$

em que A é a amplitude da aceleração aplicada na base do bloco. (CHUQUIMUNI, 2005)

Desta forma é possível integrar a aceleração relativa em relação ao tempo para determinar, em princípio, a velocidade relativa e, em seguida, os deslocamentos relativos por meio de uma nova integração em relação ao tempo.

Segundo Chuquimuni, 2005, o método de Newmark (1965) foi modificado por vários pesquisadores considerando a resistência do solo dependente dos níveis de deformação, ângulo de atrito variável com o tempo, entre outros.

2.2.3.3 POROPRESSÕES

Este capítulo está baseado em definições do livro “Fundamentos de Engenharia Geotécnica”, de Braja M. Das, 2011.

A água exerce grande influência no comportamento do solo, especialmente em sua resistência ao cisalhamento. A tensão cisalhante resistente do solo pode ser obtida por meio da equação de Coulomb e em geral é definida da seguinte maneira:

$$\tau = c' + (\sigma - u)\tan\phi' \quad (2-8)$$

Em que:

τ – Resistência ao cisalhamento do plano de ruptura

c' – Coesão do solo

σ – Tensões totais

u – Poro pressões ou pressões neutras

ϕ' – ângulo de atrito interno (com base na tensão efetiva)

A partir de uma análise desta equação é possível perceber que as pressões exercidas pela água (poro pressões – u) diminuem o valor da resistência ao cisalhamento do plano de ruptura. Desta forma, é possível concluir que a presença de água (quando este solo estiver saturado) afeta o maciço de um talude de forma negativa, diminuindo sua resistência e o valor do Fator de Segurança.

Barragens de terra e rocha, em geral, possuem água em seu interior e esta água deve ser considerada quando os cálculos de estabilidade de talude forem executados, especialmente quando se tratando

de modelos pseudo-estáticos (quando a barragem/talude estiver sob efeitos sísmicos). As poro pressões aumentam as cargas de cada fatia, uma vez que o peso da fatia aumentará, além de diminuir as resistências quanto ao cisalhamento, uma vez que as poro pressões agem diminuindo as tensões efetivas.

Vale lembrar que em barragens de terra e rocha a água presente no maciço se encontra em fluxo transiente, o que torna o cálculo um pouco diferente daquele que se faria com a água estática no maciço. Em solos finos (argilas e siltes) bem compactados, no entanto, o gradiente hidráulico pode ser tão pequeno que não se considera este fluxo.

Quando a barragem é submetida a um choque sísmico/terremoto, há um acréscimo de cargas repentina, o que não permite a dissipação das poro-pressões em solos argilosos e até mesmo em solos arenosos. Como a permeabilidade do maciço é muito baixa, ele não permite uma rápida drenagem da água, fazendo com que toda a carga repentina aplicada seja absorvida por esta água. Desta forma, como a água é incompressível, as poro-pressões aumentam, diminuindo ainda mais as tensões efetivas do solo e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento dos planos de ruptura.

Ao aumentar as poropressões é possível que ocorra o efeito da liquefação do maciço, que nada mais é do que transformar o maciço de solo em uma espécie de fluido, ocorrendo a desestabilização e conseqüente rompimento.

2.2.4 ESTABILIDADE QUANTO À LIQUEFAÇÃO

Na engenharia de terremotos existe uma linha de pensamento que diz que até mesmo para a pior das condições possíveis o fator de segurança não deve nunca ficar abaixo de 1,0. Se poropressões forem geradas e a resistência do solo diminuir (e permanecerem assim), o fator de segurança nunca deve ser menor do que 1,0 quando se tratando da geometria da barragem. Se o fator de segurança for menor que 1,0 nessas condições extremas, o risco se torna inaceitavelmente alto, podendo gerar um rompimento por liquefação, que pode causar efeitos catastróficos. (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2015)

O livro “*Design of Small Dams*” do United States Department of the Interior, sugere que se a barragem estiver em uma área sujeita a terremotos/sismos, o design deve considerar as cargas extras e maiores tensões. “Os tipos de estrutura que melhor resistem a terremotos/sismos sem apresentarem danos são barragens geotécnicas (de terra) e de concreto. Em áreas ativas sismicamente, a escolha do tipo e do design da barragem devem ser feitos por profissionais experientes neste tipo de trabalho”.

2.3 REGULAÇÕES E NORMAS BRASILEIRAS

O Guia Básico de Segurança de Barragens é um documento criado por diversos profissionais experientes na área de barragens, que propõem um roteiro básico para a construção de barragens mais seguras além de manter as já construídas dentro de um patamar de segurança aceitável.

Na página 45 do referido documento, é citada uma forma de lidar com os sismos no País. Fica em aberto a sugestão de se utilizar outros critérios além dos especificados no documento para as especificidades de algumas barragens, permitindo o desenvolvimento e melhoria de novas técnicas nesta área.

O Sismo Máximo de Projeto é um fator determinante para o projeto da barragem, uma vez que a fundação deverá suportar os movimentos gerados por ele, além de que não deve haver perda na capacidade do reservatório de serviço. Para a determinação do Sismo Máximo de Projeto é necessário se basear nas consequências de ruptura da barragem.

Inicialmente é necessário entender o conceito de Sismo Máximo de Projeto, ou SMP. O SMP é o deslocamento mais expressivo da fundação, selecionada para implementar um novo projeto de barragem ou para avaliar a segurança da mesma. Em um dado local, os parâmetros de movimentação da fundação, utilizados para os cálculos de estabilidade de talude, são determinados a partir do SMP.

Conforme as consequências da ruptura de determinada barragem aumentam, aumenta também o SMP, como ilustrado na Tabela 2-6. Dada uma Probabilidade de Excepcionalidade Anual (PEA) e de acordo com as condições tectônicas locais e da distância aos epicentros dos tremores, o SMP

varia. O SMP também pode ser definido de acordo com carregamentos sísmicos antrópicos, sendo a criação de grandes lagos artificiais e reservatórios um dos mais comentados pela literatura (Sismicidade induzida pelo reservatório).

De acordo com o Guia de Segurança de Barragens, deve-se obter os parâmetros dos sismos locais a partir dos critérios de projeto para sismos na Tabela 2-6. Estes parâmetros, como o espectro de resposta, a velocidade e a aceleração, devem ser determinados (ou pelo menos supervisionados) por pessoas com especialização em análise de sismicidade.

Para este guia, análises pseudo-estáticas como as descritas neste projeto no capítulo 2.2.3 MÉTODOS PSEUDO ESTÁTICOS devem ser utilizadas caso as barragens de terra estejam assentes em fundações de alta resistência e não suscetíveis à liquefação, além de sugerir que a barragem não deve possuir grandes proporções de materiais que quando saturados possam perder muita resistência durante a atividade sísmica. Para obter o coeficiente de sismicidade é possível recorrer a mapas de zoneamento criados para este propósito.

Tabela 2-6 – Critérios Mínimos Usuais para Sismos de Projeto (CBDB, 2001)

Consequência de Ruptura	Sismo Máximo de Projeto (SMP)	
	Deterministicamente Determinado	Probabilisticamente determinado (probabilidade de excepcionalidade anual)
Muito Alta	SMP (b) (c)	1/10.000 (c)
Alta	De 50% a 100% do SMP (d) (e)	1/1.000 a 1/10.000 (e)
Baixa	(f)	1/100 a 1/1.000 (f)

(a) – Ver Tabela 2-7 para a classificação de consequências da ruptura

(b) – Para uma falha conhecida, ou província tectônica geograficamente definida, o Sismo Previsível Máximo (SPM) é o maior sismo conceitualmente possível. Para o local da barragem, a movimentação pelo SPM é a movimentação mais severa, passível de ocorrer, que é produzida no mesmo arcabouço tectônico onde a estrutura for implantada.

(c) - Um nível apropriado de conservadorismo deve ser aplicado ao fator de segurança calculado a partir desses carregamentos a fim de reduzir os riscos de ruptura da barragem a valores toleráveis. Assim, a probabilidade de ruptura da barragem poderia ser muito menor do que a probabilidade de um carregamento por evento extremo.

(d) - As acelerações e velocidades em fundações resistentes no SMP podem ser estimadas como de 50% a 100% dos valores do SPM. Para fins de projeto, a magnitude deve permanecer a mesma como no SPM.

(e) - Na categoria de consequência alta, o SMP baseia-se nas consequências da ruptura. Por exemplo, se uma fatalidade incremental pode resultar de uma ruptura, uma PEA (Probabilidade de Excepcionalidade Anual) de 1/1000 poderia ser aceitável, porém para as consequências que se aproximam daquelas barragens de consequências muito altas, valores de SPM que se aproximem dos sismos de projeto poderiam ser necessários.

(f) - Se uma estrutura de baixa consequência não pode suportar o critério mínimo, o nível de atualização pode ser determinado por análises de riscos econômicos, com consideração aos impactos sociais e ambientais. (CBDB, 2001)

Para entender a Tabela 2-6 é necessário entender primeiro o que são as Consequências de Ruptura e como é feita esta classificação. Esta classificação é fundamental para definir os níveis de manutenção e os critérios de projeto adotados para a barragem. O sistema mais aceitável se baseia no potencial de perda de vidas e nos danos econômicos associados à ruptura da barragem.

A Tabela 2-7 resume esta classificação de uma forma subjetiva, e para quantificar os parâmetros especificados (perda de vidas, econômico, social e danos ambientais) é necessário fazer a leitura do documento como um todo.

Tabela 2-7 – Classificação da consequência de Ruptura de Barragens (CBDB, 2001)

Potencial consequência incremental da ruptura		
Consequência de ruptura	Perda de vidas	Econômico, social e danos ambientais
Muito alto	Significativa	Dano excessivo
Alta	Alguma	Dano Substancial
Baixa	Nenhuma	Dano moderado
Muito Baixa	Nenhuma	Dano mínimo

Além disso, o Sismo Máximo de Projeto pode ser determinado de duas formas, sendo a primeira a determinação determinística, ou seja, quando se há dados suficientes para determinar o valor de SMP. A segunda forma se dá quando não se possui dados suficientes da área, sendo necessário cálculos probabilísticos para obtenção deste valor. O valor da probabilidade aceitável é a apontada na terceira coluna da Tabela 2-6.

O Guia de Segurança de Barragens não fornece nenhum método de cálculo a ser utilizado e muito menos um valor padrão a ser utilizado para a aceleração provocada pelo sismo no maciço. Desta forma, é necessário realizar a busca em outra literatura para definição deste carregamento.

Este Guia também não sugere um valor para o Fator de Segurança a ser utilizado quando se está analisando uma barragem durante um sismo.

O Guia para a Elaboração de Projetos de Barragens, por outro lado, sugere valores de Fator de Segurança e acelerações nas direções horizontal ($K_H.g$) e vertical ($K_V.g$) quando há ausência de estudos de sismicidade. Estes valores são indicados na Tabela 2-8 a seguir.

Tabela 2-8 – Valores sugeridos pelo Guia de Elaboração de Projetos de Barragens para sismos (ANA, 2015)

Coefficiente Sísmico	Valor sugerido
$K_V.g$	0,03g
$K_H.g$	0,05g
Fator de Segurança na ocorrência de sismos	1,1

Para o manual e de Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) da Eletrobrás, os valores destes coeficientes sísmicos estão indicados na Tabela 2-9 juntamente com o valor que deve ser utilizado para o Fator de Segurança.

Tabela 2-9 – Coeficiente Sísmicos sugeridos pelo Manual da Eletrobrás (2003)

Coeficiente Sísmico/FS	Valor sugerido
$K_V.g$	0,03g
$K_H.g$	0,05g
Fator de Segurança na ocorrência de sismos	1,0

Um livro muito usado pelos projetistas brasileiros é o *Design of Small Dams*, do *Bureau of Reclamation* nos Estados Unidos. Neste livro, os autores sugerem que ambas as cargas de sismo devem ser aplicadas à barragem nos sentidos mais desfavoráveis à estrutura. Além disso, faz sugestões para “áreas não sujeitas a condições extremas de terremotos”, sendo esses valores especificados na Tabela 2-10.

Tabela 2-10 – Valores Sugeridos pelo *Design of Small Dams* para sismos

Coeficiente Sísmico	Valor sugerido
$K_V.g$	0,05g
$K_H.g$	0,10g

Outro livro muito usado para projetar barragens no Brasil é o *100 Barragens Brasileiras*, do autor Paulo Teixeira da Cruz. Neste livro não há qualquer referência à verificação da segurança de barragens quanto a sismos, e não é feita nenhuma sugestão quanto às forças dinâmicas equivalentes (em relação às acelerações impostas pelo sismo) que devem ser utilizadas no cálculo de estabilidade de taludes.

Chuquimuni coletou valores típicos de coeficiente sísmico K_H de diversos autores de diferentes nacionalidades, e estes valores estão demonstrados na Tabela 2-11.

Tabela 2-11 – Valores sugeridos por diversos autores (CHUQUIMUNI, 2005)

Coefficiente Sísmico K_H	Referência
0,10 - 0,15	Corpo de Engenheiros, 1982
0,05 – 0,15	Califórnia, EUA
0,15 – 0,25	Japão
0,33 – 0,5 PGA	Marcuson e Franklin (1983)
0,5 PGA	Hynes-Griffin e Franklin (1983)

PGA – aceleração pico do terreno

Para a norma NBR 15421 – Projeto de Estruturas Resistentes a sismos – Procedimento, o Brasil é dividido em Zonas Sísmicas, como mencionado anteriormente pelo Guia de Segurança de Barragens. Estas zonas definem as Acelerações Horizontais Características dos sismos locais, e com estas as estruturas devem ser projetadas. O País é dividido em cinco zonas diferentes, conforme a Figura 2-21 e as acelerações adotadas em cada zona estão demonstradas na Tabela 2-12.

Tabela 2-12 – Zoneamento Sísmico e Categorias Sísmicas (NBR:15421, 2006)

Zona Sísmica	Valores de K_h
0	0,025g
1	0,025g-0,05g
2	0,05g-0,10g
3	0,10g-0,15g
4	0,15g

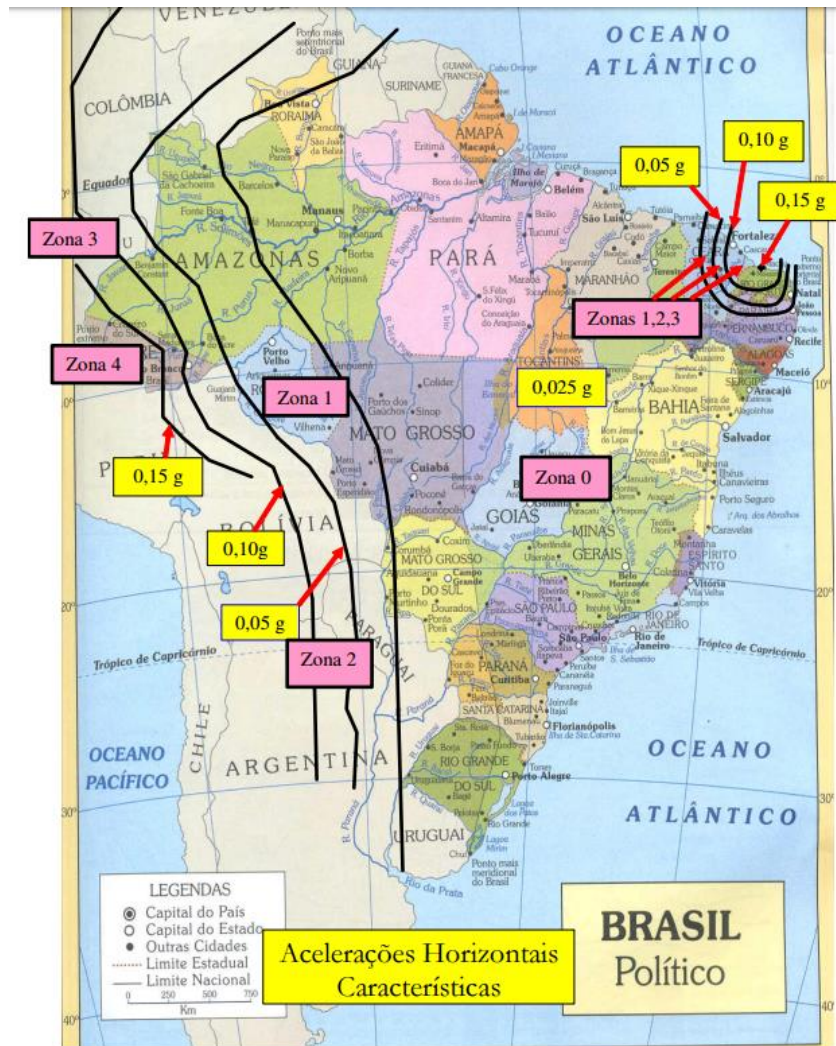


Figura 2-21 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”) (NBR:15421, 2006)

É importante lembrar que a Norma NBR 15421 foca em estruturas de concreto armado (como prédios residenciais, comerciais, entre outros), que em geral não são responsáveis por induzir sismos.

O “United States Geological Survey” desenvolveu uma correlação das constantes de aceleração durante sismos pela escala Mercalli modificada, que estão demonstradas na Tabela 2-13.

Tabela 2-13 – Correlação entre Aceleração sísmica e Intensidade do sismo (Escala Mercalli)
(United States Geological Survey)

Intensidade	Aceleração (g)	Tremor percebido	Dano Potencial
I	<0,0017	Não percebido	Nenhum
II-III	0,0017 – 0,014	Fraco	Nenhum
IV	0,014 – 0,039	Leve	Nenhum
V	0,039 – 0,092	Moderado	Muito pequeno
VI	0,092 – 0,18	Forte	Pequeno
VII	0,18 – 0,34	Muito Forte	Moderado
VIII	0,34 – 0,65	Severo	Moderado para Grande
IX	0,65 – 1,24	Violento	Grande
X+	>1,24	Extremo	Muito Grande

2.3.1.1 BORDA LIVRE NORMAL E BORDA MÍNIMA

A definição de borda livre normal em barragens é, em geral, a diferença entre a cota da crista e o nível máximo normal do reservatório (ICOLD, 1978). É comum definir uma borda livre mínima, que é a diferença entre a cota da crista e o nível de máxima cheia, ou maximum maximorum. (AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS, 2015)

O valor determinado para a borda livre é muito importante, uma vez que é utilizada para fixar a cota da crista da barragem. É necessário que este valor não seja muito baixo, para que não ocorra ruptura por galgamento (especialmente em barragens geotécnicas).

Alguns fatores são responsáveis para realizar a quantificação deste valor, sendo eles divididos em fatores quantificáveis e fatores não-quantificáveis. Os fatores não quantificáveis são diversos, e alguns exemplos são o grau de conhecimento das condições hidrológicas, deslizamento das margens do reservatório (gerando ondas de difícil quantificação), transiente provocado pela interrupção brusca de funcionamento de estruturas hidráulicas, vulnerabilidade ao galgamento, instabilidade na região superior da barragem (trânsito, ação de animais, ação de agentes atmosféricos), tipo de vertedouro, entre outros. (MARTINS, 2002)

Os fatores quantificáveis são aqueles possíveis de calcular, sendo considerados basicamente dois efeitos: ações do vento e dos sismos.

O vento provoca sobre-elevações temporárias do nível de água e ondulações, e estes valores podem ser quantificados. Adota-se, quando não há dados suficientes sobre vento, vento excepcional de 160km/h e vento habitual de 80km/h para a realização destes cálculos. (USB, 1973). Para este projeto, no entanto, há maior interesse nos cálculos realizados em relação aos sismos.

Para sismos, a ondulação gerada possui uma altura, em metros, definida pela expressão: (CINS, 1968)

$$h = K_h \cdot T \cdot g \cdot H \cdot 2 \quad (2-9)$$

Em que:

K_h – Coeficiente sísmico horizontal;

T – período predominante do sismo (s);

g – Aceleração da gravidade (m/s^2);

H – altura máxima de água a montante (m)

Além disso, os sismos também podem ter efeitos considerados não quantificáveis, uma vez que a depender do sismo a cota da crista pode alterar, além dos deslizamentos das margens que podem ocorrer durante o sismo e causar ondas, entre outros efeitos de difícil quantificação.

3 BARRAGEM DO CASTANHÃO

3.1 INTRODUÇÃO

A fim de fazer um estudo mais fundamentado foi utilizada a barragem do Castanhão como base para as análises probabilísticas e determinísticas de ruptura. No entanto, é importante ressaltar que este projeto não tem como finalidade determinar a estabilidade da barragem do Castanhão quanto a sismos, e sim aprofundar os conhecimentos do autor quanto ao tema. Desta forma, nem todas as informações aqui colocadas serão retiradas desta barragem, sendo algumas simplesmente hipotéticas (como a seção típica a ser utilizada na análise, por exemplo).

A barragem do Castanhão é localizada na bacia hidrográfica do rio Jaguaribe, Ceará. O Departamento Nacional de Obras Contra a Seca – DNOCS - é responsável pelo desenvolvimento do projeto, que começou em 1995 e terminou em 2003, entregue pela empresa Andrade Gutierrez.

Os principais objetivos da barragem do Castanhão são a regularização da vazão do rio Jaguaribe, abastecimento de água aos habitantes ribeirinhos e a região metropolitana da cidade de Fortaleza, controle de cheias do vale do baixo Jaguaribe, desvio para a Chapada do Apodi (sistema de irrigação do Rio Jaguaribe e da Chapada do Apodi, com 43.000 há de área), desenvolvimento de produção de energia hidroelétrica, desenvolvimento turístico e armazenamento de água para o Projeto de Integração do Rio São Francisco. (PONTE et al, 2009)

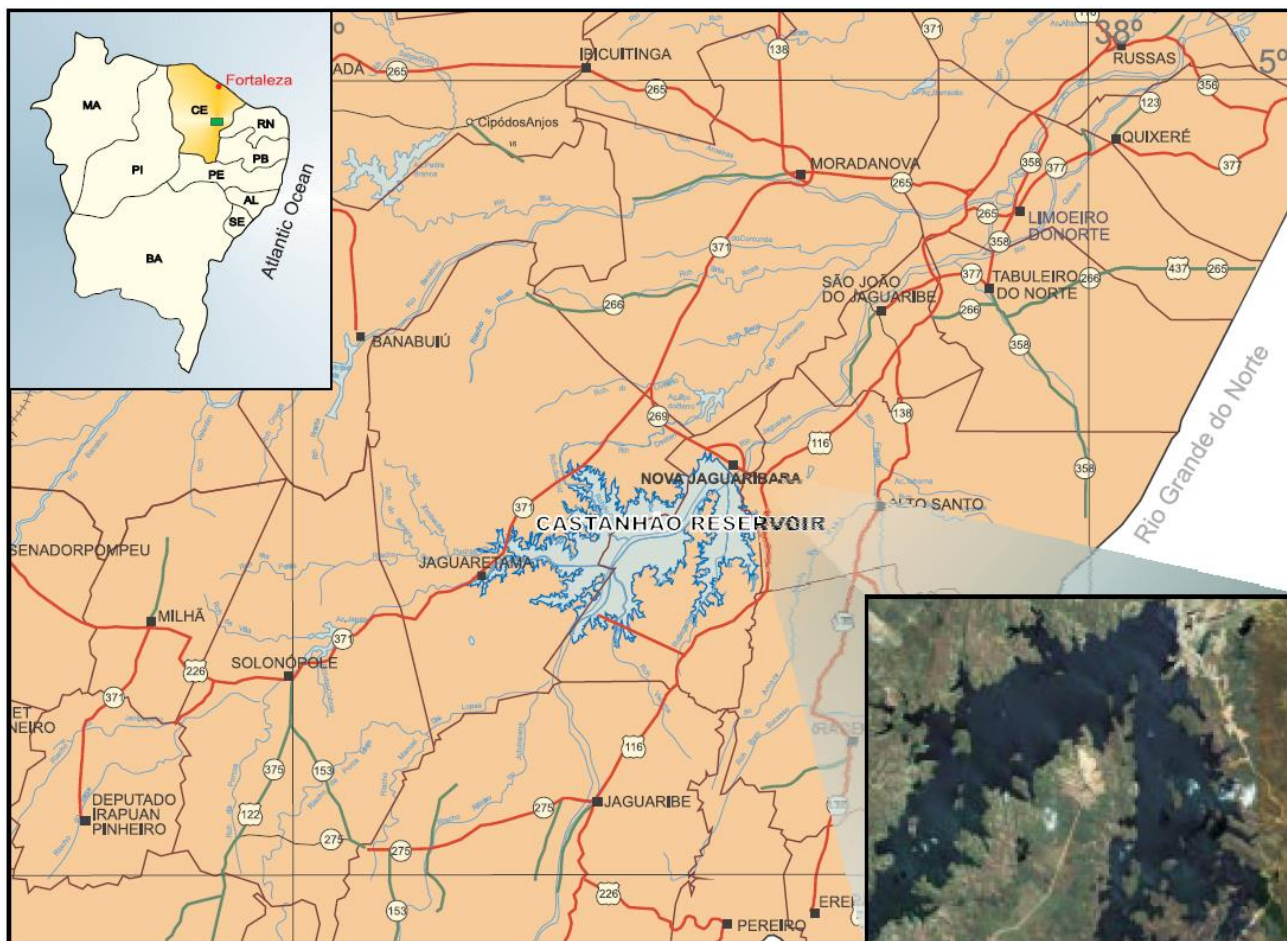


Figura 3-1 – Localização do reservatório do Castanhão (PONTE et al, 2009)

O lago artificial terá uma cota topográfica máxima de 106 m, com capacidade de armazenamento de 6,7 bilhões de metros cúbicos de água, com um espelho d'água de área igual a 325 km². O barramento se localiza no leito do rio Jaguaribe a 4,5 km a sudoeste do povoado do Castanhão, na região denominada Boqueirão do Cunha, com 60 m de altura. O primeiro impacto da obra foi o desaparecimento da cidade de Jaguaribara e a transferência de 10.300 pessoas para a cidade (construída apenas para este fim) de Nova Jaguaribara. (JÚNIOR, 2001)

3.2 ARRANJO GERAL E SEÇÕES TÍPICAS DA BARRAGEM

A barragem é basicamente homogênea de terra, com as estruturas de concreto concentradas no leito do rio. A Figura 3-2 demonstra o arranjo geral da barragem do Castanhão.

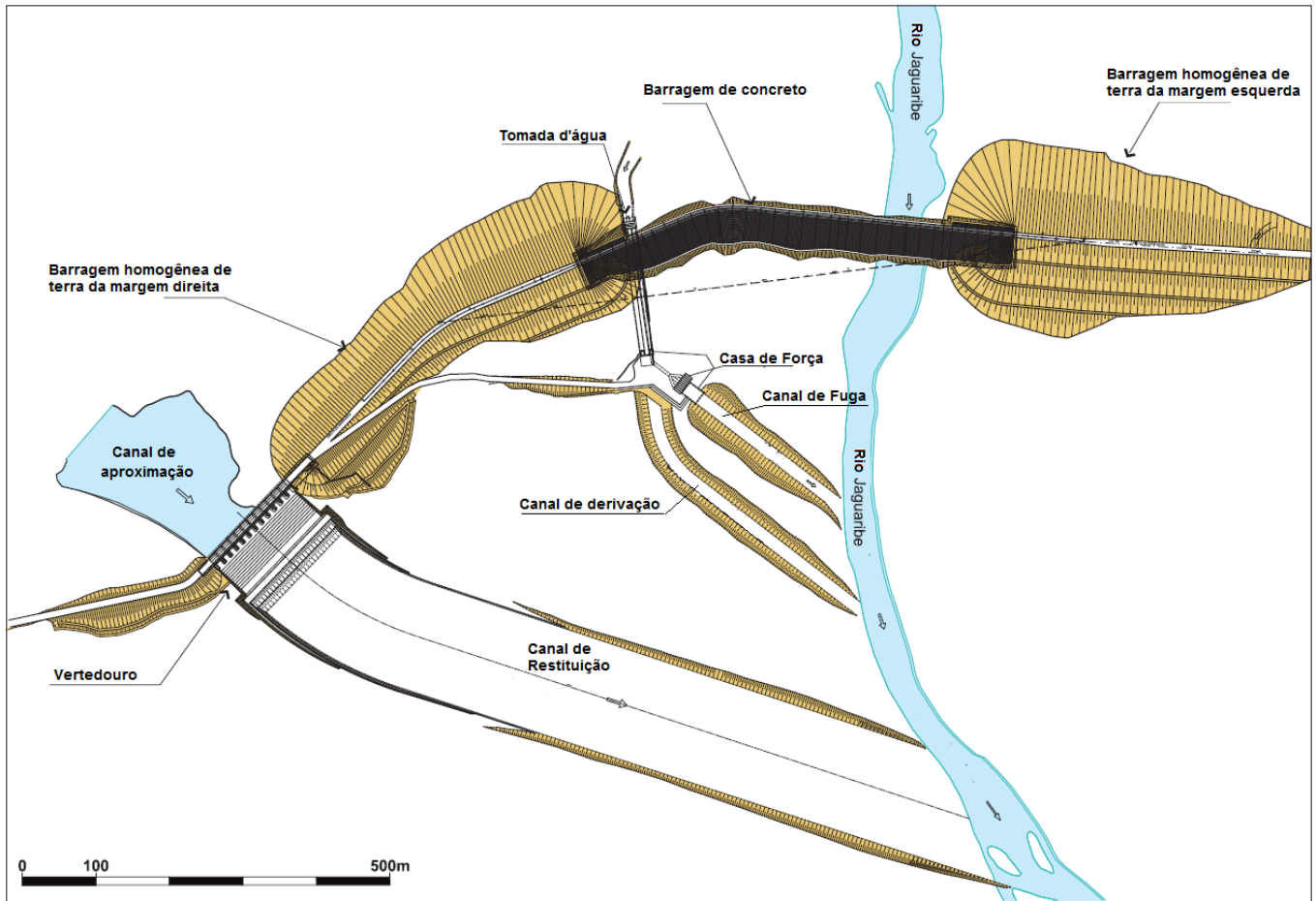


Figura 3-2 – Arranjo geral da barragem de Castanhão (PONTE et al, 2009)

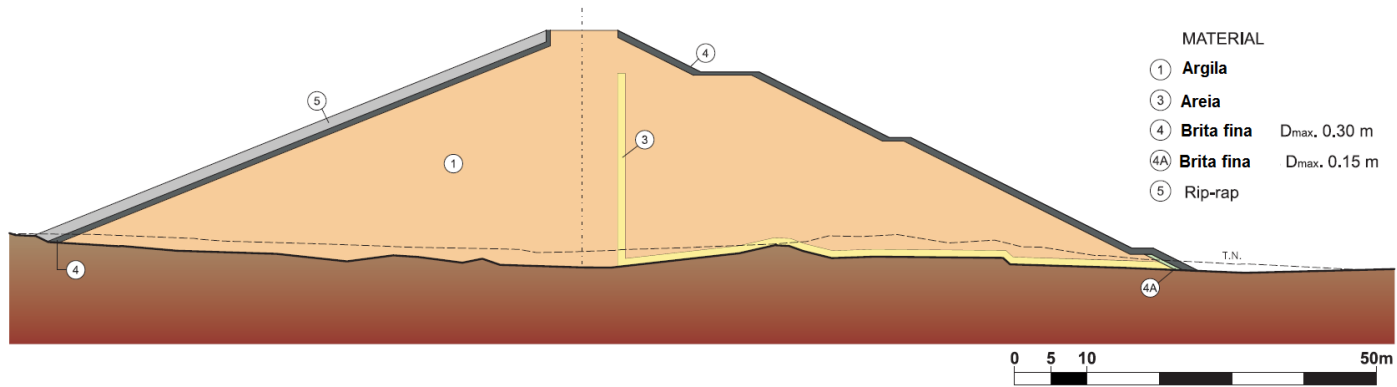


Figura 3-3 – Seção Típica da barragem homogênea de terra (PONTE et al, 2009)

Para esta seção típica foram adotados os seguintes valores para os parâmetros do solo compactado, após ensaios laboratoriais.

Tabela 3-1 – Parâmetros de resistência adotados para os materiais da Barragem do Castanhão e de sua fundação (HACHICH, MELLO, *et al.*, 2004)

Material	Peso Específico (tf/m ³)	Tensão normal efetiva (tf/m ²)	Intercepto de Coesão Efetiva (tf/m ²)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)
Corpo da Barragem	1,8	< 7	0	63,27
		Entre 7 e 70	10	29,13
		> 70	0	35
Areia dos filtros	1,9		0	42
Enrocamento de pé	1,9		0	48
Areia da fundação	1,7		0	32

Desta forma foi possível criar uma seção típica e escolher parâmetros baseando-se nestes dados, fazendo pequenas modificações.

3.3 CEARÁ E SISMICIDADE

Como já demonstrado pela Figura 2-2, o Ceará é uma das áreas que mais apresenta abalos sísmicos no Brasil. Nos últimos dez anos (30/11/2006 a 30/11/2016), 14 abalos sísmicos com momentos de magnitude acima de 3,0 foram medidos nesta região, como indica a Figura 3-4. (OBSIS, 2016)



Figura 3-4 – Sismos nos últimos dez anos com momentos de magnitude acima de 3,0 no Estado do Ceará.

É possível, também, obter mapas de intensidade sísmica, como apresentado pela Figura 3-5. Nessa figura, a localização da barragem se encontra em uma área de intensidade IV na escala Mercalli Modificada, e bastante próxima de uma área de intensidade V nesta mesma escala. De acordo com a Tabela 2-13, esta área está sujeita a acelerações próximas a 0,1g, valor bastante acima do sugerido pelas normas brasileiras.

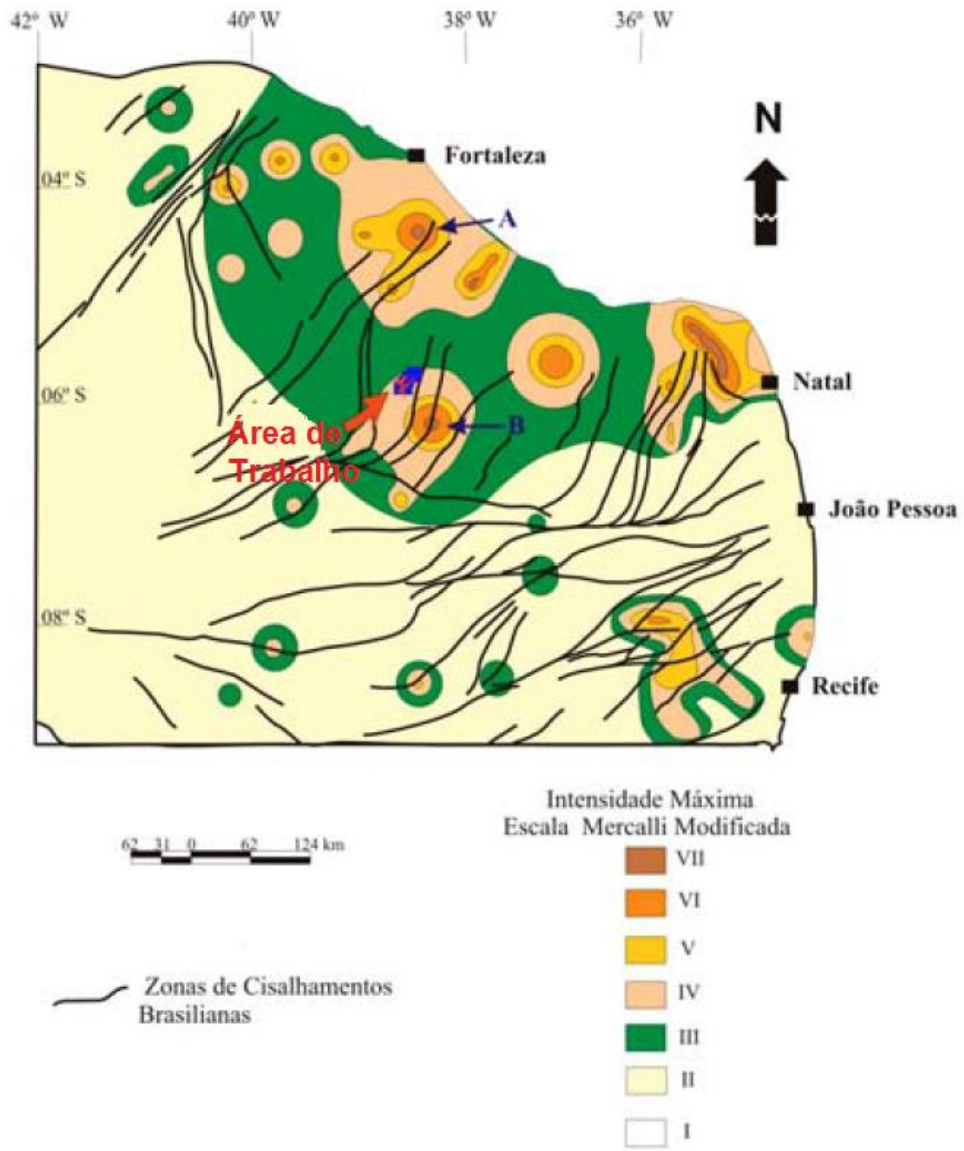


Figura 3-5 – Mapa de intensidade sísmica da região (JÚNIOR, 2001)

4 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentadas as formulações matemáticas, os preceitos teóricos e os parâmetros envolvidos nas análises determinística e probabilística executadas.

Como explicitado no Capítulo 2.2 de estabilidade de taludes, é necessário calcular um Fator de Segurança obtendo as tensões atuantes e calculando as tensões resistentes na barragem e em sua fundação. Para o cálculo determinístico, basta utilizar os parâmetros médios obtidos de ensaios laboratoriais das camadas compactadas da barragem. Além disso, é necessário determinar os esforços atuantes (acelerações ocasionadas pelo abalo sísmico) e o nível freático.

Já para o cálculo probabilístico deverão ser utilizados os parâmetros médios e seus coeficientes de variação, como será explicado mais adiante, assim como a variação do esforço atuante, que no caso será o abalo sísmico.

Uma vez que este projeto se destina a analisar o efeito sísmico em uma barragem geotécnica, algumas suposições foram feitas para minimizar a quantidade de cálculos a serem executados:

- 1) O sismo irá ocorrer somente após o enchimento do reservatório. – Devido à baixíssima probabilidade de ocorrência de um sismo durante a construção/alteamento da barragem ou durante um rebaixamento rápido do reservatório, será adotado que o sismo ocorre em período de operação da barragem;
- 2) O sismo ocorrerá com o nível *maximum maximorum* do reservatório, em regime de fluxo permanente – Apesar de pouco provável, esta hipótese garante que a ocorrência do sismo não ocasionará na ruptura da barragem mesmo quando o reservatório está cheio. Além disso, este nível de água é semelhante ao nível de operação normal da barragem;
- 3) Apenas os taludes de jusante serão calculados quanto à estabilidade - Os taludes de montante geralmente possuem um Fator de Segurança muito alto para a condição de operação da barragem, uma vez que o reservatório entra como uma força estabilizadora dos mesmos. Desta forma, é comum avaliar apenas o talude de jusante nesta condição.

A metodologia está dividida em duas partes: método para análise determinística e método para análise probabilística

4.1 METODOLOGIA DA ANÁLISE DETERMINÍSTICA

Como mencionado anteriormente, a análise feita será a de estabilidade de taludes de jusante da barragem em operação em regime permanente.

De acordo com a Revisão Bibliográfica, é possível a obtenção de bons resultados de Fator de Segurança utilizando o Método de Equilíbrio Limite proposto por Morgenstern and Price. Além disso, o método possibilita o uso de diversas funções para a relação das forças entre fatias.

A função $f(x)$ – força entre fatias – foi a de meio-seno, uma vez que esta é muito utilizada e acredita-se se aproximar da realidade.

A superfície de ruptura adotada é circular, uma vez que esta é uma superfície muito adotada para barragens homogêneas de solo e quase um padrão para este tipo de projeto.

4.1.1 SEÇÃO TÍPICA E PARÂMETROS UTILIZADOS

Utilizando como base a seção típica e os valores utilizados na barragem de Castanhão foi possível traçar a seção típica e escolher os parâmetros para os cálculos de estabilidade quando a barragem é submetida a esforços sísmicos.

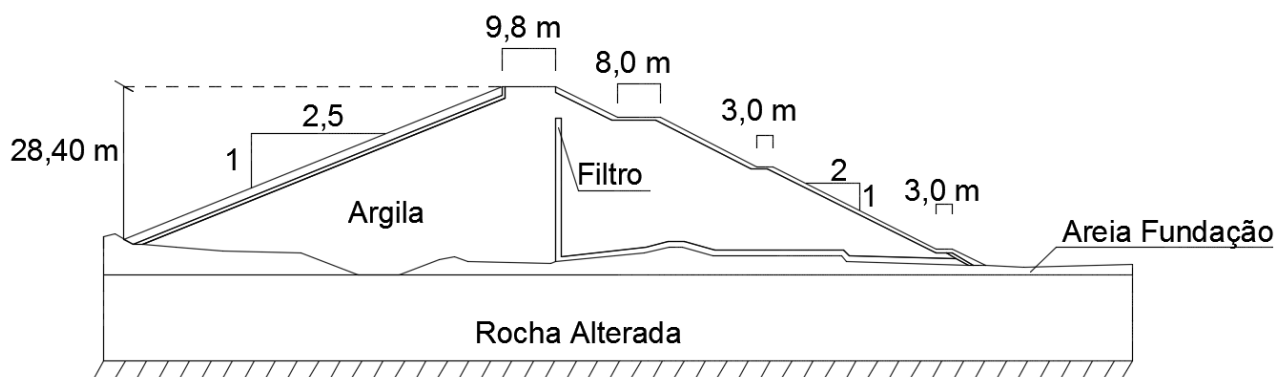


Figura 4-1 – Seção típica utilizada, utilizando como base a barragem de Castanhão

Tabela 4-1 – Parâmetros médios utilizados nos cálculos

Material	Peso Específico (tf/m³)	Intercepto de Coesão Efetiva (kN/m²)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)
Corpo da Barragem	1,8	50	29
Areia dos filtros	1,9	0	42
Enrocamento de pé	1,9	0	48
Areia da fundação	1,7	0	32

4.2 METODOLOGIA DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA

4.2.1 UMA BREVE INTRODUÇÃO

Além da análise determinística a partir do cálculo de estabilidade de taludes é possível fazer uma análise probabilística desta estabilidade, em que as incertezas nos parâmetros do solo são levadas em conta e é possível calcular uma probabilidade de ruptura para o projeto escolhido.

O estudo utilizado para basear este capítulo foi o projeto de monografia de Rios (2015).

A gestão de risco é um pouco mais complexa e auxilia a tomada de decisão dos engenheiros responsáveis pela obra ou situação. O risco é definido como a probabilidade de ocorrência de um evento multiplicado pelas consequências (transformado em prejuízo monetário) que este evento pode provocar.

As chances de ocorrência de tais eventos podem ser estimadas de forma qualitativa ou quantitativa, incluindo o impacto de suas consequências. Desta forma é feita a análise de risco, processo este bem desenvolvido e documentado em programas de avaliação de barragens de países como Noruega, Estados Unidos e Canadá.

Em uma análise qualitativa, o sismo (possível causador de falhas) é classificado como pouco provável a muito provável, assim como os danos provocados têm seus impactos avaliados. Na Tabela 2-6 e na Tabela 2-7 é possível ver um exemplo de como uma análise qualitativa é feita.

A análise de risco quantitativa é feita de maneira a quantificar os danos e as probabilidades de ocorrência de um sismo que cause a ruptura da barragem. Este projeto terá foco em determinar apenas a probabilidade de ruptura da barragem quando submetido a diferentes acelerações sísmicas.

Será utilizada o método probabilístico proposto por Rosenblueth, conhecido como Método das Estimativas Pontuais.

4.2.2 MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS

Emilio Rosenblueth simplificou o problema em seu método das Estimativas Pontuais, substituindo variáveis aleatórias contínuas por variáveis discretas cujas distribuições de probabilidade fornecem momentos de ordem m iguais.

O valor esperado de uma função Y elevada a uma potência m , $E[Y^m]$ é dado por:

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (4-1)$$

Sendo que:

$E[Y^m]$ é o momento de distribuição de probabilidade; Quando $m=1$, E é a esperança matemática, ou seja, a média.

Y é uma função de X , $Y = F(X)$

y_+ é o valor da função Y em um ponto x_+ acima do valor médio de X , μ_m : $y_+ = F(x_+)$

y_- é o valor da função Y em um ponto x_- abaixo do valor médio de X , μ_m : $y_- = F(x_-)$

P_+ e P_- são fatores de ponderação de y_+ e y_- respectivamente.

Os valores x_+ e x_- constituem uma variável discreta e estão associados a uma probabilidade P_+ e P_- respectivamente. Ao se igualar os momentos produzidos por esta função de distribuição discreta à função real, contínua, podem ser obtidas x_+ e x_- e os fatores de ponderação.

O método de Rosenblueth lida com três casos, descritos a seguir:

a) Caso 1: Y é função de uma variável X de média, variância e momento de terceira ordem conhecidos. Neste caso, tem-se:

$$x_+ = \mu_x + \left[\frac{v_x}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad (4-2)$$

$$x_- = \mu_x + \left[\frac{v_x}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad (4-3)$$

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{v_x}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2}\right)^2}} \right] \quad (4-4)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (4-5)$$

O parâmetro v_x é a obliquidade, medida de assimetria da distribuição normal. É calculada pela razão entre o momento de terceira ordem, m_3 , e o cubo do desvio padrão, σ : $v_x = \frac{m_3(\mu_x)}{\sigma_x^3}$.

b) Caso 2: Y é função de uma variável X simétrica e de distribuição aproximadamente normal. É feita uma estimativa com três pontos, sendo um deles a média ($x = \mu_x$) e os outros dois pontos, x_+ e x_- , estando igualmente espaçados da média. Tem-se:

$$x = \mu_x \quad (4-6)$$

$$x_+ = \mu_x + \sqrt{3}\sigma_x \quad (4-7)$$

$$x_- = \mu_x - \sqrt{3}\sigma_x \quad (4-8)$$

$$E[Y^m] \approx P(y_\mu)^m + P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (4-9)$$

$$y_\mu = F(\mu_x), P = \frac{2}{3} \text{ e } P_+ = P_- = \frac{1}{6}. \quad (4-10)$$

c) Caso 3: É o caso em que se encontra a análise deste projeto, no qual Y é uma função de n variáveis que se distribuem simetricamente e que podem estar correlacionadas. No método são utilizados 2^n pontos, de modo que sejam feitas todas as combinações possíveis das n variáveis, que podem estar um desvio padrão acima ou abaixo da média. Caso as variáveis não possuam

correlação entre si, o fator de ponderação para todos os pontos é $P = 1/2^n$. Caso haja correlação entre as variáveis, o fator de ponderação é calculado a partir do coeficiente de correlação ρ , da seguinte maneira:

$$P(s_1, s_2 \dots s_n) = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j)\rho_{ij} \right] \quad (4-11)$$

Nesta equação, $s_i = +1$ quando a variável i tem uma distância de um desvio padrão acima da média; caso a variável esteja um desvio padrão abaixo da média, $s_i = -1$. Aplica-se o mesmo raciocínio a s_j .

O valor esperado da função Y elevada à potência m é:

$$E[Y^m] \approx \sum P_i (y_i)^m \quad (4-12)$$

A variância é obtida por:

$$Var(Y^m) \approx E[Y^{2m}] - (E[Y^m])^2 = \sum P_i (y_i^m)^2 - [\sum P_i (y_i^m)]^2 \quad (4-13)$$

A análise probabilística pelo método das estimativas pontuais segue as seguintes etapas:

- a) Identificação das variáveis e suas variâncias
- b) Estimar os pontos e fatores de ponderação
- c) Calcular o valor esperado da função F e sua variância
- d) Ajustar a função F a uma curva de distribuição assumida, e calcular sua probabilidade de falha.

O fato de o método de Rosenblueth requerer cálculos em 2^n pontos em uma função de n variáveis é uma limitação à praticidade do processo: um número acima de cinco variáveis torna o número de cálculos muito grande.

O método das estimativas pontuais é prático e acurado para muitos problemas práticos da Geotecnia. Deve-se evitar o uso de método quando o coeficiente de variação da variável analisada é alto.

4.2.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS

Dada esta pequena introdução ao método e seguindo suas etapas, é possível determinar as probabilidades de ruptura para cada situação.

A seção típica da barragem e os parâmetros médios utilizados para a análise probabilística foram os mesmos detalhados, respectivamente, pela Figura 4-1 e pela Tabela 4-1.

As variáveis do método, então, ficaram definidos como sendo a coesão (c), o ângulo de atrito (ϕ), e o peso específico (γ) da argila. Deste modo, o número de variáveis “n” é igual a 3, e devem ser definidos 2^n pontos, ou seja, 8 pontos no total.

Os coeficientes de variação (que nada mais são do que o desvio padrão expresso como uma porcentagem da média) foram determinados pela Tabela 4-2.

Tabela 4-2 – Coeficientes de Variação utilizados para os parâmetros do solo

Parâmetro do solo	Coeficiente de Variação (%) sugerido (ASSIS, et al., 2012)	Coeficiente de Variação (%) utilizado
Peso específico	03 (02 a 08)	5
Coesão	40 (20 a 80)	30
Ângulo efetivo de resistência	10 (04 a 20)	10

A partir destes valores é possível determinar os pontos a fim de obter a probabilidade de ruptura pelo método das estimativas pontuais.

Tabela 4-3 – Valores superiores e inferiores dos parâmetros para utilização do Método das Estimativas Pontuais

Parâmetro do solo	Média + Desvio Padrão (+)	Média - Desvio Padrão (-)
Peso específico (γ) – kN/m ³	18,9	17,1
Coesão (c) – kN/m ²	65	35
Ângulo efetivo de resistência (ϕ) - o	31,9	26,1

Tabela 4-4 – Definição dos pontos

Média:	$\phi=29$	$c=50$	$\gamma=18$
Pontos			
1	$\phi^+ = 31,9$	$c^+ = 65$	$\gamma^+ = 18,9$
2	$\phi^+ = 31,9$	$c^+ = 65$	$\gamma^- = 17,1$
3	$\phi^+ = 31,9$	$c^- = 35$	$\gamma^+ = 18,9$
4	$\phi^+ = 31,9$	$c^- = 35$	$\gamma^- = 17,1$
5	$\phi^- = 26,1$	$c^+ = 65$	$\gamma^+ = 18,9$
6	$\phi^- = 26,1$	$c^+ = 65$	$\gamma^- = 17,1$
7	$\phi^- = 26,1$	$c^- = 35$	$\gamma^+ = 18,9$
8	$\phi^- = 26,1$	$c^- = 35$	$\gamma^- = 17,1$

Para cada um dos pontos é feito uma análise de estabilidade de taludes, e a partir dos resultados de Fator de Segurança, é feita uma média (utilizando a Equação 4.12) e um desvio padrão (utilizando a Equação 4.13). Para a determinação destes valores é necessário adotar um fator de ponderação, e assumindo que os parâmetros são independentes entre si, o fator de ponderação P é igual a 0,125. Assumindo que a distribuição probabilística dos pontos se aproxima de uma função normal, é determinada, então, a probabilidade de ruptura $P(FS < 1)$ para a condição de carregamento analisada.

4.2.4 APLICAÇÃO DE DIFERENTES ACELERAÇÕES SÍSMICAS

Para a que ocorra a ruptura da barragem durante um sismo é necessário, primeiramente, que o sismo ocorra. Desta forma, pode-se notar que dois eventos probabilísticos precisam ocorrer simultaneamente para que a barragem rompa por efeito sísmico. São eles:

Evento A: Ocorrência do sismo

Evento B: Ruptura durante a ocorrência do sismo.

Pela teoria da probabilidade, então, a probabilidade de ocorrência de um evento, dado que outro evento ocorra simultaneamente é calculado pela relação:

$$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B) \quad (4-14)$$

O cálculo da probabilidade de ocorrência do Evento B foi descrito pelo método das estimativas pontuais. O cálculo da probabilidade de ocorrência do Evento A é dado pelo inverso do Tempo de Retorno do sismo, ou seja, $1/T_R$.

Como os dados para a determinação do Tempo de Retorno de uma dada aceleração sísmica não foi encontrada na literatura para o local geográfico em que se insere a barragem, foi criado um gráfico hipotético para este valor:

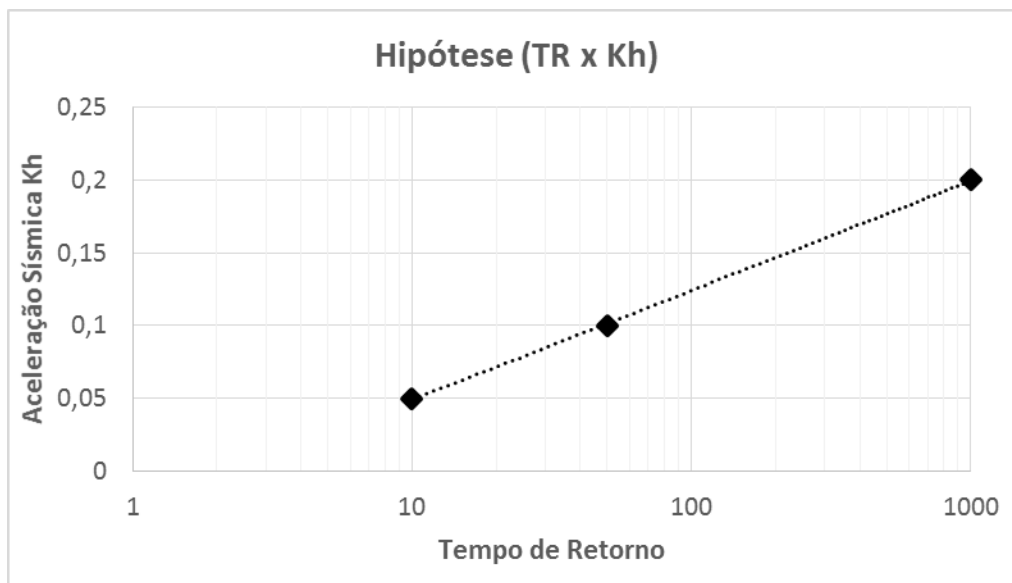


Figura 4-2 – Hipótese de tempo de retorno para diferentes acelerações sísmicas horizontais

Tabela 4-5 – Valores hipotéticos para Tempo de Retorno

Kh	TR	P(A)=1/TR
0,05	10	0,1
0,1	50	0,02
0,2	1000	0,001

Desta forma, utilizando-se a Equação 4-14, determina-se a probabilidade de ruptura da barragem para as diferentes acelerações sísmicas aplicadas.

O maior dentre os três valores obtidos será considerado igual a probabilidade de ruptura da barragem para sismos.

5 RESULTADOS

5.1.1 ANÁLISE DETERMINÍSTICA (ESTABILIDADE DE TALUDES)

Os seguintes resultados foram obtidos da análise determinística, adotando parâmetros comumente utilizados no Brasil:

a) $K_h = 0$ e $K_v = 0$ (condição normal de operação)

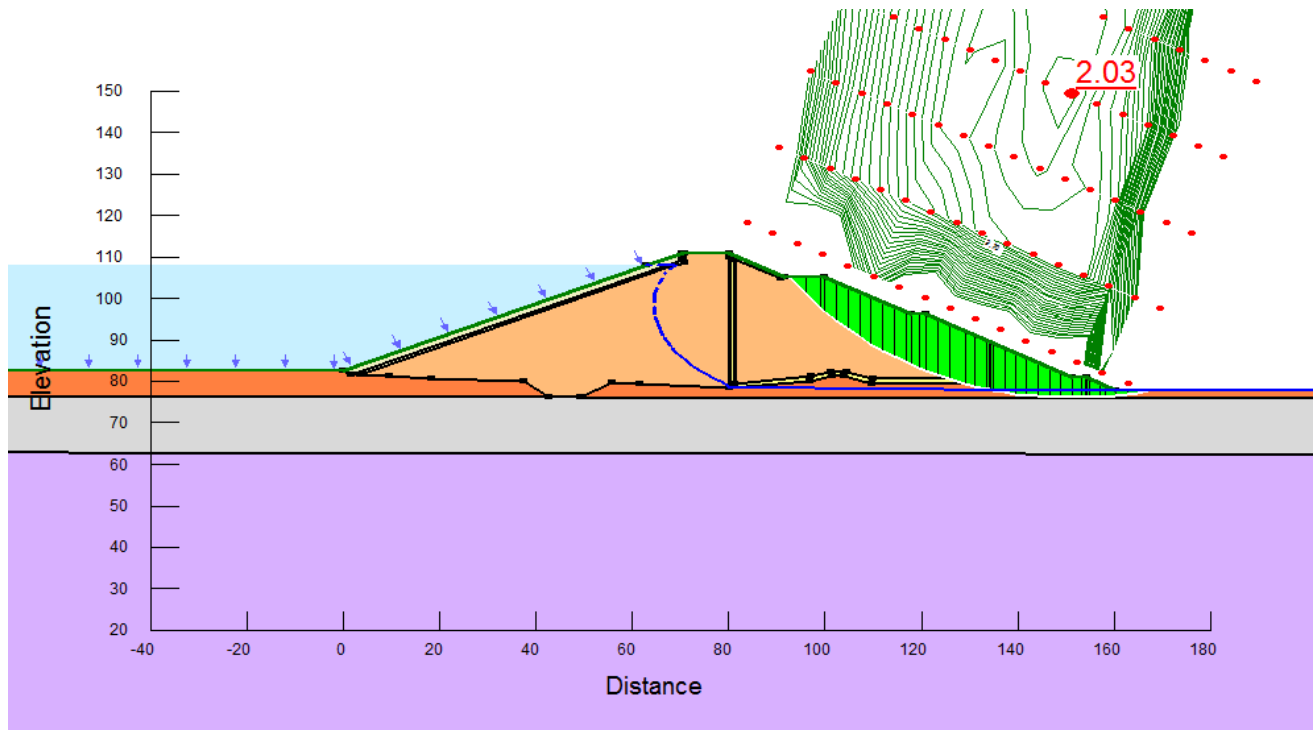


Figura 5-1 – Fator de Segurança para a barragem em operação sem sismo

b) $K_h=0,05$ e $K_v=0,03$ (como sugerido na Tabela 2-8 e na Tabela 2-9)

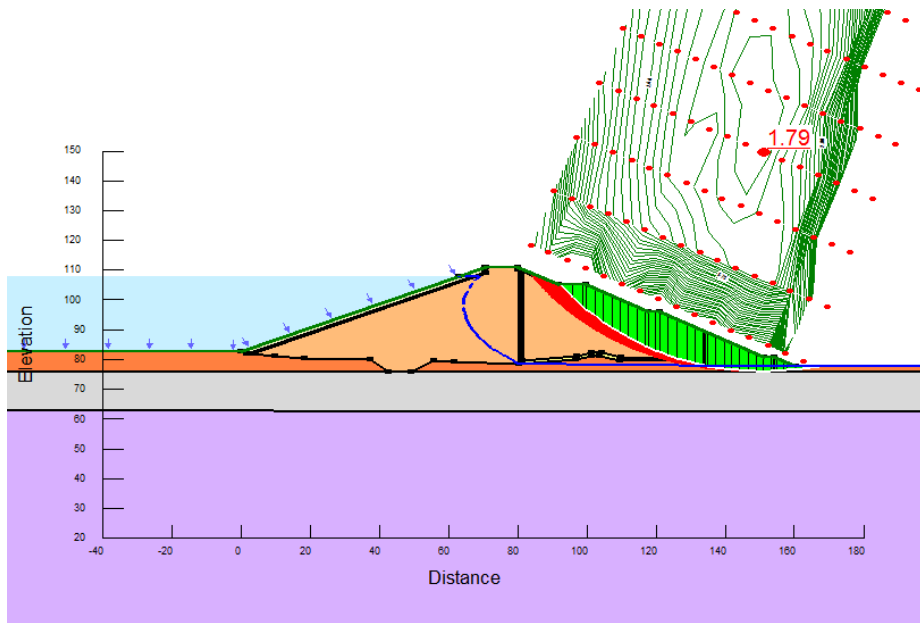


Figura 5-2 – Fator de Segurança para a barragem durante evento sísmico, com $K_h=0,05$ e $K_v=0,03$

c) $K_h=0,1$ e $K_v=0,05$ (como sugerido na Tabela 2-10)

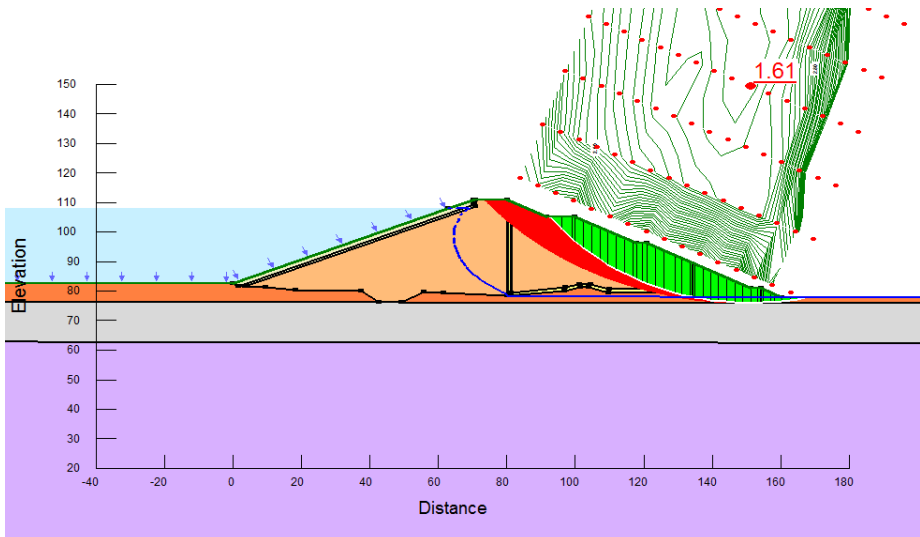


Figura 5-3 - Fator de Segurança para a barragem durante evento sísmico, com $K_h=0,1$ e $K_v=0,05$

c) $K_h=0,15$ e $K_v=0,07$ (Valores mais conservadores, pouco comuns no Brasil, de áreas próximas da barragem)

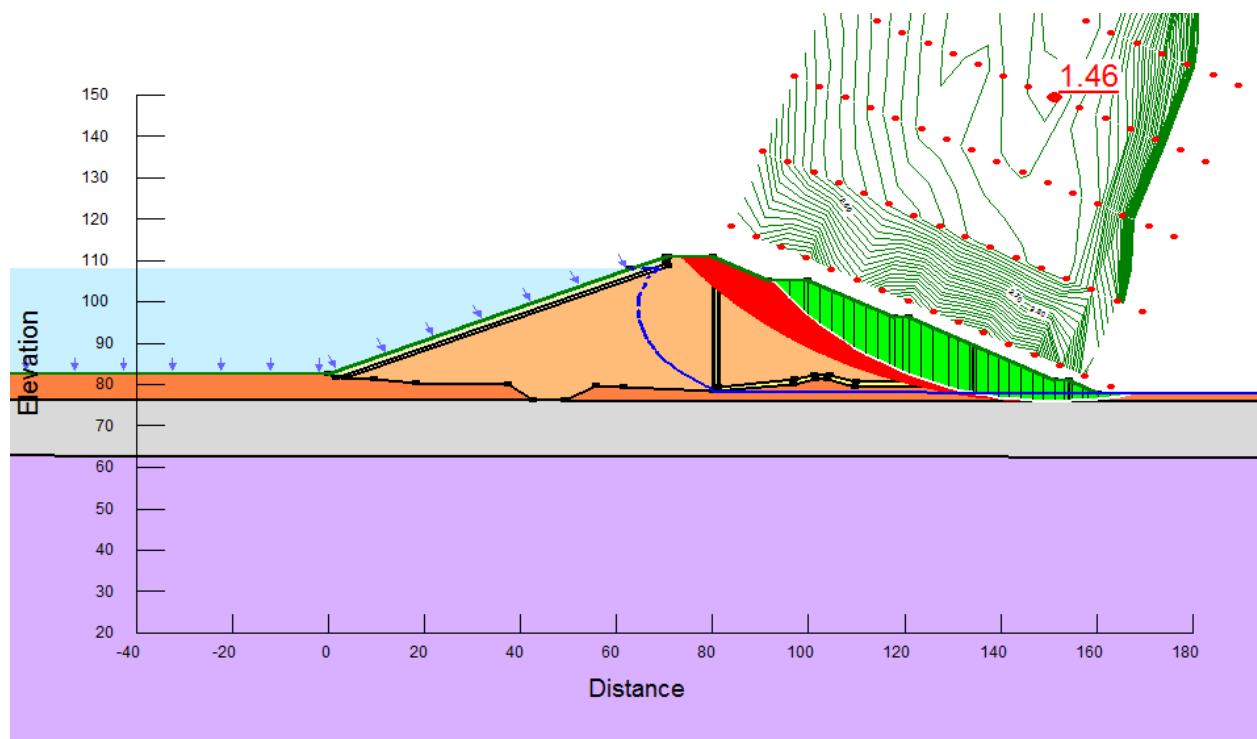


Figura 5-4 - Fator de Segurança para a barragem durante evento sísmico, com $K_h=0,15$ e $K_v=0,07$

Como as Fatores de Segurança estão acima do valor de 1,1, é possível dizer que a barragem é estável pelos critérios recomendados pela Agência Nacional de Águas (Tabela 2-8, em que sugere o valor de $FS>1,1$) e pelo manual da Eletrobrás (Tabela 2-9, que sugere $FS>1,0$).

5.1.2 ANÁLISE PROBABILÍSTICA

A análise probabilística pelo método das estimativas pontuais apresentou os seguintes resultados:

Tabela 5-1 – Método das estimativas pontuais para o caso sem sismo

Sismo: $K_x=0$; $K_y=0$					Média	Desvio Padrão
Análise	ϕ	c	γ	FS		
Média:	$\phi=29$	c=50	$\gamma=18$	2,03		
1	$\phi+$	c+	$\gamma+$	2,23		
2	$\phi+$	c+	$\gamma-$	2,3		
3	$\phi+$	c-	$\gamma+$	1,95		
4	$\phi+$	c-	$\gamma-$	2		
5	$\phi-$	c+	$\gamma+$	2,06		
6	$\phi-$	c+	$\gamma-$	2,14	2,03	0,179
7	$\phi-$	c-	$\gamma+$	1,79		
8	$\phi-$	c-	$\gamma-$	1,84		

Com este resultado, é possível obter a probabilidade de ruptura da barragem para esta condição de carregamento:

$$P(FS < 1) = 4.10^{-9}$$

Tabela 5-2 – Método das estimativas pontuais para o caso com aceleração sísmica $K_x=0,05$ e $K_y=0,03$

Sismo: $K_x=0,05$; $K_y=0,03$					Média	Desvio Padrão
Análise	ϕ	c	γ	FS		
Média:	$\phi=29$	c=50	$\gamma=18$	1,79		
Pontos: 1	$\phi+$	c+	$\gamma+$	1,96		
2	$\phi+$	c+	$\gamma-$	2,02		
3	$\phi+$	c-	$\gamma+$	1,72		
4	$\phi+$	c-	$\gamma-$	1,76		
5	$\phi-$	c+	$\gamma+$	1,82		
6	$\phi-$	c+	$\gamma-$	1,88	1,795	0,156
7	$\phi-$	c-	$\gamma+$	1,58		
8	$\phi-$	c-	$\gamma-$	1,62		

Com este resultado, é possível obter a probabilidade de ruptura da barragem para esta condição de carregamento:

$$P(FS < 1) = 2.10^{-7}$$

Tabela 5-3 – Método das estimativas pontuais para o caso com aceleração sísmica $K_x=0,1$ e $K_y=0,05$

Sismo: $K_x=0,1$; $K_y=0,05$						
Análise	ϕ	c	γ	FS		
Média:	$\phi=29$	c=50	$\gamma=18$	1,61		
1	$\phi+$	c+	$\gamma+$	1,75	Média	Desvio Padrão
2	$\phi+$	c+	$\gamma-$	1,81		
3	$\phi+$	c-	$\gamma+$	1,54		
4	$\phi+$	c-	$\gamma-$	1,58		
5	$\phi-$	c+	$\gamma+$	1,64		
6	$\phi-$	c+	$\gamma-$	1,69	1,613	0,135
7	$\phi-$	c-	$\gamma+$	1,43		
8	$\phi-$	c-	$\gamma-$	1,46		

Com este resultado, é possível obter a probabilidade de ruptura da barragem para esta condição de carregamento:

$$P(FS < 1) = 3.10^{-6}$$

Tabela 5-4 – Método das estimativas pontuais para o caso com aceleração sísmica $K_x=0,2$ e $k_y=0,07$

Sismo: $K_x=0,2$; $K_y=0,07$						
Análise	ϕ	c	γ	FS		
Média:	$\phi=29$	c=50	$\gamma=18$	1,33		
1	$\phi+$	c+	$\gamma+$	1,45	Média	Desvio Padrão
2	$\phi+$	c+	$\gamma-$	1,49		
3	$\phi+$	c-	$\gamma+$	1,28		
4	$\phi+$	c-	$\gamma-$	1,3		
5	$\phi-$	c+	$\gamma+$	1,36		
6	$\phi-$	c+	$\gamma-$	1,4	1,335	0,109
7	$\phi-$	c-	$\gamma+$	1,19		
8	$\phi-$	c-	$\gamma-$	1,21		

Com este resultado, é possível obter a probabilidade de ruptura da barragem para esta condição de carregamento:

$$P(FS < 1) = 1.10^{-3}$$

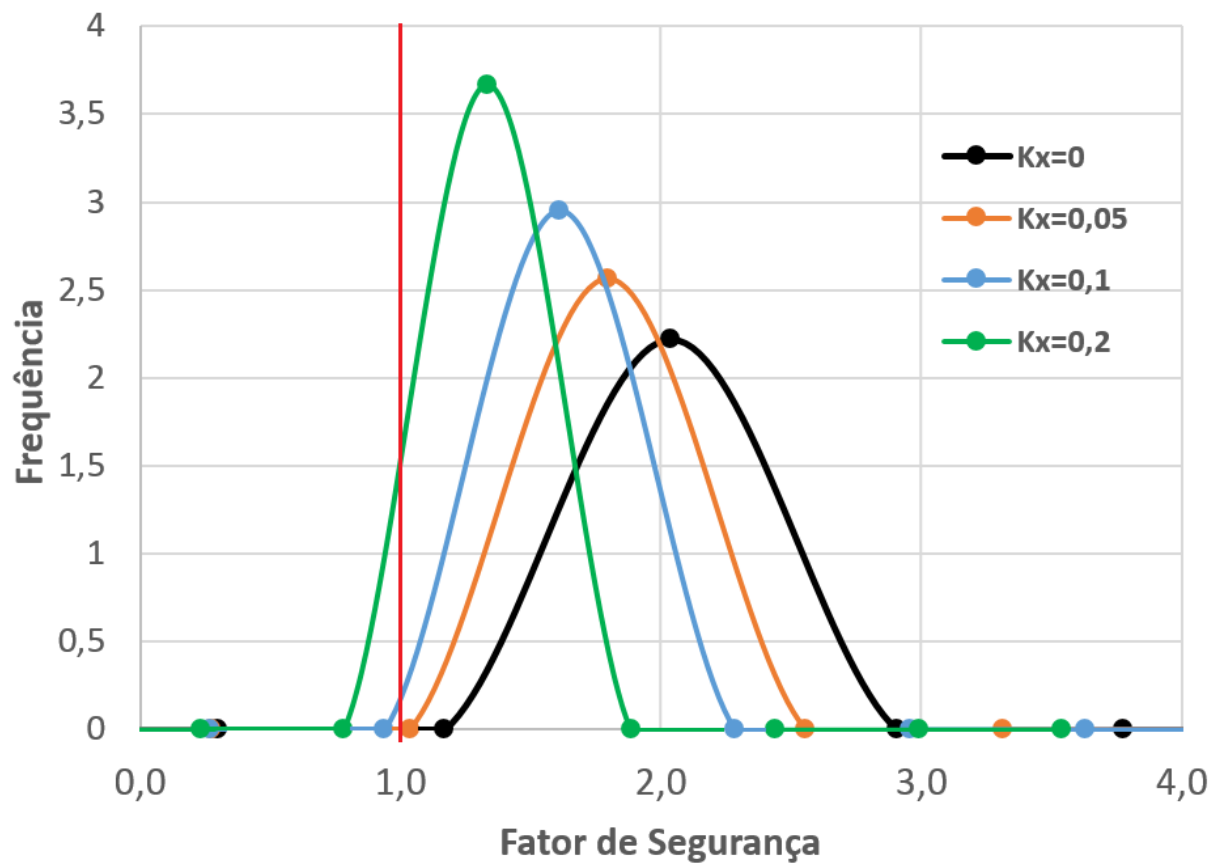


Figura 5-5 – Curva Normal aproximada para cada condição de carregamento

Estes resultados foram sintetizados na Tabela 5-5 abaixo:

Tabela 5-5 – Probabilidade de ruptura durante o sismo, para diferentes magnitudes

Magnitude do Sismo	Probabilidade de ruptura durante a ocorrência do sismo $P(B)$	$P(A)=1/T_R$	Probabilidade de ruptura $P(A \cap B)$
$K_h=0; K_v=0$	$4 \cdot 10^{-9}$	1	$4 \cdot 10^{-9}$
$K_h=0,05; K_v=0,03$	$2 \cdot 10^{-7}$	0,1	$2 \cdot 10^{-8}$
$K_h=0,1; K_v=0,05$	$3 \cdot 10^{-6}$	0,02	$6 \cdot 10^{-8}$
$K_h=0,2; K_v=0,07$	$1 \cdot 10^{-3}$	0,001	$1 \cdot 10^{-6}$

Portanto, a probabilidade de ruptura da barragem para sismos é de $P(A \cap B)=1 \cdot 10^{-6}$.

6 CONCLUSÃO

Pela análise determinística foi possível determinar que a barragem está adequada para eventos sísmicos, uma vez que todos os Fatores de Segurança calculados estão acima do valor de 1,1, estando assim, acima do recomendado pela Agência Nacional de Águas (Tabela 2-8, em que sugere o valor de $FS > 1,1$) e pelo manual da Eletrobrás (Tabela 2-9, que sugere $FS > 1,0$).

A Análise de Risco não foi feita de forma completa, faltando analisar os prejuízos financeiros ou o número de mortes caso a barragem viesse a romper de fato. No entanto, pelos resultados obtidos da análise probabilística, em que $P(A \cap B) = 1.10^{-6}$, já é possível se ter uma ideia de sua resiliência quando se tratando de sismos.

Utilizando gráficos F-N, em que F representa a probabilidade anual de um acidente com um número de fatalidades igual ou superior a N e N representa o número de fatalidades provável do acidente, é possível ter uma ideia do que esse valor de probabilidade representa.

a) Canadá

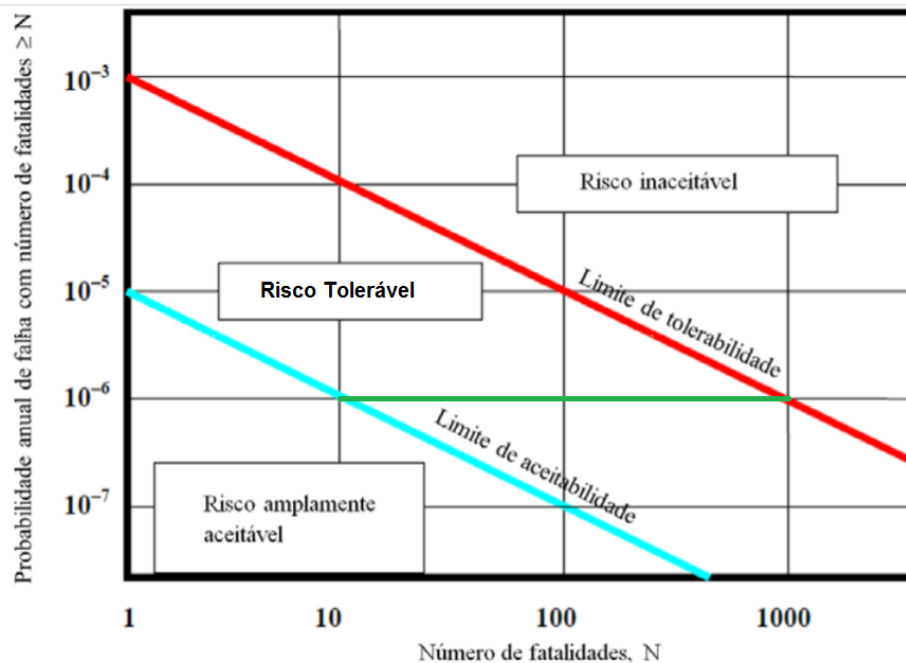
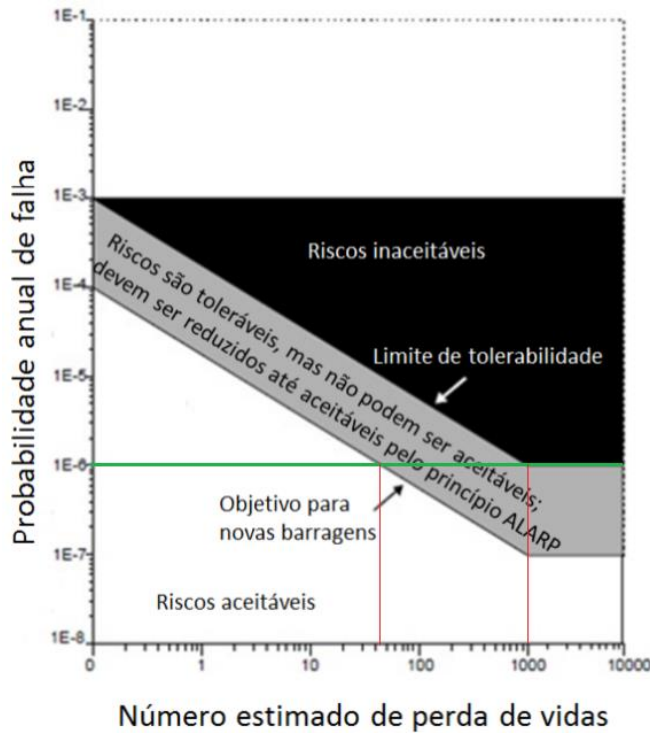


Figura 6-1 – Curva F-N de Risco (adaptado de CDA, 2007)

Para esta curva, uma probabilidade de ruptura de 1.10^{-6} indica que para um número de fatalidades abaixo de 10 esta probabilidade é completamente aceitável, enquanto que para um número de fatalidades acima de 1000 esta probabilidade está muito alta. Entre estes valores de fatalidades, esta probabilidade se encontra dentro de um limite de tolerabilidade.

b) Austrália



c) Estados Unidos

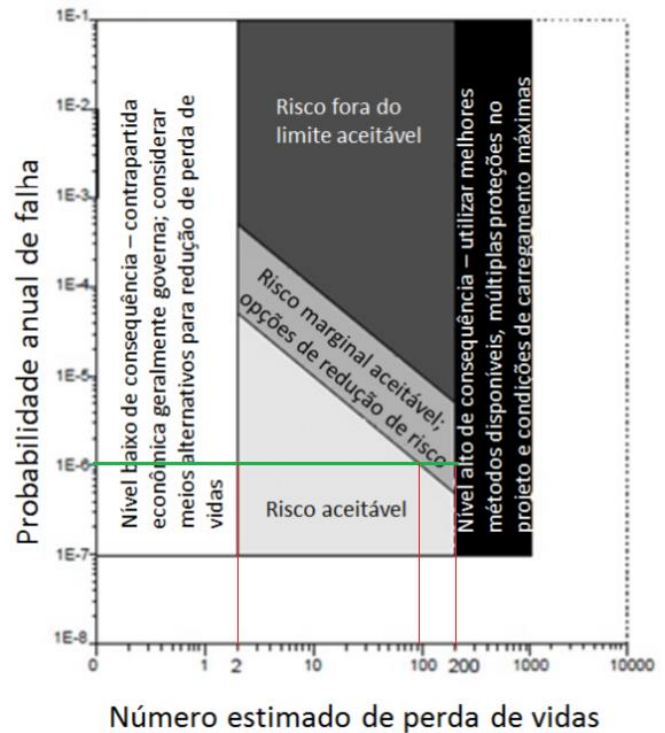


Figura 6-2 – Curvas F-N (Adaptado de RETTEMEIER et al.,2000)

O número de fatalidades aceitável para esta probabilidade de ruptura é de 40 para a norma Australiana e de 100 para a norma Estado Unidense. A partir de 1000 fatalidades esta probabilidade já se torna inaceitável (muito alta) para a norma Australiana e a partir de 200 fatalidades o mesmo ocorre para a norma Estado Unidense.

Sugere-se que para estudos futuros seja feita a análise de risco completa da barragem, avaliando os prejuízos possíveis com a ruptura da barragem dada a localização geográfica da mesma.

Tabela 6-1 – Número de fatalidades aceitáveis e toleráveis por norma, para uma probabilidade de ruptura de 1.10^{-6}

País	Intervalo de tolerabilidade	
	Limite aceitável	Limite inaceitável
Canadá	10	1000
Austrália	40	1000
Estados Unidos da América	100	200

Por fim, nota-se a importância de se realizar a análise de efeitos sísmicos inclusive no Brasil, uma vez que os Fatores de Segurança reduziram drasticamente devido a este carregamento. Além disso, analisar este carregamento a partir de uma análise de risco também aparenta ser bastante interessante.

Sugere-se o estudo do tempo de retorno das acelerações sísmicas nas diferentes regiões geográficas do Brasil, de modo que a análise probabilística possa ser realizada de forma criteriosa e científica, obtendo valores representativos de probabilidade de ruptura para efeitos sísmicos em barragens geotécnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Manual do Empreendedor - Guia Para Elaboração de Barragens**. Brasília: [s.n.], v. V, 2015.

ASSIS, A. P. D. **Apostila de Barragens**. Brasília: Universidade de Brasília, 2003.

ASSIS, A. P. et al. **Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia**. Brasília: Apostila do curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, v. G.AP-002/2012, 2012.

ASSUMPCÃO, M. et al. Reservoir-induced Seismicity in Brazil. **Pure and Applied Geophysics**, 2002. 597-617.

BRANDÃO, M. B. **Estrutura Geológica do Brasil**. Brasília: GeoBau, 2012. Disponível em: <<http://marcosbau.com.br/geobrasil-2/estrutura-geologica-do-brasil/>>. Acesso em: 08 Junho 2016.

CBDB. **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo: [s.n.], 2001.

CDA, C. D. A. **Dam Safety Guidelines**. Toronto: CDA, 2007.

CHUQUIMUNI, R. A. A. **Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra**. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2005.

CINS, I. G. Y. C. **Boletim Oficial del Estudio**. España: Comisión Interministerial de Normas Sismorresistentes, 1968.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7^a. ed. Sacramento: Thomson, 2011.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. [S.l.]: [s.n.], 2003.

ESCUELA PEDIA. **Principales Placas Tectonicas**. [S.l.]: [s.n.], 2016. Disponível em: <<http://www.escuelapedia.com/principales-placas-tectonicas/>>. Acesso em: 08 Junho 2016.

GEO CONCEIÇÃO. **Abalos Sísmicos - Terremotos no Brasil**. Itajaí: Blogspot, 2012. Disponível em: <<http://geoconceicao.blogspot.com.br/2012/03/por-muito-tempo-acreditou-se-que-o.html>>. Acesso em: 08 Junho 2016.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Stability Modeling with SLOPE/W**. Alberta: GEO-SLOPE International Ltd, 2015.

HACHICH, W. et al. Análise tridimensional das tensões em uma barragem e suas fundações: Implicações na avaliação da segurança. **Geotecnia**, p. 1-20, Março 2004. ISSN 100.

ICOLD. **Technical Dictionary on Dams**. Paris: International Commission on Large Dams, 1978.

IPMA. **Escala de Mercalli Modificada (1956)**. Portugal: Instituto Português do Mar e da Atmosfera, 2016. Disponível em: <<http://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/geofisica/escalas.macro/index.html>>. Acesso em: 09 Junho 2016.

JÚNIOR, L. F. C. **Tectônica Rúptil e Sismicidade na Área de Inundação do Açude do Castanhão (CE):** Implicações para o Risco Sísmico. Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Ciências Exatas e da Terra, 2001.

MARTINS, R. **A Folga em Barragens: Memória N°828**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, 2002.

MOMENT Magnitude Explained - What Happened to the Richter Scale? Direção: University of Portland Robert Butler. Produção: Jenda Johnson. Intérpretes: Roger Groom. [S.l.]: IRIS. 2015.

NBR:15421. **Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos - Procedimento**. Rio de Janeiro: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006.

PONTE, A. T. M. M. S. et al. The Multipurpose Castanhão Development on the Jaguaribe River. In: DAMS, B. C. O. **Main Brazilian Dams III**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2000. p. 73-84.

RETTEMEIER, K.; FALKENHAGEN, B.; KONGETER, J. Risk assessment: new trends in Germany. Beijing: Paris: ICOLD, v. 01, 2000. p. 625-641.

RSBR, R. S. B. **Dados Sismográficos**. [S.l.]: [s.n.], 2016. Disponível em: <rsbr.gov.br>. Acesso em: 08 Junho 2016.

SARMA, S. K. Stability analysis of embankments and slopes. **Géotechnique**, 1973. 423-433.

SARMA, S. K. Stability of Embankments and Slopes. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Dezembro 1979. 1511-1524.

TERRA, L.; ARAÚJO, R.; GUIMARÃES, R. B. **Conexões**: estudos de geografia do Brasil. São Paulo: Moderna, 2009.

USBR. **Design of Small Dams**. Washington, D.C.: United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1973.

VELOSO, J. A. V. Terremotos induzidos pelo homem. **Ciência hoje**, Rio de Janeiro, Maio 1992. 67-72.