

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

NATÁLIA SANTOS AQUINO DE ARAÚJO LACERDA

**UM MODELO COMPUTACIONAL PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA
UTILIZANDO O MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO: ESTUDO DE CASO DOS
EFEITOS DA SISMICIDADE NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA
BARRAGEM DE JUCAZINHO/PE.**

Recife

2025

NATÁLIA SANTOS AQUINO DE ARAÚJO LACERDA

**UM MODELO COMPUTACIONAL PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA
UTILIZANDO O MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO: ESTUDO DE CASO DOS
EFEITOS DA SISMICIDADE NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA
BARRAGEM DE JUCAZINHO/PE.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Renato de Siqueira Motta.

Coorientador: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.

Recife

2025

Catálogo de Publicação na Fonte.
UFPE - Biblioteca Central

Lacerda, Natália Santos Aquino de Araújo.

Um modelo computacional para a análise probabilística utilizando o método pseudo-dinâmico: estudo de caso dos efeitos da sismicidade no comportamento estrutural da barragem de Jucazinho/PE / Natália Santos Aquino de Araújo Lacerda. - Recife, 2025.

134 f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

Orientação: Renato de Siqueira Motta.

Coorientação: Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.

Inclui referências e apêndices.

1. Barragem de gravidade; 2. Análise pseudo-dinâmica; 3. Confiabilidade estrutural; 4. Sismos; 5. Elementos finitos; 6. Krigagem. I. Motta, Renato de Siqueira. II. Ribeiro, Paulo Marcelo Vieira. III. Título.

NATÁLIA SANTOS AQUINO DE ARAÚJO LACERDA

**UM MODELO COMPUTACIONAL PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA
UTILIZANDO O MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO: ESTUDO DE CASO DOS
EFEITOS DA SISMICIDADE NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA
BARRAGEM DE JUCAZINHO/PE.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, Área de Estruturas.

Aprovada em 20/02/2025

Orientador: Prof. Dr. Renato de Siqueira Motta – UFPE

Coorientador: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro – UFPE

BANCA EXAMINADORA

participação por videoconferência
Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Leonardo Correia de Oliveira (examinador externo)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Jordlly Reydson Barros da Silva (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

FOLHA DOS AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, fonte de força, sabedoria e inspiração ao longo de toda essa árdua jornada. Só Ele sabe o quão difícil foi. Sem a Sua presença constante em minha vida, guiando meus passos e renovando minha coragem nos inúmeros momentos de dificuldade, este trabalho não seria possível.

Agradeço de coração ao meu melhor presente que nasceu durante o desenvolvimento desse trabalho, meu filho Bruno Miguel, cuja existência me motiva diariamente a buscar o meu melhor. Você é a minha maior razão para continuar sonhando e perseverando. Tudo por você e para você.

Ao meu querido esposo Brunno, que foi meu porto seguro ao longo desta caminhada. Obrigada por seu amor, paciência, compreensão e pelo apoio incondicional nos momentos mais desafiadores. Sua parceria foi fundamental para que eu pudesse superar os obstáculos e concluir esta etapa tão importante.

À minha família, que esteve ao meu lado em todos os momentos, que foi e é minha rede de apoio e meu suporte emocional, meu eterno agradecimento. A vocês, que compartilharam comigo os desafios e as conquistas, que ofereceram apoio, palavras de incentivo e amor nos momentos em que mais precisei.

Aos meus amigos próximos, que, mesmo nos momentos mais difíceis, estiveram presentes com palavras de apoio, gestos de carinho e incentivo sendo uma válvula de escape para um cenário tão desafiador. A amizade de vocês foi um alicerce indispensável ao longo deste caminho, e sou imensamente grata por tê-los ao meu lado.

Aos meus orientadores, Renato Motta e Paulo Marcelo, minha mais sincera gratidão por toda dedicação, paciência e orientação ao longo desta jornada acadêmica. Agradeço não apenas pelo auxílio técnico-científico, mas também pelas valiosas discussões, conselhos, desafios propostos e constante incentivo. O conhecimento repassado e o apoio concedido foram fundamentais para a realização deste trabalho.

Agradeço, também, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro concedido por meio da bolsa de estudos, que foi essencial para a realização deste trabalho. O incentivo da CAPES foi fundamental para que eu pudesse me dedicar à pesquisa e ao desenvolvimento desta dissertação.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para que este sonho se tornasse realidade, o meu mais sincero muito obrigado.

"Mas graças a Deus, que nos dá a vitória por meio de nosso Senhor Jesus Cristo. Portanto, meus amados irmãos, mantenham-se firmes e que nada os abale. Sejam sempre dedicados à obra do Senhor, pois vocês sabem que, no Senhor, o trabalho de vocês não será inútil."
(1 Coríntios 15:57-58)

RESUMO

O comportamento de barragens geotécnicas submetidas a esforços sísmicos foi, durante muito tempo, negligenciado e, por isso, sua influência não era considerada em projetos. Os métodos tradicionais geralmente não consideram esses efeitos e se baseiam em procedimentos que podem estar desatualizados. No Brasil, embora não sejam comuns terremotos de grande magnitude, a sismicidade não é nula, principalmente em áreas de borda passiva, onde ocorre sismicidade intraplaca. Neste estudo, é apresentado um método para a avaliação da probabilidade de fragilidade sísmica do sistema estrutural da barragem de Jucazinho, localizada no estado de Pernambuco, Brasil. A barragem já passou por reparos e medidas de reabilitação estrutural. O método se baseia em procedimentos de simulação computacional, com auxílio dos softwares Abaqus e CADAM, envolvendo análises pseudo-dinâmicas para estabelecer a caracterização probabilística dos coeficientes de segurança da estrutura, levando em consideração as incertezas tanto nos parâmetros relacionados às propriedades do material quanto nas condições de carregamento e nas características do movimento do solo. A análise do estudo inicia-se com a verificação das tensões na barragem ao longo de duas seções críticas, com e sem a influência da fundação, para os casos de análise estática e pseudo-dinâmica. Em seguida, é realizada a análise de estabilidade da barragem por meio da verificação do coeficiente de deslizamento para os cenários descritos. Por fim, é efetuada uma análise probabilística para avaliar a probabilidade de falha e os índices de confiabilidade de quatro cenários de carregamento. Devido ao alto número de reanálises necessárias para a avaliação probabilística, um modelo substituto de Krigagem é gerado para a previsão de valores a partir de um conjunto de dados já conhecidos. Os resultados sugerem uma redução das frequências do sistema barragem-fundação em comparação à barragem isolada, considerando a flexibilidade da fundação. Quanto à análise sísmica e probabilística, no que se refere às tensões e aos coeficientes de segurança, percebe-se que a rigidez da fundação exerce grande influência, visto que as respostas da barragem ao terremoto sofrem aumentos devido à interação multidomínio. Os índices de confiabilidade obtidos foram comparados e confrontados com os limites estabelecidos na literatura.

Palavras-chave: Análise Pseudo-Dinâmica; barragem de gravidade; confiabilidade estrutural; sismos; elementos finitos; dinâmica estrutural; Krigagem.

ABSTRACT

The behavior of geotechnical dams subjected to seismic loads was neglected for a long time and, as a result, their influence was not considered in design projects. Traditional methods generally do not take these effects into account and rely on procedures that may be outdated. In Brazil, although large-magnitude earthquakes are not common, seismicity is not null, especially in passive margin areas, where intraplate seismicity occurs. In this study, a method is presented for assessing the probability of seismic fragility of the structural system of the Jucazinho dam, located in the state of Pernambuco, Brazil. The dam has already undergone repairs and structural rehabilitation measures. The method is based on computational simulation procedures, using Abaqus and CADAM software, involving pseudo-dynamic analyses to establish the probabilistic characterization of the structure's safety coefficients, considering uncertainties both in the parameters related to material properties and in loading conditions and ground motion characteristics. The study begins with an analysis of the stresses in the dam along two critical sections, with and without the influence of the foundation, for static and pseudo-dynamic analysis cases. Next, the stability of the dam is analyzed by verifying the sliding coefficient for the described scenarios. Finally, a probabilistic analysis is carried out to assess the probability of failure and the reliability indices of four loading scenarios. Due to the high number of reanalyses required for the probabilistic assessment, a Kriging surrogate model is generated to predict values based on a known dataset. The results suggest a reduction in the frequencies of the dam-foundation system compared to the isolated dam, considering the foundation's flexibility. Regarding the seismic and probabilistic analysis, in terms of stresses and safety coefficients, it is observed that the foundation stiffness has a significant influence, as the dam's response to the earthquake increases due to multidomain interaction. The reliability indices obtained were compared and contrasted with the limits established in the literature.

Keywords: Pseudo-Dynamic Analysis; gravity dam; structural reliability; earthquakes; finite elements; structural dynamics; kriging.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Equilíbrio de um elemento infinitesimal.....	9
Figura 2 - Catálogo Sísmico Brasileiro. Fonte: Assumpção et al. (2016)	17
Figura 3 - Mapa de Zoneamento Sísmico no Brasil.....	19
Figura 4 - Mapas de Ameaça Sísmica.	20
Figura 5 - Esquematização do Método Pseudo-Estático.	23
Figura 6 - Esquematização do Método Pseudo-Dinâmico.	24
Figura 7 - Análise Dinâmica.....	24
Figura 8 - Probabilidade de ruptura/falha versus índice de confiabilidade.	29
Figura 9 - Registros fotográficos da Barragem de Jucazinho em maio de 2021	42
Figura 10 - Seção crítica de Estudo da Barragem.....	43
Figura 11 - Nível de Água Normal considerando na análise com o funcionamento pleno da barragem a montante.....	44
Figura 12 - Ilustração da aplicação das cargas no nível estático.....	47
Figura 13 - Ilustração da aplicação das cargas no nível pseudo-estático.	48
Figura 14 - Determinação do coeficiente R1 para procedimento de cálculo pseudo-dinâmico.....	50
Figura 15 - Modo fundamental de vibração da barragem.	51
Figura 16 - Determinação do coeficiente R2 para cálculo da pressão hidrodinâmica.	52
Figura 17 - Ilustração do carregamento aplicado na barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico.	53
Figura 18 - Ilustração da modelagem geometria dos subsistemas envolvidos.	55
Figura 19 - Modelagem e discretização dos elementos dos subsistemas.	59
Figura 20 - Layout dos procedimentos realizados para alimentação dos dados de estudo no CADAM.	63
Figura 21 - Representação da divisão de barragem em camadas e forças (F_a e F_b) fornecidas pelo CADAM.....	63
Figura 22 - Detalhe da Figura 21.....	64
Figura 23 - Trecho do código 1, responsável pelo desenvolvimento do método pseudo-dinâmico.....	67
Figura 24 - Trecho do código 2, responsável por extrair os dados do Abaqus.	68
Figura 25 - Trecho do código 2, responsável pela obtenção dos dados de saída.	69
Figura 26 - Trecho do código 2, responsável pelo cálculo do coeficiente de deslizamento.	70
Figura 27 - Trecho do código 3, responsável pela aplicação do kriging com auxílio do pacote DACE.	71
Figura 28 - Fluxograma de desenvolvimento do procedimento realizado com auxílio do SismoMatch (2020). Fonte: (AGUIAR, 2022)	72
Figura 29 - Acelerograma do sismo real – ChiChi.....	73
Figura 30 - Formato do gráfico do espectro alvo de um sismo.	74
Figura 31 - Comparação entre espectro resposta do sismo modificado e espectro alvo.	76
Figura 32 - Comparação entre acelerograma do sismo modificado e do real.....	76
Figura 33 - Localização dos pontos para teste de convergência.	78
Figura 34 - Representação gráfica dos resultados do estudo de convergência de malha para (a) S22 e (b) S12.....	80
Figura 35 - Comportamento das tensões normais na seção barragem-fundação para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.....	83
Figura 36 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção barragem-fundação para os casos da barragem cheia.....	84
Figura 37 - Comportamento das tensões normais na seção intermediária para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.	84

Figura 38 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção intermediária para os casos da barragem cheia.....	84
Figura 39 - Contribuições de carga ao longo da altura da barragem de acordo com método pseudo-estático.	85
Figura 40 - Comportamento das tensões normais na seção barragem-fundação para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.	86
Figura 41 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção barragem-fundação para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.	86
Figura 42 - Comportamento das tensões normais na seção intermediária para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.	87
Figura 43 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção intermediária para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.	87
Figura 44 - Tensões Máximas no Plano Principal para a abordagem pseudo-dinâmica.....	88
Figura 45 - Tensões Mínimas no Plano Principal para a abordagem pseudo-dinâmica.	89
Figura 46 - Distribuição das tensões normais ao longo de toda a barragem (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.	90
Figura 47 - Distribuição das tensões cisalhantes ao longo de toda a barragem vazia (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.	91
Figura 48 - Distribuição das tensões normais ao longo de toda a barragem cheia (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.	92
Figura 49 - Distribuição das tensões cisalhantes ao longo de toda a barragem cheia (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.	93
Figura 50 - Fatores de segurança contra deslizamento na análise de estabilidade para reservatório vazio e cheio.	94
Figura 51 -Fatores de segurança ao deslizamento nos dados amostrais para modelagem Kriging para diferentes dados de entrada conforme indicado (a,b,c,d,e,f).	98
Figura 52 - Resistência à compressão dos corpos de prova coletados.	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Condição de Carregamento e tensão admissível à compressão.....	15
Tabela 2 - Zonas Sísmicas e Variáveis Associadas.	21
Tabela 3 - Resumo comparativo entre as abordagens determinísticas e probabilística.....	26
Tabela 4 - Parâmetros físicos do concreto para os modelos de análise.....	41
Tabela 5 - Principais Características Geométricas da Seção Crítica de Estudo.....	43
Tabela 6 - Níveis de água de base sugeridos pelo relatório da Geotechnique.	45
Tabela 7 - Período fundamental de vibração da barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico.....	50
Tabela 8 - Características das variáveis aleatórias.	65
Tabela 9 - Características do modelo de correlação kriging por meio do pacote DACE.	66
Tabela 10 - Resultados do estudo de convergência de malha para os três pontos comparando as tensões no plano Y (S22) e XY (S12).....	79
Tabela 11 - Resumo do carregamento sísmico equivalente a ser aplicado na barragem através do método pseudo-estático.....	81
Tabela 12 - Resumo dos parâmetros do carregamento sísmico equivalente a ser aplicado na barragem.	81
Tabela 13 - Propriedades utilizados na abordagem determinística.	82
Tabela 14 - Coeficiente de Deslizamento da Barragem resultantes da Análise Estática.	85
Tabela 15 - Coeficiente de Deslizamento da Barragem resultantes da Análise Pseudo-Estática.....	87
Tabela 16 - Coeficiente de Deslizamento da Barragem resultantes da Análise Pseudo-Dinâmica.....	95
Tabela 17 - Resultados dos coeficientes de deslizamento resultantes das combinações das variáveis aleatórias.	96
Tabela 18 - Análise de Confiabilidade na Seção Barragem-Fundação.....	99
Tabela 19 - Análise de Confiabilidade na Seção Intermediária.	99
Tabela 20 - Erro Médio e Estatísticas de Erro Através do Kriging.....	100

LISTA DE SÍMBOLOS

dx	Deslocamento infinitesimal na direção x
dy	Deslocamento infinitesimal na direção y
τ_{xy}	Tensão cisalhante no plano xy
f_x	Forças externas na direção x
f_y	Forças externas na direção y
$[M_e]$	Matriz de Massa da estrutura
$[C_e]$	Matriz de Amortecimento da estrutura
$[K_e]$	Matriz de rigidez da estrutura.
$\{\ddot{u}\}$	Vetor aceleração nodal da estrutura
$\{\dot{u}\}$	Vetor Velocidade Nodal da estrutura
$\{u\}$	Vetor Deslocamento nodal da estrutura
g	Aceleração da gravidade
ω	Frequência natural de vibração
t	Tempo de duração do efeito sísmico
$[M_{sist}]$	Matriz de Massa do sistema
$[C_{sist}]$	Matriz de Amortecimento do sistema
$[K_{sist}]$	Matriz de rigidez do sistema
$[M_c]$	Matriz de Massa nos nós de contato
$[C_c]$	Matriz de Amortecimento nos nós de contato
$[K_c]$	Matriz de rigidez nos nós de contato
θ	Ângulo de Atrito
c	Coesão
FSD	Fator de Deslizamento do Solo
FST	Fator de Tombamento do Solo
FSF	Fator de Flutuação do Solo
M_r	Momento Resistente
M_{over}	Momento de Tombamento
a_g	Aceleração Sísmica
$P(y)$	Pressão Hidrostática da água ao longo da altura
ρ_w	Densidade da Água
a_h	Aceleração horizontal do solo
H	Altura da Barragem
μ_x	Valor esperado da distribuição da variável x
$Var[X]$	Variância da variável aleatória X
σ_x	Desvio Padrão da variável aleatória X
P	Probabilidade
P_f	Probabilidade de Falha
N	Número de Simulações
β	Índice de Confiabilidade
ϕ	Função densidade de probabilidade da distribuição normal
φ	Probabilidade cumulativa normal padrão
R	Matriz de Correlação
$R(x_n, x_m)$	Função de Correlação
f_{ck}	Resistência à compressão do concreto
f_{cmed}	Resistencia média à compressão do concreto
E	Módulo de Elasticidade
ρ	Densidade do material
ν	Coefficiente de Poisson referente ao concreto
W	Peso Próprio

V	Volume
H_B	Altura da Barragem
T_S	Período fundamental da barragem sem o reservatório
T_C	Período fundamental da barragem com o reservatório
R_1	Coefficiente do método pseudo-dinâmico para cálculo do período de vibração da barragem com e sem reservatório.
R_2	Coefficiente para cálculo da pressão hidrodinâmica definida por Chopra
$\psi(y)$	Deformada universal da barragem definida por Chopra.
$S_a(\tilde{T}_s)$	Espectro resposta do sismo correspondente ao período de vibração da barragem com reservatório.
w_s	Peso da barragem ao longo da sua altura
$\tilde{p}_1(y)$	Pressão hidrodinâmica ao longo da altura
α	Razão entre o fator de participação sísmico e a matriz de massa generalizada
S	Fator que representa o tipo de solo
η	Fator de correção do amortecimento
$S_e(T)$	Valor do espectro resposta
ξ	Fator de amortecimento
ω_0	Período natural de vibração

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO.....	3
1.2	PROBLEMÁTICA.....	4
1.3	OBJETIVOS.....	5
1.4	ABRANGÊNCIAS E LIMITAÇÕES.....	5
1.5	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	6
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	8
2.1	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	8
2.2	EQUAÇÃO GOVERNANTE DO SISTEMA.....	9
2.3	SOLUÇÃO DO PROBLEMA.....	10
2.3.1	Sistema Desacoplado	10
2.3.2	Sistema Acoplado	11
2.4	ESTABILIDADE DE TALUDES.....	12
2.5	ASPECTOS SÍSMICOS EM ENGENHARIA DE BARRAGENS.....	16
2.5.1	Métodos de Análise Sísmica	21
2.6	ABORDAGEM DETERMINÍSTICA X PROBABILÍSTICA.....	25
2.7	ABORDAGEM PROBABILÍSTICA NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	26
2.8	MÉTODOS PROBABILÍSTICOS PARA APLICAÇÃO GEOTÉCNICA.....	30
2.8.1	Método Monte Carlo	31
2.8.2	Método do Hipercubo Latino	32
2.8.3	Método de estimativas pontuais	33
2.8.4	Método de Krigagem	34
3.	METODOLOGIA.....	38
3.1	ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE JUCAZINHO.....	38
3.1.1	Informações gerais da barragem	38
3.1.2	Propriedades Físicas da Barragem	40
3.1.3	Propriedades Geométricas da Barragem	41
3.1.4	Níveis de Água do Reservatório	44
3.2	ASPECTOS TEÓRICOS DOS NÍVEIS DE ANÁLISE.....	45
3.3	MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	54
3.2	GERAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL.....	71
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO.....	77
4.2	RESULTADOS OBTIDOS PARA OS MÉTODOS PSEUDO-ESTÁTICO E PSEUDO-DINÂMICO.....	80

4.3	ANÁLISE DE TENSÕES E ESTABILIDADE ATRAVÉS DO MÉTODO DETERMINÍSTICO	82
4.4	ANÁLISE DE TENSÕES E ESTABILIDADE ATRAVÉS DO MÉTODO PROBABILÍSTICO	95
5.	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	103
	APÊNDICE A – CÓDIGOS MATLAB PARA AS SIMULAÇÕES DO ESTUDO	110
	APÊNDICE B – DADOS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIDOS EM CONSULTORIA DA EMPRESA GEOTECHNIQUE.....	120

1 INTRODUÇÃO

O território brasileiro, como um todo, situa-se em uma área intraplaca, o que naturalmente reflete em uma menor atividade sísmica. Dessa forma, a relativa baixa quantidade e magnitude desses fenômenos são responsáveis por uma “aparente sensação de segurança”, o que levou, por muito tempo, projetistas a negligenciarem as ações sísmicas na concepção das estruturas (Nobrega, et al., 2016). No entanto, essa análise está se tornando cada vez mais importante, pois, embora não seja comum a ocorrência de terremotos de grande magnitude, a sismicidade no Brasil não é nula, especialmente em áreas de margens tectonicamente estáveis, onde ocorre sismicidade intraplaca. A região da barragem de Jucazinho está inserida em um contexto geológico no qual a sismicidade intraplaca é uma possibilidade, reforçada pela presença de falhas geológicas ativas no Nordeste e pela influência potencial do reservatório sobre essas falhas.

As barragens devem possuir estabilidade adequada para suportar com segurança carregamentos normais e extremos de projeto. Neste último quesito incluem os sismos que devem ser considerados no dimensionamento das mesmas. Assim, durante toda vida útil das barragens, as cargas mais comuns são, predominantemente, o peso próprio e as forças hidrostáticas a montante e a jusante da barragem, e esforços menos frequentes como a presença de sismos (Ribeiro, et al., 2017). Quando submetidas a um terremoto, as consequências imediatas para um sistema barragem-reservatório podem resultar em uma mudança transitória significativa nas distribuições de pressão da água atribuíveis a efeitos hidrodinâmicos e criação de ondas superficiais que podem atingir os limites do reservatório incluindo a face da barragem e, além disso, provocar deslizamentos de terra no reservatório (Aydin, et al., 2011). Essas consequências podem representar ameaças significativas à segurança pública se as análises de segurança necessárias não forem contempladas no processo de projeto. Dessa forma, o conhecimento acerca do comportamento das barragens de gravidade de concreto sob ações dinâmicas é primordial para a segurança dessas estruturas, que são complexas por possuírem grandes dimensões e, também, devido à interação entre a água do reservatório, o solo da fundação e o concreto da barragem.

A avaliação da segurança e viabilidade das estruturas pode ser efetuada sob duas abordagens, que são as avaliações estruturais determinísticas e as probabilísticas. A determinística envolve a análise da estrutura usando valores de entrada fixos, assumindo que o

comportamento da estrutura, solo e as cargas atuantes são conhecidos, nesse caso as incertezas nos parâmetros como solo, sismo, materiais, etc. são agrupados em fatores de segurança. Porém, a necessidade de avaliação de riscos em barragens vem se tornando essencial e, dessa forma, o fator de segurança por si só não é suficiente para uma avaliação de risco (Bowles, et al., 1996) (Babu, et al., 2007). Por outro lado, a abordagem probabilística proporciona uma ligação direta entre a incerteza nos parâmetros de projeto e probabilidade de falha que quando consideradas permite a avaliação da confiabilidade e, considerando as consequências associadas às falhas, do risco da estrutura da barragem. No entanto, ambas podem ser utilizadas em conjunto para garantir um nível adequado de segurança, considerando o grau de incerteza existente e as possíveis consequências de uma falha. A análise probabilística da segurança da barragem fornece uma abordagem lógica para incorporar a consideração da incerteza na avaliação do risco de ruptura da barragem devido a atividade sísmica. A probabilidade de ruptura de uma barragem, no que diz respeito à sua estabilidade, é a probabilidade de o fator de segurança assumir um valor inferior à unidade. O fator de segurança é uma razão entre a resistência e a solicitação a qual depende das condições de carregamento e dos parâmetros do solo, que podem ser tratados como variáveis aleatórias. Se a distribuição da variável for conhecida, métodos probabilísticos podem ser usados para estimar a variabilidade do fator de segurança e a probabilidade de falha. Em projetos geotécnicos, a variabilidade é uma questão muito importante uma vez que os parâmetros do solo podem variar significativamente mesmo em depósitos aparentemente homogêneos. Além disso, as condições de carregamento podem sofrer variações durante a vida útil da barragem.

Uma abordagem probabilística e pseudo-dinâmica incorpora o efeito de incerteza na estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais da barragem na estabilidade de talude. A análise pseudo-dinâmica baseada em confiabilidade fornece a probabilidade de falha e valores do índice de confiabilidade que podem ser utilizados como indicadores de desempenho dos taludes das barragens durante prováveis eventos sísmicos. Portanto, adotar a abordagem probabilística fornece mais informações sobre o fator de segurança determinístico, que é limitado, pois mede a estabilidade para apenas um conjunto de carregamentos e parâmetros do solo.

Assim, no presente trabalho, serão comparados os resultados de probabilidade de falha/índice de confiabilidade (método probabilístico) e coeficiente de segurança (método determinístico) da barragem de Jucazinho. A análise de probabilidade será realizada por meio do método de Monte Carlo, considerando as variáveis aleatórias: módulo de elasticidade,

ângulo de atrito e aceleração sísmica espectral. As falhas avaliadas estão relacionadas aos estados limites últimos (ELU) de instabilidade global, especificamente no deslizamento da estrutura e na sismicidade. A análise da sismicidade será feita por meio da amplificação dinâmica de tensões, que serão computadas com base em análises sísmicas utilizando o método pseudo-dinâmico no software Abaqus. Os resultados das análises de estabilidade para diferentes valores das variáveis aleatórias serão empregados na construção de um modelo de krigagem (kriging), um método de interpolação geoestatística utilizado para estimar valores desconhecidos a partir de dados amostrados, que será utilizado na análise.

1.1 MOTIVAÇÃO

Nas últimas décadas, a engenharia sísmica evoluiu consideravelmente, tornando possível a reavaliação da estabilidade de barragens sob carregamento sísmico. A previsão da resposta dinâmica real das barragens de gravidade para cargas de terremoto trata-se de um problema complexo que depende de diversos fatores, tais como: intensidade e características dos registros sísmicos, interação da barragem com a rocha de fundação e a água do reservatório, modelagem computacional e as propriedades dos materiais utilizados na análise. Em princípio, no que se refere às propriedades dos materiais e da carga atuante, no método determinístico os parâmetros geotécnicos são considerados constantes, o que não é apropriado, principalmente em uma grande obra geotécnica, pois a variabilidade natural nos materiais é ampla. Portanto, devem ser utilizados métodos probabilísticos que considerem a variabilidade de cada parâmetro, levando em conta a sua distribuição estatística e o grau de incerteza associado.

Ao longo da sua história, o estado de Pernambuco tem registrado eventos sísmicos de intensidade moderada, principalmente de caráter intraplaca. Associa-se, em sua grande maioria, às falhas geológicas reativadas devido às tensões acumuladas na placa Sul-Americana e suas regiões mais ativas são em Caruaru e no Vale do Ipojuca com intensidades geralmente baixas, mas com tremores podendo atingir magnitude acima de 4,0 na escala Richter. A cidade de Caruaru destaca-se sísmicamente por estar situada sobre a zona de cisalhamento Pernambuco-Leste, uma falha geológica responsável por pequenos eventos sísmicos, o que faz da região um foco de estudos sísmicos no Nordeste.

Dessa forma, o presente estudo surge com o intuito de buscar realizar uma análise progressiva de tensões e estabilidade de uma barragem de gravidade existente na cidade de Jucazinho (PE) composta de concreto compactado a rolo modelada com o método dos

elementos finitos e aplicando o método probabilístico do Monte Carlo combinado com o *kriging* a fim de avaliar a confiabilidade da barragem quando submetida a cargas sísmicas modeladas de acordo com o método pseudo-dinâmico.

1.2 PROBLEMÁTICA

A barragem de Jucazinho faz parte de um conjunto de obras planejadas em 1978 para o controle de cheias no rio Capibaribe, situa-se entre os municípios de Surubim e Cumarú. Trata-se de uma barragem cuja técnica construtiva adotada foi o Concreto Compactado a Rolo (CCR) e sua construção ocorreu entre os anos de 1996 e 1998. Jucazinho é a terceira maior barragem em volume de acumulação do Estado de Pernambuco com 327 hm³, abastece 15 municípios e cerca de 800 mil pessoas. Desde setembro de 2016, a barragem está em uma condição crítica, apresentando comprometimento estrutural, situação que se agravou com as chuvas de 2017. O risco de inundação de cidades à jusante num eventual colapso e a grande representatividade no abastecimento de água motivam o estudo da estabilidade da barragem.

Em 2004, de acordo com ficha de verificação obtida em vistoria do Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS) e análise realizada por professores da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) foi observado um fluxo excessivo de água nos drenos e carreamento de material, descarga anormal dos drenos da ombreira esquerda, deposição de material muito fino provavelmente lixiviado do concreto compactado a rolo no interior da galeria. Essa situação indicou um nível de alerta para a barragem e foi elaborado um relatório de análise das anomalias existentes, que são:

- i. Existência de cavidades no concreto localizadas no extravasor principal a montante causado pela erosão por abrasão.
- ii. Extravasamento de uma lâmina d'água de 1,40 m danificando a bacia de dissipação.
- iii. Existência de um conjunto de fissuras nas imediações do extravasor lateral da ombreira direita que culminou com a trinca transversal que se propagou de montante a jusante pela crista aprofundando-se até a ombreira direita de fundação.
- iv. Surgência de água no barramento indicada pela desagregação nos degraus à jusante dos extravasores laterais e desenvolvimento de vegetação rasteira.
- v. Ruptura de dreno nas proximidades de uma das juntas causando uma ruptura localizada do veda junta a qual facilita a probabilidade de infiltrações.

Dessa forma, por conta dos problemas estruturais encontrados, os avanços na pesquisa estão evoluindo no intuito de estudar as causas e efeitos das patologias descritas, bem como trabalhar em soluções que melhorem a operação da barragem.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é realizar uma análise probabilística detalhada da segurança estrutural da Barragem de Jucazinho, por meio de uma modelagem computacional com foco na análise de confiabilidade, complementada pelas análises de tensões e estabilidade.

1.3.2 Objetivo Especifico

- Analisar através do software Abaqus as distribuições de tensões da barragem através da influência das contribuições estáticas e sísmicas e da modelagem com e sem galeria de fundação de forma a fornecer subsídios para a análise de estabilidade;
- Avaliar a estabilidade da barragem com o auxílio do software Matlab na obtenção dos coeficientes de segurança considerando a seção e casos críticos;
- Validar através do software CADAM a análise de estabilidade e a obtenção das cargas provenientes da análise pseudo-dinâmica;
- Realizar estudo probabilístico pelo método de kriging através de um programa desenvolvido pelo software Matlab, para verificar a probabilidade de falha e índices de confiabilidade das situações críticas analisadas e, dessa forma, verificar possíveis situações de falha na segurança da barragem.

1.4 ABRANGÊNCIAS E LIMITAÇÕES

Os softwares Abaqus, CADAM 2000 e Matlab foram utilizados no presente trabalho para auxiliar nas análises dos cenários de estudo. Além disso, os parâmetros físicos do material da barragem são provenientes de ensaios previamente realizados pela Geotechnique decorrente de uma realização de vistoria técnica na barragem em 2012. Através da coleta de corpos de prova de concreto da barragem verificou-se as propriedades mecânicas do maciço. Logo, são utilizados esses resultados para a modelagem da barragem, porém deve-se realizar uma análise

cautelosa, uma vez que as propriedades e seus respectivos valores podem estar sendo diretamente influenciadas pela presença de patologias, fissuras, entre outros. E, vale salientar que a análise de corpo de prova pode não representar a barragem como um todo, visto que foram coletadas somente amostras do barramento a jusante e da crista em algumas seções. No entanto, optou-se por utilizar tais dados por se aproximar mais da realidade da barragem em questão. E, por fim, na consideração da fundação, foram utilizados parâmetros baseados em referências bibliográficas, pois os parâmetros verdadeiros não são conhecidos.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está subdividido em cinco capítulos, distribuídos da seguinte maneira:

No capítulo 1, apresenta a introdução, na qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido, incluindo as considerações iniciais, objetivos, problemática do estudo e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, são apresentados os tópicos acerca da revisão da literatura na qual se fundamenta o estudo em questão, tais como os seguintes tópicos: a modelagem numérica através da formulação do método dos elementos finitos, a metodologia pseudo-dinâmica e seus efeitos sísmicos e a análise probabilística da segurança através da técnica de krigagem.

No capítulo 3, expõe-se os aspectos gerais da barragem com a completa caracterização da área, informações sísmicas do local, situação e condições atuais da barragem que motiva o estudo nessa área. Além disso, encontra-se o detalhamento da inserção das teorias apresentadas nos capítulos anteriores em uma modelagem por elementos finitos em seu aspecto computacional, através do software ABAQUS (Manual Teórico ABAQUS v6.6 (2006)) como a utilização dos subdomínios, a caracterização, as condições de contorno utilizadas, a convergência da malha e a visualização dos resultados. Por fim, é apresentado o procedimento teórico e prático para a criação de um sismo artificial a fim de simular possíveis tremores de terra na região em que se encontra a barragem através da utilização de um sismo real e adaptando-o para determinadas condições. Além disso, é detalhado todos os códigos auxiliares no MatLab para o desenvolvimento do trabalho em questão.

O capítulo 4 é composto pela análise dos resultados descrevendo a problemática, os detalhes nos lançamentos dos carregamentos, a malha utilizada, propriedades dos materiais, o

comparativo dos cenários analisados, a explicação do comportamento das tensões, da estabilidade e a incerteza obtida na análise probabilística.

No capítulo 5, é apresentado as principais conclusões da presente pesquisa e a discussão geral de todos os cenários da análise progressiva e são realizadas as considerações finais e sugestões de pesquisas futuras com a indicação de melhorias e novos tipos de análises.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é frequentemente considerado um dos métodos mais utilizado para a modelagem de sistemas físicos cujas equações diferenciais parciais não têm solução analítica ou exata devido à complexidade das condições de contorno ou do domínio. Sua formulação pode ser definida por meio do Método dos Resíduos Ponderados (MRP).

De acordo com (Faria, 2006), os princípios fundamentais do MEF são:

- a. Divide-se o contínuo em um número finito de elementos de forma geométricas relativamente simples;
- b. Os elementos são conectados por um número finito de nós;
- c. São escolhidas funções de interpolação polinomiais que descrevem o campo do deslocamento desconhecido, sob a forma de uma combinação linear dos valores dos deslocamentos nos nós. Dessa forma, as incógnitas do problema passam a ser os valores dos deslocamentos (e, eventualmente, suas derivadas) nos nós. Estas incógnitas são conhecidas como graus de liberdade elementares.
- d. As equações do movimento ou de equilíbrio são formuladas no domínio de cada elemento utilizando as leis físicas que regem o problema. Nestas equações, as incógnitas são as variáveis nodais.
- e. Impondo as equações de compatibilidade e equilíbrio nos nós compartilhados por elementos vizinhos, as equações do movimento ou de equilíbrio elementares são combinadas em um conjunto de equações globais que tem como incógnitas as variáveis nodais de todos os nós do modelo.
- f. São impostas as condições de contorno estabelecendo valores prescritos para um subconjunto de variáveis nodais em nível global.

O resultado final das análises feitas pelo MEF é um vetor n , onde n é o número de deslocamentos, ou graus de liberdade, por nó multiplicado pelo número de nós da estrutura.

A formulação teórica dos problemas aqui apresentados pode ser solucionada através da combinação do MEF com as equações governantes para o movimento do sistema. Neste

trabalho, o sistema constituído pela barragem e a fundação é analisado por meio da equação de equilíbrio bidimensional.

2.2 EQUAÇÃO GOVERNANTE DO SISTEMA

Seja um elemento infinitesimal retangular com dimensões dx e dy sujeito às forças atuantes na face do elemento, tais como as tensões normais σ_x e σ_y e a tensão de cisalhamento τ_{xy} e, por fim, as forças por volume f_x e f_y .

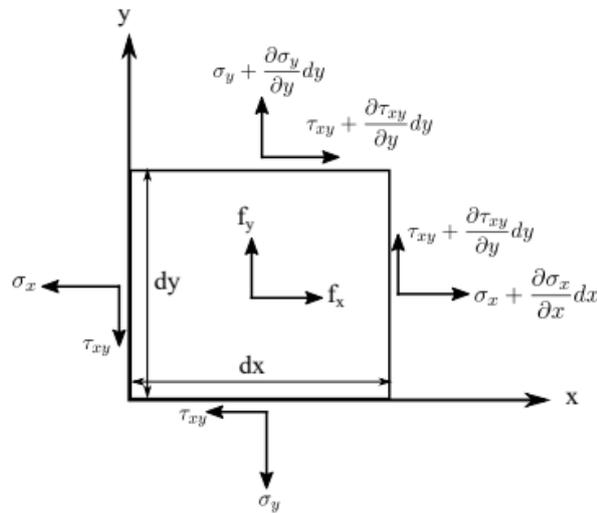


Figura 1- Equilíbrio de um elemento infinitesimal.
Fonte: Burgos (2017)

Aplicando o equilíbrio das forças nas direções x e y para o elemento infinitesimal de espessura unitária, tem-se as Equações 1 e 2:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) dy - \sigma_x dy + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy \right) dx - \tau_{xy} dx + f_x dx dy = 0 \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow \left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy \right) dx - \sigma_y dx + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} dx \right) dy - \tau_{xy} dy + f_y dx dy = 0 \quad (\text{Eq. 2})$$

E, simplificando as equações acima, tem-se:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + f_x = 0 \quad (\text{Eq. 3})$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + f_y = 0 \quad (\text{Eq. 4})$$

As equações 3 e 4 formam um sistema de equações e devem, portanto, ser atendidas simultaneamente através de meios analíticos ou métodos numéricos aproximados.

2.3 SOLUÇÃO DO PROBLEMA

2.3.1 Sistema Desacoplado

Para a situação do sistema desacoplado, ou seja, em que não há influência ou interações dos subsistemas envolvidos, analisa-se separadamente as equações governantes de cada modelo e suas variáveis. Para a determinação da equação de movimento da barragem (estrutura) utiliza-se a Equação 5 com auxílio do método dos Resíduos Ponderados de Galerkin na solução da equação de movimento para a estrutura.

Ao utilizar o método dos elementos finitos, o domínio é dividido em elementos e, para cada elemento, a matriz de rigidez $[K_e]$, a matriz de massa $[M_e]$ e a matriz de amortecimento de Rayleigh $[C_e]$ são obtidas. Por fim, resolve-se a equação do movimento, Equação 5 (Silveira et al, 2021), para se obter os deslocamentos da estrutura.

$$[M_e]\{\ddot{u}\} + [C_e]\{\dot{u}\} + [K_e]\{u\} = \{F_e\} = -[M_e]\{\ddot{u}_g\} \quad (\text{Eq. 5})$$

A solução da Equação 5 é o vetor de deslocamentos nodais $\{u(x, y, t)\}$, onde $\{\dot{u}\}$ representa a velocidade nodal e $\{\ddot{u}\}$ a aceleração nodal ao longo do tempo. O vetor $\{F_e\}$ refere-se às forças externas e o vetor $\{\ddot{u}_g\}$ representa as acelerações nodais no tempo referente ao movimento do solo imposto pelo efeito sísmico, ou seja, o acelerograma aplicado à barragem. Ainda referente à equação do movimento, para obter as frequências de vibração a Equação 5 pode ser considerada na sua forma mais simples sem a influência dos parâmetros de amortecimento e forças externas, resultando na Equação 6:

$$[M_e]\{\ddot{u}\} + [K_e]\{u\} = 0 \quad (\text{Eq. 6})$$

Caso os deslocamentos obedeçam a uma relação harmônica, obtêm-se a seguinte simplificação exposta na Equação 8 com o auxílio da Equação 7:

$$\{u\} = e^{i\omega t} \rightarrow \{\ddot{u}\} = -\omega^2\{u\} \quad (\text{Eq. 7})$$

$$([K_e] - \omega^2[M_e])\{u\} = 0 \quad (\text{Eq. 8})$$

A Equação 8 resulta em um problema de autovalor e autovetor em que é possível obter as frequências naturais de vibração da barragem.

2.3.2 Sistema Acoplado

O sistema acoplado entre a barragem e a fundação é definido pelas condições de contorno na interface dos subsistemas, que podem incluir aderência, deslizamento ou contato. Em problemas de interação barragem-fundação, elas agem juntas e de maneira interdependentes sob carregamentos externos. No presente trabalho, é correto e necessário considerar a interação entre os sistemas em questão em excitações externas, mesmo em condições onde não há deslizamento.

Nesse caso, a matriz de rigidez global do sistema combina as contribuições da barragem e da fundação e a solução numérica é obtida através da resolução do sistema de equações lineares para encontrar o vetor de deslocamentos. Dessa forma, baseado na mesma ideia da formulação da Equação 5, obtêm-se a Equação 9:

$$[M_{sist}]\{\ddot{u}\} + [C_{sist}]\{\dot{u}\} + [K_{sist}]\{u\} = \{F_{sist}\} = -[M_{sist}]\{\ddot{u}_g\} \quad (\text{Eq. 9})$$

O sistema é composto pela estrutura da barragem, pela interface barragem-fundação e pela fundação, de forma que, obtêm-se a seguinte configuração:

$$\begin{bmatrix} M_{ee} & M_{ec} & 0 \\ M_{ce} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_e \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ee} & C_{ec} & 0 \\ C_{ce} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_e \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ee} & K_{ec} & 0 \\ K_{ce} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_e \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \\ - \begin{bmatrix} M_{ee} & M_{ec} & 0 \\ M_{ce} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_e^g \\ \ddot{U}_c^g \\ \ddot{U}_f^g \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq. 10})$$

De forma que o índice “e” se refere aos nós da estrutura da barragem, o índice “c” refere-se aos nós em comum na interface barragem-fundação e o índice “f” refere-se aos nós da fundação.

E a matriz de rigidez e massa nos nós de contato são a soma da contribuição da estrutura e da fundação, dadas por:

$$M_c = M_c^{(e)} + M_c^{(f)} \quad (\text{Eq. 11})$$

$$C_c = C_c^{(e)} + C_c^{(f)} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$K_c = K_c^{(e)} + K_c^{(f)} \quad (\text{Eq. 13})$$

Ao solucionar a Equação 10 obtém-se os deslocamentos, velocidades e acelerações absolutos do problema acoplado. Para evitar a resolução direta do problema de interação solo-estrutura, a resposta dinâmica da fundação sem a barragem é calculada separadamente. A solução de campo livre é representada pelos deslocamentos v , velocidades \dot{v} e acelerações \ddot{v} . Por meio de uma mudança de variáveis, é possível expressar os deslocamentos absolutos U , velocidades \dot{U} e acelerações \ddot{U} em termos dos deslocamentos relativos u em relação aos deslocamentos de campo livre v (Burman et al., 2012).

2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES

Os taludes ou encostas naturais são superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos, originados em processos geológicos e geomorfológicos ou pela ação humana. É necessário o entendimento dos mecanismos e processos de instabilização e suas formas de contenção devido aos danos que as rupturas dos taludes podem causar. A estabilidade de talude de concreto é uma questão relevante em projetos de estruturas como barragens de gravidade ou em taludes revestidos de concreto, mesmo que este material seja estruturalmente rígido. A estabilidade dessas estruturas deve ser avaliada considerando as forças atuantes, as condições de fundação e o comportamento do concreto ao longo do tempo.

A estabilidade de um talude depende de sua geometria, dos parâmetros do solo (peso específico, coesão e ângulo de atrito), das condições geológicas (origem do solo, estratigrafia, condições e tipo de rocha), das sobrecargas atuantes e do nível d'água. Em geral, a análise da estabilidade global do talude se dá pelos deslocamentos horizontais, deformação, esforços cisalhantes atuantes no plano de ruptura e pelo cálculo do fator de segurança ao deslizamento. As análises utilizam, normalmente, a abordagem do equilíbrio limite supondo a existência de uma superfície de escorregamento com forma conhecida e a aplicabilidade do critério de

resistência Mohr-Coulomb. Calcula-se os esforços atuantes e a força de resistência ao cisalhamento necessária ao equilíbrio do maciço. E, a força é comparada com a resistência de cisalhamento disponível no solo, obtendo-se o coeficiente ou fator de segurança.

O processo de instabilização do talude ocorre quando a tensão cisalhante no maciço é maior do que a resistência ao cisalhamento do solo. Com isso, surge uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo, cujo o material no entorno desta superfície perde as características originais durante o processo de ruptura o que leva à formação da zona cisalhada.

Em barragens de gravidade o peso próprio é a força estabilizadora que age contra o empuxo hidrostático e a resultante das subpressões atuantes na base da barragem. A verificação da estabilidade é feita com base nos princípios da estática, analisando dois aspectos principais: a estabilidade ao deslizamento, onde a força de cisalhamento é comparada ao empuxo hidrostático, e a estabilidade ao tombamento da estrutura. (TONG, et al., 2013)

As condições que são verificadas na estabilidade global da barragem são as seguintes: (a) segurança contra a flutuação; (b) segurança contra o deslizamento no plano horizontal da base ou em outro plano potencial de deslizamento; (c) segurança contra o tombamento em qualquer plano horizontal que passe pela estrutura, pela base ou sob a base, e as tensões admissíveis no concreto e na fundação que não sejam excedidas. Dessa forma, a estabilidade da estrutura estará garantida se as verificações citadas anteriormente atenderem aos coeficientes de segurança mínimos. No entanto, de uma forma geral, o fator de segurança ao deslizamento é geralmente o mais crítico para barragens de gravidade ou de enrocamento.

Quanto ao deslizamento, a estrutura deve ser verificada nos possíveis planos de escorregamento, ou seja, aqueles que apresentem a menor resistência possível ou os que estejam submetidos a tensões críticas. Em 1900, Mohr desenvolveu o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, em que a ruptura de um material irá ocorrer quando a tensão cisalhante no plano de ruptura alcançar o valor da tensão cisalhante de ruptura do material a qual é função exclusiva da tensão normal nesse plano. De acordo com o critério de Mohr-Coulomb em termos de força, a força resistente ao cisalhamento é obtida pela soma da integral da coesão ao longo da área do plano de análise ($c \cdot A$) com a integral das tensões normais ao longo da área do plano de análise ($\sum N$) multiplicada por $\tan \theta$:

$$FSD = \frac{R}{\Sigma T} = \frac{\Sigma N \cdot \tan \theta + \Sigma c \cdot A}{FSD(\theta) + FSD(c)} \geq 1 \quad (\text{Eq. 14})$$

FSD: Fator de segurança ao deslizamento;

R: Força resistente ao cisalhamento;

ΣT : Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento;

ΣN : Somatório das forças normais à superfície de deslizamento em análise;

$\tan \theta$: tangente do ângulo de atrito interno do solo;

FSD (Φ): Fator de redução da resistência ao atrito;

$\Sigma c \cdot A$: Soma da integral da coesão ao longo da área do plano de análise;

FSD (c): Fator de redução da resistência à coesão.

De acordo com critério da USBR (1977) para a condição de carregamento limite (CCL), que se refere a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, o fator de segurança ao deslizamento mínimo no plano fundação-estrutura é igual a 1,00. Além do critério utilizado pela USBR, também há a concepção da USACE (1995a) que possui como metodologia de análise o método do equilíbrio limite e para o caso CCL o coeficiente de deslizamento mínimo é de 1,3.

Quanto ao tombamento, as tendências não são tão investigadas como as feitas para o deslizamento, isso só é feito quando há um levantamento incipiente da extremidade à montante da base ou nas juntas de concretagem. (Oliveira, 2002).

O cálculo do fator de segurança ao tombamento (FST) é realizado pela divisão dos momentos resistentes (M_r) pelos momentos de tombamento com relação a sua base à jusante (M_{over}). Assim segue que:

$$FST = \frac{M_r}{M_{over}} \quad (\text{Eq. 15})$$

Nessa verificação os momentos estabilizadores incluem os gerados pelo peso próprio da estrutura, enquanto os instabilizantes são gerados pelas resultantes da pressão hidrostática, subpressão e empuxos de terra e o valor calculado deve ser maior que 1,5.

Quanto a flutuação, em casos em que haja imersão significativa, a barragem deve resistir aos esforços provenientes das pressões da água vindas das subpressões evitando que a estrutura seja empurrada para cima. O fator de segurança à flutuação é calculado através da relação entre o somatório das forças verticais excluindo as subpressões ($\sum V$) e as forças devido as subpressões (U), assim como:

$$FSF = \frac{\sum V}{U} \quad (\text{Eq. 16})$$

Por fim, para a verificação das tensões deve-se monitorar as tensões que estão atuando na base da barragem, bem como as tensões no interior dela, uma vez que as tensões aí desenvolvidas não podem exceder à máxima tensão admissível dos materiais (MOURA, 2016). De um modo geral, a estabilidade estará assegurada sempre que fatores de segurança obtidos nas análises forem iguais ou superiores a valores referenciais definidos com base em estudos de situações reais. (MEIRELLES, 2013).

O manual de Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) (ELETROBRÁS, 2003) traz a seguinte tabela para o fator de compressão do concreto, de acordo com a condição de carregamento em que a condição normal (CCN) refere-se as condições usuais ou de operação normal do sistema e a condição excepcional (CCE) refere-se às condições que ocorrem raramente, mas que podem surgir durante a vida útil da estrutura:

Tabela 1 - Condição de Carregamento e tensão admissível à compressão.

Condição de carregamento	Tensão Admissível a Compressão
Normal (CCN)	$0,5f_{ck}$
Excepcional (CCE)	$0,6f_{ck}$

Fonte: (ELETROBRÁS, 2003)

De acordo com Gerscovich (2010) na fundação não são admitidas tensões de tração, devendo a resultante dos esforços solicitantes estar situada dentro do núcleo central de inércia da base, no caso de carregamento normal, dentro da metade da base no caso de carregamento excepcional, ou dentro da base, no caso de carregamento limite (Moura, 2017). Quando for encontrada tensão de tração, deve-se desprezar o trecho tracionado na verificação da estabilidade. De um modo geral deve-se evitar que as tensões de tração surjam na base, pois se

a tensão atuante de tração ultrapassar o valor da tensão resistente à tração do concreto, vão surgir fissuras e trincas na estrutura.

2.5 ASPECTOS SÍSMICOS EM ENGENHARIA DE BARRAGENS

Os terremotos são fenômenos naturais causados por falhas geológicas e por fenômenos vulcânicos, que podem provocar deslizamentos de terra. Quando se fala em ocorrência de eventos sísmicos para os cálculos de estabilidade, considera-se que os taludes são submetidos a acelerações adicionais causadas pelos movimentos registrados no interior do planeta. Na análise de barragens expostas a eventos sísmicos devem ser levados em consideração alguns fatores:

- i. Valor da força sísmica aplicada em massas de solo potencialmente deslizante;
- ii. Diminuição da resistência devido às cargas vibracionais, que induzem a deformações cíclicas.
- iii. Aumento da poropressão, principalmente em solos arenosos, podendo causar diminuição da resistência e o fenômeno da liquefação, que ocorre quando o solo perde temporariamente sua rigidez devido ao aumento da pressão da água nos poros, fazendo-o se comportar como um fluido.
- iv. Amplificação sísmica em solos moles, resultando no aumento da intensidade das forças sísmicas na superfície;
- v. A possibilidade de ocorrência de fenômenos de ressonância relacionados com a semelhança entre a frequência natural de vibração do talude e a do evento sísmico;
- vi. A magnitude das deformações na massa de solo.

A análise de estabilidade sob a ação de terremotos é considerada em zonas sísmicas e são recomendadas em regiões historicamente assísmicas em virtude da possibilidade de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem. O efeito do sismo irá provocar acréscimo de esforços tanto na massa de concreto do maciço da barragem – nesse caso haverá acréscimo no peso próprio – quanto na massa do reservatório. Mas, o cálculo desses esforços irá variar de acordo com o critério adotado.

O Brasil encontra-se no interior do continente sul-americano e faz parte da placa sul-americana, uma região geologicamente estável, e por isso apresenta baixa sismicidade. Porém, embora a ocorrência de grandes terremotos seja baixa no território brasileiro, não se pode

afirmar que o país seja completamente livre de sismos. Além disso, de acordo com Bezerra, Ferreira e Nascimento (2016), os estudos que identificam falhas ativas no Brasil são cada vez mais numerosos e tem determinado parâmetros importantes na avaliação do risco sísmico. Sabe-se que o Brasil está localizado no centro de uma placa tectônica, distante de suas bordas, o que o torna uma região mais estável em comparação aos países situados nas bordas das placas, onde ocorrem interações com outras placas em movimento.

A Figura 2 indica todos os tremores já catalogados no Brasil, dentre estes, destaca-se o maior registro sísmico no norte do Mato Grosso em 31/01/1955, a uma hora da madrugada, com magnitude 6,2. Dessa forma, embora o Brasil tenha uma atividade sísmica muito baixa comparado a outros países de borda de placa, não está completamente imune a tremores. Em suma, o risco sísmico no Brasil é muito baixo, mas não é nulo.

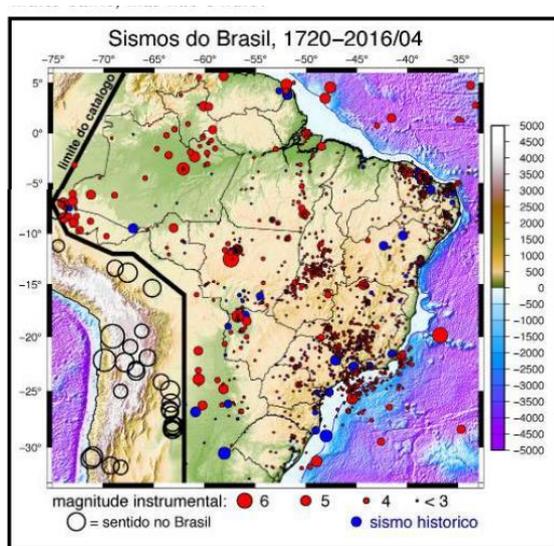


Figura 2 - Catálogo Sísmico Brasileiro.
Fonte: Assumpção et al. (2016)

Na Figura 2 estão mostrados apenas sismos rasos (prof. < 50 km), os sismos profundos do Acre não estão incluídos no mapa. Círculos azuis são epicentros de sismos históricos com magnitudes estimadas pelos efeitos macrossísmicos. Círculos vermelhos são epicentros de sismos registrados por estações sismográficas. A região Sudeste, com maior densidade populacional e estações sismográficas há mais tempo, tem sido melhor amostrada comparativamente a regiões mais remotas como a Amazônia. Círculos vazios nos Andes são epicentros de terremotos cujas ondas fizeram oscilar prédios altos em algumas cidades do Brasil.

Portanto, devem ser avaliadas as influências dessas ações dinâmicas nas barragens por se tratarem de estruturas de grande porte e com extensa vida útil. No Brasil, de uma forma geral, as verificações quanto ao sismo em barragens são decorrentes ao sismo induzido pela acomodação do reservatório. De acordo com Gutstein (2011), o sismo deve ser considerado em algumas regiões do Brasil (Moura, 2017).

O efeito sísmico é transmitido à barragem sob forma de aceleração que causa um aumento das cargas atuantes na barragem e esse efeito deve ser aplicado na direção que causa maior instabilidade para a barragem que depende das ações atuantes e condições de carregamento. Para os cálculos de estabilidade de taludes o parâmetro mais utilizado para a análise sísmica de taludes é o valor da aceleração máxima do solo ou Peak Ground Acceleration (PGA) que significa a aceleração máxima que o solo obteve durante um evento sísmico correspondente à amplitude da maior aceleração absoluta registrada. A aceleração máxima horizontal é o valor absoluto da aceleração horizontal obtido do acelerograma, uma vez que o efeito das acelerações verticais sobre a estrutura é reduzido. De acordo com (ELETROBRÁS, 2003), considera-se a aceleração de pico vertical igual a dois terços da aceleração máxima horizontal podendo atingir valores mais elevados em locais próximos ao epicentro.

No Brasil, a NBR 15421- Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos (ABNT, 2006) – apresenta um mapeamento de aceleração sísmica horizontal característica no Brasil. A norma deixa claro que sua aplicabilidade é para os casos em que o terreno é classificado como rocha não sendo aplicável, portanto, a estruturas especiais como obras hidráulicas. Além disso, esses dados representam estudos da década de 90 com adoção de metodologias defasadas, utilizando resultados do projeto mundial Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) e não incorpora as características da sismicidade brasileira, pois se baseia em dados de um mapa de perigo sísmico em escala mundial, com uma regionalização bastante simplificada conforme pode ser visto na Figura 3. Contextualizando a área de estudo em questão nesse mapa, Jucazinho estaria próximo a zona 0, pois se localiza no leste do estado de Pernambuco.

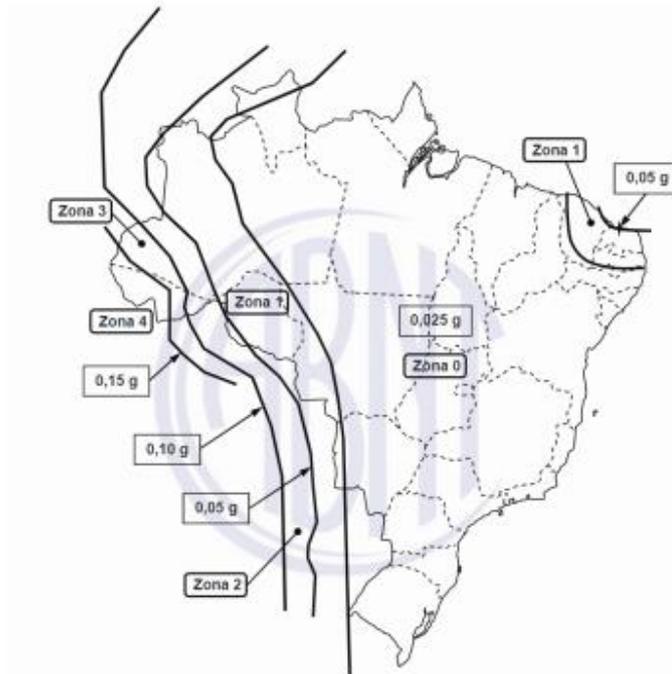
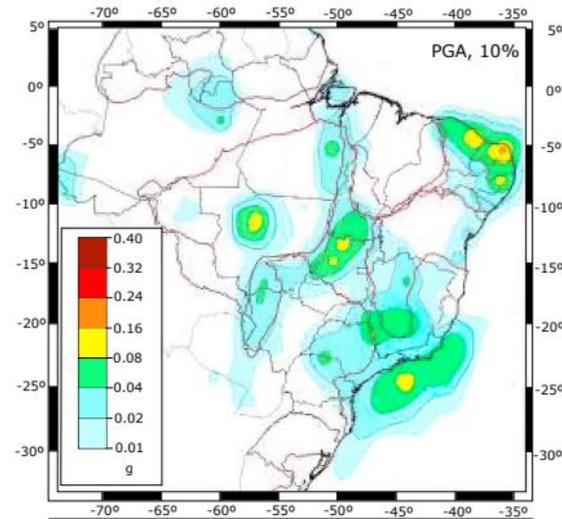
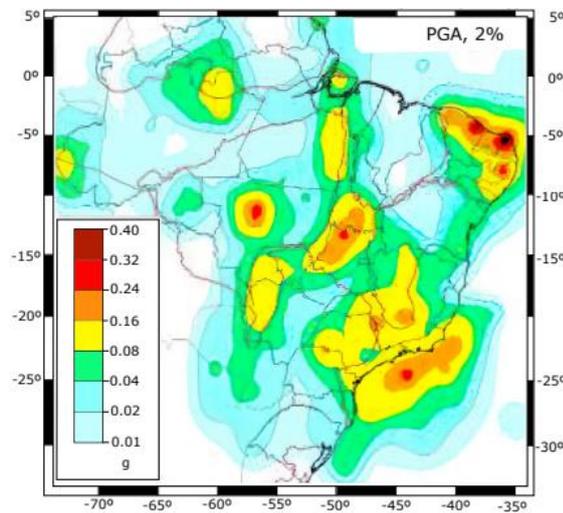


Figura 3 - Mapa de Zoneamento Sísmico no Brasil.
Fonte: (ABNT, 2006)

Nesse cenário, considerando estudos da comunidade sismológica do Brasil envolvendo UPS, USP, UnB, UNESP, ON, UFRN, IPT, e PUC-RJ a fim de atualizar o mapa de risco sísmico brasileiro e uma maior quantidade de pesquisas de eventos sísmicos no país, Assumpção (2016) apresentou dois resultados preliminares de mapeamento de Zona Sísmica Brasileira (Figura 4), visando uma possível atualização do que é mostrado na NBR 15.421/2006. A Figura 4 mostra os mapas de ameaça sísmica para aceleração de pico (PGA) em rocha, para probabilidades de 10% (a) e 2% (b) de excedência em 50 anos, correspondendo a períodos de retorno de 475 e 1475 anos, respectivamente. As escalas de cores são as acelerações de pico (PGA) em frações de gravidade. Áreas verdes correspondem a PGA entre 4% e 8% g (equivalente a intensidades ~VI na escala Mercalli Modificada, podendo causar trincas em paredes), áreas amarelas entre 8% e 16% g (intensidades ~VII MM podendo causar rachaduras em paredes e desabamento de construções mais frágeis).



(a)



(b)

Figura 4 - Mapas de Ameaça Sísmica.
Fonte: (Assumpção, et al., 2016)

As Figuras 4a e 4b mostram as acelerações de pico com probabilidade de excedência de 10% e 2% durante 50 anos correspondentes a períodos de retorno de 475 e 1475 anos respectivamente. As áreas verdes compreendem os valores de PGA entre 0,04g e 0,08g enquanto que nas áreas amarelas estão os valores entre 0,08g e 0,16g. A barragem de Jucazinho, localizada no território pernambucano, na região nordeste, corresponde a um PGA de 0,16g com 10% de probabilidade de ocorrência e 0,24g com 2% de probabilidade de ocorrência em 50 anos.

Para taludes em condições de sismo podem ser considerados diferentes métodos de análise e, conseqüentemente, diferentes graus de complexidade dependendo da intensidade das

acelerações. A NBR 15421 traz em seu escopo o conceito de Categorias Sísmicas para as estruturas que é função da zona sísmica em que a estrutura foi construída e de acordo essas divisões diferentes serão os métodos aplicáveis de análise estrutural conforme apresentado na Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 - Zonas Sísmicas e Métodos para análise estrutural.

Zonas Sísmicas	Aceleração	Categoria	Métodos Aplicáveis para análise estrutural
0	$a_g = 2,5\%g$	A	Nenhum requisito de resistência sísmica é exigido
1	$2,5\%g \leq a_g \leq 5\%g$	A	Procedimento simplificado da força sísmica horizontal
2	$5\%g \leq a_g \leq 10\%g$	B	Método das Forças Horizontais equivalentes ou método espectral ou método do histórico de acelerações no tempo.
3	$10\%g \leq a_g \leq 15\%g$	C	Método das Forças Horizontais equivalentes ou método espectral ou método do histórico de acelerações no tempo.
4	$a_g = 15\%g$	C	Método das Forças Horizontais equivalentes ou método espectral ou método do histórico de acelerações no tempo.

Fonte: (ABNT, 2006)

Dessa forma, evidencia-se pela indicação expressa na NBR 15421 que estruturas na zona sísmica 0 não se necessita de procedimento ou análise especial, sendo necessário apenas o projeto estrutural convencional, já na zona sísmica 1 indica-se a utilização do procedimento simplificado da força sísmica horizontal ou o método Pseudo-Estático. Por outro lado, as zonas 2,3 e 4 exige a utilização de procedimentos específicos de análise sísmica como, por exemplo, o método espectral (pseudo-dinâmico) ou o dinâmico com aplicação de acelerações sísmicas ao longo do tempo, a critério do projetista.

2.5.1 Métodos de Análise Sísmica

Para a análise de taludes em condições de sismo podem ser adotados diversos métodos com níveis diferentes. Pode-se definir cinco níveis de análises que são categorizados em função da complexidade do fenômeno, que são (RIBEIRO, 2006):

- i. Nível zero (0): Análise preliminar do local através de estudos históricos;
- ii. Nível um (1): Aplicação do Método Pseudo-Estático;
- iii. Nível dois (2): Aplicação do Método Pseudo-Dinâmico ou reposta espectral;

- iv. Nível três (3): Análise histórica linear no tempo;
- v. Nível quatro (4): Análise histórica não linear no tempo.

Para a avaliação da segurança sísmica da barragem são necessárias as seguintes definições: estimativa do movimento no solo, o registro do movimento e a interpretação da resposta dinâmica. Dessa forma, os níveis diferenciam-se uns dos outros através da variação dos graus de refinamento desses parâmetros, com vários tipos de modelos, que evoluem em sofisticação.

2.5.1.1 Nível Preliminar (Nível 0)

Basicamente, este nível de análise indica, de acordo com as normas vigentes do local, a necessidade ou não de uma análise sísmica da barragem. Nessa análise é feita uma avaliação prévia da severidade sísmica do local da barragem através de valores obtidos em cartas sísmicas locais/regionais.

2.5.1.2 Método Pseudo-Estático (Nível 1)

Nesse método a estrutura se comporta como um corpo rígido em que a elasticidade não é considerada, um carregamento estático equivalente a uma aceleração sísmica é aplicado e as pressões hidrodinâmicas são obtidas pela formulação proposta por Westergaard (1933). Assim, a contribuição sísmica é determinada pela combinação das forças hidrodinâmicas e de inércia, que são aplicadas à barragem para uma análise estática equivalente.

Nessa hipótese, o fluido é considerado incompressível, a aceleração é constante ao longo de toda a barragem e igual à aceleração sísmica de uma fundação infinitamente rígida, as forças de inércia são aplicadas no centróide da barragem e as tensões induzidas pelo terremoto são determinadas por meio de uma análise estática equivalente. De acordo com a equação de Westergaard, a qual leva em consideração a influência da massa de água na estabilidade da barragem, além das forças sísmicas aplicadas diretamente à estrutura através da Equação 17:

$$p(y) = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot a_h \cdot \sqrt{H \cdot (H - y)} \quad (\text{Eq. 17})$$

onde ρ_w é o peso específico da água em kg/m^3 , H é a altura do reservatório em metros, a_h é a aceleração horizontal do solo dada pelo PGA adotado em m/s^2 e $p(y)$ é o carregamento hidrodinâmico dado em N/m^2 .

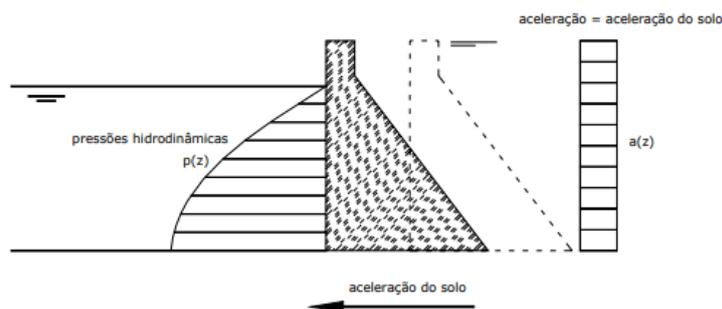


Figura 5 - Esquemática do Método Pseudo-Estático.
 Fonte: Ribeiro (2006)

Por outro lado, para Prisco (1985) as desvantagens do método são as seguintes: a desconsideração da elasticidade da estrutura, da variação das acelerações de fundação com o tempo, a capacidade de amortecimento da estrutura e o tempo de duração das forças sísmicas, bem como as frequências específicas dos movimentos sísmicos.

Portanto, considera-se um método conservador em que resume a atuação da força sísmica simultaneamente e de forma estática o que pode levar a superestimação das cargas sísmicas e, conseqüentemente, projetos excessivamente robustos. Porém, por não considerar a amplificação dinâmica do movimento sísmico, o risco pode ser subestimado. Ainda assim, o método continua sendo amplamente empregado devido ao seu caráter simplificado e rotineiro.

2.5.1.3 Método Pseudo-Dinâmico (Nível 2)

Este método, desenvolvido por Chopra (1978), permite uma análise simplificada do espectro de resposta, determinando o comportamento da estrutura no modo fundamental de vibração para um movimento horizontal do terreno (FERC, 2002). Por meio desse espectro, é possível avaliar como o período natural de vibração e as características de amortecimento influenciam a estrutura durante um evento sísmico.

Esse método busca incorporar de forma mais realista os efeitos dinâmicos de um sismo sem recorrer a uma análise dinâmica completa. Nesse caso, há a consideração do tempo e das propagações das ondas sísmicas e suas frequências, as forças de amortecimento são consideradas na análise, as forças sísmicas são obtidas por meio da análise espectral, mas são aplicadas na estrutura por meio de uma análise estaticamente equivalente. A esquematização desse nível de análise pode ser vista na Figura 6.

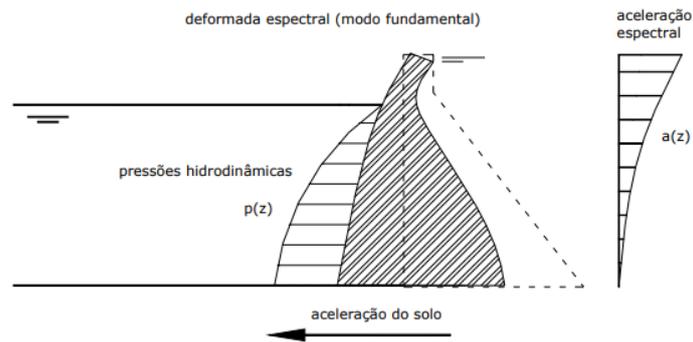


Figura 6 - Esquemática do Método Pseudo-Dinâmico.
 Fonte: (RIBEIRO, 2006)

Através dessa metodologia é possível considerar os efeitos da elasticidade da estrutura, fundação rígida e compressibilidade da água na interação entre o paramento de montante e o reservatório. No entanto, de acordo com Priscu (1985), a não consideração da natureza oscilatória e características de curta duração da carga sísmica são as desvantagens mais relevantes desse método.

2.5.1.4 Análise Dinâmica (Nível 3 e 4)

De acordo com Ribeiro (2006), o método dinâmico resulta da associação de três modelos matemáticos que são: a análise da história linear no tempo ou no domínio da frequência, além da análise da história não linear no tempo. Nesse caso, considera-se todos os aspectos temporais, frequência, amplitude e a interação solo-estrutura-reservatório durante um evento sísmico.

Dessa forma, além de considerar o efeito transitório das forças de origem sísmica, as respostas de aceleração variam ao longo da barragem, as forças desenvolvem-se dinamicamente e as tensões induzidas são determinadas por meio de um procedimento dinâmico de cálculo.

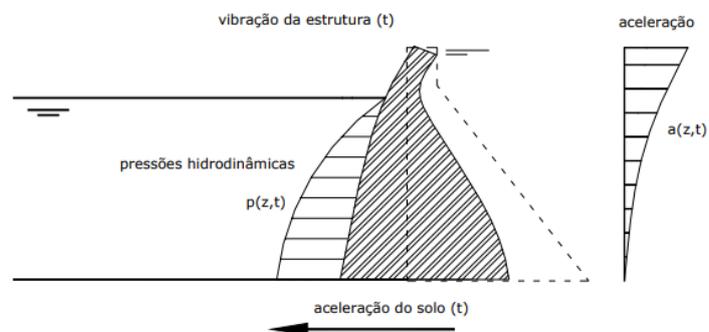


Figura 7 -Análise Dinâmica.
 Fonte: (RIBEIRO, 2006)

Dentro da análise dinâmica existem duas abordagens comuns: a linear e a não linear. Elas diferenciam-se na maneira como o comportamento dos materiais e a interação entre os diferentes componentes são modelados durante um cenário de um evento sísmico. A análise dinâmica linear assume o comportamento da barragem e dos materiais constituintes obedecendo às leis da elasticidade linear de forma a considerar a proporcionalidade entre as tensões e deformações sem que haja dano ou deformação permanente, enquanto que a análise dinâmica não linear considera na modelagem o comportamento dos materiais e da estrutura de forma a capturar deformações irreversíveis e o dano acumulado ao longo do tempo de forma a levar em consideração o comportamento não-linear dos materiais e o comportamento dependente do tempo.

No entanto, para a aplicação de tal metodologia, seja uma abordagem linear ou não linear, é necessário uma maior complexidade e tempo devido a necessidade de modelos computacionais detalhados e muitas informações sobre a estrutura, solo e movimento sísmico. Por isso, torna-se uma análise mais custosa, uma vez que exige mais tempo e recursos tanto computacionais como de coleta de dados. Dessa forma, embora seja uma análise mais precisa para a avaliação da resposta sísmica de uma barragem de concreto, essas desvantagens podem limitar a sua aplicabilidade em projetos de menor escala ou em locais com recursos limitados e, em muitos casos, os métodos simplificados se destacam nas avaliações preliminares e em projetos em que a análise dinâmica completa não é viável.

2.6 ABORDAGEM DETERMINÍSTICA X PROBABILÍSTICA

A previsão do comportamento de estruturas, como barragens, principalmente em relação a eventos extremos como terremotos ou condições hidrológicas adversas podem ser analisadas sob duas abordagens distintas: a determinística e a probabilística.

No estudo da estabilidade sob o viés determinístico, os parâmetros associados às características do solo, materiais, carregamentos e os modelos utilizados são tomados como constantes e homogêneos com valores característicos e a sua segurança é verificada em função da comparação entre os esforços resistentes e solicitantes. No entanto, o fator de segurança do método determinístico não é suficiente para a determinação da probabilidade de ruptura. Assis et al (2018) sugere em seu estudo que, em alguns casos, uma obra com um fator de segurança menor pode ter uma probabilidade de ruptura menor, portanto mais segura, ao contrário do que a metodologia determinística sugere.

Enquanto que a abordagem probabilística leva em consideração a variabilidade e incerteza dos parâmetros e modelos utilizados os quais são tratados como variáveis aleatórias descritas por distribuição de probabilidade, permitindo uma análise de risco mais abrangente. Na engenharia geotécnica, a incerteza sobre os valores representativos das propriedades do solo é inerente à análise, pois o solo é naturalmente heterogêneo e suas propriedades físicas são avaliadas pontualmente. Nesse contexto, a análise probabilística se destaca por considerar essas variações na solução dos problemas de estabilidade, permitindo uma avaliação mais realista da segurança e a quantificação da probabilidade de falha, o que define o grau de confiabilidade da estrutura.

A Tabela 3 descreve resumidamente as principais características de ambas as abordagens as quais serão escolhidas de acordo com o objetivo e o nível de risco e de análise da barragem envolvida.

Tabela 3 - Resumo comparativo entre as abordagens determinísticas e probabilística.

CARACTERÍSTICA	ABORDAGEM DETERMINISTICA	ABORDAGEM PROBABILÍSTICA
Natureza das Variáveis	Fixas (Valores característicos)	Aleatórias (Distribuição de probabilidade)
Resultado	Fator de segurança (FS)	Probabilidade de Falha
Consideração de Incerteza	Valores de FS	Considera variabilidade e incertezas
Complexidade	Menos complexa e utiliza equações diretas	Complexa, exige maior esforço computacional
Necessidade de dados	Menor, dados básicos	Maior, dados detalhados e probabilísticos
Aplicação	Situações onde os parâmetros são bem definidos	Situações com grande incerteza ou riscos altos
Foco	Garantir que as cargas máximas não causem falha	Quantificar o risco e a probabilidade de falha

Fonte: O Autor (2025)

2.7 ABORDAGEM PROBABILÍSTICA NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O avanço da análise probabilística na avaliação da estabilidade global exige um domínio aprofundado de conceitos estatísticos e probabilísticos aplicados à geotecnia. As propriedades físicas e mecânicas de solos e rochas são em geral naturalmente dispersas e o objetivo deste tópico é fornecer uma ideia geral dos mais importantes conceitos estatísticos e probabilísticos das variáveis aleatórias que são fundamentais para o desenvolvimento dessa dissertação.

2.7.1 Variáveis Aleatórias Contínuas

Uma variável aleatória é um objeto matemático definido em um espaço amostral que atribui uma probabilidade a cada evento possível gerado naquele espaço. Isto é, trata-se de uma variável que não pode ser prevista com certeza, mas apenas com uma probabilidade associada a um intervalo, que descreve a possibilidade de uma ocorrência particular em termos de números reais. Os parâmetros estatísticos mais importantes relacionados com a variabilidade da camada de solo são o valor médio, o desvio padrão, a assimetria e o coeficiente de correlação entre as propriedades do solo. Nesse contexto, em vez de um único valor determinístico, uma propriedade do solo passa a ser representada por uma distribuição de valores, conforme definido por sua função de densidade de probabilidade (FDP).

Média da Variável Aleatória

Para uma variável aleatória X , com uma FDP definida pela função $f(x)$, a média (μ_x) é definido por:

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \quad (\text{Eq. 18})$$

Variância da variável aleatória

A variância mede a dispersão ou a incerteza dos dados sobre o valor médio e é calculado por:

$$\text{Var}[X] = \sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 f(x)dx \quad (\text{Eq. 19})$$

Desvio Padrão da Variável Aleatória

O desvio padrão (σ_x) é relacionado à variância da seguinte forma:

$$\sigma_x = \sqrt{\text{Var}[X]} \quad (\text{Eq. 20})$$

Essas medidas estatísticas clássicas são comumente utilizadas para descrever as variáveis aleatórias contínuas que estão presentes na maioria das situações na engenharia geotécnica.

2.7.2 Distribuição de Probabilidade e função densidade de probabilidade

Para uma variável aleatória contínua, a função utilizada para representar a distribuição de probabilidade é a função densidade de probabilidade ($f_x(x)$) a qual descreve a forma da curva de distribuição da probabilidade de ocorrência de cada valor da variável aleatória contínua. Em aplicações geotécnicas, as FDPs mais comumente utilizadas são a distribuição normal e lognormal.

A FDP para distribuição normal de média μ e desvio padrão σ é definida pela Equação 21:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (\text{Eq. 21})$$

A distribuição normal é simétrica em relação ao valor médio, e a variável aleatória pode assumir valores entre $-\infty$ e $+\infty$. Apesar desta grande variedade 99,7 % dos valores serão encontrados dentro $\pm 3\sigma$ da média ((DUNCAN, 2000); (Abramson, 2002)).

Uma forma alternativa de poder visualizar os dados (análogo à função de densidade de probabilidade) é mediante uma função de distribuição cumulativa (CDF) que indica a probabilidade de uma variável ter um valor menor ou igual a um valor selecionado. Por definição, a CDF é a integral da correspondente função de densidade de probabilidade.

A função cumulativa da densidade de probabilidade ($F_x(x)$) é definida por:

$$F_x(x) = P(x \leq x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f_x(x) dx \quad (\text{Eq. 22})$$

A CDF sempre cresce de 0 a 1 e pode ser usada para encontrar probabilidades associadas a intervalos ou para determinar quantis da distribuição.

2.7.3 Probabilidade de ruptura e Índice de Confiabilidade

A confiabilidade e o risco de ruptura em barragens, especialmente em projetos de engenharia geotécnica, são conceitos cruciais para a garantia da segurança estrutural e a mitigação de desastres. A análise considera, basicamente, fatores probabilísticos e determinísticos avaliando o desempenho da barragem sob diferentes condições operacionais e externas.

Para a realização de uma análise probabilística é primordial a definição de uma função de probabilidade para cada parâmetro que seja uma incerteza na análise ou que tenha influência

no resultado, uma vez que elas são necessárias na estimativa da distribuição de probabilidade do Fator de Segurança.

Por definição, a probabilidade de falha é a probabilidade de o fator de segurança ultrapassar o estado limite, o qual, em uma análise de estabilidade, é limitado por FS=1. Em simulações numéricas, a probabilidade de falha pode ser obtida por meio da Equação 23:

$$P_f = \frac{\text{Número de simulações em que } P_i(x) \leq 0}{N} \quad (\text{Eq. 23})$$

Nesse contexto, a probabilidade de ruptura é um caso específico da probabilidade de falha, referindo-se exclusivamente a eventos que resultam no colapso total da estrutura. Apesar dessa distinção, a formulação matemática para ambas é a mesma.

O índice de confiabilidade (β), por sua vez, está relacionado diretamente à probabilidade de falha de uma estrutura e se relacionam através de uma função de distribuição acumulada da normal padrão (ϕ) conforme exposto na Equação 24:

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (\text{Eq. 24})$$

Flores (2008) mostra graficamente a probabilidade de ruptura contra o índice de confiabilidade conforme pode ser visto na Figura 8 abaixo:

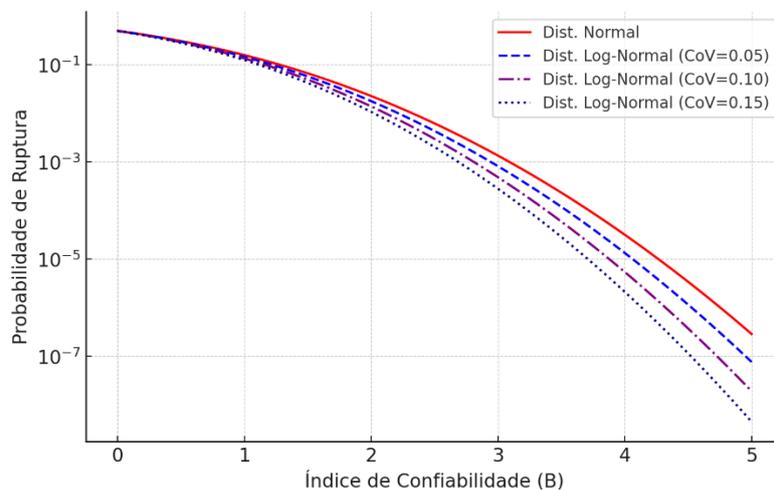


Figura 8 - Probabilidade de ruptura/falha versus índice de confiabilidade.
Fonte: (Flores, 2008)

Através da análise do gráfico, tem-se as seguintes observações:

- Para pequenos valores do índice de confiabilidade, a probabilidade de falha/ruptura é ligeiramente maior quando se tem uma distribuição de probabilidade normal. Dessa forma, assumir distribuições de probabilidade normais na ausência de dados está a favor da segurança, visto que a probabilidade estará ligeiramente superestimada;
- Índices de confiabilidade relativamente próximos entre si, poderão apresentar probabilidades de falha muito distintas, visto que os valores β estão em escala aritmética linear e os valores de P_f em escala logarítmica;
- Para índices de confiabilidade menores ou iguais a 2 existem pequenas diferenças entre os resultados de probabilidade de ruptura obtidas para diferentes funções de probabilidade mostradas.

Por fim, para barragens é considerado aceitável uma probabilidade de ruptura inferior a 10^{-4} que está relacionado com um índice de confiabilidade por volta de $\beta=3$ para uma distribuição normal.

2.8 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS PARA APLICAÇÃO GEOTÉCNICA

Os métodos probabilísticos aplicados na geotecnia são utilizados para lidar com a variabilidade e incerteza dos parâmetros geotécnicos, incluindo as propriedades do solo, as cargas aplicadas e as condições hidrológicas. A utilização desses métodos permite uma avaliação mais realista e quantitativa dos riscos e da segurança de projetos geotécnicos, como fundações, barragens, taludes e escavações, em comparação aos métodos tradicionais determinísticos.

No entanto, por mais completo que seja o modelo considerado, seus resultados dependerão fortemente da incerteza dos parâmetros de entrada. As incertezas na análise têm várias origens como a heterogeneidade e anisotropia inerentes ao solo, as dificuldades experimentais de investigação e a dificuldade de se estabelecer a superfície de ruptura crítica.

Para representar esta variabilidade, os parâmetros são analisados dentro de uma faixa de variação através de métodos probabilísticos como, por exemplo, o Método de Monte Carlo e o Método do Hipercubo Latino que usa variáveis randômicas como amostras de dados de entrada para a distribuição da probabilidade e, por este motivo, é amplamente utilizado para a análise probabilística com variação dos parâmetros do solo na engenharia geotécnica. Além destes,

destaca-se também os métodos de estimativas pontuais que possui uma variedade de abordagens para a estimativa de parâmetros de uma população com base em amostras que em se tratando de aplicações geotécnicas a escolha do método de estimativa pontual correto pode ter um impacto significativo na precisão das avaliações de risco e confiabilidade. E, por fim, os métodos geoestatísticos que ajudam na previsão e interpolação de valores em locais não amostrados e permite quantificar a incerteza associada a essas previsões.

2.8.1 Método Monte Carlo

O método Monte Carlo (MC), desenvolvido por Stanislaw Ulam e John von Neumann (1940), baseia-se na geração de n conjuntos de amostras aleatórias de entrada $X = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ que são obtidos utilizando geradores de números aleatórios que produzem a função densidade de probabilidade (FDP) selecionada, sendo utilizado cada conjunto gerado aleatoriamente para calcular uma realização do fator de segurança em função de X ($FS(X)$) e assim definir dentre suas inúmeras funcionalidades, por exemplo, a FDP do $FS(X)$.

O método requer um grande número de avaliações do FS e, teoricamente, quanto maior o número de ensaios na simulação, mais precisa será a resposta final. De acordo com Hahn e Shapiro (1967), trata-se de um método flexível e que pode acomodar diferentes funções de distribuição de probabilidade e variáveis correlacionadas. Mas o fato de requerer um grande número de avaliações pode limitar a aplicabilidade do método e, nas análises que envolvem elementos finitos, torna-se mais difícil ainda a sua aplicação devido ao grande tempo computacional de cada ensaio. Assim como expõe Harr (1987) em seu estudo, para uma simulação Monte Carlo com 99% de confiança são necessários 16.641 ensaios para o problema com uma variável. No caso de n variáveis e m amostras, o número de ensaios necessários aumenta para capturar a variabilidade do sistema, mas a taxa de convergência do método continua independentemente do número de variáveis, sendo proporcional a $1/\sqrt{m}$.

O conjunto de N valores (simulações) para cada um dos n parâmetros envolvidos são tratados como amostra da população (X). O cálculo da média e da variância podem ser feitos conforme as Equações 25 e 26, respectivamente.

$$E[FS] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N FS[X_{1,i}, X_{2,i}, \dots, X_{n,i}] \quad (\text{Eq. 25})$$

$$V[FS] = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (FS[X_{1,i}, X_{2,i}, \dots, X_{n,i}] - E[FS])^2 \quad (\text{Eq. 26})$$

E, através do índice de confiabilidade β apresentado na Equação 26 para o caso de distribuição normal com média μ e desvio padrão σ do fator de segurança, é possível normalizar o fator de segurança em relação a sua incerteza, uma vez que não existe relação direta entre o fator de segurança probabilístico e a probabilidade de falha.

$$\beta = \frac{FS - \mu}{\sigma} \quad (\text{Eq. 27})$$

Dessa forma, a probabilidade de falha também pode ser dada em função do índice de confiabilidade e da probabilidade cumulativa normal padrão (φ) conforme a Equação 28:

$$P_f = \varphi(-\beta) \quad (\text{Eq. 28})$$

2.8.2 Método do Hipercubo Latino

Trata-se de um método proposto inicialmente em 1979 por McKay et al., desenvolvido para gerar uma distribuição amostral plausível de valores dos parâmetros de uma distribuição multidimensional baseado na técnica da amostragem estratificada com a seleção aleatória dentro de cada estrato. Sua metodologia é particularmente útil em cenários onde as variáveis de entrada possuem distribuições de probabilidade conhecidas, mas com objetivo de reduzir o número de simulações necessárias para obter estimativas estatísticas precisas.

Sua formulação é composta de três fases, que são:

- a) Divisão do Domínio: Para uma simulação com N variáveis e k amostras, o espaço de cada variável X_i é dividido em k estratos de igual probabilidade $\frac{1}{k}$.
- b) Amostragem aleatória: Para cada variável X_i , uma amostra aleatória é selecionada de cada estrato, sem repetição. A posição dentro de cada estrato é geralmente obtida por distribuição uniforme.
- c) Permutação: Selecionado uma amostra para cada estrato, aquelas de diferentes variáveis são combinadas por uma permutação aleatória garantindo que cada variável seja

amostrada de maneira independente, mas com cobertura uniforme ao longo do intervalo de probabilidade.

Essa metodologia oferece resultados comparáveis com o método de Monte Carlo com uma quantidade consideravelmente menor de amostras com, aproximadamente, 1/3 de iterações utilizadas no MC a fim de obter resultados iguais ou melhores. A vantagem principal é a obtenção de amostras randômicas de uma por vez impossibilitando, dessa forma, repetições durante a amostragem (SANDOVAL, 2012).

2.8.3 Método de estimativas pontuais

O método das estimativas pontuais (PEM) refere-se à categoria de métodos probabilísticos que utiliza técnicas estatísticas para estimar o valor mais provável de um parâmetro desconhecido de uma população com base em dados amostrais. Neste contexto, o cálculo dos momentos (média e variância) de uma função de variáveis aleatórias é realizado com base no cálculo do FS(X) para valores pré-determinados de X, os quais são combinados com os respectivos "pesos" ou probabilidades discretas (WISS, et al., 1998). Os principais métodos de estimativas pontuais são: Estimador de Máxima Verossimilhança, Estimador de Momentos, Estimador de Mínimos Quadrados, Estimador de Bayes, Estimador de Média Amostral e Estimador Mediana.

Através da aplicação desses métodos na engenharia geotécnica é possível:

- a) Estimar parâmetros com base em medições amostrais, tais como resistência do solo, permeabilidade, resistência média ao cisalhamento do solo ou outras características de distribuição dos parâmetros geotécnicos;
- b) Modelagem geotécnica como, por exemplo, ajuste curva tensão-deformação baseado em testes laboratoriais;
- c) Combinação de dados históricos de falhas de barragens com novos dados para estimar a probabilidade de falha de uma nova barragem;

No entanto, a escolha do método vai depender da natureza dos dados amostrais, da distribuição subjacente e do contexto da aplicação e optar pelo método de estimativa pontual correto pode ter um impacto significativo na precisão das avaliações de risco e confiabilidade.

A média e a variância do FS são calculados, respectivamente, através das Equações 29 e 30, baseado no número total de amostras (M)

$$E[FS] = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^M FS[X_{1,i}, X_{2,i}, \dots, X_{m,i}] \quad (\text{Eq. 29})$$

$$V[FS] = \frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^M (FS[X_{1,i}, X_{2,i}, \dots, X_{m,i}] - E[FS])^2 \quad (\text{Eq. 30})$$

Substituindo o coeficiente de segurança FS e o desvio padrão na Equação 27 obtêm-se o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha.

2.8.4 Método de Krigagem

O método de Krigagem é uma técnica usada dentro da geoestatística que se trata da aplicação do formalismo de funções aleatórias ao reconhecimento e estimativa de fenômenos naturais (MATHERON, 1962), através da teoria de variáveis regionalizadas e busca estimar o valor de variáveis em locais não amostrados através de modelos matemáticos. De acordo com Yamamoto (1998), os métodos estatísticos geram uma função baseada em um conjunto de dados para prever valores em regiões não amostradas. Na engenharia geotécnica ela se destaca por reconhecer e utilizar a anisotropia na predição de pontos não amostrados. As variáveis regionalizáveis é a representação, na forma de função, de um fenômeno que se propaga no espaço e possui estruturação especial e o nível de dependência entre essas variáveis é representado pelo semivariograma. O semivariograma, por sua vez, expressa o grau de dependência espacial entre amostras dentro de um campo experimental e permite a estimativa de parâmetros com os quais os valores não amostrados são estimados por meio de técnicas de interpolação.

Os principais métodos geoestatísticos utilizados na engenharia geotécnica são: o Método de Krige (kriging), inverso da distância ponderada (IDW), Simulação Geoestatística, Método dos Variogramas, Métodos de Função de Base Radial, Método dos Mínimos Quadrados ajustados e o Co-Kriging. A escolha do método depende da natureza do problema, da disponibilidade de dados, e do nível de incerteza que se deseja modelar. Em um contexto geral, o kriging é amplamente utilizado devido à sua capacidade de fornecer tanto a estimativa pontual quanto a incerteza associada, mas outros métodos, como Simulação Geoestatística e IDW, também têm aplicações importantes dependendo das necessidades específicas do projeto.

De acordo com Ferreira (2012) apud CAMARGO (1998), as etapas de uma análise geoestatística consiste na análise exploratória dos dados, geração e modelagem dos semivariogramas, validação do modelo e interpolação e predição da incerteza ((FERREIRA, et al., 2012); (Camargo, 1998)).

A análise exploratória dos dados consiste em um procedimento que permite detectar a existência de dados discrepantes e/ou tendências que podem afetar a identificação e interpretação da dependência espacial através do semivariograma. Então, essa etapa inicial é responsável basicamente pela construção e interpretação de gráficos e de estatísticas.

A geração e modelagem do semivariograma é a etapa que vai desde a coleta e preparação dos dados até a seleção e ajuste de um modelo teórico que melhor representa a dependência espacial observada. O desenvolvimento correto dessa etapa é essencial para obtenção de interpolação precisa, avaliação de incerteza e entendimento da variabilidade espacial.

A validação do modelo é o procedimento que quantifica a incerteza associado ao método de estimação. Consiste, basicamente, na estimativa de cada ponto observado supondo que ele não existe no processo de predição, levando em conta a variabilidade espacial local expressa nas primeiras distâncias no variograma e, ao final, gera-se um arquivo com n valores observados e seus respectivos preditos e através desse arquivo pode-se obter inúmeras estatísticas capazes de avaliar a qualidade da estimativa.

Por fim, a interpolação e a predição da incerteza é a etapa responsável pela estimativa dos valores de uma variável em locais não amostrados com base nas amostras disponíveis levando em conta a variabilidade espacial da variável e, conseqüentemente, a quantificação da incerteza associada às estimativas. A técnica mais utilizada para interpolação geoestatística - e para o caso dessa dissertação - é o Kriging.

2.8.4.1 Interpolação por Kriging

O método de *kriging* é amplamente utilizada para a previsão de valores de uma variável em locais não amostrados com bases em um conjunto de dados já conhecidos. Trata-se de uma família de algoritmos de regressão que usa a ideia do método dos mínimos quadrados e procura minimizar a variância estimada a partir de um modelo prévio ((Goovaerts, 1999); (LANDIM, 1998); (Echard, et al., 2013)).

A krigagem se destaca por ser uma técnica poderosa de análise probabilística em contextos onde a previsão de variáveis espaciais é importante. Através de uma interpolação é

possível obter uma estimativa ponderada dos valores de uma variável em locais não amostrados usando uma combinação linear de valores observados. Para a determinação do fator de segurança, o método auxilia na estimativa das propriedades em pontos onde não há dados diretos e que são essenciais para a análise de estabilidade da barragem. E, além disso, fornece a medida de incerteza associada às estimativas o que é de suma importância para a análise de risco. A utilização dessa técnica pode melhorar significativamente a análise de estabilidade e o cálculo do fator de segurança de barragens. (CRESSIE, 2015)).

Essa técnica descreve a distribuição espacial dos dados de forma mais acurada e leva em conta a dependência estocástica entre os dados distribuídos no espaço. Com a aplicação do método é possível obter o erro associado a predição dos valores estimados através da variância das estimativas. O procedimento utilizado assemelha-se à interpolação por média móvel ponderada com a diferença que, nesse caso, os pesos são determinados a partir de uma análise espacial baseada no variograma experimental ((Camargo, 1998); (Vilar, 2016)). Através dela é possível conhecer a variância da estimativa, ou seja, o método fornece a incerteza associada a cada valor predito ((VIEIRA, 2000); FERREIRA, Í O. et al, 2012). Em sistemas com múltiplas variáveis de entrada a metodologia kriging torna-se bastante útil para a solução de problemas de modelagem não-linear e multivariados

De acordo com a literatura especializada existem diversos tipos de krigagem: a simples, a ordinária, a universal, a disjuntiva, a indicativa, a cokrigagem, entre outras (CAMARGO, 1998; SANTOS, 2010; (FERREIRA, et al., 2012)). Porém, as mais utilizadas na literatura são a krigagem simples e a krigagem ordinária. A simples é utilizada para os casos em que a média é assumida como estatisticamente constante por toda a área e a ordinária, por sua vez, considera a média flutuante ou móvel por toda área.

A metodologia para a obtenção do modelo kriging considera os seguintes aspectos: Estratégias para a geração de dados a partir do modelo rigoroso; Seleção de variáveis independentes; Estimação de parâmetros e Avaliação do desempenho.

Através de uma combinação linear ponderada das amostras disponíveis, o kriging utiliza a seguinte formulação para prever o valor de $Z^*(x_0)$ em um local x_0 :

$$Z^*(x_0) = \sum_{i=1}^k \lambda_i Z(x_i) \quad (\text{Eq. 31})$$

onde $Z^*(x_0)$ é o valor estimado da variável no ponto x_0 , $Z(x_i)$ são os valores da variável nas amostras i disponíveis, λ_i são os pesos atribuídos a cada amostra i , calculados de modo a minimizar a variância do erro de predição e k é o número de amostras.

Os pesos λ_i são determinados pela equação de Kriging, que depende do semivariograma ajustado, garantindo que as amostras mais próximas do ponto a ser estimado recebam maior peso, mas também levando em consideração a estrutura espacial de dependência (descrita pelo semivariograma).

Em contexto de modelagens computacionais o código de Design and Analysis of Computer Experiments (DACE) se destaca e trata-se de uma aplicação particular do Kriging em experimentos numéricos utilizado para aproximar funções desconhecidas ou caras de serem calculadas diretamente, especialmente em contexto de simulação computacional. O objetivo do DACE é construir uma função que aproxime a resposta de um sistema com base em um número limitado de simulações computacionalmente caras.

Logo a formulação do kriging implementada no método DACE é a seguinte:

$$y(x) = \beta_0 + \sum_{j=1}^p \beta_j f_j(x) + Z(x) \quad (\text{Eq. 32})$$

Na Equação 32, $y(x)$ é a resposta do modelo; β_0, β_j são coeficientes a serem estimados., $f_j(x)$ são funções de base (por exemplo, funções polinomiais) e $Z(x)$ é um processo estocástico com media zero, variância σ^2 e covariância especificada por uma função de correlação espacial calculada como:

$$\text{Cov}[Z(x_k), Z(x_m)] = \sigma^2 \mathbf{R}[R(x_k, x_m)] \quad (\text{Eq. 33})$$

onde \mathbf{R} é uma matriz de correlação e $R(x_k, x_m)$ é uma função de correlação. A habilidade de usar uma larga escala de funções de correlação faz o método extremamente flexível.

O ajuste dos parâmetros do modelo é baseado nos dados de experimentos computacionais e a previsão de novos pontos é obtida combinando a tendência e a contribuição do processo estocástico e, além disso, a variância também é calculada e fornece uma medida de incerteza.

Portanto, o método DACE é uma aplicação do kriging voltada para criação de modelos de substituição em simulações computacionais, a qual permite aproximar o comportamento de funções complexas com um número limitado de avaliações.

3. METODOLOGIA

3.1 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE JUCAZINHO

3.1.1 Informações gerais da barragem

A barragem de Jucazinho faz parte de um conjunto de obras planejadas em 1978 para o controle de cheias no rio Capibaribe, situa-se entre os municípios de Surubim e Cumarú. Trata-se de uma barragem cuja técnica construtiva adotada foi o Concreto Compactado a Rolo (CCR) e sua construção ocorreu entre os anos de 1996 e 1998.

Jucazinho é a terceira maior barragem em volume de acumulação do Estado de Pernambuco com 327 hm³, abastece 15 municípios e cerca de 800 mil pessoas, tornando-se uma obra de engenharia essencial para o combate à seca na região Nordeste do país. Nos últimos anos, a Barragem enfrentou severas crises hídricas devido à seca prolongada que afetou a região Nordeste. Em 2016, por exemplo, o nível da barragem chegou a ficar abaixo de 1% de sua capacidade total, impactando gravemente o abastecimento de água das cidades dependentes. Esse cenário levou à implementação de sistemas emergenciais de abastecimento e à busca por outras fontes de água para minimizar os impactos.

Desde setembro de 2016 que a barragem se encontra em situação crítica, agravando-se com as chuvas de 2017. O risco de inundação de cidades à jusante num eventual colapso e a grande representatividade no abastecimento de água motivam o estudo da estabilidade da barragem. Em 2004, de acordo com ficha de inspeção obtida em vistoria do Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS) e inspeção realizada por professores da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) foi observado um fluxo excessivo de água nos drenos e carreamento de material, descarga anormal dos drenos da ombreira esquerda, deposição de material muito fino provavelmente lixiviado do CCR no interior da galeria. Toda essa situação indicou um nível de alerta para a barragem e foi elaborado um relatório de análise das anomalias existentes a fim da busca de projetos de recuperação estrutural da barragem, que são:

- i. Existência de bexigas no concreto localizadas no extravasor principal a montante causado pela erosão por abrasão.
- ii. Extravasamento de uma lâmina d'água de 1,40 m danificando a bacia de dissipação.

- iii. Existência de um conjunto de fissuras nas imediações do extravasor lateral da ombreira direita que culminou com a trinca transversal que se propagou de montante a jusante pela crista aprofundando-se até a ombreira direita de fundação.
- iv. Surgência de água no barramento indicada pela desagregação nos degraus à jusante dos extravasores laterais e desenvolvimento de vegetação rasteira.
- v. Ruptura de dreno nas proximidades de uma das juntas causando uma ruptura localizada do veda junta a qual facilita a probabilidade de infiltrações.

Em 2018, a Barragem de Jucazinho passou por novas inspeções e intervenções devido a problemas de segurança estrutural. O Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS) realizou obras de recuperação na barragem após constatar a deterioração de algumas partes, o que gerou preocupações sobre sua estabilidade. As intervenções incluíram a recuperação de fissuras e melhorias nos sistemas de drenagem e vertedouro. No entanto, há uma maior quantidade de patologias observadas na região da seção vertente da barragem e, por isso, classifica-se como uma seção crítica cuja análise de estabilidade possui grande importância a fim de prever ou evitar maiores danos estruturais principalmente decorrentes de ações externas.

Em 2021, o DNOCS iniciou importantes obras de recuperação na barragem. Essas intervenções visaram melhorar a segurança da estrutura e garantir a continuidade do abastecimento de água para cerca de 2 milhões de pessoas. As ações incluíram a recuperação de fissuras, melhorias no sistema de drenagem e o reforço da estrutura da barragem. O projeto contribuiu para a estabilidade e segurança da barragem, prevenindo futuros riscos e danos à população local.

Em 2023, ocorrem novas intervenções pelo DNOCS que visaram modernizar a estrutura, incluindo a recuperação do concreto nas faces de jusante e montante, a atualização dos equipamentos hidromecânicos e a construção de vertedores laterais. O investimento totalizou aproximadamente R\$ 30 milhões. No entanto, em dezembro de 2024, surgiram indicativos do aparecimento de rachaduras e fragilidade no concreto da barragem

. E, em janeiro de 2025, foi reportado que a barragem se encontra em situação crítica, com apenas 5,8% de seu volume acumulado, devido à escassez de chuvas na região. Esses eventos destacam a necessidade de monitoramento contínuo e manutenção adequada da Barragem de Jucazinho para garantir a segurança e o abastecimento de água para as comunidades atendidas.

3.1.2 Propriedades Físicas da Barragem

Em 2012 a empresa *Geotechnique* realizou uma vistoria na barragem e coletou corpos de prova na região dos degraus de talude de jusante e na crista da barragem. Tais amostras foram utilizadas em ensaios de compressão uniaxial de onde foi possível determinar a resistência à compressão dos corpos de prova. As informações dos corpos de prova em questão – tais como diâmetro do corpo de prova, peso específico e a resistência a compressão de cada amostra - podem ser consultadas no Apêndice A do presente trabalho.

Dessa forma, com relação às propriedades físicas do concreto CCR, foram obtidos os valores baseados em valores médios do material obtido na vistoria em questão, resultando em um peso específico médio de 2.120 kg/m³, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e o módulo de elasticidade, obtido de acordo com o valor de resistência à compressão médio dos quinze corpos de prova através de formulação desenvolvida na NBR 12655 (2015) presente na Equação 36 e igual a 24.463,95 MPa.

É possível determinar a resistência característica à compressão f_{ck} , em posse dos valores de resistência média f_{cmed} e do desvio padrão s_d de uma amostra com n corpos de prova conforme as Equações abaixo:

$$f_{ck} = f_{cmed} - 1,65 \cdot s_d \quad (\text{Eq. 34})$$

$$s_d = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (f_i - f_{cmed})^2} \quad (\text{Eq. 35})$$

E, através das relações analíticas presentes no Eurocode 2 (1998) ou da Equação 36 presente na norma brasileira NBR 12.655:2015 é possível calcular o valor estimado do módulo de elasticidade do material.

$$E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 36})$$

onde, E_c é o módulo de elasticidade do concreto em MPa e o f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias em MPa.

No entanto, o Eurocode 2 (CEN, 1998) oferece algumas vantagens em relação à norma brasileira, tais como: Abrangência Internacional, Diversidade de Classes de Concreto visto que

a norma europeia oferece uma tabela mais ampla para diferentes classes de concreto enquanto que a brasileira é mais limitada a concretos de resistência comum e Ajustes Regionais do Eurocode que leva em consideração diferentes tipos de agregados e misturas podendo proporcionar resultados com mais precisão, maior compatibilidade com normas internacionais e formulação da estimativa mais detalhado ao considerar fatores adicionais tais como porosidade e o tipo de agregado do concreto.

Dessa forma, é possível obter os seguintes parâmetros de entrada presentes na Tabela 4 para as análises dos modelos onde ρ é o peso específico do concreto, E é o módulo de elasticidade e ν é o coeficiente de Poisson.

Tabela 4 - Parâmetros físicos do concreto para os modelos de análise.

$\rho \left(\frac{kg}{m^3}\right)$	E (MPa)	ν
2.120	24.463,95	0,2

Fonte: (GEOTECHNIQUE, 2012)

Os parâmetros de entrada para a modelagem da fundação, quando for o caso, segue os mesmos valores da barragem, com exceção do módulo de elasticidade, que será variado conforme avanço das análises, isto é, será estudado o comportamento dos resultados com a mudança do valor do módulo de elasticidade da fundação com a consideração dela rígida ou flexível, e o peso específico, que será considerado nulo. Ao adotar a fundação com peso específico de valor nulo, utiliza-se um método de fundação de massa nula que considera que a fundação ou a massa do solo é “nula” ou muito pequena em relação à massa total da estrutura e isso permite focar nas propriedades dinâmicas das estruturas sem a influência significativa da fundação.

3.1.3 Propriedades Geométricas da Barragem

Jucazinho possui uma altura máxima de 63,20 m e extensão de 442,00 m pelo coroamento, o volume de CCR empregado foi de 358,48 m³ e 68 271,00 m³ de concreto convencional. A barragem, ilustrada na Figura 9, tem uma face vertical a montante e um declive à jusante de 0,8 V:1,0H, possui um vertedouro principal com uma queda d’água em degraus de tamanhos diferentes na qual é considerado um vertedouro escalonado, dois extravasores laterais como dispositivos de sangria e a estanqueidade da barragem é atribuída à laje vertical de montante de concreto convencional.



(a)

(b)



(c)

Figura 9 - Registros fotográficos da Barragem de Jucazinho em maio de 2021:
(a) Vista Frontal, (b) Vista Superior Lateral e (c) Vista à Montante.
Fonte: (AGUIAR, 2022)

A seção vertente da barragem ilustrada geometricamente na Figura 10 se destaca por apresentar uma maior quantidade de patologias observadas – presença de fissuras e surgimento de vegetação no talude à jusante – e, por isso, essa é a seção crítica de estudo deste trabalho a fim de verificar os problemas estruturais quando comparados aos esforços atuantes sob diversas condições, inclusive as cargas sísmicas.

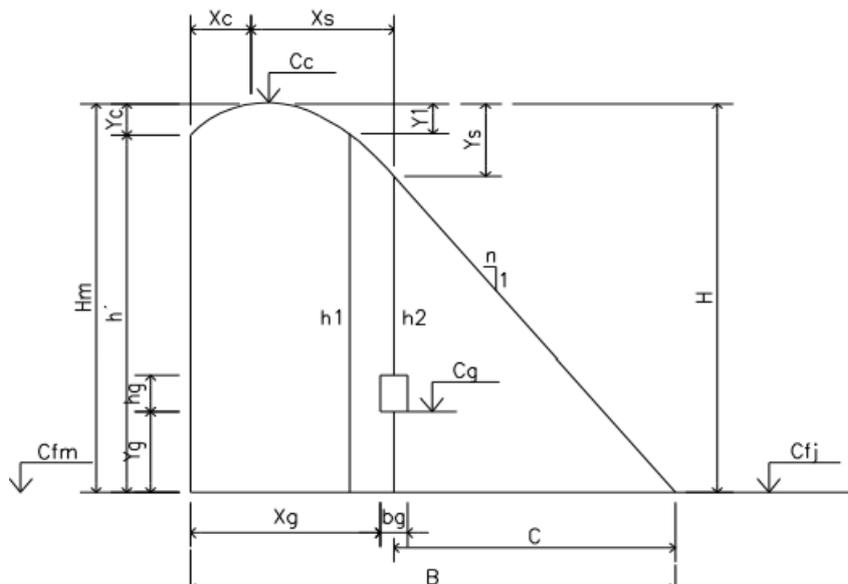


Figura 10 - Seção crítica de Estudo da Barragem.
Fonte: (GEOTECHNIQUE, 2012)

A tabela 5 apresenta as principais características da barragem:

Tabela 5 - Principais Características Geométricas da Seção Crítica de Estudo

Parâmetro	Símbolo	Valor
Cota altimétrica da fundação à Montante	Cfm	234,90 m
Cota altimétrica da fundação à Jusante	Cfj	234,90 m
Cota altimétrica do coroamento	cc	292,00 m
Cota altimétrica do fundo da galeria	cg	241,00 m
Ponto de início da curvatura da crista	yc	0,76 m
Ponto de tangência	(xs,ys)	(7,24 m, 4,27 m)
Altura para xs/2	y1	1,18 m
Inclinação de Jusante	n	0,80 m
Dimensões da galeria	(bg, hg)	(2,50 m, 3,10 m)
Distância da galeria ao paramento de montante	xg	2,50 m
Distância dos drenos ao paramento de montante	xd	2,60 m
Altura da Barragem à Jusante	H	57,10 m
Altura Montante até o início da curvatura	h'	56,34 m
Altura da Barragem à Montante	Hm	57,10 m
Altura até a base da galeria	Yg	6,10 m
Altura auxiliar	h1	55,92 m
Altura do ponto de tangência	h2	52,83 m
Largura base equivalente a inclinação jusante	c	42,26 m
Largura da Base	B	51,19 m

Fonte: (GEOTECHNIQUE, 2012)

Portanto, as informações da Tabela 5 assim como outros dados dos relatórios da empresa Geotechnique, foram utilizados para a modelagem computacional em duas dimensões da seção crítica da barragem em estudo.

3.1.4 Níveis de Água do Reservatório

Por definição, os níveis de água podem ser definidos como:

Nível normal: Ocorrência possui uma variação da média muito baixa;

Nível normal máximo e nível normal mínimo: São os níveis normais cuja variação é alta e em torno da média;

Nível máximo maximorum e nível mínimo minimorum: São os níveis que tem uma duração pequena e probabilidade muito baixa de ocorrência.

Baseado nessas definições, os níveis de água para efeito de cálculo neste trabalho na determinação das ações hidrostáticas, foram arbitrados com base na altura do vertedor. No entanto, esses valores não correspondem aos níveis de água reais e atuais do reservatório da Barragem de Jucazinho, e foram adotados apenas para fins de cálculo na pesquisa. No presente estudo, não foram realizadas análises para a situação do nível de água atual da barragem. Assim, conforme pode ser observado na Figura 11 e com as recomendações da Geotechnique constantes na Tabela 6, optou-se por considerar o nível de água a montante como nível normal de funcionamento pleno da barragem e todos os casos a jusante o nível de água nulo.

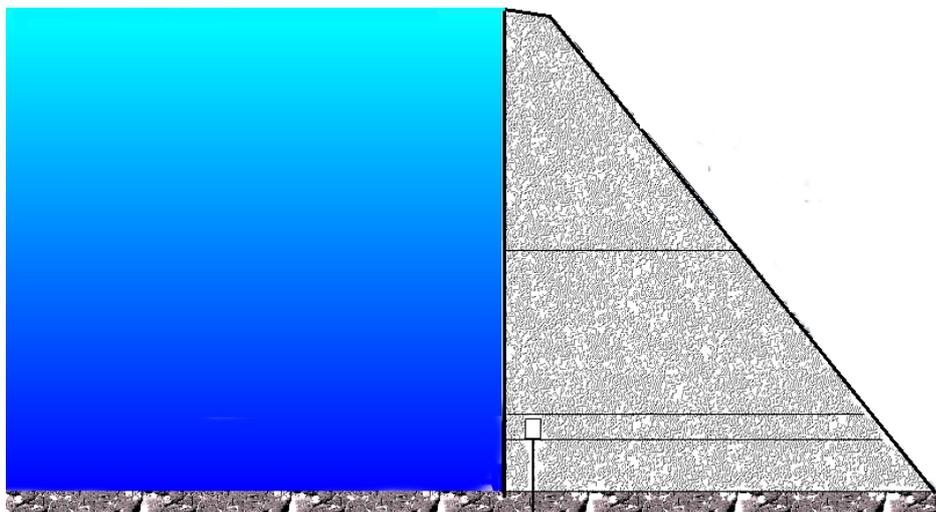


Figura 11 - Nível de Água Normal considerando na análise com o funcionamento pleno da barragem a montante.

Fonte: (LECLERC, et al., 2003)

Tabela 6 - Níveis de água de base sugeridos pelo relatório da Geotechnique.

Nível de água no reservatório	N. A. a montante (m)	N. A. a jusante (m)
N. A. Maximorum	63,80 m	10,06 m
N.A. Máximo	62,72 m	8,76 m
N.A. normal	57,10 m	0,00 m

Fonte: (GEOTECHNIQUE, 2012)

Porém, de acordo com o Sistema de Acompanhamento de Reservatórios da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), em 18 de janeiro de 2025, a Barragem de Jucazinho apresentava um volume de 12,14 milhões de metros cúbicos, correspondendo a 5,93% de sua capacidade total.

3.2 ASPECTOS TEÓRICOS DOS NÍVEIS DE ANÁLISE

Os níveis de análise em um contexto teórico são entendidos como diferentes camadas ou abordagens para estudo de um fenômeno auxiliando na previsão de resposta da barragem a diferentes cenários de carga. Cada nível possui seus aspectos teóricos, considerações e hipóteses simplificadoras e para o caso específico foram abordados três níveis de análise: Estático, Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico.

3.2.1 Análise Estática

O primeiro nível da análise corresponde à análise estática com a consideração da barragem sob condições de cargas constantes e sem a presença de eventos transitórios, como terremotos ou mudanças bruscas no nível de água. Nesse tipo de análise as hipóteses e simplificações adotadas são principalmente as seguintes:

- i. Material Homogêneo e Isotrópico: Mesmas propriedades dos materiais da barragem em toda extensão e direções, ou seja, não se considera a variabilidade do material em diferentes locais;
- ii. Comportamento Elástico-Linear: As deformações são proporcionais às tensões aplicadas e o material retoma sua forma original quando a carga é removida;
- iii. Cargas constantes e permanentes: As cargas atuantes – como, por exemplo, o peso próprio e as forças hidrostáticas são constantes. Variações nas condições de cargas são ignoradas.
- iv. Fundação Rígida e Estável: Não há deformações significativas no solo de fundação;

Nesse contexto há basicamente a atuação de duas forças: a pressão hidrostática da água à montante do reservatório e a contribuição inercial do peso próprio da barragem.

O peso próprio da barragem (W) leva em consideração o volume da estrutura (V) e o peso específico do material utilizado (concreto compactado a rolo, nesse caso). A formulação básica para esse cálculo é a seguinte:

$$W = \rho \cdot V \quad (\text{Eq. 37})$$

Mas, a análise em questão é feita de forma bidimensional (2D) e, por isso, o peso próprio é calculado considerando uma unidade de comprimento da barragem (1 m), ao invés de todo volume tridimensional. Dessa forma, a Equação 38 é adaptada pela Equação 37, em que A é a área da seção transversal da barragem (m^2) e ρ é o peso específico do concreto (kN/m^3) resultando em no peso por unidade da barragem (kN/m), isto é:

$$W_{2D} = \rho \cdot A \quad (\text{Eq. 38})$$

Essa simplificação é amplamente utilizada em análises de estabilidade, como o cálculo de forças atuantes no deslizamento ou tombamento, uma vez que para essas análises, as condições ao longo do comprimento da barragem são assumidas como uniformes.

Por outro lado, a pressão hidrostática é inserida como uma carga triangular à montante do reservatório, possuindo valor nulo na altura máxima do reservatório ($H=57,10$ m) e seu valor máximo equivalente à $\rho g H$ na base do reservatório ($H=0,00$ m). Isto é, a Equação S representa a pressão hidrostática da água $P(y)$ em função da altura y do reservatório, em que ρ é a densidade específica da água e g é a aceleração da gravidade:

$$P(y) = \rho g (H - y) \quad (\text{Eq. 39})$$

A Figura 12 ilustra o esquema do carregamento empregado no nível da análise estática e, vale ressaltar, que essa análise é realizada quase que exclusivamente para fins de comparações, pois serve de parâmetro para futuramente verificar quais são as implicações causadas pelas contribuições sísmicas tendo como parâmetro a análise preliminar estática.

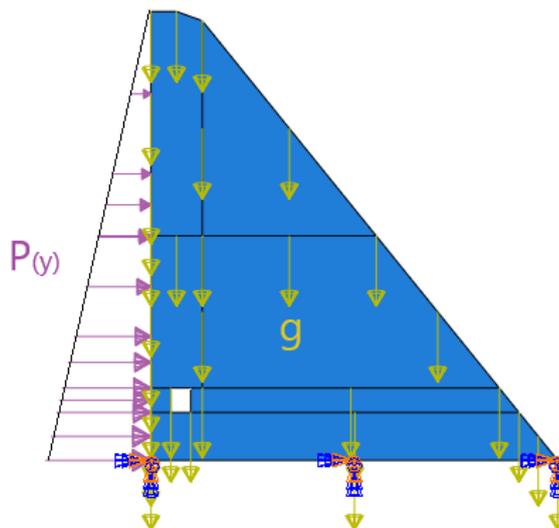


Figura 12 - Ilustração da aplicação das cargas no nível estático.
Fonte: O Autor (2024)

3.2.2 Análise Pseudo-Estática

O segundo nível refere-se a uma adaptação da análise estática com inclusão da consideração das forças dinâmicas, de forma simplificada. As cargas consideradas, além das estáticas descritas no tópico 3.2.1, há a inclusão de uma força sísmica horizontal simulando o efeito de um terremoto, mas sem levar em conta as características temporais e dinâmicas detalhadas da carga sísmica.

A força inercial equivalente é aplicada como uma carga lateral fixa proporcional ao peso da barragem e a uma aceleração sísmica definido por um coeficiente sísmico k_h que representa a intensidade da aceleração sísmica e depende das condições sísmicas locais e do projeto da barragem.

Westergaard (1933) simplificou o fenômeno hidrodinâmico da água, que representa a interação barragem-reservatório, através do conceito de adição de massa por meio da solução da equação de Laplace e dos problemas de contorno do sistema, calculando analiticamente a distribuição de pressões ao longo da altura do reservatório de acordo com a Equação 40:

$$P_w(0, y) = \frac{7}{8} \cdot \rho_a \cdot a_g \cdot \sqrt{H(H - y)} \quad (\text{Eq. 40})$$

em que, ρ_a é o peso específico da água em kg/m^3 , H é a altura do reservatório em m, a_g é a aceleração horizontal do solo dada pelo PGA adotado em m/s^2 e P_w é o carregamento hidrodinâmico dado em N/m^2 .

Nessa simplificação não há a consideração de efeitos tridimensionais, reflexões de ondas, interações mais complexas entre reservatório e barragem, o fluido é considerado incompressível e a estrutura é rígida-móvel. Em um movimento sísmico, a força hidrodinâmica é obtida a partir do momento em que a barragem ao se mover gera um movimento no fluido que está em contato permanentemente com sua superfície e, por isso, o ponto principal da teoria de Weestergard é que a barragem e o reservatório devem ser tratados como um sistema acoplado devido à dinâmica entre ambos os sistemas. (Paulo, 2006; Silva, 2007).

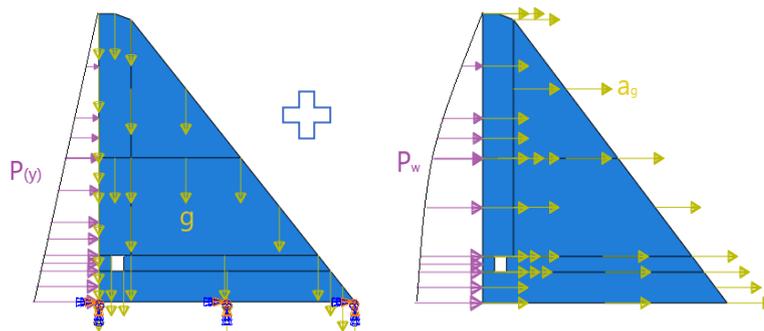


Figura 13 - Ilustração da aplicação das cargas no nível pseudo-estático.
Fonte: O Autor (2024)

3.2.3 Análise Pseudo-Dinâmica

E, o terceiro e último nível de estudo trata-se do método pseudo-dinâmico que é uma forma simplificada de análise do espectro de resposta, idealizada por Chopra (1978). Este, determina a resposta da estrutura no modo fundamental de vibração, para um movimento horizontal no terreno (FERC, 2002). Chopra (1978) observou que respostas de estruturas de curto período de vibração, como as barragens de concreto, submetidas a solicitações sísmicas, era em grande parte influenciada pelo modo de vibração fundamental e, além disso, concluiu que as componentes verticais de aceleração do solo exerciam pouca influência na resposta da estrutura. A partir disso surgiu esta metodologia aproximada de análise dinâmica preliminar de barragens.

Diferentemente da análise dinâmica, esse método não considera a natureza oscilatória e características de curta duração da carga sísmica. Mas, baseia-se em hipóteses fundamentais que tornam o método mais assertivo do que análises estáticas em situações de carregamentos sísmicos, que são: respostas de aceleração variáveis ao longo da altura da barragem e obtidas por análise espectral, consideração de forças de amortecimento, forças sísmicas obtidas pela análise espectral são aplicadas estaticamente e as tensões induzidas pelo sismo na estrutura são determinados por análise estática equivalente (Priscu, 1985).

O efeito da elasticidade da barragem é considerado, a água é tratada como um fluido compressível e o efeito sísmico é aplicado através do método do espectro resposta, na qual a aceleração de pico do solo (PGA) provoca uma ação inercial na barragem que é calculada a partir de um espectro de resposta. O coeficiente sísmico do método leva em consideração as características particulares de cada sismo e o carregamento sísmico ao longo da altura da barragem, incluindo os efeitos hidrodinâmicos, conforme Ribeiro, Melo e Pedroso (2007):

1º Passo: Determinação do período fundamental da barragem T_S , em segundos, sem a presença do reservatório.

A Equação 41 é uma expressão aproximada, para critérios preliminares de projeto, que permite determinar o período fundamental de vibração da barragem sem a influência do reservatório.

$$T_S = 0,01206 \cdot \frac{H_B}{\sqrt{E}} \quad (\text{Eq. 41})$$

onde, H_B é a altura da barragem em metros e E é o módulo de elasticidade do concreto em Giga Pascal (GPa).

2º Passo: Cálculo do período fundamental de vibração da barragem \tilde{T}_S , em segundos, sem a presença do reservatório.

O cálculo R_1 (Figura 14) está relacionado à análise dinâmica das barragens de gravidade sujeita a eventos sísmicos. Esse parâmetro é utilizado para calcular o fator de ajuste da pressão hidrodinâmica sobre barragens, incorporando os efeitos das ondas de choque geradas pelo movimento da água do reservatório durante um terremoto. O gráfico em questão relaciona os seguintes parâmetros: no eixo horizontal, a razão entre a altura do reservatório e a altura da barragem e no eixo vertical direito, o módulo de elasticidade do concreto.

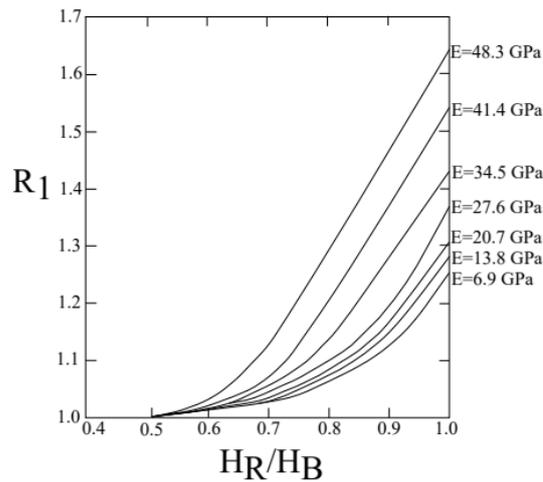


Figura 14 - Determinação do coeficiente \$R_1\$ para procedimento de cálculo pseudo-dinâmico.
 Fonte: Ribeiro, Melo e Pedroso (2007), adaptado de Chopra (1978).

$$\tilde{T}_S = R_1 \cdot T_S \quad (\text{Eq. 42})$$

No caso das análises em questão, considerou-se o reservatório no nível máximo, igual à altura da barragem, ou seja, $\frac{H_R}{H_B} = 1$ e módulo de elasticidade do concreto é de 24,46 GPa e, dessa forma, encontra-se $R_1 = 1,35$. A altura da barragem na seção analisada neste trabalho é de 57,10 m. E, para os períodos obtidos nos passos anteriores, é possível obter as frequências associadas.

Tabela 7 - Período fundamental de vibração da barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico.

Modo	Período (s)	Frequência (rad/s)
Sem reservatório (T_S)	0,1392	45,13
Com reservatório (\tilde{T}_S)	0,1879	33,43

Fonte: O autor (2024)

3º Passo: Cálculo de R_2 para auxílio da contribuição hidrodinâmica.

$$R_2 = \frac{1}{\tilde{T}_S} \cdot \frac{4 \cdot H_R}{C} \quad (\text{Eq. 43})$$

em que, C é a velocidade do som na água que é igual a 1.438 m/s;

4º Passo: Determinação da deformada universal (ψ)

A deformada universal refere-se a forma ou perfil de deformação que uma barragem/estrutura adota sob a ação de forças dinâmicas e, para o caso do método pseudo-dinamico, é uma aproximação da barragem à excitação sísmica, levando em consideração tanto a rigidez estrutural quanto os efeitos da interação barragem-reservatório. Em 1978, Chopra propôs diversas análises conduzidas via Método dos Elementos Finitos, para diferentes perfis de barragens usuais e, a partir desses resultados o autor propôs uma deformada universal que pode ser observada através da Figura 15 e da Equação 44 e deverão, portanto, serem adotadas em seu procedimento simplificado.

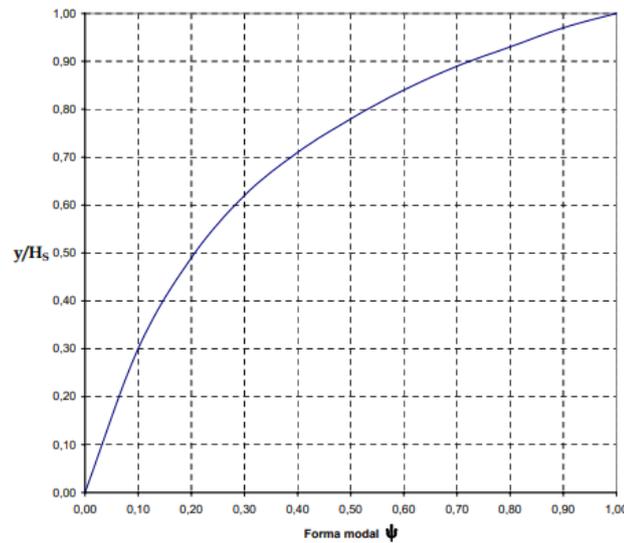


Figura 15 - Modo fundamental de vibração da barragem.
Fonte: (Chora, 1978)

$$\psi(y) = 1,2877 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^4 - 1,2551 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^3 + 0,7914 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^2 + 0,1718 \cdot \left(\frac{y}{H}\right) \quad (\text{Eq. 44})$$

onde y é a coordenada da altura da barragem na face de montante em (m), H é a altura da barragem em (m) e ψ é a deformada universal.

Essa deformada é utilizada posteriormente para definir a parcela da força inercial que representa um dos termos da equação resultante do carregamento sísmico, que será aplicado na face à montante da barragem.

5º Passo: Determinação da pressão hidrodinâmica.

Para o cálculo da pressão hidrodinâmica aplicada ao longo da face à montante da barragem é utilizado o ábaco da Figura 16 que relaciona a contribuição hidrodinâmica com a altura da barragem utilizando o valor do fator R_2 calculado no 3º passo. E, para o caso em questão tem-se $\tilde{T}_5=0,1879$ s e $H=57,10$ m, resultando em um valor de $R_2=0,845$. Dessa forma, foi interpolado os valores baseados entre a relação do R_2 calculado do R_2 mais próximo e disponível igual a 0,90 já que para cada valor existe um diagrama de pressões hidrodinâmicas associado.

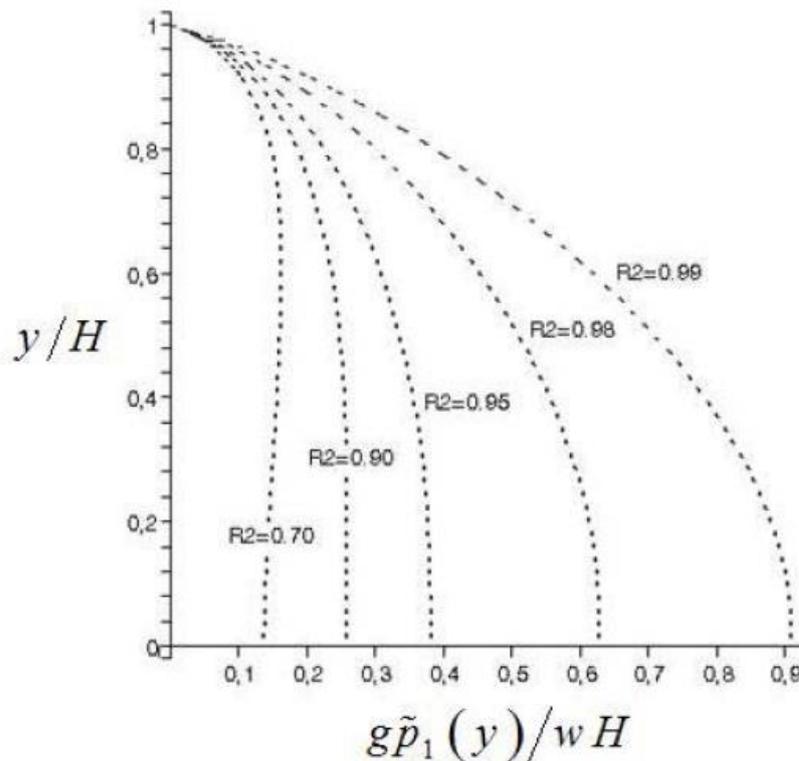


Figura 16 - Determinação do coeficiente R_2 para cálculo da pressão hidrodinâmica.
Fonte: Junior, Aracayo e Coelho (2017), adaptado de Chopra (1978)

As pressões fornecidas pela Figura 16 são válidas apenas para a relação entre altura da barragem e do reservatório igual a um ($\frac{H}{H_S} = 1$). O cálculo para outros valores pode ser conduzido com a multiplicação dos valores obtidos no gráfico pelo termo $(\frac{H}{H_S})^2$.

Dessa forma, com o valor do coeficiente R_2 e considerando que w é o peso específico da água e H a altura da barragem determina-se o valor da pressão hidrodinâmica $g \cdot \tilde{p}_1(y)$.

6º Passo: Cálculo da resultante da ação sísmica aplicada à montante da barragem.

Por fim, Chopra (1978) propõe o sistema resultante de forças que inclui a pressão hidrodinâmica com as reações inerciais provocadas na barragem através do sismo conforme a Equação 45 e distribuição ilustrada na Figura 17:

$$f_s(y) = \alpha \cdot \frac{S_a(\tilde{T}_s)}{g} \cdot [w_s(y) \cdot \psi(y) + g \cdot \tilde{p}_1(y)] \quad (\text{Eq. 45})$$

onde, $f_s(y)$ é o valor do carregamento sísmico equivalente para o sismo utilizado em questão, $\left[\frac{S_a(\tilde{T}_s)}{g}\right]$ é o valor do espectro de resposta correspondente ao período de vibração da barragem \tilde{T}_s com influência do reservatório, $w_s(y)$ é o peso da barragem ao longo da sua altura, $\psi(y)$ representa a deformada universal da barragem obtida no 4º Passo e $g \cdot \tilde{p}_1(y)$ é o valor da pressão hidrodinâmica ao longo da altura da face da montante conforme descrito no 5º Passo.

O termo α refere-se ao valor da razão entre o fator de participação sísmico e a matriz de massa generalizada, incluindo a influência do reservatório. Para a análise abrangente dos efeitos hidrodinâmicos e inerciais, Chopra (1978) adota, em seu procedimento simplificado, o valor 4 para o referido coeficiente, com base em resultados consistentes obtidos em múltiplas análises de barragens com geometria padrão. E, para o caso do carregamento sísmico sem influência do reservatório, o valor do termo α adotado é igual a 3 e, além disso, não há contribuição do valor da pressão hidrodinâmica $g \cdot \tilde{p}_1(y)$ ao longo da altura. Porém, seja qual for o caso, com ou sem a influência do reservatório, os carregamentos obtidos por meio da Equação 45 devem ser calculados para vários incrementos verticais e tratados como cargas distribuídas ao longo da barragem.

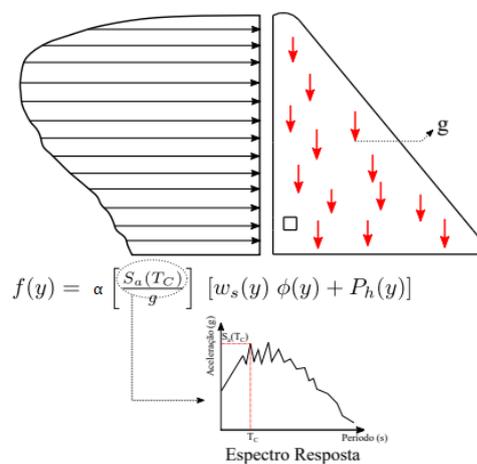


Figura 17 - Ilustração do carregamento aplicado na barragem utilizando o método Pseudo-Dinâmico.
Fonte: (AGUIAR, 2022)

3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL

A modelagem computacional permite simular fenômenos reais por meio de métodos matemáticos, utilizando softwares de análise numérica e simulação, além de linguagens de programação para o desenvolvimento de algoritmos e execução das simulações.

A modelagem numérica do presente estudo foi conduzida no software Abaqus, baseado no Método dos Elementos Finitos, e no CADAM 2000. Para a implementação de algoritmos e realização das simulações, foi utilizado o Matlab.

3.3.1 Aspectos práticos da modelagem via Abaqus.

O objetivo principal de análises de tensões e estabilidade é verificar o comportamento da barragem sob diversas condições e, na maioria das vezes, utilizar seções críticas, pois representam uma condição a favor da segurança. Além disso, por se tratar de construções de grande porte, sua representação torna-se mais conveniente por meio de um tamanho limitado, ou seja, uma pequena amostra do que realmente existe no terreno.

3.3.1.1 Definição da geometria dos subsistemas envolvidos.

Nesta etapa, define-se a geometria dos subsistemas envolvidos que são, nesse caso, a barragem e a fundação. De acordo com Malm (2016) existem algumas regras para orientação da modelagem desses subsistemas:

- i. A profundidade da fundação deve possuir, no mínimo, o mesmo tamanho da altura da barragem visando garantir que as tensões geradas pela estrutura sejam adequadamente transferidas e distribuídas no solo, evitando problemas como deslizamentos ou recalques excessivos, além de garantir que a fundação atinja um material suficientemente resistente capaz de suportar a barragem e minimizar infiltrações ou falhas estruturais. E, por fim, ajuda a prevenir a instabilidade associada a forças hidrostáticas, sísmicas e o efeito de erosões ao longo do tempo.
- ii. Com relação ao comprimento longitudinal da fundação define-se como sendo igual a três vezes o valor do comprimento longitudinal da barragem de forma que fique dividido em três partes igualmente espaçadas, com cada uma delas medindo, no mínimo, o mesmo valor de comprimento da barragem (Figura 18). Essa pratica é comum por assegurar que a fundação ofereça suporte adequado à barragem, distribuindo as tensões

e cargas ao longo de uma área maior e, conseqüentemente, aumentando a segurança contra movimentos laterais e falhas estruturais.

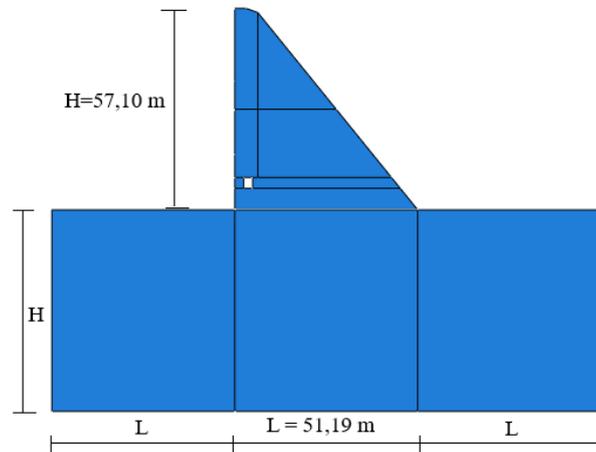


Figura 18 - Ilustração da modelagem geometria dos subsistemas envolvidos.
Fonte: O Autor (2024)

3.3.1.2 Definição das propriedades dos materiais de cada subsistema

Por se tratar de uma análise pseudo-dinâmica, o comportamento do material é, em geral, elástico-linear onde as tensões e deformações são lineares e proporcionais, e são desconsiderados efeitos não lineares como, por exemplo, plasticidade, fissuração ou degradação do material. Dessa forma, para a definição das propriedades do material da barragem foram indicados os parâmetros constantes na Tabela 4 do Tópico 3.1.2 referente as propriedades físicas da barragem que se referem ao peso específico do material com distribuição uniforme, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson considerando o material constituinte isotrópico onde as propriedades mecânicas são iguais em todas as direções.

E, como o foco principal da análise está na resposta da barragem a cargas dinâmicas, a técnica comumente utilizada em análises estruturais dinâmicas de barragens e grandes estruturas é a modelagem de fundação de massa nula. Nessa abordagem, a fundação da estrutura é considerada como tendo massa desprezível em relação à estrutura principal com o objetivo de simplificar a modelagem das interações dinâmicas entre a fundação e a barragem e, embora a fundação tenha uma rigidez significativa, sua massa é ignorada. Para que isso seja possível, é necessário inserir nas propriedades dos materiais a densidade específica com valor nulo, além do módulo de elasticidade. Essa abordagem é frequentemente usada em softwares de

modelagem estrutural – como CADAM ou Abaqus – para realizar análises dinâmicas simplificadas.

3.3.1.3 Definição da interação entre os subsistemas

A interação entre subsistemas de uma simulação envolve a definição de como diferentes partes do modelo interagem entre si garantindo que os resultados da análise reflitam o comportamento conjunto e acoplado dos componentes da estrutura. No presente caso, é necessário definir a interação entre a base da barragem e a fundação com o tipo de contato para modelar deslizamento, fricção ou fixação total. E, deve-se condicionar a fundação de forma que ela apenas suporte cargas e deformações, sem introduzir efeitos inerciais adicionais, permitindo assim capturar a resposta da barragem sem a influência direta da massa da fundação.

Para a solução das equações diferenciais do sistema acoplado, é necessário informar ao software que os nós da interface entre os dois tipos de elementos devem ser "unidos" por uma condição de contorno do tipo *Tie Constraint*, que impõe um comportamento rigidamente conectado entre as superfícies. Ambos os subsistemas são modelados no estado plano de deformações. Na definição da restrição de contato do módulo “interaction” define-se uma superfície mestre e uma escrava, esta é a superfície que segue o movimento enquanto que aquela deve ser a de maior rigidez ou relevância estrutural.

3.3.1.4 Subsistemas envolvidos

O estudo de subsistemas é fundamental para entender e simular a interação e o comportamento de cada componente individualmente e em conjunto como o todo. Os métodos pseudo-estático e dinâmico introduzem a interação entre os subsistemas barragem e reservatório de maneira simplificada que são consequência do efeito hidrodinâmico da água que é considerado incompressível.

No método Pseudo-Estático, tem-se as seguintes abordagens nos subsistemas:

- 1a. Barragem: É modelada como um subsistema que suporta forças sísmicas horizontais.
- 2a. Reservatório de água: O efeito é modelado por meio da pressão hidrodinâmica gerada por sua massa líquida e, por tanto, a contribuição do reservatório é vista como cargas adicionais sobre a barragem.

3a. Fundação: Trata-se de um subsistema em que são calculadas as forças de reação às cargas sísmicas e hidrodinâmicas transmitidas pela barragem e reservatório.

No método Pseudo-Dinâmico, por sua vez, os efeitos sísmicos são representados por uma força oscilante que se aproxima da resposta real e a abordagem dos subsistemas é a seguinte:

1b. Barragem: É modelada como um subsistema de comportamento linear-elástico e sujeita a forças de inércia variáveis no tempo que permite avaliar a resposta estrutural e os deslocamentos em função da massa e da rigidez da barragem, tratando-a como uma estrutura que responde a forças dinâmicas provenientes do solo e do reservatório.

2b. Reservatório de água: O efeito do reservatório é modelado levando em conta a pressão hidrodinâmica induzida pelas ondas sísmicas, que varia ao longo do tempo. Esse subsistema usa conceitos como a deformada universal, que descreve o deslocamento das partículas de água em função da movimentação da barragem. O modelo pseudo-dinâmico incorpora o movimento do fluido e suas pressões variáveis sobre a estrutura, aprimorando a precisão da análise de subsistemas ao simular o efeito acoplado de barragem e reservatório.

3b. Fundação: Trata-se de um subsistema com interações dinâmicas, onde o comportamento linear-elástico e as condições de contorno influenciam a transmissão de forças sísmicas. A fundação pode influenciar a distribuição de tensões e deslocamentos, e a análise de subsistemas permite um modelo detalhado dessa interface, especialmente se os deslocamentos de fundação são significativos.

Dessa forma, no contexto de engenharia estrutural e geotécnica, como em análises de barragens, o estudo de subsistemas é essencial para um planejamento seguro e eficaz, seja em etapas de projeto, construção, ou manutenção da estrutura. No Abaqus, cada subsistema é modelado como uma parte diferente e são acoplados de acordo com as superfícies de contato. Além disso, a fim de realizar simulações mais realistas das cargas hidrodinâmicas e sísmicas levando em conta a interação entre os subsistemas e os efeitos de acoplamento, é fundamental a discretização de cada subsistema em elementos menores.

O tipo de elemento a ser utilizado nas análises em MEF é um fator importante para a confiabilidade do resultado. Barragens com geometria de seção transversal contínua se adequam ao uso da teoria dos planos de tensões (MALM, 2016). A formulação teórica dos

problemas bidimensionais é obtida a partir da combinação da teoria do método dos elementos finitos com as equações governantes para o movimento do sistema. De acordo com Kwon & Bang (2018), para o sistema que constitui a barragem e a fundação, é utilizada a equação de equilíbrio da Elasticidade Bidimensional.

No presente estudo, utilizou-se o elemento CPS4R indicado na Figura 19, um elemento quadrilateral de 4 nós e integração reduzida, no software ABAQUS. O CPS4R é linearmente interpolado, adequado para análises bidimensionais, estável em grandes escalas e pode ser aplicado em problemas lineares ou não lineares, sendo amplamente utilizado pela sua eficiência e precisão.

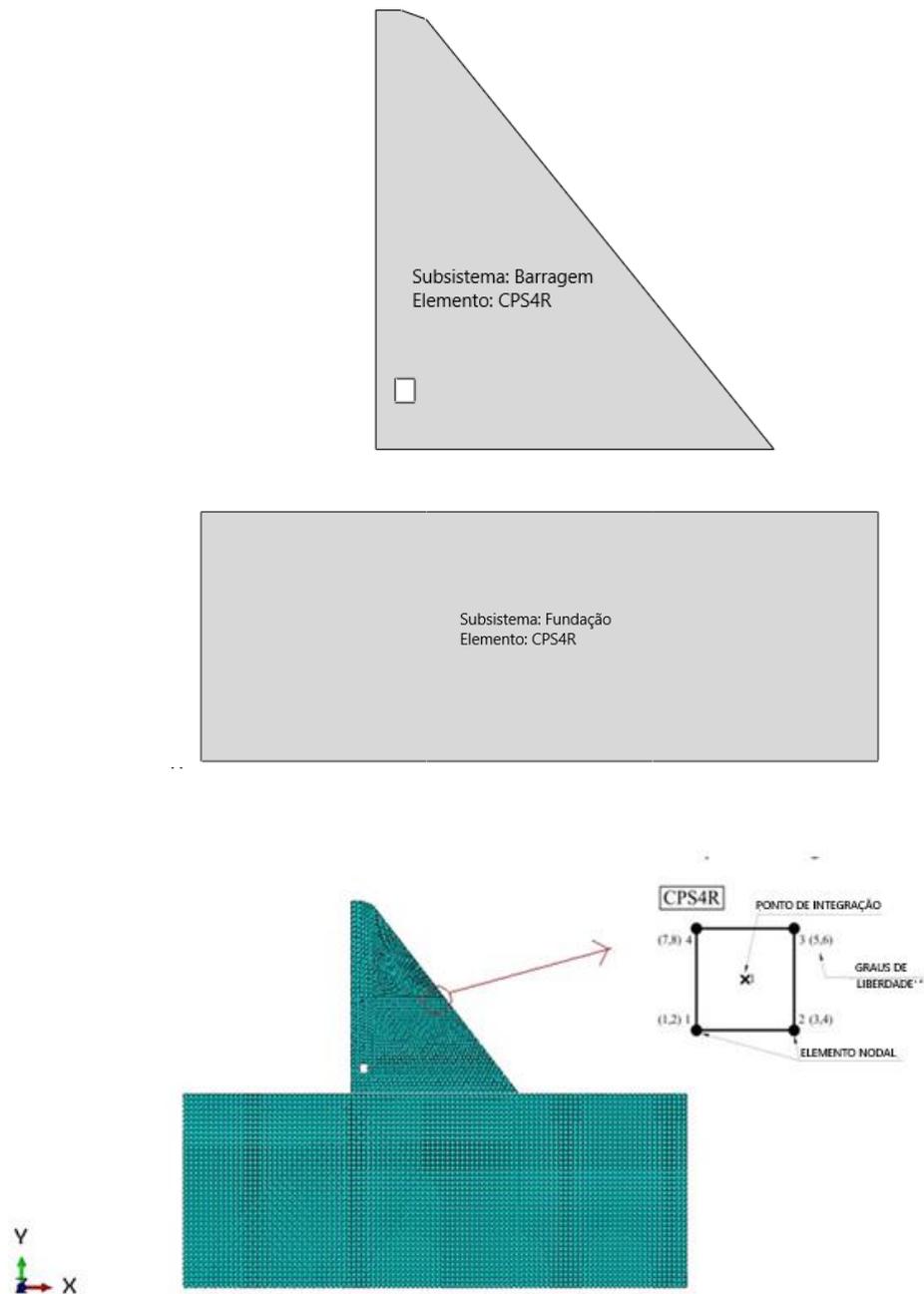


Figura 19 - Modelagem e discretização dos elementos dos subsistemas.
 Fonte: O Autor (2024)

3.3.1.5 Definição dos dados de saída e manuseio dos resultados

O software Abaqus fornece uma ampla gama de dados essenciais para análise e interpretação dos resultados das simulações. Os que serão abordados nesse estudo, são:

- ✓ Deslocamentos: É fornecido os deslocamentos nodais nos eixos X, Y e Z, representando o movimento da estrutura em resposta às cargas aplicadas;
- ✓ Tensões: Tensões normais e de cisalhamento em diferentes direções, além da obtenção das tensões principais e de von Mises para avaliação de falhas;
- ✓ Reações de Apoio: Forças e momentos de reações em apoio, que ajudam a verificar se o modelo está equilibrado e a avaliar a resposta das fundações.

Com relação ao manuseio desses dados e a obtenção de resultados através dos mesmos foi feito um passo a passo como forma de obter os parâmetros necessários, esse procedimento será descrito nesse tópico e os resultados em tópicos subsequentes:

- I. Identificação dos nós que compõem a seção analisada: Verificação do número dos nós relacionados a seção barragem-fundação e à seção intermediária para a filtragem dos dados referentes a esses pontos específicos;
- II. Determinação da distância entre nós: Após a discretização da barragem em elementos finitos é possível obter as distâncias entre os nós subsequentes uns aos outros;
- III. Obtenção da força em cada nó: Em posse da tensão e da distância entre os nós é possível obter a força interna relacionada;
- IV. Comparação das reações de apoio com as forças internas obtidas na seção barragem-fundação: No caso da obtenção da força interna relacionado com a seção barragem-fundação em que se tem posse também das reações de apoio da estrutura, ambas foram comparadas como forma de validação.
- V. Comparação e obtenção das tensões normais e de cisalhamento: Como se trata de um dado de saída, permite verificar as tensões de tração e compressão. Além disso, foi comparado também as tensões normais e de cisalhamento com as obtidas pelo CADAM conforme o tópico posterior;
- VI. Obtenção do coeficiente de segurança ao deslizamento: Com a obtenção dessas forças, seu somatório e com os parâmetros adequados foram obtidos os coeficientes de segurança ao deslizamento conforme a Equação 14.

3.1.1 Aspectos Práticos da modelagem via CADAM.

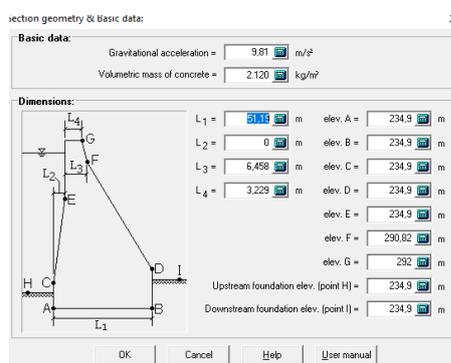
O CADAM (Computer Aided Design of Arch Dams) (LECLERC, et al., 2003) é um software especializado para análise de estabilidade de barragens, particularmente para barragens de concreto. Através da sua utilização para a análise em questão foi possível utilizar as seguintes funcionalidades:

- I. Análise de Estabilidade: É permitido avaliar a estabilidade estrutural da barragem em cenários sujeitos a cargas de água, forças sísmicas, pressão de poros entre outros;
- II. Modelagem de Tensão: O software realiza modelagens detalhadas de tensões possibilitando que a visualização e interpretação da distribuição de tensões ao longo da estrutura da barragem;
- III. Verificação da Segurança em vários cenários de Carregamento: É possível configurar diferentes cenários de carregamento (variações no nível do reservatório, terremotos, variação de temperatura, entre outros) e a partir dos resultados identificar as possíveis áreas vulneráveis da barragem e decidir sobre a necessidade de reforços, reabilitações ou outras intervenções.
- IV. Análise Dinâmica e Pseudo-Estática: CADAM também oferece suporte para análises dinâmicas, que são essenciais em barragens situadas em regiões sísmicamente ativas. Além disso, ele oferece métodos pseudo-estáticos que são menos computacionalmente intensivos e úteis para uma análise preliminar de comportamento sísmico.

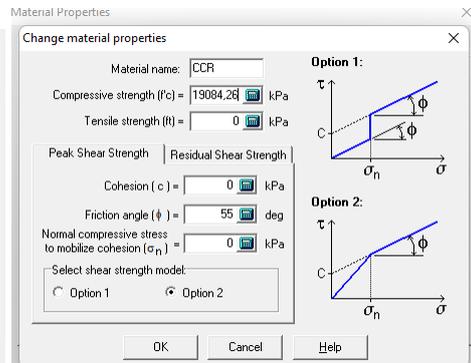
Nesse sentido, o procedimento realizado para a análise do CADAM foi a seguinte:

- I. Inserção das características geométricas e propriedades físicas para modelagem da barragem da forma mais próxima possível do que foi inserido no Abaqus (Figuras 20a e 20e);
- II. Inserção das características do nível do reservatório (Figura 20f);

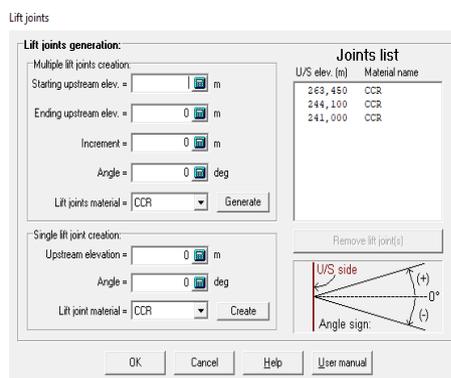
- III. Divisão da barragem em uma seção intermediária para posterior análise da seção barragem-fundação e seção intermediária (Figura 20b);
- IV. Inserção das características do sismo (PGA, HPGA, HSA) (Figura 20c e 20g);
- V. Definição das cargas atuantes na barragem considerando carregamento usual e sísmico (Figura 20d e 20h).



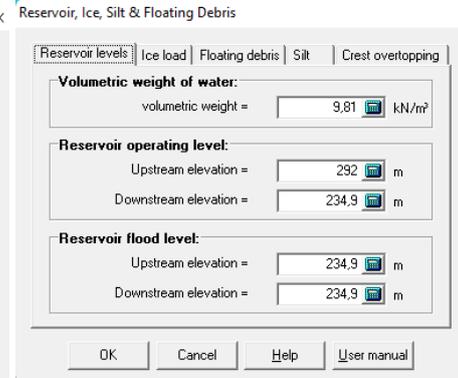
(a)



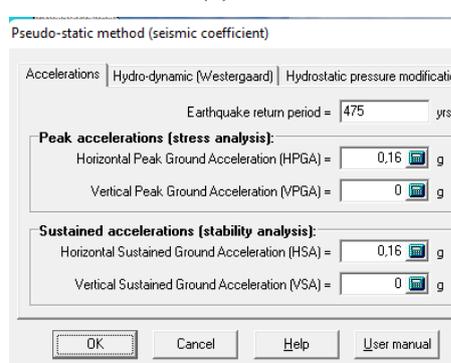
(e)



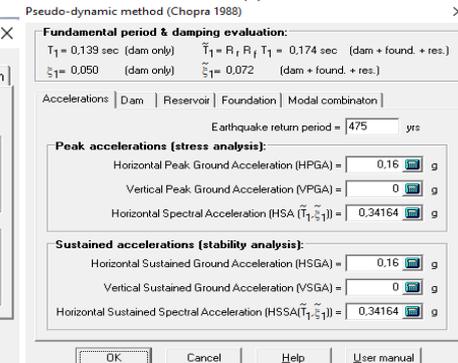
(b)



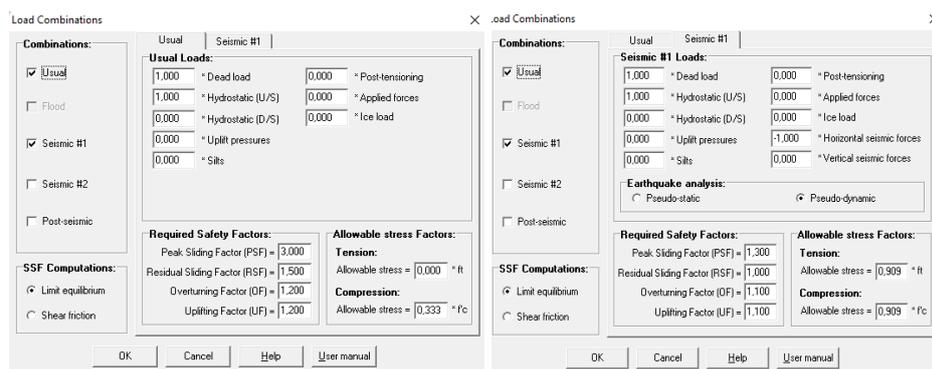
(f)



(c)



(g)



(d)

(h)

Figura 20 - Layout dos procedimentos realizados para alimentação dos dados de estudo no CADAM.
Fonte: O Autor (2024)

Os dados de saída fornecidos tais como deslocamentos, tensões, fator de segurança, pressão hidrostática e cargas sísmicas, reações de apoio e forças internas são obtidos e utilizados como forma de validar o desenvolvimento da modelagem por elementos finitos, além de fornecer as cargas sísmicas aplicadas ao longo das alturas especificadas na barragem através dos métodos pseudo-estático ou pseudo-dinâmico os quais foram obtidos para auxiliar nas cargas hidrodinâmicas distribuídas. Através de um sistema de forças em cada nó conforme Figura 21 e considerando trapezoidal a distribuição entre os pontos (Figura 22), é possível obter uma estimativa da carga distribuída.

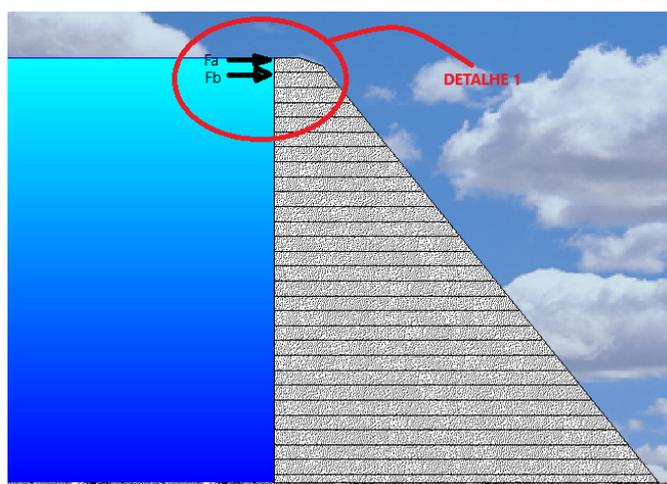


Figura 21 - Representação da divisão de barragem em camadas e forças (F_a e F_b) fornecidas pelo CADAM.

Fonte: O Autor (2024)

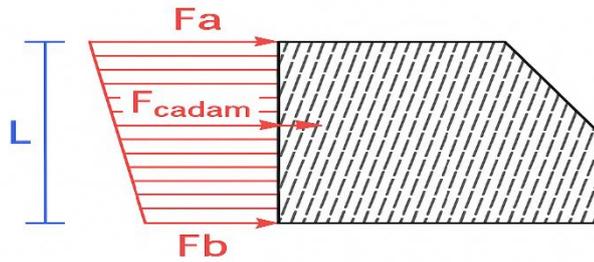


Figura 22 - Detalhe da Figura 21.
Fonte: O Autor (2024)

A partir do detalhe da Figura 22 e da Equação 46 é possível desenvolver o cálculo para a determinação das cargas nos nós (F_a e F_b) e, para a barragem como um todo é desenvolvido um sistema de equações seguindo a mesma ideia e com a consideração de que no topo da barragem a força hidrodinâmica é nula (condição de contorno).

$$F_{cadam} = \frac{(F_a + F_b)}{2} \cdot L \quad (\text{Eq. 46})$$

Com isso, é possível obter e utilizar a carga distribuída hidrodinâmica e inercial do método pseudo-dinâmico e aplicar à modelagem do Abaqus como forma de validação e comparação entre os resultados.

3.1.2 Aspectos práticos para a aplicação dos métodos probabilísticos.

A análise probabilística da estabilidade da barragem em questão tem como objetivo determinar o efeito da incerteza da variabilidade dos parâmetros do solo no resultado do comportamento do maciço que, no caso desta dissertação, corresponde ao fator de segurança ao deslizamento.

O procedimento adotado para o desenvolvimento dessa análise com o auxílio do software Matlab consiste em:

- ✓ **Determinação das variáveis aleatórias:** Trata-se dos parâmetros de entrada que são as características que influenciam na determinação do fator de segurança ao deslizamento. Nesse caso, as variáveis aleatórias do problema são o módulo de elasticidade da barragem (E), o ângulo de atrito (ϕ) e a aceleração espectral do sismo (HPGA) com as características indicadas na Tabela 8:

Tabela 8 - Características das variáveis aleatórias.

Variáveis Aleatórias	Média	Desvio Padrão	Tipo de Distribuição
Módulo de Elasticidade (kPa)	24463	2446.3	Lognormal
Ângulo de Atrito (°)	50	4	Lognormal
Aceleração Espectral de Pico do sismo	0.34164g	0.10g	Lognormal

Fonte: O Autor (2024)

- ✓ **Escolha do método de amostragem:** Em muitas aplicações, o método Monte Carlo é utilizado para simular cenários. É uma simulação que envolve a utilização de números aleatórios, permitindo a solução de problemas extremamente complexos por não haver limite no número de variáveis do problema e na complexidade do modelo. Logo, embora seja de fácil implementação e absolutamente geral, o grande número de simulações para que se atinja a convergência estatística dos resultados pode exigir um tempo de processamento elevado o que pode, muitas vezes, tornar sua aplicação inviável. Nesse contexto, devido a elevada quantidade de análises a serem realizadas no estudo, será utilizado a modelagem kriging que se trata de um modelo substituto mais rápido e baseado em uma amostra.

- ✓ **Estabelecimento de modelos de correlação:** Para o desenvolvimento probabilístico em questão, foi utilizado o pacote DACE (Design and Analysis of Computer Experiments - <https://www.omicron.dk/dace.html>) que é uma biblioteca do Matlab para trabalhos com aproximação via krigagem para modelos computacionais e problemas de otimização, através dele é possível construir metamodelos que aproximam respostas de simulações computacionais complexas sendo de extrema utilidade em otimização, análise de sensibilidade e incerteza. O toolbox DACE disponibiliza sete diferentes modelos de correlação, ficando a cargo do usuário determinar qual deles deverá ser utilizado. O *dacefit* é uma poderosa ferramenta para modelagem de superfícies em alta dimensão e é muito útil

quando os dados são escassos. Nesse método é necessário definir as variáveis envolvidas, o modelo de regressão usado na interpolação da krigagem, a função de correlação envolvida entre os pontos e uma estimativa inicial para o parâmetro de correlação usado na função de correlação. A Equação 46 indica a estrutura da chamada da função *dacefit* utilizada para construir o modelo de krigagem em questão e a Tabela 9 especifica quais foram as definições utilizadas no método em questão.

$$[dmodel, perf] = dacefit(x, y, regr, corr, theta0) \quad (\text{Eq. 47})$$

Tabela 9 - Características do modelo de correlação kriging por meio do pacote DACE.

Parâmetros de entrada	Definição	Escolha para o estudo
X	Matriz que contém os dados de entrada (variável independente)	Variáveis aleatórias do estudo ($E, \phi, HPGA$)
Y	Resposta observada em cada ponto em x (variável dependente)	Valores obtidos para o FSD no Abaqus e no CADAM
Regr	Modelo de regressão adotado que define o componente de tendência global do modelo	@regpoly0: Polinômio de ordem zero (média constante)
Corr	Função de correlação espacial entre os pontos de dados	@corrgauss: correlação gaussiana.
theta0	Palpite inicial para os parâmetros de correlação que medem a influência de cada dimensão.	Estimativa inicial unitária.

Fonte: O Autor (2024)

- ✓ **Cálculo da Probabilidade de Falha e índice de confiabilidade:** Com os métodos probabilísticos, a segurança de uma estrutura não é medida apenas por valores determinísticos, mas também pela probabilidade de falha ou desempenho inadequado. Esse cálculo leva em conta a variabilidade dos parâmetros envolvidos e o nível de confiança desejado, resultando em um índice de confiabilidade. Através dos valores

obtidos pelo modelo de correlação, é possível combiná-lo com um preditor, para prever valores em pontos não amostrados e também as incertezas associadas a essas previsões frequentemente expressas como desvio padrão. Com esses resultados é possível calcular a probabilidade de falha associada, valores médios e estatísticas do erro e índice de confiabilidade conforme teoria desenvolvida anteriormente.

3.1.3 Desenvolvimento de códigos computacionais auxiliares.

A utilização de uma grande quantidade de dados, obtidos através das análises realizadas nos softwares Abaqus e CADAM, inviabilizou o desenvolvimento manual das análises e surgiu a necessidade de automatizar algumas etapas do estudo. Para isso, foram desenvolvidos 3 códigos computacionais que serão detalhados a seguir:

I. Código 1: Responsável pelo desenvolvimento do método pseudo-dinâmico;

O desenvolvimento desse código teve por objetivo a aplicação do método pseudo-dinâmico com a utilização da interpolação linear. Nesse programa é aplicado todo o procedimento explicitado na seção 3.2.3 de desenvolvimento do método. De forma que, o resultado do programa consiste nas cargas que são obtidas em cada camada pré definida inicialmente. Ao final, é obtido a “*Tabela PD*” indicada na Figura 23 que possui todos os termos da Equação 45 e, por fim, a força pseudo-dinâmica para a barragem vazia (FPDv) e para a barragem cheia (FPDc) que será inserida no Abaqus como uma carga tabular.

```
TabelaPD=[N Elevation y_H fi_y Ty Ws_y gpl_wh gpl_y FPDv FPDc];  
x=zeros(21,1);  
z=zeros(21,1);  
AbaqusBV=[x N z FPDv.*1000];  
AbaqusBC=[x N z FPDc.*1000];
```

Figura 23 - Trecho do código 1 responsável pelo desenvolvimento do método pseudo-dinâmico.

O código completo para a implementação do algoritmo está disponível no Apêndice A

II. Código 2: Responsável pela extração dos dados do Abaqus;

O objetivo desse código é processar arquivos de resultados do Abaqus (Figura 24), para o seu desenvolvimento foi utilizado o *Abaqus2Matlab* que é uma ferramenta que facilita a transferência de dados entre o Abaqus e o Matlab possibilitando o uso do Matlab para processar resultados e automatizar análises. Do software Abaqus são necessários apenas dois arquivos: o arquivo de entrada (.inp) e o arquivo de saída (.odb) gerado pela simulação, as funções do pacote *Abaqus2Matlab* consegue extrair dados como conectividades, deslocamentos, tensões, tensões principais, forças e momentos. Portanto, em posse dessas informações e com os nós que compõem a seção que se queira analisar, é possível obter as tensões nodais, a distância entre os nós e conseqüentemente o somatório de forças resultantes horizontais e verticais nos contornos que serão necessárias para os cálculos dos coeficientes de segurança.

O programa é dividido em três principais etapas, que são:

- 1- Simular um modelo de elementos finitos através de um arquivo de entrada.

Inicialmente, através do arquivo de entrada do Abaqus é possível iniciar a simulação através do Matlab. Esse arquivo contém toda a configuração do modelo, incluindo definições do material, geometria, malha e condições de contorno.

```
disp('Simulation Started')
Inp_file='Arquivo_entrada_Abaqus';
%make folder to run the actual .inp file
[s,mess,messid]=mkdir(Inp_file);
copyfile ([Inp_file '.inp'],[pwd '\ ' Inp_file '\'])
oldFolder=cd(Inp_file);
.
.
.
%Run the input file with Abaqus
system(['abaqus job=' Inp_file]);
```

Figura 24 - Trecho do código 2, responsável por extrair os dados do Abaqus.

- 2- Obtenção dos dados de saída desejados.

Para obter os dados de saída de uma simulação no Abaqus e utilizá-lo no Matlab é necessário utilizar o arquivo de saída (.odb) que é responsável por armazenar todos os resultados de uma simulação de análise de elementos finitos, ou seja, ele é a base para os pós processamento dos

resultados no Abaqus contendo todas as informações necessárias para interpretação e análise detalhada de uma simulação de elementos finitos. E, com o auxílio da toolbox Abaqus2Matlab é possível realizar a extração dos dados para o Matlab tornando o processo direto e eficiente. A Figura 25 expõe um trecho do código para a obtenção das conectividades, tensões, forças e momentos através de uma estrutura de dados (Rec) que contém as informações extraídas do Abaqus pelo toolbox e para cada dado específico há uma função personalizada definida na toolbox (Por exemplo, Rec11 é a função personalizada para a extração das tensões dentro da Rec).

```
%Obtain connectivity
disp('Obtaining connectivity')
conec=Rec1900(Rec);
[Elem_total,~]=size(conec);

%Obtain Stresses
disp('Obtaining Stresses')
Stress=Rec11(Rec); %Put here the Rec function selected

.
.
.

%Obtain Force e Moments
disp('Obtaining force e moments')
ForceMom=Rec104(Rec); %Put here the Rec function
selected
RF1=ForceMom(:,2);
```

Figura 25 - Trecho do código 2, responsável pela obtenção dos dados de saída.

3- Cálculo do coeficiente de deslizamento.

Em posse das tensões normais, cisalhamento e a distância entre os nós é possível obter as forças verticais e horizontais em cada seção especificada e com o somatório dessas forças e o coeficiente de atrito obtém-se através da Equação 14 o coeficiente de segurança ao deslizamento para cada ponto da superfície de contato. A Figura 26 realiza a captação das forças verticais e horizontais atuantes na seção de estudo e realiza o cálculo dos coeficientes para cada ângulo de atrito de estudo, visto que em todos os casos a coesão é tratada como nula.

```

%Cálculo do coeficiente de deslizamento na seção barragem-fundação

SectionBFS22=[S22y(16,:);S22y(214,:);S22y(215,:);S22y(216,:);S22y(217,:)
..... S22y(245,:);S22y(246,:);S22y(17,:);];

SectionBFS12=[S12xy(16,:);S12xy(214,:);S12xy(215,:);S12xy(216,:);S12xy(2
17,:). ....S12xy(245,:);S12xy(246,:);S12xy(17,:);];

deltaBF=[0.752795;1.50559;1.50559;1.50559;1.50559;....;1.50559;1.50559;0
.752795];

FS22BF=SectionBFS22.*deltaBF;
FS12BF=SectionBFS12.*deltaBF;
FHorizontalBF=abs(sum(FS12BF));
FVerticalBF=abs(sum(FS22BF));
fimedBF=0.785398163; %45
fipicoBF=0.959931089; %50
fiextraBF=0.523598776; %30
SSFpicoBF=(FVerticalBF*tan(fipicoBF))/FHorizontalBF
SSFresidualBF=(FVerticalBF*tan(fimedBF))/FHorizontalBF
SSFextraBF=(FVerticalBF*tan(fiextraBF))/FHorizontalBF

```

Figura 26 - Trecho do código 2, responsável pelo cálculo do coeficiente de deslizamento.

III. Código 3: Responsável pelo desenvolvimento da modelagem de *kriging*;

Para a implementação do método probabilístico foi utilizado a modelagem *kriging* através da implementação da função *dacefit* que é uma função robusta da toolbox DACE do Matlab que constrói um metamodelo a partir de pontos de amostragem.

Com o auxílio dos códigos apresentados anteriormente é possível construir uma base de dados de variáveis dependentes (Coeficiente de Segurança ao Deslizamento) com a variação dos parâmetros independentes (Módulo de elasticidade, Ângulo de Atrito e Aceleração Espectral do Sismo). Em seguida, o modelo *kriging* estima uma função inicial a partir de um conjunto de pontos de amostragem conhecidos utilizando um modelo de regressão e de covariância. O modelo é ajustado usando a *dacefit* que tenta otimizar os parâmetros de correlação para minimizar o erro de predição e, por fim, o modelo ajustado é utilizado para fazer a predição em novos pontos com a estimativa de incerteza no valor predito. O código referente a esses passos está apresentado resumidamente na Figura 27.

```

T = readtable("TESTE3.xlsx"); %planilha com os dados de entrada;
.
.
.
%Dados de entrada para utilizar o dacefit
theta0 = [1 1 1];
lob = [1e-1 1e-1 1e-1];
upb = [20 20 20];
[dmodel,perf]=dacefit(S,Y,@regpoly0,@corr Gauss, theta0);
.
.
%predicting new entries
N=1000;
E=random('norm',24463,2446.3,N,1);
%teta=random('norm',0.34164,0.1,N,1);
teta=random('norm',0.2934,0.1,N,1);
atrito=random('norm',50,4,N,1);

X=[E teta atrito];
Pi=0;
fcount=0;
    for i=1:N
        Xn = X(i,:);
        [Yn,dY, Verr] = predictor(Xn, dmodel);
        std_err = Verr.^.5;
        fprintf('Aproximação: [med-sig, med, med+sig] = [%f, %f, %f]
\n',Yn-std_err, Yn, Yn+std_err );
        fcount=fcount+(Yn<1);
        Pi=Pi+cdf('norm',1,Yn,std_err); %prob de ser menor que 1
        % Salve o erro de Kriging na posição correspondente no vetor
        Verrs(i) = Verr;
    end
Pf2=fcount/N
beta2 = -norminv(Pf2);

```

Figura 27 - Trecho do código 3, responsável pela aplicação do kriging com auxílio do pacote DACE

3.2 GERAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL

De acordo com Aguiar (2022), diversos são os métodos para a criação de um sismo artificial, tais métodos dependem da aplicação específica e dos dados disponíveis, mas, em geral, agrupam-se em dois grandes tipos: geração de sismos a partir de dados reais e modelagem física e estatística de sismos artificiais. A área de estudo da dissertação desenvolvida por Aguiar (2022) coincide com a da presente dissertação e, por isso, foi adotado como referência a geração do sismo artificial desenvolvida em seu trabalho para obtenção das características do sismo a

ser utilizado. Dessa forma, será feito um breve resumo do procedimento realizado, apresentado na Figura 28, até a definição do espectro resposta a ser utilizado.

A metodologia em questão parte de um dado histórico de um acelerograma real, adaptando o seu espectro resposta até atingir uma compatibilidade com o espectro alvo. Fez-se uso do software SeismoMatch (2020) para a criação do acelerograma real modificado. Nesse programa, há dois métodos de adaptação do sismo real e estes fazem uso de algoritmos com funções do tipo wavelets. As wavelets são funções matemáticas usadas para representar sinais ou funções de forma local e em diferentes escalas e frequências, oferecendo uma maneira de decompor, analisar e manipular sinais complexos, especialmente os não-estacionários. Ou seja, são funções localizadas no tempo e no espaço, permitindo uma análise mais detalhada de sinais que mudam com o tempo.

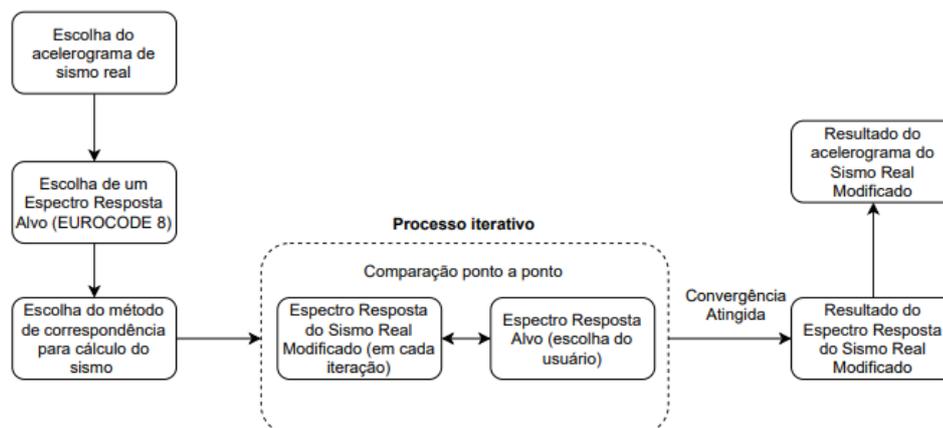


Figura 28 - Fluxograma de desenvolvimento do procedimento realizado com auxílio do SeismoMatch (2020). Fonte: (AGUIAR, 2022)

O método utilizado é representado pelo algoritmo de Atik e Abrahamson (2010) que afirma: "se $a(t)$ é o acelerograma inicial do sismo, o objetivo é então modificar $a(t)$ tal que sua resposta espectral calculada coincida com o espectro alvo ao longo de todo o intervalo de frequência, mantendo a coerência da curva de velocidade e deslocamento do sismo ao longo do tempo."

O acelerograma real escolhido para ser adaptado em um tipo de sismo com PGA de 0,16g foi o do terremoto de ChiChi (Figura A), localizado em Taiwan, pois, dentre as opções disponíveis dos dados sísmicos contidos no software, este foi o que representou o valor de PGA mais próximo do valor a ser atingido. O terremoto de Chichi alcançou um PGA de aproximadamente 0,36g.

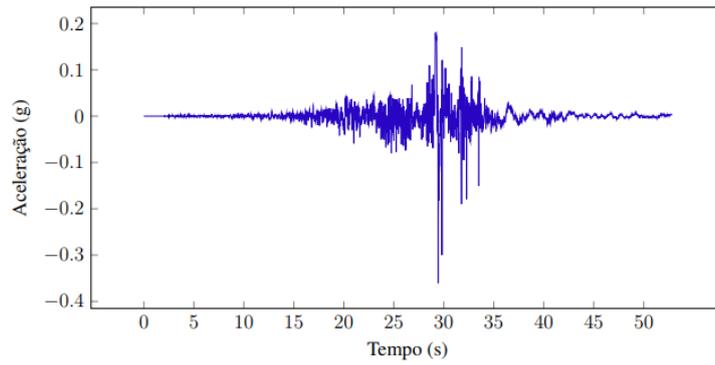


Figura 29 - Acelerograma do sismo real – ChiChi.
Fonte: (AGUIAR, 2022)

De uma forma geral, a obtenção do espectro-resposta depende da definição de um espectro-alvo. O espectro-resposta, que é gerado através de uma norma internacional, é uma informação necessária para o parâmetro de adaptação do acelerograma final, o qual sofre sucessivas iterações para que o espectro-resposta do acelerograma se aproxime adequadamente do espectro inicialmente configurado como "modelo". Por esse motivo, chama-se de "espectro alvo" ou "espectro resposta alvo" nas especificações de normas internacionais.

Para a definição do espectro resposta através do Eurocode 8 (1998), que define a resposta espectral do sismo como sendo uma resposta elástica, são utilizadas as seguintes expressões para a componente horizontal de uma ação sísmica, representado pela Figura 26:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (\text{Eq. 48})$$

$$0 \leq T_B \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (\text{Eq. 49})$$

$$0 \leq T_C \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{Eq. 50})$$

$$0 \leq T_D \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (\text{Eq. 51})$$

onde $S_e(T)$ é o valor do espectro resposta, T é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade, a_g é o valor do PGA do sismo a ser estudado, T_B representa o período do gráfico da resposta espectral na qual se dá o início do valor constante referente à máxima aceleração espectral, T_C representa o período do gráfico da resposta espectral na qual se dá o

fim do valor constante referente à máxima aceleração espectral, T_D é o valor que define o início do intervalo na qual representa um deslocamento constante do espectro. S é o fator que representa o tipo de solo e η é o fator de correção do amortecimento, cujo valor de referência é $\eta = 1$ para um amortecimento de 5% (usualmente utilizado em carregamento sísmicos em estruturas, como comentando na seção 2P do Eurocode 8 (1998)).

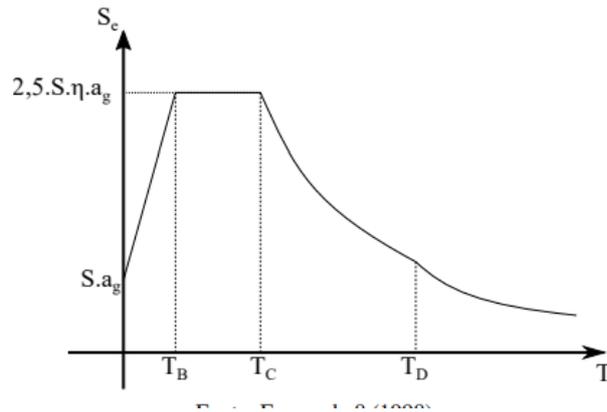


Figura 30 - Formato do gráfico do espectro alvo de um sismo.
Fonte: (CEN, 1998)

E, por fim, a resposta espectral de um sismo é obtida a partir da integração no tempo de um movimento de um sistema de um grau de liberdade, ou Single Degree of Freedom (SDOF). Seu resultado pode ser interpretado como o valor máximo local da resposta de um SDOF relacionado a um determinado coeficiente de amortecimento. Para um dado período do sistema, a resposta máxima é computada e esse processo é continuado para todos os possíveis períodos de um SDOF. Ao final do processo, todos esses valores máximos são plotados ao longo do tempo, configurando-se assim no espectro de resposta do sismo.

A equação de movimento de um SDOF sujeita a uma aceleração sísmica no tempo t , é dada pela Equação 52 que aliada as Equações 53 e 54 resultam na Equação 55:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (\text{Eq. 52})$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{Eq. 53})$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_0} \quad (\text{Eq. 54})$$

$$\ddot{u}(t) + 2 \cdot \xi \cdot \omega_0 \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{Eq. 55})$$

em que, ω_0 é o período natural de vibração e ξ é o fator de amortecimento do SDOF.

O software SeismoMatch utiliza o método numérico de Newmark (1959) para resolução da Equação 55 e utilizando-se a integral de Duhamel uma expressão analítica pode ser determinada conforme a Equação 56:

$$|x(t)|_{max} = \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot \frac{e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)}}{\omega_d} \cdot \text{sen}(\omega_d) \cdot (t - \tau) d\tau \right|_{max} \quad (\text{Eq. 56})$$

em que, $\omega_d = \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$. E, a aceleração espectral é obtida através da Equação 57:

$$S_a(\xi, \omega_0) = |\ddot{x}_g(t) + \ddot{x}(t)|_{max} \quad (\text{Eq. 57})$$

Portanto, de acordo com as considerações expostas acima, o sismo utilizado nas análises possui um PGA de 0,16g. A Figura 31 mostra o resultado da resposta espectral do sismo com o espectro alvo definido de acordo com o Eurocode (1998) e a Figura 32 compara o acelerograma modificado com o real.

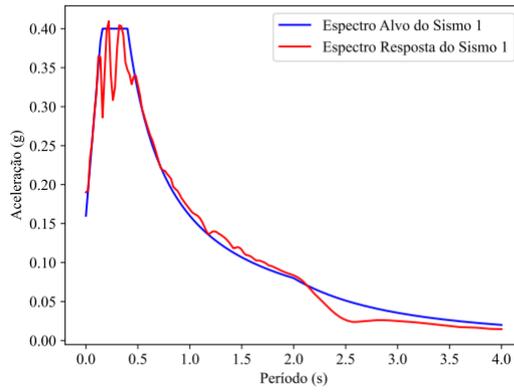


Figura 31 - Comparação entre espectro resposta do sismo modificado e espectro alvo.
 Fonte: Aguiar (2022)

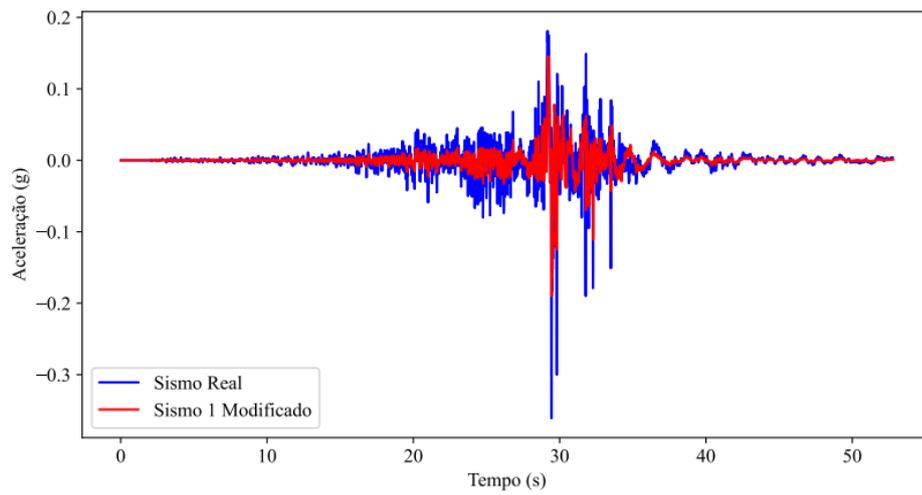


Figura 32 - Comparação entre acelerograma do sismo modificado e do real.
 Fonte: Aguiar (2022)

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO

As aplicações do programa computacional, em análises estáticas e sísmicas, e a avaliação dos resultados serão apresentados nesse capítulo. Pretende-se, com isso, demonstrar a potencialidade das modelagens e do código computacional desenvolvido. Diante disso, os resultados das análises estão divididos em três partes. A primeira parte aborda a análise de tensões com os resultados encontrados ao longo da barragem através da modelagem computacional do Abaqus e os obtidos do CADAM. Na segunda parte são abordadas as análises de estabilidade da barragem ao deslizamento de acordo com uma análise determinística. E, na terceira parte, são abordadas as análises a partir da aplicação do método *Kriging*, apresentando o fator de segurança probabilístico, o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha da estrutura analisada.

4.1 MALHA UTILIZADA E ESTUDO DE CONVERGÊNCIA

Na modelagem dos elementos finitos, a utilização de uma malha bem definida e a realização de um estudo de convergência são fundamentais, uma vez que garantem a precisão e confiabilidade dos resultados obtidos. Quanto maior a quantidade de elementos de um modelo, maior a precisão dos parâmetros calculados em toda a estrutura. No entanto, a base de uma aplicabilidade adequada de um modelo de elementos finitos é a eficiência computacional onde há o encontro do equilíbrio entre precisão e custo computacional. Uma malha refinada pode aumentar o tempo de processamento desnecessariamente, enquanto que uma malha muito grosseira pode resultar em imprecisões.

Nesse contexto, o estudo de convergência consiste em avaliar a precisão do modelo a medida que ela é refinada ajudando a determinar o nível de refinamento necessário para obter resultados confiáveis evitando refinamento excessivo de maneira que chegue a um ponto que os resultados se estabilizam e a solução torna-se independente da malha e reflete o comportamento real da estrutura.

Dessa forma, nesse estudo foram avaliados três diferentes pontos na barragem: A - na região superior próximo a crista da seção, B - na região intermediária da barragem mais a jusante e C - na base da barragem à montante, conforme mostrado na Figura 33.

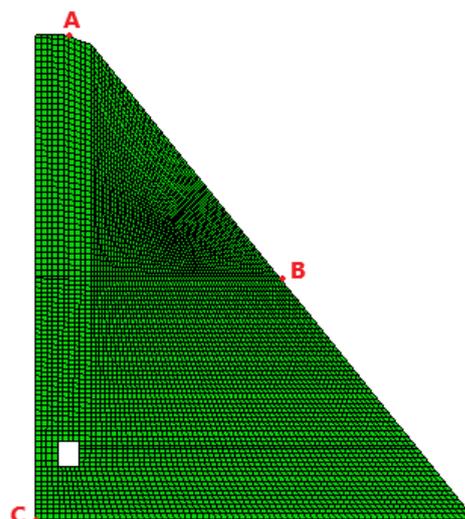


Figura 33 - Localização dos pontos para teste de convergência.
Fonte: O Autor (2024)

Para os pontos determinados foram testados vários casos a fim de se observar a existência da convergência dos dados. É possível verificar que a partir do sétimo nível de discretização da malha, os valores de tensão normal e tensão de cisalhamento pouco se alteram à medida que a quantidade de elementos aumenta. Dessa forma, a Tabela 9 e a Figura 34 apresenta os valores das tensões S_{22} (no plano Y) e S_{12} (no plano XY) para os três pontos e após a análise, visando a eficiência computacional, decidiu-se adotar um modelo número com aproximadamente 1353 elementos.

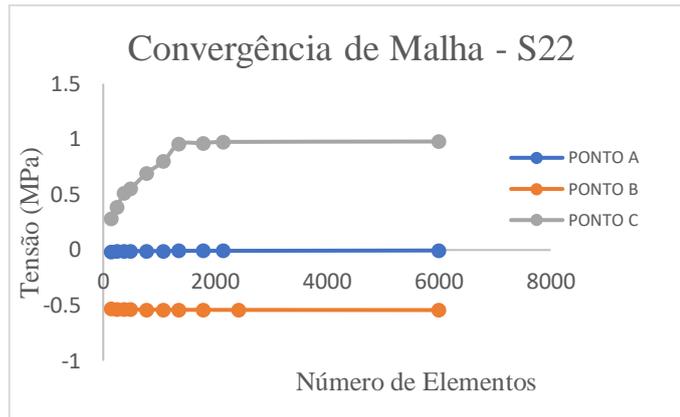
Tabela 10 - Resultados do estudo de convergência de malha para os três pontos comparando as tensões no plano Y (S22) e XY (S12).

Ponto A	Nº de Elementos	S22 (MPa)	S12 (MPa)
1	140	-0.01475	0.007286
2	242	-0.01314	0.006151
3	374	-0.0115	0.006118
4	488	-0.01019	0.005004
5	775	-0.01024	0.006933
6	1077	-0.00909	0.006799
7	1353	-0.00756	0.005912
8	1785	-0.00746	0.005994
9	2146	-0.00737	0.005999
10	5999	-0.00438	0.006001

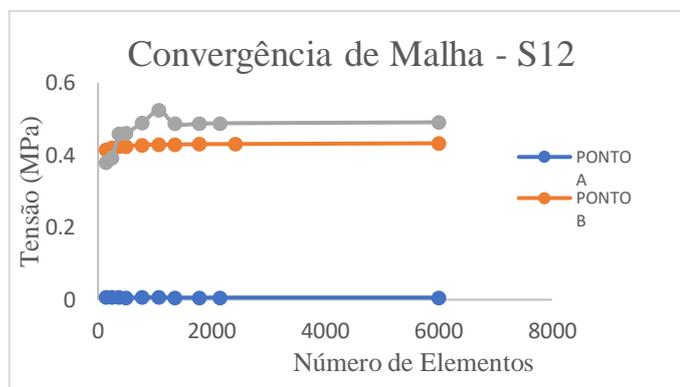
Ponto B	Nº de Elementos	S22 (Mpa)	S12 (Mpa)
1	140	-0.5317	0.414433
2	242	-0.53459	0.420836
3	374	-0.53477	0.423467
4	488	-0.53528	0.424317
5	775	-0.53869	0.427862
6	1077	-0.53896	0.428512
7	1353	-0.53938	0.429035
8	1785	-0.54022	0.430023
9	2416	-0.54068	0.430601
10	5999	-0.5422	0.432581

Ponto C	Nº de Elementos	S22 (Mpa)	S12 (Mpa)
1	140	0.280577	0.380329
2	242	0.385452	0.311408
3	374	0.515279	0.459268
4	488	0.553077	0.460169
5	775	0.692565	0.488753
6	1077	0.800481	0.523416
7	1353	0.955201	0.48637
8	1785	0.965245	0.48648
9	2146	0.975265	0.487966
10	5999	0.978854	0.490547

Fonte: O Autor (2024)



(a)



(b)

Figura 34 - Representação gráfica dos resultados do estudo de convergência de malha para (a) S22 e (b) S12.

Fonte: O Autor (2024)

4.2 RESULTADOS OBTIDOS PARA OS MÉTODOS PSEUDO-ESTÁTICO E PSEUDO-DINÂMICO

O procedimento de cálculo exposto no Capítulo 3 é desenvolvido para o sismo modificado referente ao estudo em questão, em que a Tabela 11 mostram os parâmetros do carregamento sísmico obtidos para o método pseudo-estático e a Tabela 12 para o método pseudo-dinâmico para os casos em que o valor de $S_a(T_c)$ para o sismo é o obtido a partir do sismo artificial, já apresentado, e de valor de HPGA igual a 0,34164g e com a consideração de que a altura da barragem (H_B) é igual a altura do reservatório (H_R).

Tabela 11 - Resumo do carregamento sísmico equivalente a ser aplicado na barragem através do método pseudo-estático.

Área da Barragem (m²)		1610,37
Centróide da Barragem (m)	X	17,31
	Y	20,93
$\rho_{concreto}$ (kN/m³)		20,79
Q_h (kN)	Parcela Inercial	5358,58
H_d (kN)	Parcela Hidrodinâmica	2780,41
Ponto de Aplicação da H_d (m)		22,84

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 12 - Resumo dos parâmetros do carregamento sísmico equivalente a ser aplicado na barragem.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
y (m)	y/H_B	$P_h(y)/\omega \cdot H_B$	$P_h(y)$ (kN/m)	$T(y)$ (m)	$\omega_s(y)$ (kN/m)	ψ (y/H)	$f_1(y)$ (kN/m)	$f_2(y)$ (kN/m)
57.10	1.00	0.00	0.000	5.514	114.678	0.996	117.04	156.06
54.25	0.95	0.01	5.602	7.798	162.174	0.850	141.32	196.08
51.39	0.90	0.02	11.203	10.082	209.671	0.726	155.92	223.20
48.54	0.85	0.03	16.805	12.365	257.167	0.619	163.21	240.58
45.68	0.80	0.04	22.406	14.649	304.664	0.529	165.11	250.77
42.83	0.75	0.05	28.008	16.933	352.160	0.452	163.13	255.78
39.97	0.70	0.06	33.609	19.217	399.657	0.387	158.41	257.14
37.12	0.65	0.07	39.211	21.501	447.153	0.331	151.80	255.98
34.26	0.60	0.08	44.812	23.784	494.650	0.284	143.86	253.06
31.41	0.55	0.09	50.414	26.068	542.147	0.243	134.97	248.85
28.55	0.50	0.10	56.015	28.352	589.643	0.207	125.31	243.62
25.70	0.45	0.11	61.617	30.636	637.140	0.176	114.93	237.45
22.84	0.40	0.12	67.218	32.920	684.636	0.148	103.84	230.31
19.99	0.35	0.13	72.820	35.203	732.133	0.123	91.99	222.16
17.13	0.30	0.14	78.421	37.487	779.629	0.099	79.35	212.97
14.28	0.25	0.15	84.023	39.771	827.126	0.078	65.98	202.80
11.42	0.20	0.16	89.624	42.055	874.622	0.058	52.02	191.84
8.57	0.15	0.17	95.226	44.339	922.119	0.040	37.80	180.53
5.71	0.10	0.18	100.827	46.622	969.616	0.024	23.82	169.54
2.85	0.05	0.19	106.429	48.906	1017.112	0.010	10.86	159.92
0.00	0.00	0.20	112.030	51.190	1064.609	0.000	0.00	153.10

Fonte: O Autor (2024)

Detalhes do que representa cada coluna da Tabela 12, são apresentados no que segue:

- (1) refere-se à altura da barragem (medida à montante) em cada segmento.
- (2) representa a razão entre a altura da barragem em cada segmento dividido pela sua altura total.
- (3) é a razão entre a pressão hidrodinâmica e o produto entre o peso específico da água e a altura total da barragem. Esses valores foram obtidos a partir da Figura 18, a partir do valor de $R_2 = 0,85$.

(4) é o produto da coluna (3) com os valores de $\omega = 9,81 \text{ kN/m}$ e $H_B = 57,1 \text{ m}$.

(5) denominado de $T(y)$, representa a distância horizontal entre a extremidade da jusante e do montante em cada altura y .

(6) é o produto da coluna (5) com o valor do peso específico do concreto ($\rho_c = 20,79 \text{ kN/m}^3$), considerando um valor de profundidade unitário.

(7) é a deformada universal da barragem calculada a partir da Equação 44.

A coluna (8) e (9), finalmente, representa o carregamento sísmico equivalente calculado a partir da aplicação da equação 45 para o sismo para a barragem vazia e cheia respectivamente, utilizando os dados calculados em cada linha.

Dessa forma, os carregamentos devem ser calculados para vários incrementos de altura, escolhidos de acordo com a precisão desejada e devem ser tratados como cargas distribuídas ao longo da altura da barragem.

4.3 ANÁLISE DE TENSÕES E ESTABILIDADE ATRAVÉS DO MÉTODO DETERMINÍSTICO

Para a abordagem determinística os parâmetros são fixos e conhecidos de acordo com a Tabela 4 e as contribuições de carga são aplicadas a depender da abordagem adotada. Em geral, há a contribuição inercial aplicada ao longo da barragem e a parcela hidrostática com comportamento triangular ao longo da altura tendo seu valor máximo na base onde há contribuição de toda a carga de água do reservatório e, além disso, para abordagens com a consideração sísmica há a contribuição da parcela hidrodinâmica. A barragem será analisada – em todos os casos – com a aceleração horizontal orientada à montante que é o caso mais crítico com relação aos coeficientes de deslizamento.

Tabela 13 - Propriedades utilizados na abordagem determinística.

Densidade (kg/m^3)	Módulo de Elasticidade (Mpa)	Coef. Poisson	PGA
2.120,00	24.463,95	0,20	0,16

Para as características fornecidas na Tabela 13, foi realizado o estudo de tensões no ABAQUS e CADAM para a barragem vazia (Cabq1 e Ccad1) e cheia (Cabaq2 e Ccad2) nas duas seções de estudo (barragem-fundação e intermediária).

4.3.1 Análise Preliminar (Estática)

A análise preliminar foi realizada com base no carregamento da barragem apenas com as cargas estáticas – Peso próprio (PP) e hidrostática (Hs) - e sem influência do sismo, esses dados são importantes para comparar a influência do sismo e, conseqüentemente, para avaliar a utilização dos softwares pois nesse cenário é fornecido uma compreensão inicial do comportamento estrutural que identifica possíveis áreas críticas que requerem investigação adicional.

Inicialmente, foram avaliadas as distribuições de tensões ao longo das seções de estudo nos dois softwares. No Abaqus, através da utilização do MEF é possível obter mais dados de análise ao longo da seção de acordo com a divisão em nós, enquanto que no CADAM só consegue-se obter as tensões normais a jusante e a montante e as tensões de cisalhamento em diferentes camadas ao longo da altura.

As Figuras 35 e 37 comparam as tensões normais e as Figuras 36 e 38 as tensões de cisalhamento nas seções de estudo para os dois softwares utilizados indicando resultados aproximados e possibilitando a obtenção do coeficiente de deslizamento conforme a Tabela 14 em que se pode encontrar valores com erros relativos abaixo de 1%.

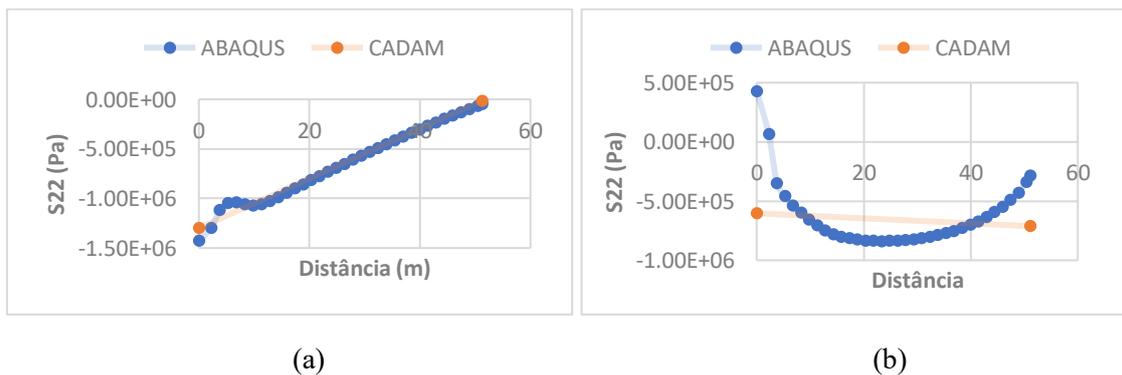


Figura 35 - Comportamento das tensões normais na seção barragem-fundação para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.

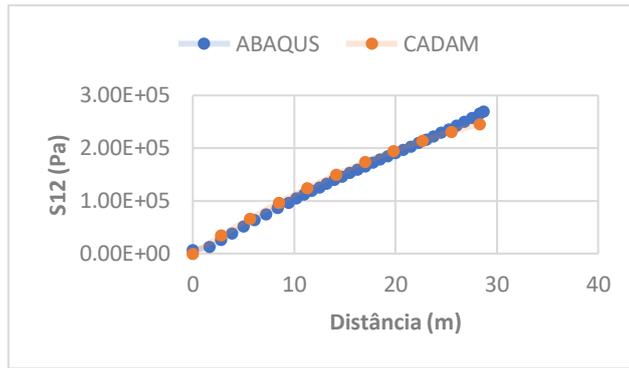


Figura 36 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção barragem-fundação para os casos da barragem cheia.

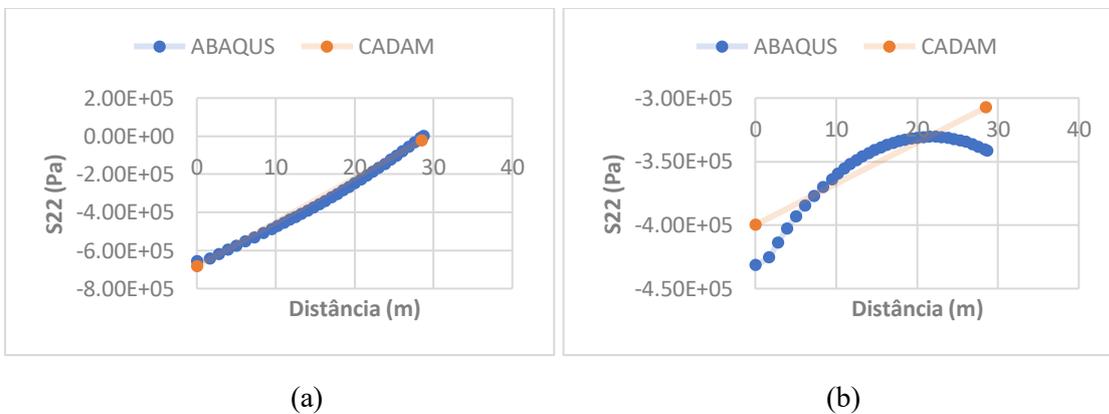


Figura 37 - Comportamento das tensões normais na seção intermediária para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.

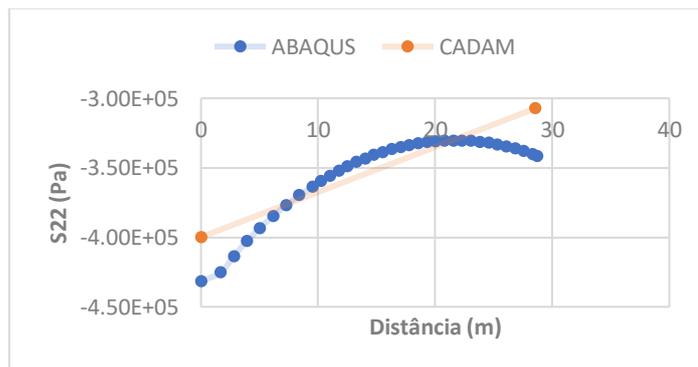


Figura 38 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção intermediária para os casos da barragem cheia.

Tabela 14 - Coeficiente de Deslizamento da Barragem resultantes da Análise Estática.

Seção de Estudo	Carga Atuante	Abaqus	CADAM	% ER
Barragem - Fundação	PP	>100	>100	-
	PP+Hs	2.104	2.096	0.35 %
Intermediária	PP	>100	>100	-
	PP+Hs	2.503	2.508	0.17 %

Fonte: O Autor (2025)

Portanto, pode-se verificar um comportamento semelhante nas tensões normais para a barragem vazia e cheia nas seções de estudo. Em ambas, as tensões normais são predominantemente de compressão. Além de que, percebe-se uma grande semelhança nos resultados de tensão obtidos através do Abaqus e do CADAM. Por fim, a Tabela 14 apresenta os coeficientes de deslizamento nas seções barragem-fundação e intermediária para a barragem submetida apenas às cargas estáticas (peso próprio e força hidrostática). No que se refere ao cálculo do coeficiente, os valores obtidos por ambos, são muito próximos e indicam que em condições normais de operação a barragem encontra-se estável ao deslizamento. Os resultados validam o modelo para os próximos passos do estudo.

4.3.2 Análise Pseudo-Estática.

Nessa abordagem, além da contribuição das cargas estáticas, tem-se como carga atuante a contribuição hidrodinâmica resultante da teoria de Westergaard (Figura 39).

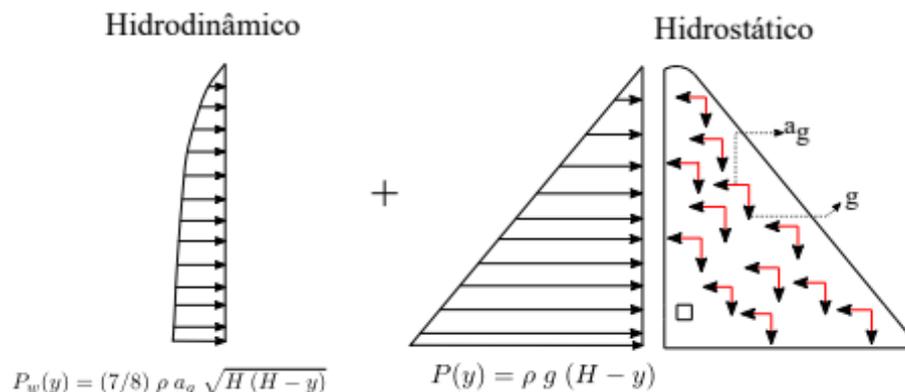


Figura 39 - Contribuições de carga ao longo da altura da barragem de acordo com método pseudo-estático

As Figuras 40 e 42 comparam as tensões normais e as Figuras 41 e 43 as tensões de cisalhamento nas seções de estudo para os dois softwares utilizados com a influência da carga hidrodinâmica sobre a barragem quando em situação de reservatório vazio e cheio, indicando comportamentos aproximados e possibilitando a obtenção do coeficiente de deslizamento conforme a Tabela 15 em que se pode encontrar valores com erros relativos abaixo de 1%. O percentual de erro maior é indicado para o caso da seção barragem-fundação com reservatório cheio que conforme indicado na Figura 40b possui uma menor semelhança gráfica, mas ainda assim apresenta resultado satisfatório.

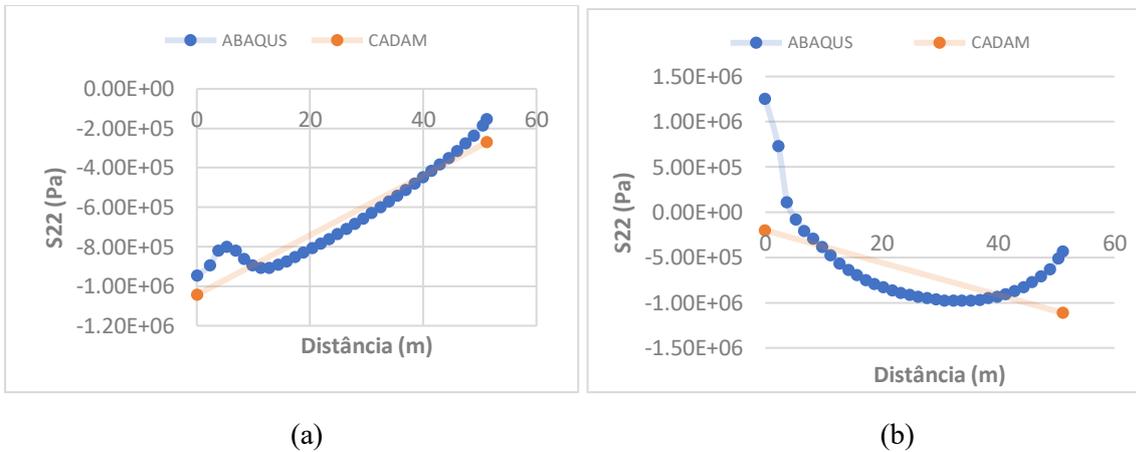


Figura 40 - Comportamento das tensões normais na seção barragem-fundação para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.

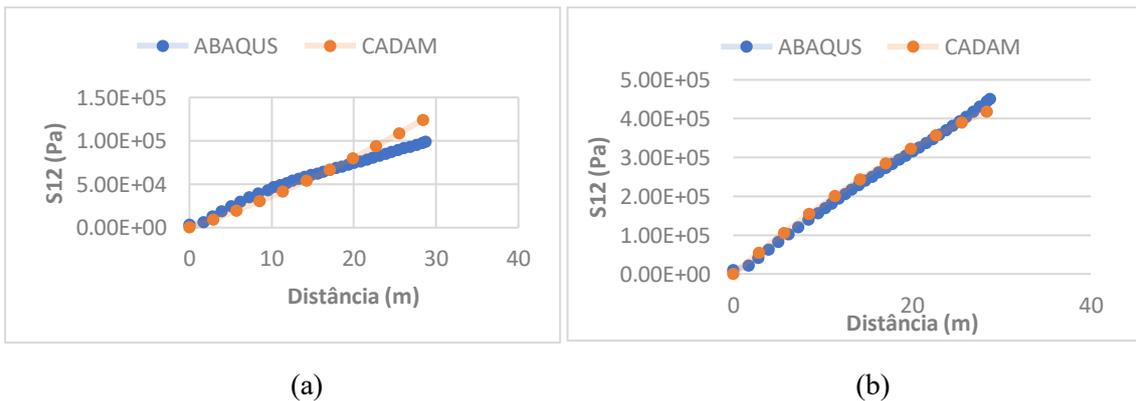


Figura 41 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção barragem-fundação para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.

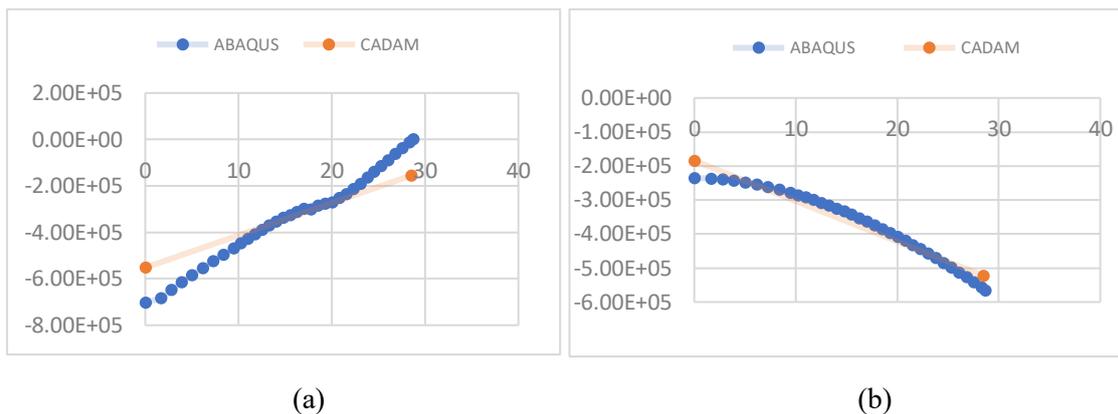


Figura 42 - Comportamento das tensões normais na seção intermediária para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.

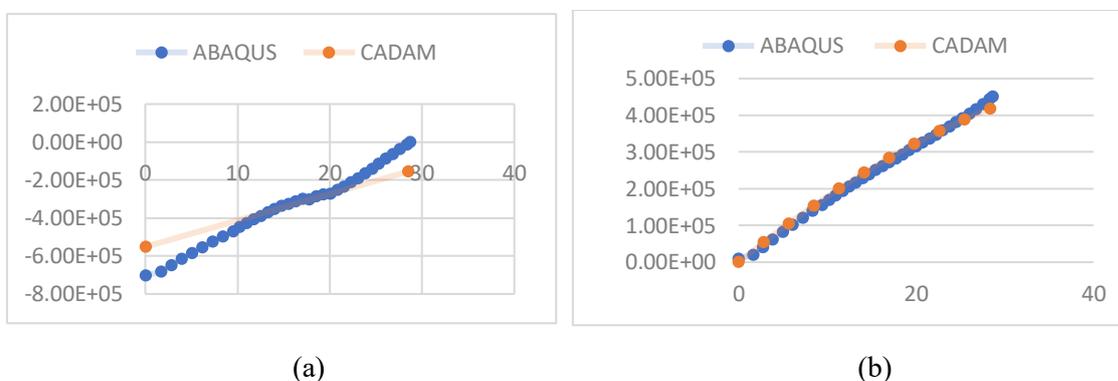


Figura 43 - Comportamento das tensões de cisalhamento na seção intermediária para os casos da barragem vazia (a) e cheia (b), respectivamente.

Tabela 15 - Coeficiente de Deslizamento da Barragem resultantes da Análise Pseudo-Estática.

Seção de Estudo	Carga Atuante	Abaqus	CADAM	% ER
Barragem - Fundação	PP+S	6,250	6,260	0,16%
	PP+Hs+S+Hd	1,393	1,387	0,44%
Intermediária	PP+S	6,255	6,250	0,08%
	PP+Hs+S+Hd	1,522	1,523	0,06%

Fonte: O Autor (2025)

O comparativo das tensões indica uma correlação satisfatória entre os resultados dos dois programas. No CADAM, a solução analítica é representada por uma reta, uma vez que se considera que todas as tensões ao longo da seção obedecem a equação da reta, enquanto que no Abaqus possui o valor discretizado em nós em que os valores de tensão em cada ponto do elemento de contato com a seção em estudo. Em relação aos coeficientes de segurança, percebe-se que a seção intermediária possui valores de fator de segurança de deslizamento ligeiramente

maiores, uma vez que se trata de uma seção mais estável caracterizada pela presença da homogeneidade do material, diferentemente da seção barragem-fundação em que há o encontro de dois materiais de diferentes propriedades. Mas, ainda assim, com a contribuição sísmica de acordo com a teoria pseudo-estática verificou-se que a barragem obedece aos valores mínimos para o FSD indicando que a barragem está em segurança.

4.3.2.1 Análise Pseudo-Dinâmica

O método pseudo-dinâmico, que é o foco do presente estudo, conforme já descrito anteriormente, utiliza uma abordagem diferenciada para a contribuição hidrodinâmica e inercial da carga sísmica em que o comportamento sísmico é simulado através de uma série de etapas, aplicando cargas estáticas incrementais e atualizando interativamente os parâmetros da estrutura até que as respostas dinâmicas sejam alcançadas.

As tensões principais fornecem uma abordagem mais completa do estado de tensão em qualquer ponto da estrutura, uma vez que permite avaliar com precisão o comportamento estrutural da barragem sob diferentes carregamentos e identificar possíveis modos de falha que não seria visível apenas com as tensões normais e cisalhantes. Na Figura 44 e 45 estão presentes as tensões principais máximas e mínimas respectivamente.

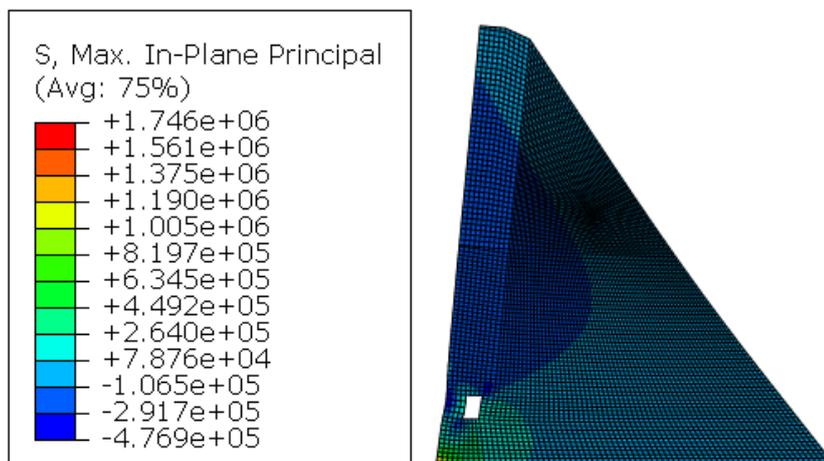


Figura 44 - Tensões Máximas no Plano Principal para a abordagem pseudo-dinâmica.
Fonte: O Autor (2024)

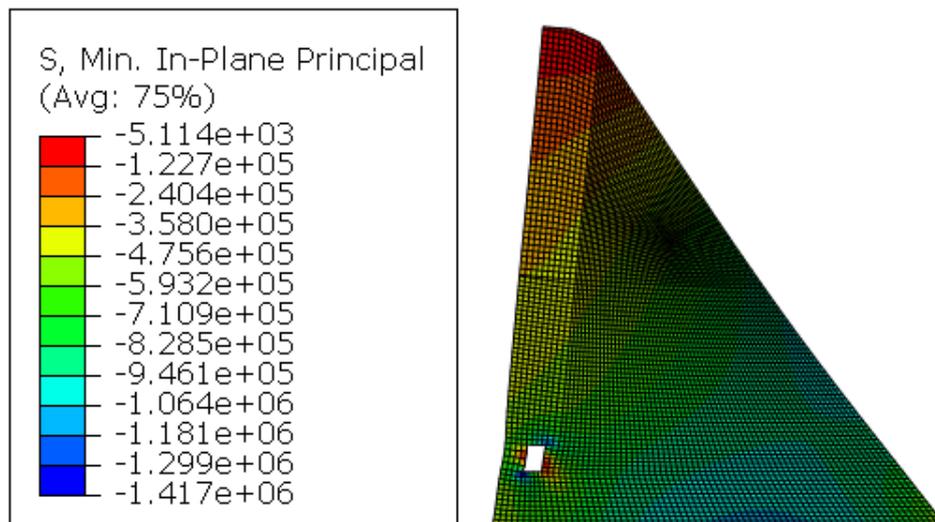
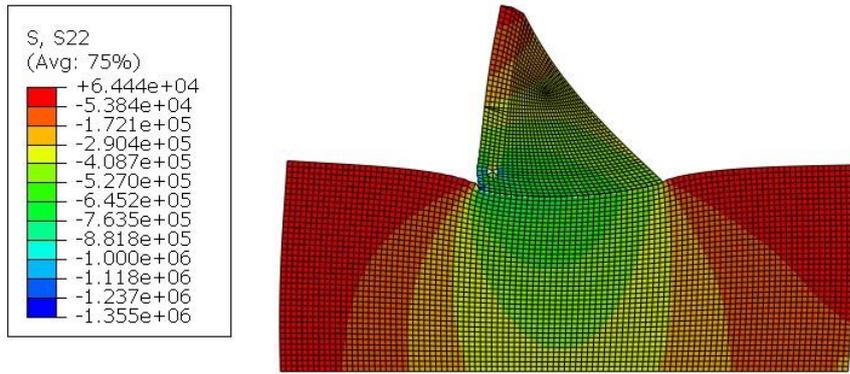


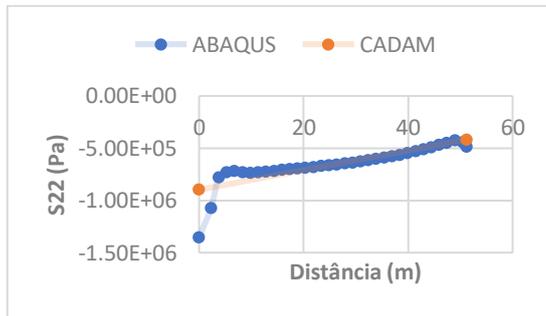
Figura 45 - Tensões Mínimas no Plano Principal para a abordagem pseudo-dinâmica.
Fonte: O Autor (2024)

No software Abaqus, é convencional considerar que a tensão principal máxima corresponde à máxima tensão de tração e à mínima tensão de compressão, enquanto a tensão principal mínima representa a máxima tensão de compressão e a mínima tensão de tração. Percebe-se que para as tensões máximas principais os esforços encontrados são, em sua maior parte, relacionados à tração, enquanto para as tensões mínimas principais a compressão. O método pseudo-dinâmico produz esforços de tração na barragem ao longo da face à montante. E, além disso, é possível observar uma concentração de tensões de compressão no entorno da galeria de drenagem.

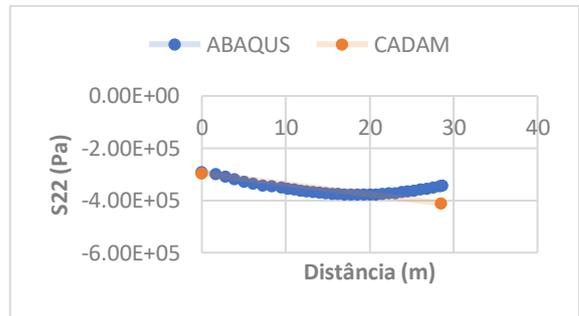
Na seção barragem-fundação, a barragem vazia apresenta, predominantemente, tensões normais de compressão sendo seu valor absoluto mais significativo no pé da barragem à montante (Figura 46). Nessa configuração o peso próprio é a carga de destaque por apresentar seu módulo bastante superior à contribuição inercial da influência sísmica. E, as tensões de cisalhamento (Figura 47) são de tração, em sua grande maioria, apresentando os maiores valores na seção à jusante. As tensões de cisalhamento à compressão se concentram a montante e próximos da galeria.



(a)

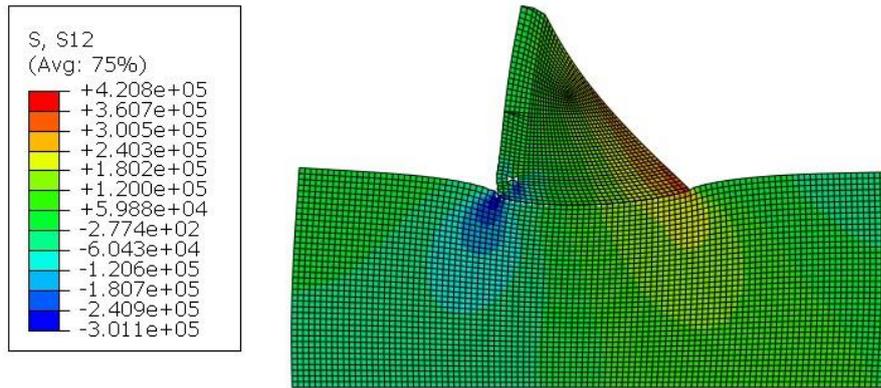


(b)

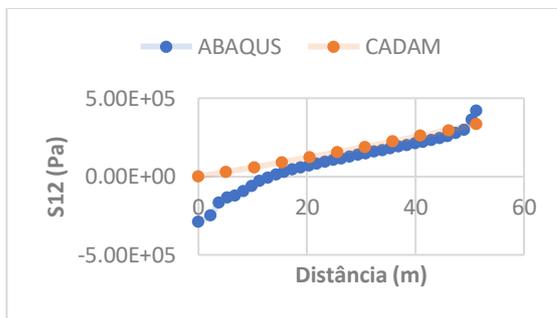


(c)

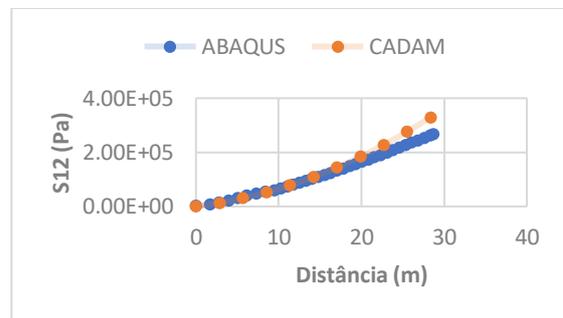
Figura 46 - Distribuição das tensões normais ao longo de toda a barragem (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.



(a)



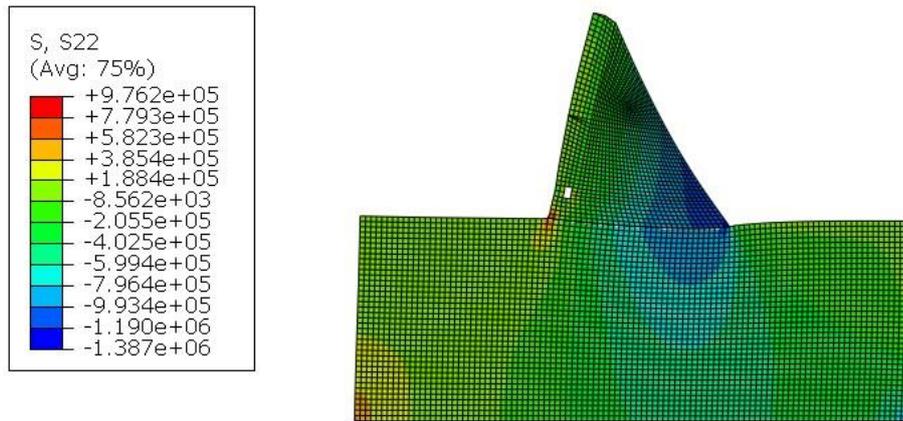
(b)



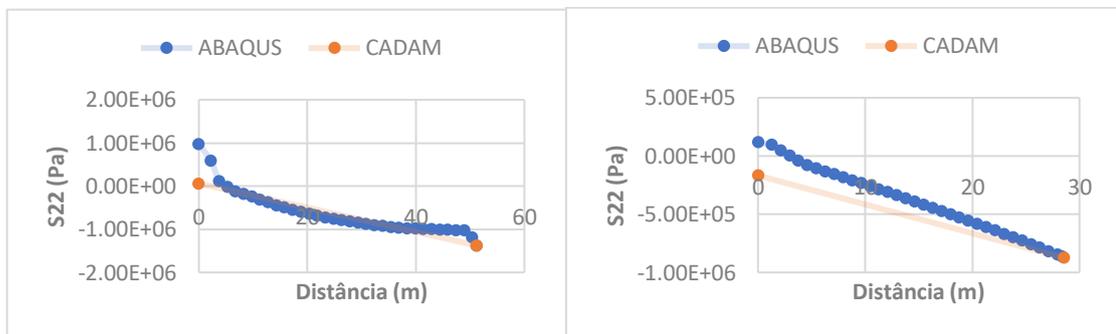
(c)

Figura 47 - Distribuição das tensões cisalhantes ao longo de toda a barragem vazia (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.

A barragem cheia possui uma considerável contribuição de cargas distribuídas horizontais conforme Figura 48 resultantes da contribuição hidrostática e hidrodinâmica sísmica com destaque para as tensões máximas principais (maior tensão de compressão ou menor de tração) no paramento de jusante, as tensões normais de tração destacam-se à montante próximo à galeria e à jusante ocorrem tensões compressivas predominantemente. As tensões cisalhantes, indicadas pela Figura 49, são compressivas à montante e de tração à jusante com destaque para a base da barragem.



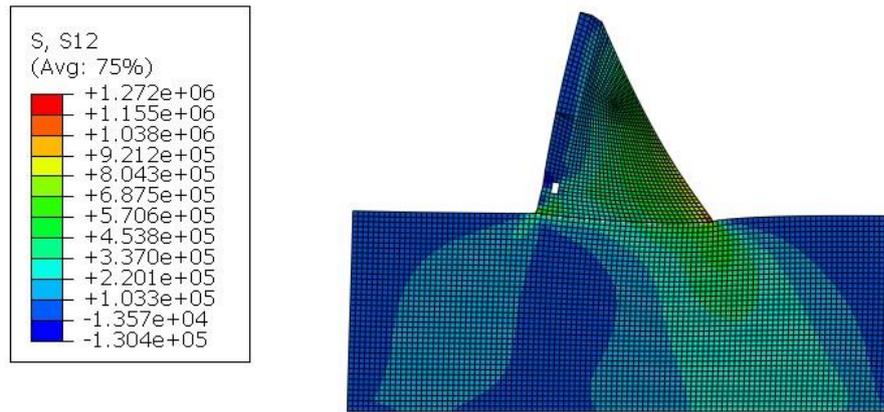
(a)



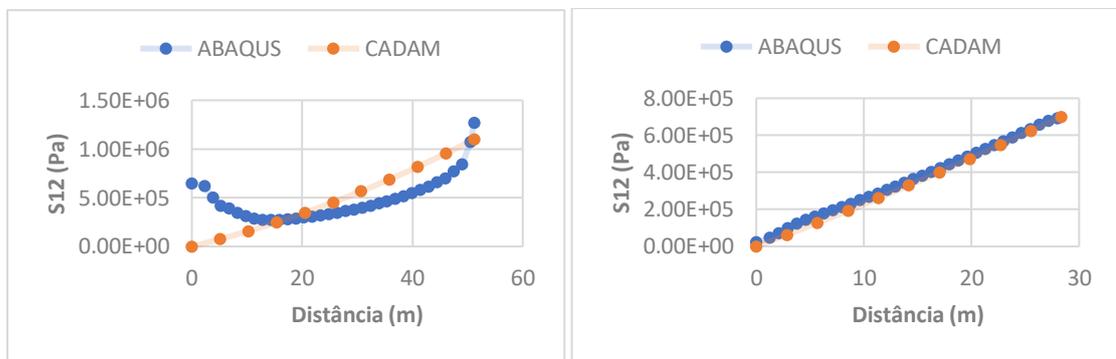
(b)

(c)

Figura 48 - Distribuição das tensões normais ao longo de toda a barragem cheia (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.



(a)



(b)

(c)

Figura 49 - Distribuição das tensões cisalhantes ao longo de toda a barragem cheia (a) e gráfico comparativo entre ABAQUS e CADAM na seção barragem-fundação (b) e intermediária (c) respectivamente.

A análise revela que os esforços calculados com o programa ABAQUS se aproximam bastante dos obtidos pelo programa CADAM para a elevação barragem-reservatório e intermediária. Pequenas diferenças encontradas podem ser explicadas devido a uma simplificação de coeficientes do CADAM. O modelo em elementos finitos permite uma análise detalhada da geometria, bem como o correto posicionamento da galeria de drenagem. Por outro lado, o CADAM possui uma limitação quanto ao posicionamento da galeria e a utilização de geometria não retilíneas, como é o caso da crista da barragem de Jucazinho na seção vertente, mesmo que possua uma interface gráfica simples que permita o usuário compreender rapidamente as funcionalidades do software.

Diferenças observadas entre os dois programas no que se refere aos resultados ao longo da distância horizontal podem ser explicadas pelo fato de que o carregamento sísmico equivalente é calculado internamente a partir de dados de entrada fornecidos no CADAM enquanto que no ABAQUS este carregamento foi inserido a partir do cálculo passo a passo e de maneira aproximada. Mas, mesmo assim, o formato das duas curvas e semelhança nos

resultados viabilizam a comparação e validação entre o método analítico (CADAM) e numérico (ABAQUS).

Quanto aos resultados das tensões máximas no plano principal (tração) e tensões mínimas no plano principal (compressão) na barragem com reservatório cheio pode-se concluir que a tensão de tração máxima é de 2,69 MPa e a tensão de compressão máxima é de -2,39 MPa. Percebe-se que ambas estão localizadas próximo a galeria pelo fato de ser um local de concentração de tensões.

Na análise de estabilidade baseado no coeficiente de segurança ao deslizamento, de acordo com critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, para os casos de análise sísmica o coeficiente de segurança mínimo é igual a 1. Isso reflete uma condição limite, em que a capacidade resistente da estrutura é igual à demanda sísmica imposta. Contudo, é importante destacar que essa abordagem já incorpora margens de segurança indiretas, provenientes de fatores conservadores nos cálculos das cargas sísmicas e das resistências dos materiais, garantindo que a estrutura possa suportar as incertezas inerentes a eventos sísmicos. Nas situações presentes no estudo e baseado nas condições estabelecidas, conforme Figura 53 e Tabela 16, todos os coeficientes foram superiores ao mínimo, a situação mais crítica acontece para a seção intermediária e reservatório cheio em que o fator calculado foi de 1,05.

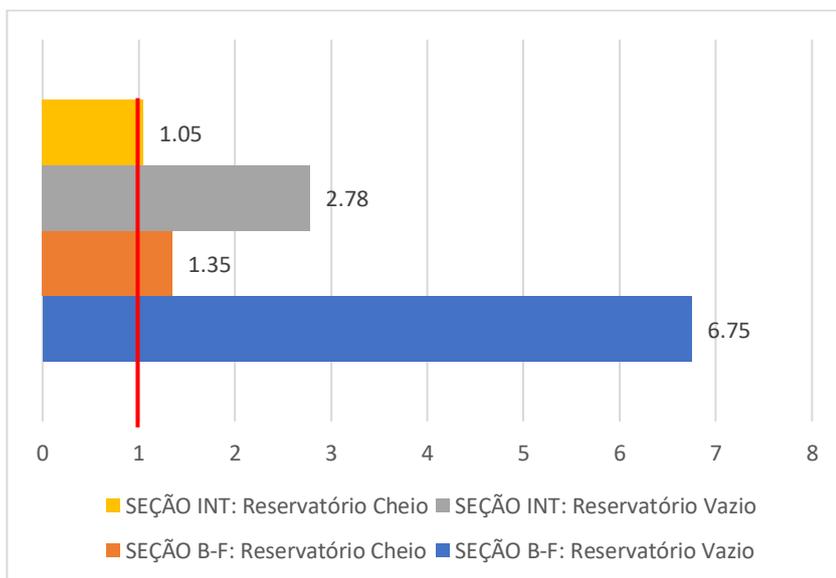


Figura 50 - Fatores de segurança contra deslizamento na análise de estabilidade

Tabela 16 - Coeficiente de Deslizamento da Barragem resultantes da Análise Pseudo-Dinâmica.

Seção de Estudo	Carga Atuante	Abaqus	CADAM	% ER
Barragem – Fundação	PP+S	6,75	6,78	0,39%
	PP+Hs+S+Hd	1,35	1,36	0,60%
Intermediária	PP+S	2,78	2,91	4,67%
	PP+Hs+S+Hd	1,05	1,07	1,99%

Fonte: O Autor (2025)

4.4 ANÁLISE DE TENSÕES E ESTABILIDADE ATRAVÉS DO MÉTODO PROBABILÍSTICO

Em contraste com o método determinístico desenvolvido anteriormente, o método probabilístico avalia o comportamento estrutural de forma mais aprofundada, levando em conta distribuições estatísticas dos parâmetros envolvidos. Através da modelagem kriging por meio do pacote dacefit foi possível obter as probabilidades de falha e, conseqüentemente, o índice de confiabilidade do estudo a partir de uma amostra obtida com variáveis aleatórias e utilizando os softwares Abaqus e CADAM. Os dados foram obtidos para quatro cenários diferentes, submetidos à análise pseudo-dinâmica, resultando em 4 modelos de krigagem, que são:

- Cabaq1: Reservatório Vazio - Abaqus
- Ccad1: Reservatório Vazio - CADAM
- Cabaq2: Reservatório Cheio - Abaqus
- Ccad2: Reservatório Cheio – CADAM

Em cada um desses cenários, os módulos de elasticidade, ângulos de atrito e acelerações espectrais foram combinados e variaram conforme descrito:

- **Módulos de Elasticidade:** 10.000 kPa, 20.000 kPa, 24.463 kPa, 30.000 kPa e 40.000 kPa;
- **Ângulo de Atrito:** 30°, 45° e 55°;
- **Aceleração Espectral:** 0,08g, 0,18g, 0,34g e 0,48g.

Além destas variáveis, para a análise de confiabilidade, uma variável aleatória referente ao erro do resultado do modelo de krigagem é considerada, cujo desvio padrão é calculado pontualmente.

A combinação dessas variáveis para cada cenário e cada seção resultou em um total de **60 pontos amostrados** presentes na Tabela 17:

Tabela 17 - Resultados dos coeficientes de deslizamento resultantes das combinações das variáveis aleatórias.

E	HPGA	φ	SEÇÃO B-F		SEÇÃO INT		SEÇÃO B-F		SEÇÃO INT	
			Cabaq1	Ccad1	Cabaq1	Cacad1	Cabaq2	Ccad2	Cabaq2	Ccad2
10000	0.08	55	11.8052	24.103	12.1718	11.433	3.3331	2.671	2.904901	2.72858
10000	0.08	45	8.2661	16.877	8.5228	8.005	2.3339	1.87	2.034165	1.91058
10000	0.08	30	4.7724	9.744	4.9206	4.62188	1.3475	1.07989	0.678047	1.10307
10000	0.18	55	6.9527	10.71252	5.213	5.08124	2.7375	2.34621	2.157214	2.10269
10000	0.18	45	4.8683	7.50099	3.6502	3.55792	1.9168	1.64284	1.510507	1.47232
10000	0.18	30	2.8107	4.3307	2.1074	2.05417	1.1067	0.9485	0.503484	0.85005
10000	0.34164	55	4.2826	5.64411	2.4669	2.67715	2.1731	1.96061	1.413481	1.53395
10000	0.34164	45	2.9987	3.95205	1.7273	1.87456	1.5216	1.37283	0.989703	1.07408
10000	0.34164	30	1.7313	2.2817	0.9973	1.08228	0.8785	0.7926	0.329908	0.61933
10000	0.48	55	3.2786	4.0172	1.5718	1.90456	1.8779	1.7188	1.027939	1.24556
10000	0.48	45	2.2957	1.624	1.1006	1.334	1.3149	0.6948	0.719556	0.87215
10000	0.48	30	1.3254	2.81287	0.6354	0.77031	0.7592	1.20352	0.415351	0.50354
20000	0.08	55	11.8052	23.58481	12.1718	11.1867	3.3331	2.66475	2.904901	2.72858
20000	0.08	45	8.2661	16.51427	8.5228	7.83301	2.3339	1.86588	2.034165	1.91058
20000	0.08	30	4.7724	9.5345	4.9206	4.52239	1.3475	1.0773	0.678047	1.09673
20000	0.18	55	6.9527	10.48214	5.213	4.97187	2.7375	2.33497	2.157214	2.10269
20000	0.18	45	4.8683	7.33967	3.6502	3.48134	1.9168	1.63497	1.510507	1.47232
20000	0.18	30	2.8107	4.23756	2.1074	2.00995	1.1067	0.94395	0.503484	0.85005
20000	0.34164	55	4.2826	5.52273	2.4669	2.61953	2.1731	1.94575	1.413481	1.53395
20000	0.34164	45	2.9987	3.86706	1.7273	1.83421	1.5216	1.36243	0.989703	1.07408
20000	0.34164	30	1.7313	2.2326	0.9973	1.05898	0.8785	0.7866	0.329908	0.61163
20000	0.48	55	3.2786	3.9308	1.5718	1.86445	1.8779	1.70279	1.027939	1.24556
20000	0.48	45	2.2957	2.75238	1.1006	1.3055	1.3149	1.19231	0.719556	0.87215
20000	0.48	30	1.3254	2.75238	0.6354	0.75373	0.7592	0.68838	0.415351	0.50354
24463	0.08	55	11.8052	24.38065	12.1718	11.45839	3.3331	2.67461	2.904901	2.72858
24463	0.08	45	8.2661	11.45839	8.5228	8.02325	2.339	1.87278	2.034165	1.91057
24463	0.08	30	4.7724	9.85624	4.9206	4.63222	1.3475	1.08125	0.678047	1.10307
24463	0.18	55	6.9527	10.83584	5.213	5.09262	2.7375	2.35208	2.157214	2.10269
24463	0.18	45	4.8683	7.58734	3.6502	3.56589	1.9168	1.64694	1.510507	1.47232
24463	0.18	30	2.8107	4.38055	2.1074	3.5659	1.1067	0.95086	0.503484	0.85005
24463	0.34164	55	4.2826	5.70909	2.4669	2.68315	2.1731	1.96839	1.413481	1.53394
24463	0.34164	45	2.9987	3.99754	1.7273	1.87876	1.5216	1.37828	0.989703	1.07408

E	HPGA	φ	SEÇÃO B-F		SEÇÃO INT		SEÇÃO B-F		SEÇÃO INT	
			Cabaq1	Ccad1	Cabaq1	Cacad1	Cabaq2	Ccad2	Cabaq2	Ccad2
24463	0.34164	30	3.91	2.30798	1.724	1.87876	0.78695	0.79575	0.329908	0.62012
24463	0.48	55	3.2786	4.06344	1.5718	1.90973	1.8779	1.72722	1.027939	1.24556
24463	0.48	45	2.2957	2.84525	1.1006	1.33721	1.3149	1.20941	0.719556	0.87215
24463	0.48	30	1.3254	2.84525	0.6354	0.77204	0.7592	0.69825	0.415351	0.50354
30000	0.08	55	11.8052	26.26327	12.1718	11.87114	3.3331	2.69581	2.904901	2.72858
30000	0.08	45	8.2661	18.38974	8.5228	8.31226	2.3339	1.88763	2.034165	1.91058
30000	0.08	30	4.7724	10.61732	4.9206	4.79909	1.3475	1.08982	0.678047	1.10307
30000	0.18	55	6.9527	11.67256	5.213	5.27606	2.7375	2.38925	2.157214	2.10269
30000	0.18	45	4.8683	8.17322	3.6502	3.69434	1.9168	1.67297	1.510507	1.47232
30000	0.18	30	2.8107	4.71881	2.1074	3.69434	1.1067	0.96589	0.503484	0.85005
30000	0.34164	55	4.2826	6.14993	2.4669	2.7798	2.1731	2.01827	1.413481	1.53395
30000	0.34164	45	2.9987	4.30623	1.7273	1.94644	1.5216	1.41321	0.989703	1.07408
30000	0.34164	30	1.7313	2.4862	0.9973	1.12378	0.8785	0.81592	0.329908	0.62012
30000	0.48	55	3.2786	4.37721	1.5718	1.97852	1.8779	1.7815	1.027939	1.24556
30000	0.48	45	3.2957	3.06496	1.1006	1.38538	1.3149	1.24742	0.719556	0.87215
30000	0.48	30	1.3254	3.06496	0.6354	0.79985	0.7592	0.7202	0.415351	0.50354
40000	0.08	55	11.8052	32.6322	12.1718	14.05056	3.3331	2.75092	2.904901	2.72858
40000	0.08	45	8.2661	22.84931	8.5228	8.7835	2.3339	1.92622	2.034165	1.91058
40000	0.08	30	4.7724	13.19206	4.9206	5.761	1.3475	1.1121	0.678047	1.10307
40000	0.18	55	6.9527	14.5032	5.213	6.33358	2.7375	2.48868	2.157214	2.10269
40000	0.18	45	4.8683	10.15525	3.6502	4.43482	1.9168	1.74259	1.510507	1.47232
40000	0.18	30	2.8107	5.86314	2.1074	4.43482	1.1067	1.00608	0.503484	0.85005
40000	0.34164	55	4.2826	7.64131	2.4669	3.33698	2.1731	2.15639	1.413481	1.53395
40000	0.34164	45	2.9987	5.3505	1.7273	2.33658	1.5216	1.50992	0.989703	1.07408
40000	0.34164	30	1.7313	3.08911	0.9973	1.34902	0.8785	0.87175	0.329908	0.62012
40000	0.48	55	3.2786	5.4387	1.5718	2.37509	1.8779	1.93522	1.027939	1.24556
40000	0.48	45	2.2957	3.80822	1.1006	1.663066	1.3149	1.35506	0.719556	0.87215
40000	0.48	30	1.3254	3.80822	0.6354	0.93017	0.7592	0.78234	0.415351	0.50354

Fonte: O Autor (2024)

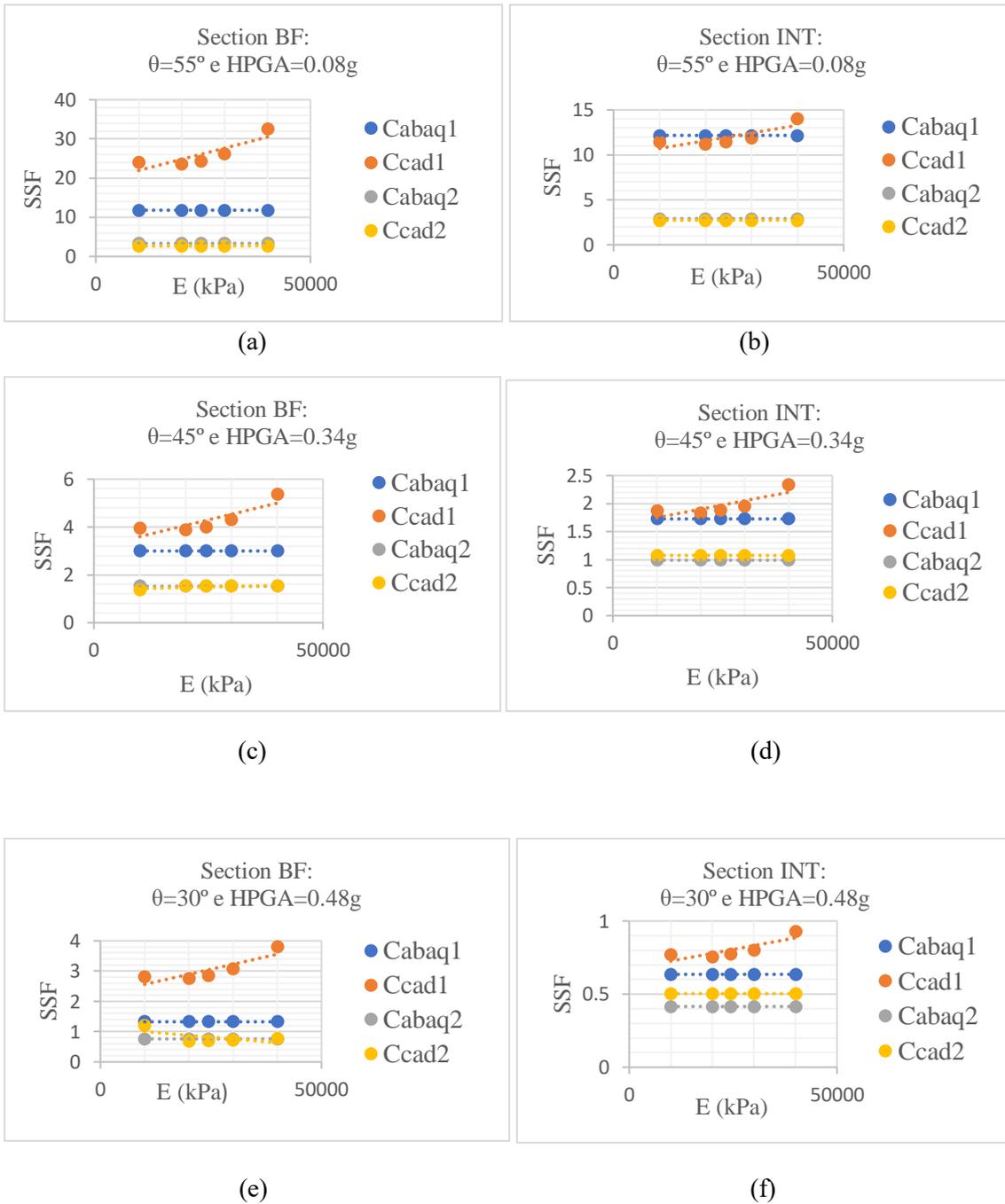


Figura 51 -Fatores de segurança ao deslizamento nos dados amostrais para modelagem Kriging para diferentes dados de entrada conforme indicado (a,b,c,d,e,f).

Fonte: O Autor (2025)

A Figura 51 apresenta alguns exemplos do comportamento dos coeficientes de deslizamento em diferentes casos específicos das variáveis aleatórias, com o objetivo de avaliar o desempenho para cada cenário da análise. Observa-se que, nas situações de reservatório cheio (Cabaq2 e Ccad2), os coeficientes exibem valores e comportamentos semelhantes, mesmo considerando diferentes módulos de elasticidade. As oscilações nos coeficientes de segurança

tendem a ser mais expressivas em situações de reservatório vazio devido à ausência da carga hidrostática, que desempenha um papel estabilizador significativo nas análises de deslizamento.

E, a partir da modelagem *Kriging* com uma amostra de 60 pontos da Tabela 17 para cada cenário, foram obtidas as probabilidades de falha e os índices de confiabilidade, que indicam, respectivamente, a probabilidade de o sistema falhar e a medida de quão seguro o sistema está em relação a uma possível falha. Estes resultados são apresentados nas Tabela 18 e 19.

Tabela 18 - Análise de Confiabilidade na Seção Barragem-Fundação.

SEÇÃO BARRAGEM-FUNDAÇÃO				
CASO	Cabaq1	Ccad1	Cabaq2	Ccad2
PROBABILIDADE DE FALHA (Pf)	5.5×10^{-3}	3.74×10^{-2}	1×10^{-3}	2×10^{-3}
ÍNDICE DE CONFIABILIDADE (β)	2.55	1.60	3.09	2.88
INTERPRETAÇÃO	RAZOAVELMENTE CONFIÁVEL – CHANCE MODERADA DE FALHA	BAIXA CONFIABILIDADE – ALTA CHANCE DE FALHA	ALTAMENTE CONFIÁVEL – BAIXA CHANCE DE FALHA	RAZOAVELMENTE CONFIÁVEL – CHANCE MODERADA DE FALHA
DESVIO PADRÃO (σ)	0.8158	2.009	0.1680	0.1027

Fonte: O Autor (2025)

Tabela 19 - Análise de Confiabilidade na Seção Intermediária.

SEÇÃO INTERMEDIÁRIA				
CASO	Cabaq1	Ccad1	Cabaq2	Ccad2
PROBABILIDADE DE FALHA (Pf)	1×10^{-3}	1×10^{-3}	2.2×10^{-3}	2×10^{-3}
ÍNDICE DE CONFIABILIDADE (β)	3.09	3.09	2.79	2.88
INTERPRETAÇÃO	ALTAMENTE CONFIÁVEL – BAIXA PROBABILIDADE DE FALHA	ALTAMENTE CONFIÁVEL – BAIXA PROBABILIDADE DE FALHA	RAZOAVELMENTE CONFIÁVEL – CHANCE MODERADA DE FALHA	RAZOAVELMENTE CONFIÁVEL – CHANCE MODERADA DE FALHA
DESVIO PADRÃO (σ)	0.1898	0.508	0.0279	0.028

Fonte: O Autor (2025)

Para a seção barragem-fundação, o estudo apresenta uma confiabilidade satisfatória nos quatro cenários de carregamento, sendo mais evidente e segura no cenário obtido no Abaqus para o reservatório cheio submetido a todas as cargas analisadas. No entanto, na seção intermediária, observa-se uma probabilidade de falha geralmente menor nos cenários estudados, com exceção do caso do reservatório cheio usando os dados do Abaqus. Assim, a seção intermediária demonstra maior resiliência e fatores de segurança mais elevados, possivelmente devido a fatores como:

- A homogeneidade do material, que pode apresentar maior resistência ao cisalhamento;

- A ausência de descontinuidades, mais comuns na seção barragem-fundação e que geralmente reduzem a resistência ao cisalhamento;
- A presença de tensões mais baixas, já que, em seções intermediárias, as tensões normais tendem a ser mais equilibradas e homogêneas.

De modo geral, os desvios padrão das amostras apresentaram valores inferiores a um, indicando que o variograma utilizado na modelagem *Kriging* está bem ajustado aos dados, capturando adequadamente a estrutura espacial das variáveis de interesse. Na Tabela 18, referente a análise da seção barragem fundação, verifica-se que para os casos do reservatório vazio, há valores maiores nos desvios padrão indicando uma dispersão de moderada a alta com uma variabilidade significativa sendo mais expressiva para o caso Ccad1 que apresenta valores mais dispersos em relação à média sugerindo a necessidade de mais amostras, ajustes no modelo de variograma ou a exploração de outras variáveis para reduzir as incertezas. E, em relação ao reservatório cheio os dados apresentam-se mais consistentes, estáveis e homogêneos. Na Tabela 19, referente a análise na seção intermediária, os valores indicam uma dispersão relativamente menor com os valores do conjunto mais concentrados, o cenário Ccad1 destaca-se novamente por apresentar o maior desvio padrão mostrando maior heterogeneidade entre os valores individuais. Portanto, a identificação de desvios padrão elevados em análises sísmicas ou de reservatório vazio indica a necessidade de uma abordagem mais robusta, como o uso de modelos probabilísticos para incluir as incertezas nas propriedades do solo, materiais ou cargas dinâmicas.

Por fim, ao analisar o cenário mais crítico, que se refere à barragem com todas as contribuições possíveis em questão (peso próprio, hidrostática, hidrodinâmica e inercial), foi possível obter os valores médios e as estatísticas de erro por meio do *Kriging* utilizando o software *Abaqus* para a modelagem da barragem (Tabela 20):

Tabela 20 - Erro Médio e Estatísticas de Erro Através do *Kriging*.

Cenário	Erro Médio	Estatísticas de Erro
Cabaq2	0.0186	0.0156
Ccad2	0.0199	0.0157

Fonte: O Autor (2025)

5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com este estudo, é possível concluir que o uso da modelagem numérica com o auxílio de análises estáticas, técnicas pseudo-dinâmicas e métodos probabilísticos pode fornecer uma análise de risco de uma barragem, estudando seu comportamento quando submetida a forças extremas.

A análise de tensões permite identificar pontos com as maiores magnitudes de tensões de tração e compressão e, conseqüentemente, os pontos de concentração onde a barragem é mais suscetível a fissuras e rupturas. Isso garante a segurança estrutural e permite a otimização do projeto para maior eficiência e segurança, estendendo assim a vida útil da barragem e evitando falhas catastróficas. Neste estudo de caso, as máximas tensões normais de tração ocorrem a montante, perto da galeria, e as máximas tensões de cisalhamento de tração ocorrem a jusante, perto da base da barragem. Portanto, monitorar esses pontos para o desenvolvimento potencial de fissuras é crucial. Em um breve comparativo entre os métodos pseudo-estático e pseudo-dinâmico verifica-se que os valores são significativamente maiores na abordagem pseudo-dinâmica, uma vez que a carga resultante aplicada na face à montante é maior de forma a incorporar o efeito da amplificação dinâmica do espectro de resposta do sismo.

A análise do fator de estabilidade do coeficiente de deslizamento, sendo um dos fatores de segurança mais críticos, utiliza quatro cenários. Ela é mais crítica em situações onde as contribuições de força são máximas, como em um reservatório cheio, e destaca a aproximação de um cenário estrutural criticamente instável. Neste caso, ações necessárias incluem monitoramento contínuo, redução de carga na encosta, reforço da encosta e investimento em drenagem para reduzir a pressão dos poros.

Na análise probabilística, a técnica de *Kriging* se mostrou uma ferramenta importante para entender a dinâmica da estrutura. Ela permite a identificação das seções mais críticas e propensas à falha, facilitando a tomada de decisões para o gerenciamento de riscos e melhorando a segurança estrutural. Além disso, a implementação cuidadosa e análise do método são essenciais para garantir a precisão e confiabilidade das estimativas. Ao obter o erro médio e as estatísticas do erro, pode-se observar que o resultado obtido foi pequeno, indicando que o modelo está fornecendo previsões com alta precisão e baixa incerteza. Para aplicações de alta precisão, como na engenharia, erros médios abaixo de 0,01 são considerados excelentes, e o baixo desvio padrão confirma a estabilidade no desempenho do modelo.

Assim, com base na análise dos resultados, conclui-se que o método de uso de dados numéricos em métricas de danos tem boa aplicabilidade na detecção de falhas estruturais. Recomenda-se a realização do estudo com a aplicação de análises lineares e não lineares atuando sobre a barragem para observar o comportamento do fator de segurança em questão. À medida que se opta por uma análise mais sofisticada, há uma maior necessidade dos parâmetros e propriedades dos materiais e da fundação. Nesse contexto, o método pseudo-dinâmico se destaca por oferecer resultados compatíveis com as análises dinâmicas, tornando-se uma opção simplificada e prática para uma investigação estrutural mais complexa.

Por fim, diante das considerações apresentadas nos tópicos acima, é possível enumerar algumas sugestões de melhorias que podem contribuir com o avanço desta linha de pesquisa, que são:

- Análise do sistema barragem-fundação-reservatório para modelagem em elementos finitos dos três subsistemas com as abordagens dinâmica linear e não linear;
- Aperfeiçoamento da deformada modal proposta e das pressões hidrodinâmicas, utilizada na variante do método pseudo-dinâmico;
- Estudo detalhado das formulações e equações envolvidas no método pseudo-dinâmico para evitar a utilização de ábacos que tem caráter subjetivo ou implementação em Python;
- Investigação e obtenção de dados sísmicos mais próximos da realidade brasileira com a finalidade de obter espectros de resposta sísmicos condizentes com a nossa realidade;
- Análise comparativa com outras barragens brasileiras para verificar a segurança delas quando submetidas a possíveis ações sísmicas em território nacional;
- Modelagem tridimensional da barragem a fim de capturar efeitos não lineares e interações completas entre os subsistemas;
- Inclusão de fissuras já existentes na barragem a fim de verificar comportamento e avanço dessas patologias.
- Incorporação de fatores viscoelásticos a fim de modelar o comportamento dependente do tempo, especialmente no caso das barragens que possuem materiais heterogêneos ou interagem com fundações menos rígidas.
- Aprimoramento dos modelos probabilísticos através da exploração de novos métodos matemáticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (USACE), UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. 2003. EVALUATION OF DREDGED MATERIAL PROPOSED FOR DISPOSAL AT ISLAND, NEARSHORE, OR UPLAND CONFINED DISPOSAL FACILITIES - TESTING MANUAL. 2003.
- ABNT. 2006. NBR 15421: PROJETO DE ESTRUTURAS RESISTENTES A SISMOS - PROCEDIMENTO. 2006, P. 26.
- ABRAMSON, L.W. 2002. SLOPE STABILITY AND STABILIZATION METHODS. *JOHN WILEY & SONS*. 2002.
- AGUIAR, WINDSON BEZERRA DE. 2022. UMA METODOLOGIA PROGRESSIVA PARA A ANÁLISE DE TENSÕES PRODUZIDAS POR SISMOS EM BARRAGENS DE CONCRETO: APLICAÇÃO A BARRAGEM DE JUCAZINHO. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO*. 2022, P. 133.
- ALBERTS, RONALD. 2020. ATUALIZAÇÃO DA CHEIA DE PROJETO E O SEU IMPACTO NA PROBABILIDADE DE FALHA POR DESLIZAMENTO DA BARRAGEM. *ESTUDO DE CASO: UHE SANTA CLARA. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM CONSTRUÇÃO CIVIL*. 2020.
- ARAÚJO, J. M., AWRUCH, A. M. 1998. PROBABILISTIC FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAMS. *ADVANCES IN ENGINEERING SOFTWARE*. MARCH DE 1998, VOL. 9, 2, PP. 97-104.
- ASSIS, A. P., BARBOSA, T. J., ALMEIDA, M. D., & MAIA, J. A. 2018. “MÉTODOS ESTATÍSTICOS E PROBABILÍSTICOS APLICADOS A GEOTÉCNICA”. *UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, BRASÍLIA*. 2018.
- ASSUMPCÃO, MARCELO DE SOUSA, ET AL. 2016. TERREMOTOS NO BRASIL: PREPARANDO-SE PARA EVENTOS RAROS. *BOLETIM SBGF*. 2016, PP. 25-29.
- AYDIN, ISMAIL E DEMIREL, ENDER. 2011. HYDRODYNAMIC MODELING OF DAM-RESERVOIR RESPONSE DURING EARTHQUAKES. *JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS*. 03 DE AUGUST DE 2011, PP. 164-174.
- BABU, G.L. SIVAKUMAR, SRIVASTAVA, AMIT E SAHANA, V. 2007. ANALYSIS OF STABILITY OF EARTHEN DAMS IN KACHCHH REGION, GUJARAT, INDIA. *ENGINEERING GEOLOGY*. 2 DE NOVEMBER DE 2007, PP. 126-136.
- BAECHER, GREGORY & CHRISTIAN, JOHN. 2003. RELIABILITY AND STATISTICS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. 2003.
- BAKER, R., SHUKHA, R., OPERSTEIN, V., & FRYDMAN, S. 2006. “STABILITY CHARTS FOR PSEUDO-STATIC SLOPE STABILITY ANALYSIS”. *SOIL DYNAMICS AND EARTHQUAKE ENGINEERING*. SEPTEMBER DE 2006, VOL. 26, 9, PP. 813–82.
- BARBOSA, A. H., FREITAS, M. S. DA R., & NEVES, F. DE A. DAS. 2005. *CONFIABILIDADE ESTRUTURAL UTILIZANDO O MÉTODO DE MONTE CARLO E REDES NEURAIS*. 2005, VOL. 58, 3, PP. 247–255.
- BECKER, D. E. 1996. EIGHTEENTH CANADIAN GEOTECHNICAL COLLOQUIUM: LIMIT STATES DESIGN FOR FOUNDATIONS. PART I. AN OVERVIEW OF THE FOUNDATION DESIGN PROCESS. *JOURNAL CANADIAN GEOTECHNICAL*. 1996, VOL. 33, PP. 956-983.

BEZERRA, FRANCISCO HILARIO, FERREIRA, JOAQUIM MENDES E NASCIMENTO, ADERSON FARIAS DO NASCIMENTO. NEOTECTÔNICA E SISMICIDADE NO BRASIL. NATAL: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE.

BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. E GLOVER, T.F. 1996. RISK ASSESSMENT APPROACH TO DAM SAFETY CRITERIA, UNCERTAINTY IN THE GEOLOGICAL ENVIRONMENT, FROM THEORY TO PRACTICE. *STP, VOL. 58*. APRIL DE 1996, PP. 451-473.

BURGOS, R. G. 2017. SOLUÇÃO DE PROBLEMAS VIBROACÚSTICOS BIDIMENSIONAIS: EXEMPLOS, CÓDIGOS E APLICAÇÕES COMPUTACIONAIS. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO*. JUNHO DE 2017.

BURMAN, A., NAYAK, P., AGRAWAL, P., & MAITY, D. 2012. COUPLED GRAVITY DAM-FOUNDATION ANALYSIS USING A SIMPLIFIED DIRECT METHOD OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION. *SOIL DYNAMICS AND EARTHQUAKE ENGINEERING*,. 2012, VOL. 34, 1, PP. 62-68.

CAMARGO, E.C. G. 1998. GEOESTATÍSTICA: FUNDAMENTOS E APLICAÇÕES. *GEOPROCESSAMENTO PARA PROJETOS AMBIENTAIS*. 1998.

CARMO, E. J. DO., RODRIGUES, D. D., & SANTOS, G. R. D. 2015. AVALIAÇÃO DOS INTERPOLADORES KRIGAGEM E TOPO TO RASTER PARA GERAÇÃO DE MODELOS DIGITAIS DE ELEVAÇÃO A PARTIR DE UM "AS BUILT". *BOLETIM DE CIÊNCIAS GEODÉSICAS*. OCTOBER-DECEMBER DE 2015, VOL. 21, 4, PP. 674-690.

CEN, EUROCODE 2. 1998. DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – PART 1: GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS. 1998, P. 231.

CEN, EUROCODE 8. 1998. DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE: PART 1: GENERAL RULES, SEISMIC ACTIONS AND RULES FOR BUILDINGS. 1998, P. 231.

CHOPRA, A. K., & CHAKRABARTI, P. 1981. EARTHQUAKE ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAMS INCLUDING DAM-WATER-FOUNDATION ROCK INTERACTION. *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS*. 1981, VOL. 9, 4, PP. 363-383.

CHOPRA, A.K. 1978. "EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF CONCRETE GRAVITY DAMS.". *JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION*. JUNE DE 1978, VOL. 104, PP. 953-971.

CHORA, A. K. 1978. EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF CONCRETE GRAVITY DAMS. *JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION*. JUNE DE 1978, PP. 953-971.

COSTA, WALTER DUARTE. 2012. *GEOLOGIA DE BARRAGENS*. SÃO PAULO : OFICINA DE TEXTOS, 2012.

CRESSIE, NOEL. 2015. STATISTICS FOR SPATIAL DATA. . 2015.

DUARTE, SÍLVIA CATARINA HENRIQUETA. 2016. "ESTUDO COMPARATIVO DE DIFERENTES ABORDAGENS NA ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS DE ATERRO". *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL. FACULDADE DE CIÊNCIAS E NOVAS TECNOLOGIAS. UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA (UNL)*. 2016.

DUNCAN, M. 2000. FACTORS OF SAFETY AND RELIABILITY IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. *JOURNAL OF GEOTHCHINICAL AND GEOENVIROMENTAL ENGINEERING*. APRIL DE 2000.

ECHARD, BENJAMIN, ET AL. 2013. A COMBINED IMPORTANCE SAMPLING AND KRIGING RELIABILITY METHOD FOR SMALL FAILURE PROBABILITIES WITH TIME-DEMANDING NUMERICAL MODELS. *RELIABILITY ENGINEERING & SYSTEM SAFETY*. 2013, PP. 232-240.

ELETOBRÁS. 2003. CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS. 2003, P. 278.

FARIA, ALBERT WILLIAN. 2006. FINITE ELEMENT MODELING OF COMPOSITE PLATES INCORPORATING PIEZOELECTRIC SENSORS AND ACTUATORS: IMPLEMENTATION AND NUMERICAL ASSESSMENT. 2006, P. 106.

FERC. 2002. CHAPTER III GRAVITY DAMS. *FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION, OFFICE OF HYDROPOWER LICENSING. ENGINEERING GUIDELINES FOR EVALUATION OF HYDROPOWER PROJECTS*. 2002.

FERREIRA, Í. O., RODRIGUES, D. D. E SANTOS, A. P. 2012. LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO AUTOMATIZADO APLICADO À GESTÃO DE RECURSOS HÍDRICOS. ESTUDO DE CASO: REPRESAMENTO DO RIBEIRÃO SÃO BARTOLOMEU, VIÇOSA - MG. *SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CIÊNCIAS GEODÉSICAS E TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO*. MAIO DE 2012.

FLORES, EMERSON ALEX FIGUEROA. 2008. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DA ESTABILIDADE DE TALUDES CONSIDERANDO A VARIABILIDADE ESPACIAL DO SOLO . *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL - PUC-RIO*. 29 DE FEVEREIRO DE 2008, P. 178.

GAO, Y., GU, Q., QIU, Z., & WANG, J. 2016. “SEISMIC RESPONSE SENSITIVITY ANALYSIS OF COUPLED DAM-RESERVOIR-FOUNDATION SYSTEMS”. *JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS*. JUNE DE 2016, VOL. 142, 10.

GEOTECHNIQUE. 2012. ESTADO ATUAL DA BARRAGEM DE JUCAZINHO E NECESSIDADE DA IMPLANTAÇÃO DE OBRAS EMERGENCIAIS DE RECUPERAÇÃO. *GEOTECHNIQUE: CONSULTORIA E ENGENHARIA LTDA*. 2012.

GONÇALVES, DANIEL RESENDE ET AL. 2020. MONITORAMENTO DE INTEGRIDADE ESTRUTURAL BASEADO EM IMPEDÂNCIA ELETROMECAÂNICA UTILIZANDO O MÉTODO DE KRIGAGEM ORDINÁRIA. *HOLOS*. 2020, VOL. 2, PP. 1-16.

GOOVAERTS, P. 1999. GEOSTATISTICS IN SOIL SCIENCE: STATE-OF-THE-ART AND PERSPECTIVES. *GEODERMA*. 1999, PP. 1-45.

GUTSTEIN, DANIELA. 2003. ESTUDO DE TENSÕES EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS. *DISSERTAÇÃO (MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL) - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA, FLORIANÓPOLIS*. 2003.

HERRERA, LOAYZA FANNY E ROMANEL. 2009. MODELAGEM DO COMPORTAMENTO PÓS-SISMO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL, PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO*. 2009, P. 220.

JIANG, S., DU, C., & LIU, Z. 2012. “SEISMIC SAFETY EVALUATION OF CRACKED CONCRETE GRAVITY DAM”. *TCLÉE 2009: LIFELINE EARTHQUAKE ENGINEERING IN A MULTHAZARD ENVIRONMENT*. 26 DE ABRIL DE 2012.

- JUNIOR, E. J. DA S., ARACAYO, L. A. S. E COELHO, D. P. 2017.** COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO E O MÉTODO ESPECTRO RESPOSTA APLICADO COMO ANÁLISE SÍSMICA EM UMA BARRAGEM TIPO: ESTUDO DE CASO ITAIPU. *XXXVIII IBERIAN LATIN-AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING*. 2017, PP. 5-8.
- KWON, Y. W. E BANG, H. 2018.** THE FINITE ELEMENT METHOD USING MATLAB. *CRC PRESS*. 2018.
- KWON, Y. W. E BANG, H. 2018.** THE FINITE ELEMENT METHOD USING MATLAB. OCTOBER DE 2018.
- L.Y. XU, Y.F. CHENG. 2012.** RELIABILITY AND FAILURE PRESSURE PREDICTION OF VARIOUS GRADES OF PIPELINE STEEL IN THE PRESENCE OF CORROSION DEFECTS AND PRE-STRAIN. *INTERNATIONAL JOURNAL OF PRESSURE VESSELS AND PIPING*. JANUARY DE 2012, PP. 75-84.
- LANDIM, P. M. B. 1998.** ANÁLISE ESTATÍSTICA DE DADOS GEOLÓGICOS. [ED.] FUNDAÇÃO EDITORA DA UNESP. 1998, P. 226.
- LECLERC, M., LÉGER, P. E TINAWI, R. 2003.** COMPUTER AIDED STABILITY ANALYSIS OF GRAVITY DAMS—CADAM. *ADVANCES IN ENGINEERING SOFTWARE*. 7, 2003, VOL. 34, PP. 403-420.
- LEITE, E.P.F., SILVA, J.S. E GOMES, G.S. 2007.** OBTENÇÃO DE MODELO NUMÉRICO DO TERRENO DE ALTA RESOLUÇÃO UTILIZANDO O INTERPOLADOR SPLINE COM TENSÃO REGULARIZADA. . *CONGRESSO DE PESQUISA E INOVAÇÃO DA REDE NORTE NORDESTE DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA*. 2007.
- LUO, FANG ET AL. 2012.** PERFORMANCE COMPARISON OF STELLITE 6® DEPOSITED ON STEEL USING SUPERSONIC LASER DEPOSITION AND LASER CLADDING. *SURFACE AND COATINGS TECHNOLOGY*. 2012, VOL. 212, PP. 119-127.
- LUPOI, GIORGIO ET AL. 2006.** SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS OF STRUCTURAL SYSTEMS. *JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS*. APRIL DE 2006, VOL. 132, 4, PP. 385-395.
- MALM, R. 2016.** GUIDELINE FOR FE ANALYSES OF CONCRETE DAMS. 2016. *ENERGIFORSK*. 2016.
- MATHERON, G. 1962.** TRATADO DE GEOESTATÍSTICA APLICADA. *MEMÓRIAS DO ESCRITÓRIO DE PESQUISAS GEOLÓGICAS E MINERAIS*. 1962, P. 333.
- MEIRELLES, F. S. C. 2013.** UNIDADE 09: BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO. *CURSO SEGURANÇA DE BARRAGENS. MÓDULO I – BARRAGENS: ASPECTOS LEGAIS, TÉCNICOS E SOCIOAMBIENTAIS*. AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. 2013.
- MELCHERS, R. E. E BECK, A. T. 2018.** STRUCTURAL RELIABILITY ANALYSIS AND PREDICTION. 2018.
- MOURA, FLÁVIA MAGALI PIMENTA DE. 2017.** ESTUDO COMPARATIVO DA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO COMPACTADO A ROLO A PARTIR DE MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS E DE MÉTODOS ANALÍTICOS. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO - UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA*. 18 DE JANEIRO DE 2017.

- MOURA, JOSÉ DA SILVA. 2016.** ESTUDO COMPARATIVO DA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO COMPACTADO A ROLO A PARTIR DE MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS E DE MÉTODOS ANALÍTICOS. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL - UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS*. 2016, P. 120.
- NEWMARK, N. M. 1959.** A METHOD OF COMPUTATION FOR STRUCTURAL DYNAMICS. *JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS DIVISION*. 1959, PP. 67-94. PROCEEDINGS OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS..
- NIELSEN, H. B., LOPHAVEN, S. N., & SØNDERGAARD, J. 2002.** DACE - A MATLAB KRIGING TOOLBOX. *COMPUTER PROGRAMME, INFORMATICS AND MATHEMATICAL MODELLING, TECHNICAL UNIVERSITY OF DENMARK*. 2002.
- NOBREGA, PETRUS GORGONIO BULHOES E NOBREGA, SELMA HISSAE SHIMURA. 2016.** PERIGO SÍSMICO NO BRASIL E A RESPONSABILIDADE DA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS. *HOLOS*. 09 DE SETEMBRO DE 2016, PP. 162-175.
- OLIVEIRA, F.F. 2002.** ANÁLISE DE TENSÕES E ESTABILIDADE GLOBAL DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO. 2002. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO.
- PEDREIRA, L. U. 2021.** MODELO DE KRIGING MULTIVARIADO PARA MAPEAMENTO DE DADOS COMPOSICIONAIS. 2021.
- PRISCU, R. 1985.** "EARTHQUAKE ENGINEERING FOR LARGE DAMS". *TECHNOLOGY & ENGINEERING*. 2, 1985, P. 406.
- PULIDO, J. E., JACOBS, T. L., PRATES DE LIMA, E. C. 1992.** STRUCTURAL RELIABILITY USING MONTE CARLO SIMULATION WITH VARIANCE REDUCTION TECHNIQUES ON ELASTIC-PLASTIC STRUCTURES. *COMPUTER AND STRUCTURES*. 1992, PP. 419-430.
- RAMOS, MARIELE. 2021.** ABORDAGEM DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO À GRAVIDADE. *TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO*. 2021.
- RIBEIRO, P. M. V. 2006.** "UMA METODOLOGIA ANALÍTICA PARA A AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO DURANTE TERREMOTOS. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL, PUBLICAÇÃO E.DM, UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, BRASÍLIA, DF*. 2006, P. 140.
- RIBEIRO, P. M. V. 2006.** UMA METODOLOGIA ANALÍTICA PARA A AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO DURANTE TERREMOTOS. *TESE (DOUTORADO) — DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, BRASÍLIA*. 2006.
- RIBEIRO, P. M. V., MELO, C. A. E. E PEDROSO, L. J. 2007.** UMA APLICAÇÃO DE REFERÊNCIA DO MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO PARA A ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS DE CONCRETO GRAVIDADE. *XXVII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS*. 2007.
- RIBEIRO, PAULO MARCELO VIEIRA E PEDROSO, LINEU JOSÉ. 2017.** DYNAMIC RESPONSE OF DAM-RESERVOIR SYSTEMS: REVIEW AND A SEMI-ANALYTICAL PROPOSAL . *LATIN AMERICAN JOURNAL OF SOLIDS AND STRUCTURES*. 09 DE FEVEREIRO DE 2017, PP. 594-612.

- ROCIO L., S., CARL, B., CAPUCINE, D., & PAULTRE, P. 2019.** MODELLING AND CHARACTERIZING A CONCRETE GRAVITY. *INFRASTRUCTURES*. OCTOBER DE 2019, VOL. 4, 4.
- ROUSTANT, O., GINSBOURGER, D. E DEVILLE, Y. 2012.** DICEKRIGING, DICEOPTIM: TWO R PACKAGES FOR THE ANALYSIS OF COMPUTER EXPERIMENTS BY KRIGING-BASED METAMODELING AND OPTIMIZATION. *JOURNAL OF STATISTICAL SOFTWARE*. OCTOBER DE 2012, VOL. 51, 1, PP. 1-55.
- SANDOVAL, M. A. P. 2012.** ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES. . 2012.
- SANTNER, T. J., WILLIAMS, B. J., & NOTZ, W. I. 2018.** THE DESIGN AND ANALYSIS OF COMPUTER EXPERIMENTS. 2018.
- SANTOS, A.P. 2010.** AVALIAÇÃO DA ACURÁCIA POSICIONAL EM DADOS ESPACIAIS COM USO DE ESTATÍSTICA ESPACIAL. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO., UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA - UFV, VIÇOSA*. 2010.
- SAUSEN NETTO, ARTHUR. 2019.** ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE TERRA: ABORDAGENS DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA. *TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (GRADUAÇÃO) – UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ*. 2019.
- SEISMOMATCH. 2020.** SEISMOMATCH - A COMPUTER PROGRAM FOR SPECTRUM MATCHING OF EARTHQUAKE RECORDS. *SEISMOSOFT*. 2020.
- SILVA, J. L. P., & AZEVEDO, R. F. M. 2010.** ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGENS UTILIZANDO KRIGAGEM. *BULLETIN OF ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT*. JULY DE 2010, VOL. 69, PP. 545-552.
- SOARES, A. 2006.** *GEOESTATÍSTICA PARA AS CIÊNCIAS DA TERRA E DO AMBIENTE*. LISBOA : S.N., 2006.
- SOUSA, THIAGO FREITAS DE PORFÍRIO. 2021.** ABORDAGEM MONTE CARLO PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES DURANTE REBAIXAMENTO RÁPIDO DE RESERVATÓRIO. *DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA—UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, BRASÍLIA*. 2021, P. 79.
- SOUZA JUNIOR, L. C. 2006.** UMA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS E DIFERENÇAS FINITAS À INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL*. 2006, P. 197.
- SOUZA, Z. DE, FUCHS, R. D., SANTOS, A. H. M. 1983.** CENTRAIS HIDRO E TERMELÉTRICAS. *CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S/A - ELETROBRÁS*. 1983.
- TONG, FILIPE OKADA E MUTO, GISELA SAYURI. 2013.** BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO. *TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO*. 2013, P. 127.
- UZIELLI, M. 2008.** STATISTICAL ANALYSIS OF GEOTECHNICAL DATA. *GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION: PROCEEDINGS OF THE 3RD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION*. 2008, PP. 173-193.
- VIEIRA, S.R. 2000.** GEOESTATÍSTICA EM ESTUDOS DE VARIABILIDADE ESPACIAL DO SOLO. *TÓPICOS EM CIÊNCIA DO SOLO. VIÇOSA, SOCIEDADE BRASILEIRA DE CIÊNCIA DO SOLO*. 2000, PP. 1-54.

VILAR, S. B. B. L. 2016. OTIMIZAÇÃO UTILIZANDO METAMODELO KRIGING: UMA APLICAÇÃO À SEPARAÇÃO DE PROPENO POR DESTILAÇÃO. *XXXVII IBERIAN LATIN-AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING: CILAMCE 2016*. NOVEMBER DE 2016, PP. 6-9.

WESTERGAARD, H. M. 1933. WATER PRESSURES ON DAMS DURING EARTHQUAKES. *TRANSACTIONS OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS*. 1933, VOL. 98, 2, PP. 418-433.

WESTERGAARD., H. M. 1933. "WATER PRESSURES ON DAMS DURING EARTHQUAKES". *TRANSACTIONS OF THE AMERICAN SOCIETY CIVIL ENGINEERS*. JANUARY DE 1933, VOL. 98, 2, PP. 418-433.

WISS, G.D. E JORGENSEN, K.H. 1998. A USER'S GUIDE TO LHS: SANDIA'S LATIN HYPERCUBE SAMPLING SOFTWARE. *SANDIA NATIONAL LABORATORIES*. 1998.

YAMAMOTO, J. K E CONDE, R. P. 1999. CLASSIFICAÇÃO DE RECURSOS MINERAIS USANDO A VARIÂNCIA DE INTERPOLAÇÃO. *BRAZILIAN JOURNAL OF GEOLOGY*. 1999, VOL. 29, 3, PP. 349-356.

YASOJIMA, CARLOS TAKESHI KUDO. 2020. MODELO DE KRIGAGEM AUTOMÁTICA BASEADA EM AGRUPAMENTO. *TESE DE DOUTORADO. UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ*. 2020, P. 86.

YOKOZAWA, STÉPHANIE YUMI. 2019. AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS APLICADOS NA ANÁLISE DE RISCO DEVIDO À INSTABILIDADE DE BARRAGENS. *DISSERTAÇÃO DE MESTRADO (GEOTECNIA)*. 2019, P. 111.

APÊNDICE A – CÓDIGOS MATLAB PARA AS SIMULAÇÕES DO ESTUDO

%Código 1: Responsável pelo desenvolvimento do método pseudo-dinâmico

```
clc
clear all
%Passo1: Cálculo do período fundamental de vibração
Hs=57.1; %altura da barragem em metros
E= 24.463; %Módulo de Elasticidade em GPa.

Ts=0.01206*(Hs/(E^(1/2)));

%Passo 2: Cálculo do período fundamental de vibração da barragem
em segundos (inclui a influência do reservatório)

R1=0.05*((E-20.7)/6.9)+1.31;
Tsr=R1*Ts;

%Passo 3: Cálculo de R2
C=1438.656; %velocidade do som em m/s
R2=(1/Tsr)*(4*Hs/C);

%Passo 4: Desenvolvimento da tabela das forças resultantes.

%Coluna1: Identificação do nível da barragem.
Nivel=292:-2.855:234.9;
N=Nivel';

%Coluna 2: Identificação da elevação da barragem com relação ao nível mín.
Elevation=N(:,1)-234.9;

%Coluna 3: Relação de y em relação à altura total da barragem
y_H=Elevation/Hs;

%Coluna 4: Calculo da deformada fundamental.
fi_y=1.2877*((y_H).^4)-1.2551*((y_H).^3)+0.7914*((y_H).^2)+0.1718*(y_H);

%Coluna 5: Cálculo de T(y)
Ty=51.19-((44.732/55.92)*Elevation);

%Coluna 6: Cálculo do peso da barragem por unidade de altura Ws(y) em kN/m
ficoncreto=20.7972; %em kN/m³
Ws_y=ficoncreto*Ty;

%Coluna 7: Cálculo do termo hidrodinamico com relação ao peso e altura
gp1_wh=(-0.2*y_H)+0.2;
```

```

%Coluna 8: Cálculo da contribuição hidrodinâmica
w=9.81; %aceleração em m/s²
gp1_y=gp1_wh*w*Hs;

%Coluna 9: Força pseudo-dinamica com barragem vazia em kN/m
alfavazio=3;
HPGA=0.34164;
FPDv=alfavazio*HPGA.*Ws_y.*fi_y;

%Coluna 10: Força Pseudo-Dinâmica com barragem cheia em kN/m
alfacheio=4;
HPGA=0.34164;
FPDc=alfacheio*HPGA.*((Ws_y.*fi_y)+gp1_y);

%PASSO FINAL 1: JUNTAR TUDO EM UMA TABELA SÓ.
TabelaPD=[N Elevation y_H fi_y Ty Ws_y gp1_wh gp1_y FPDv FPDc];
x=zeros(21,1);
z=zeros(21,1);
AbaqusBV=[x N z FPDv.*1000];
AbaqusBC=[x N z FPDc.*1000];

```

%%Código 2: Responsável pela extração dos dados do Abaqus;

```
%% 1st STEP - Run one FEM model

clc
clear all
close all
disp('Simulation Started')
Inp_file='TesteSBC2'; %arquivo saída do Abaqus
%make folder to run the actual .inp file
[s,mess,messid]=mkdir(Inp_file);
copyfile ([Inp_file '.inp'],[pwd '\\' Inp_file '\\'])
oldFolder=cd(Inp_file);

%Run the input file with Abaqus
system(['abaqus job=' Inp_file]);

%Pause matlab execution to give abaqus enough time to create the lck file
pause(10)

%If the lck file exists then halt Matlab execution
while exist ([Inp_file '.lck'],'file')==2
    pause(0.1)
end
disp('Simulation Finished')

%% 2st STEP - PostProcess Abaqus results file with Abaqus2Matlab
%read the Rec file (.fil)
disp ('Reading.fil')
Rec=Fil2str([Inp_file '.fil']);

%Obtain the desired output data

%Obtain connectivity
disp('Obtaining connectivity')
connec=Rec1900(Rec);
[Elem_total,~]=size(connec); %we obtain the number of elements

%Obtain node definitions
disp('Obtaining nodes definitions')
nodes=Rec1901(Rec);
[Nodes_total,~]=size(nodes); %we obtain the number of nós

%Obtain displacements
disp('Obtaining displacements')
U_displacements=Rec101(Rec);%Put here the Rec function selected
[Incr,~]=size(U_displacements);
[NodesT,~]=size(nodes);

Nincr=(Incr/NodesT);
```

```

%[Nincr,~]=Incr/NodesT; %we obtain the number of increments/frame
U_2=U_displacements(:,3); %we take only the 3rd column of the matrix
[Elem_total,~]=size(convec); %we obtain the number of elements

%Obtain element volume
disp('Obtaining volume')
VOLUME=Rec78(Rec);
Elem=length(VOLUME)/Nincr; %Number of elements
Vi=reshape(VOLUME, [Elem,Nincr]); %Vi(element,increment)

%Obtain Stresses
disp('Obtaining Stresses')
Stress=Rec11(Rec); %Put here the Rec function selected

S11=Stress(:,1); %Obtain S11
[rows2,~]=size(Stress);
Int=rows2/(Elem*Nincr); %Number of integration points per element
j=1;
for i=1:Int:(Elem*Nincr*Int)
    S11n(j)=mean(S11(i:(i+Int-1)));
    j=j+1;
end
S11x=reshape(S11n', [Elem,Nincr]); %S11x(element,increment)

S22=Stress(:,2); %Obtain S11
[rows2,~]=size(Stress);
Int=rows2/(Elem*Nincr); %Number of integration points per element
j=1;
for i=1:Int:(Elem*Nincr*Int)
    S22n(j)=mean(S22(i:(i+Int-1)));
    j=j+1;
end
S22y=reshape(S22n', [Elem,Nincr]); %S22y(element,increment)

S12=Stress(:,3); %Obtain S12
[rows2,~]=size(Stress);
Int=rows2/(Elem*Nincr); %Number of integration points per element
j=1;
for i=1:Int:(Elem*Nincr*Int)
    S12n(j)=mean(S12(i:(i+Int-1)));
    j=j+1;
end
S12xy=reshape(S12n', [Elem,Nincr]); %S12xy(element,increment)

%Obtain Principal Stresses
disp('Obtaining Principal Stresses')
SP=Rec401(Rec); %Put here the Rec function selected
SPmaxT=SP(:,2);
[rows2,~]=size(SP);
Int=rows2/(Elem*Nincr); %Number of integration points per element
j=1;
for i=1:Int:(Elem*Nincr*Int)
    SPmaxA(j)=mean(SPmaxT(i:(i+Int-1)));
    j=j+1;
end
SPmax=reshape(SPmaxA', [Elem,Nincr]); %SPmax(element,increment)

```

```

%Obtain Force e Moments
disp('Obtaining force e moments')
ForceMom=Rec104(Rec); %Put here the Rec function selected
RF1=ForceMom(:,2);
RF2=ForceMom(:,3);

%Obtain Total Force
disp('Obtaining section force e moments')
TotalForce=Rec146(Rec); %Put here the Rec function selected

%Obtain Coordenada
disp('Obtaining coordenadas')
Coord=Rec107(Rec); %Put here the Rec function selected

%Obtain Nodes Stresses
disp('Obtaining Stresses Nodais')
StressNodes=Rec83(Rec); %Put here the Rec function selected
%outstress=readFil('Teste01.fil',11)

%Obtenção das tensões normais e de cisalhamento nos nós

[Incr,~]=size(S11x);
Nnodes=nodes(1,:);
[NodesT,~]=size(Nnodes);
Nincr=(Incr/NodesT);
Nos=length(S11x)/Nincr;
[rows2,~]=size(S11x);
S11nodal=reshape(S11x,[Nos,Nincr]);
S22nodal=reshape(S22y,[Nos,Nincr]);
S12nodal=reshape(S12xy,[Nos,Nincr]);

%Obtenção das forças de reação nos nós
Reaction=RF1;

[NodesT,~]=size(Nnodes);
Nincr=(Incr/NodesT);
Nos=length(S11x)/Nincr;
RF1nodal=reshape(RF1,[Nos,Nodes_total]);
RF2nodal=reshape(RF2,[Nos,Nodes_total]);

%Obtenção das tensões principais
S1P=SP(:,1);
S2P=SP(:,2);

```

```

%Cálculo do coeficiente de deslizamento na seção barragem-fundação

SectionBFS22=[S22y(16,:);S22y(214,:);S22y(215,:);S22y(216,:);
S22y(217,:);S22y(218,:);
S22y(219,:);S22y(220,:);S22y(221,:);S22y(222,:);S22y(223,:);
S22y(224,:);
S22y(225,:);S22y(226,:);S22y(227,:);S22y(228,:);S22y(229,:);
S22y(230,:);
S22y(231,:);S22y(232,:);S22y(233,:);S22y(234,:);S22y(235,:);
S22y(236,:);
S22y(237,:);S22y(238,:);S22y(239,:);S22y(240,:);S22y(241,:);
S22y(242,:);
S22y(243,:);S22y(244,:);S22y(245,:);S22y(246,:);S22y(17,:);];

SectionBFS12=[S12xy(16,:);S12xy(214,:);S12xy(215,:);S12xy(216,:);
S12xy(217,:);S12xy(218,:);
S12xy(219,:);S12xy(220,:);S12xy(221,:);S12xy(222,:);
S12xy(223,:);S12xy(224,:);
S12xy(225,:);S12xy(226,:);S12xy(227,:);S12xy(228,:);
S12xy(229,:);S12xy(230,:);
S12xy(231,:);S12xy(232,:);S12xy(233,:);S12xy(234,:);
S12xy(235,:);S12xy(236,:);
S12xy(237,:);S12xy(238,:);S12xy(239,:);S12xy(240,:);
S12xy(241,:);S12xy(242,:);
S12xy(243,:);S12xy(244,:);S12xy(245,:);S12xy(246,:);
S12xy(17,:);];

%{SectionBFS22=
S22nodal(217,:);S22nodal(218,:);
S22nodal(219,:);S22nodal(220,:);S22nodal(221,:);S22nodal(222,:);
S22nodal(223,:);S22nodal(224,:);

S22nodal(225,:);S22nodal(226,:);S22nodal(227,:);S22nodal(228,:);
S22nodal(229,:);S22nodal(230,:);
S22nodal(231,:);S22nodal(232,:);S22nodal(233,:);S22nodal(234,:);
S22nodal(235,:);S22nodal(236,:);
S22nodal(237,:);S22nodal(238,:);S22nodal(239,:);S22nodal(240,:);
S22nodal(241,:);S22nodal(242,:);
S22nodal(243,:);S22nodal(244,:);S22nodal(245,:);S22nodal(246,:);
S22nodal(17,:);];

SectionBFS12=
[S12nodal(16,:);S12nodal(214,:);S12nodal(215,:);S12nodal(216,:);
S12nodal(217,:);S12nodal(218,:);
S12nodal(219,:);S12nodal(220,:);S12nodal(221,:);S12nodal(222,:);
S12nodal(223,:);S12nodal(224,:);
S12nodal(225,:);S12nodal(226,:);S12nodal(227,:);S12nodal(228,:);
S12nodal(229,:);S12nodal(230,:);
S12nodal(231,:);S12nodal(232,:);S12nodal(233,:);S12nodal(234,:);
S12nodal(235,:);S12nodal(236,:);
S12nodal(237,:);S12nodal(238,:);S12nodal(239,:);S12nodal(240,:);
S12nodal(241,:);S12nodal(242,:);
S12nodal(243,:);S12nodal(244,:);S12nodal(245,:);S12nodal(246,:);
S12nodal(17,:);];
%}

```



```
S2P(62,:);S2P(63,:);S2P(64,:);S2P(5,:);S2P(48,:);S2P(49,:);  
S2P(50,:);S2P(51,:);S2P(1,:);S2P(251,:);S2P(18,:);S2P(252,:);  
S2P(253,:);S2P(254,:);S2P(255,:);S2P(256,:);S2P(257,:);  
S2P(258,:);S2P(259,:);S2P(260,:);S2P(19,:);S2P(261,:);  
S2P(262,:);S2P(263,:);S2P(264,:);S2P(21,:);S2P(267,:);  
S2P(15,:);S2P(210,:);S2P(211,:);S2P(212,:);S2P(213,:);S2P(16,:);];
```

TPrincipalMin=

```
[S1P(4,:);S1P(174,:);S1P(173,:);S1P(172,:);S1P(171,:);S1P(170,:);  
S1P(169,:);S1P(168,:);S1P(167,:);S1P(166,:);S1P(165,:);S1P(164,:);  
S1P(163,:);S1P(162,:);S1P(161,:);S1P(160,:);S1P(159,:);S1P(158,:);  
S1P(157,:);S1P(156,:);S1P(155,:);S1P(154,:);S1P(153,:);S1P(8,:);  
S1P(152,:);S1P(151,:);S1P(150,:);S1P(149,:);S1P(148,:);S1P(147,:);  
S1P(146,:);S1P(145,:);S1P(144,:);S1P(143,:);S1P(142,:);  
S1P(141,:);S1P(140,:);S1P(139,:);S1P(138,:);S1P(137,:);S1P(10,:);  
S1P(207,:);S1P(206,:);S1P(13,:);S1P(250,:);S1P(249,:);S1P(248,:);  
S1P(247,:);S1P(17,:);];
```

%Código 3: Responsável pelo desenvolvimento da modelagem de kriging;

```
T = readtable("TESTE2.xlsx");
T(1:5,1:5)

S=T(1:end,1:3);
S=table2array(S);
%Y=T(:,7);
Y=T(:,11);
Y=table2array(Y);

theta0 = [1 1 1];
lob = [1e-1 1e-1];
upb = [20 20 20];
[dmodel,perf]=dacefit(S,Y,@regpoly0,@corr Gauss, theta0);

%predicting new entries
N=1000;
E=random('norm',24463,2446.3,N,1);
%teta=random('norm',0.34164,0.1,N,1);
teta=random('norm',0.2934,0.1,N,1);
atrito=random('norm',50,4,N,1);

X=[E teta atrito];
Pi=0;
fcount=0;
%N=length(E);

for i=1:N
Xn = X(i,:);
[Yn,dY, Verr] = predictor(Xn, dmodel);
std_err = Verr.^.5;

fprintf('Aproximação: [med-sig, med, med+sig] = [%f, %f, %f] \n',
Yn-std_err, Yn, Yn+std_err );
%Yn - z=(Yn-1)/std_err;

%cdf('norm',-z,0,1)
fcount=fcount+(Yn<1);
Pi=Pi+cdf('norm',1,Yn,std_err); %prob de ser menor que 1

% Salve o erro de Kriging na posição correspondente no vetor Verrs
Verrs(i) = Verr;

end

% Cálculo do valor médio e estatísticas do erro
media_Verr = mean(Verrs);
std_Verr = std(Verrs);
min_Verr = min(Verrs);
max_Verr = max(Verrs);
```

```

% Exibir os resultados
disp(['Valor médio do erro de Kriging: ', num2str(media_Verr)])
disp(['Desvio padrão do erro de Kriging: ', num2str(std_Verr)])
disp(['Valor mínimo do erro de Kriging: ', num2str(min_Verr)])
disp(['Valor máximo do erro de Kriging: ', num2str(max_Verr)])

Pf=Pi/N

Pf2=fcount/N

% Calcular o índice de confiabilidade
beta = -norminv(Pf);
beta2 = -norminv(Pf2);
% Exibir o índice de confiabilidade
disp('Índice de Confiabilidade:');
disp(beta);
disp(beta2);

% Exibe o vetor de erros (opcional)
disp('Vetor de erros de Kriging (Verr) para cada ponto:');
disp(Verrs);

```


RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CP DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLO (CCR)

 CLIENTE: DNOCS/PE - CONTRATO N° 007/2011

 DATA: 13/12/2012

 Folha: 3 / 3

 OBRA/LOCAL: BARRAGEM DE JUCAZINHO / SURUBIM - PE

 TÉCNICO: JOSÉ PAULINO

 LOCALIZAÇÃO DA AMOSTRAGEM: CRISTA DA BARRAGEM

CP	N°	ESTACA	COTAS (m)	DADOS DO CORPO DE PROVA					CARGA DE RUPTURA (Kgf)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	OBSERVAÇÃO	
				DIMENSÕES (cm)		SEÇÃO (cm ²)	PESO (g)	VOLUME (cm ³)				PESO ESP. (g/cm ³)
				DIÂM.	ALTURA							
20		19	298,45	9,31	17,31	68,04	2370	1177,79	2,01	3951	5,81	
21		17	298,55	9,30	10,50	67,89	1588	712,89	2,23	4712	6,94	
22		15	298,60	9,30	16,89	67,89	2621	1146,74	2,29	4885	7,19	
23		13	298,47	9,30	16,92	67,89	2635	1148,78	2,29	5030	7,41	
24		11	298,40	9,31	17,12	68,04	2400	1164,86	2,06	5100	7,50	
25		9	298,50	9,31	17,52	68,04	2410	1192,07	2,02	4970	7,30	
26		7	298,50	9,31	17,45	68,04	2432	1187,31	2,05	4830	7,10	
27		6	298,30	9,30	18,20	67,89	2571	1235,68	2,08	5042	7,43	
28		4	298,40	9,30	18,10	67,89	2570	1228,89	2,09	3998	5,89	
29		2	298,45	9,30	17,27	67,89	2427	1172,54	2,07	4110	6,05	
30		1	298,61	9,30	17,15	67,89	2412	1164,39	2,07	4872	7,18	

OBS: FORAM FEITOS FUROS NO MACIÇO A PARTIR DA CRISTA NAS ESTACAS 19, 17 E 6 NO TOTAL DE 80,0M , PARA EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS, MAS POR QUESTÃO DE SEGURANÇA PARA NÃO CAUSAR FISSURAS NO MACIÇO, AS AMOSTRAGEM FORAM EXTRAÍDAS NO TOPO DA CRISTA E NOS DEGRAUS.

Figura 52 - Resistência à compressão dos corpos de prova coletados.
 Fonte: Geotechnique (2012)