

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

**AVALIAÇÃO DAS PROBABILIDADES DE
FALHAS EM BARRAGENS, ASSOCIADAS A
EVENTOS DE NATUREZAS HIDRÁULICAS E
HIDROLÓGICAS: ESTUDO DE CASO DA PCH
CAJURU**

Fernando Neves Lima

Belo Horizonte

2014

**AVALIAÇÃO DAS PROBABILIDADES DE
FALHAS EM BARRAGENS, ASSOCIADAS A
EVENTOS DE NATUREZAS HIDRÁULICAS E
HIDROLÓGICAS: ESTUDO DE CASO DA PCH
CAJURU**

Fernando Neves Lima

AVALIAÇÃO DAS PROBABILIDADES DE FALHAS EM BARRAGENS, ASSOCIADAS A EVENTOS DE NATUREZAS HIDRÁULICAS E HIDROLÓGICAS: ESTUDO DE CASO DA PCH CAJURU

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Avaliação de Impactos e Riscos Ambientais

Orientador: Prof. Mauro da Cunha Naghettini

Co-Orientadora: Prof.^a Terezinha de Jesus Espósito Barbosa

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG

2014

Folha de assinaturas

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a DEUS por me permitir fazer algo que eu goste, iluminando os meus pensamentos e abençoando a minha vida. Agradeço a toda minha família, que é a minha base, principalmente meus "pais-avós" Gilson e Vânia que me ensinaram a importância do "ser alguém". Ao meu pai Toni e toda a família Lima, por me ensinarem o valor da educação e dos estudos. À minha mãe Ana Paula, pela sua torcida incondicional e que faz de tudo para que eu seja feliz. Agradeço também à minha bisavó Lourdes e à minha tia Cássia que me receberam de braços abertos em Belo Horizonte. Ao meu avô Tatão que é a personificação da palavra simplicidade. Agradeço à Bárbara por me compreender e tornar meus dias mais felizes.

Certa vez eu li que uma grande parceria é formada quando o sucesso de um transforma-se na alegria do outro. Hoje, em fase final da minha pesquisa, percebo que ganhei um grande parceiro e que sem ele nada deste trabalho poderia ser desenvolvido. Quero deixar aqui os meus sinceros agradecimentos ao professor Mauro Naghettini, pela orientação, amizade e dedicação nesta pesquisa. Agradeço também à minha co-orientadora Professora Terezinha Espósito pela grande contribuição no trabalho, além de sua simpatia e cordialidade no tratamento dado a este pesquisador, fazendo-me sentir que pertencia a um grupo forte de trabalho.

Quero agradecer a todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, pelo respeito e cordialidade com que fui tratado, não haveria lugar melhor para trabalhar. Um agradecimento em especial ao professor Rafael Palmier pela amizade e pelas aulas particulares de hidráulica, e ao professor Wilson Fernandes pelo acompanhamento do dia-a-dia, incentivo e companheirismo ao longo dos anos, sendo exemplos de pessoas e profissionais para mim. Gostaria de agradecer também a todos os meus colegas de pós-graduação que me ajudaram e apoiaram, com o sentimento "estamos no mesmo barco".

Agradeço à equipe técnica da CEMIG pela concessão de informações em especial ao meu colega de grupo Alexandre Vaz, ao André Cavallari e ao Luiz César. Ao CNPq pelo projeto 131760 do qual esta pesquisa é parte integrante e também à FAPEMIG.

Por fim agradeço aos meus amigos, em especial ao Victor, e a todos que torceram por mim.

RESUMO

A definição do risco associado à potencial ruptura de uma barragem constitui um problema corrente na engenharia. As barragens têm um papel importante na sociedade e o colapso de tais estruturas traz consigo desastres de grandes dimensões. A presente dissertação buscou sistematizar os métodos quantitativos mais empregados para a avaliação da probabilidade de galgamento de uma barragem, causado por eventos de naturezas hidráulicas e hidrológicas, e aplicá-los em estudos de caso. Para tanto utilizou-se aqui do método da árvore de falhas (*Fault Tree Analysis - FTA*), a técnica de simulação numérica conhecida como Simulação de Monte Carlo e ainda o método da árvore de eventos (*Event Tree Analysis - ETA*). No que concerne ao primeiro método, o objetivo foi o de descrever uma aplicação do método da árvore de falhas na avaliação da probabilidade de falha de uma comporta do tipo segmento, componente do vertedouro de uma barragem. Embora pareça ser pouco explorado na literatura técnica, com poucas aplicações no domínio da engenharia de recursos hídricos, o método FTA apresentou-se bastante útil e promissor em suas aplicações nessa área do conhecimento. Nesta análise por árvore de falhas, o evento de topo foi definido como a falha de uma das oito comportas que compõem o vertedouro de superfície da pequena central hidrelétrica de Cajuru, localizada no rio Pará, no centro-sul de Minas Gerais. Todos os mecanismos e princípios de funcionamento da comporta foram analisados. O resultado obtido foi considerado satisfatório e compatível com os resultados de estudos semelhantes reportados na literatura. Na sequência, a técnica da simulação de Monte Carlo foi utilizada com o intuito de avaliar a probabilidade de galgamento da barragem de Cajuru, em decorrência de uma cheia de determinado tempo de retorno, considerando as incertezas presentes na análise local de frequência de vazões máximas anuais. O método de Monte Carlo, ao ter em conta as incertezas das estimativas de eventos de dado tempo de retorno, demonstrou ser de muita utilidade na avaliação completa da probabilidade de galgamento. No caso em estudo, a simulação mostrou que a barragem de Cajuru apresenta grau não desprezível de vulnerabilidade a eventos de grandes magnitudes. Por fim, houve uma aplicação da árvore de eventos que se revelou muito útil para identificação das sequências de eventos, caso as cheias de maiores tempos de retorno afluíssem ao reservatório da barragem de Cajuru. Apesar de ser amplamente difundida no meio técnico a adoção de probabilidades via julgamento por especialistas, esta pesquisa empregou uma abordagem diferente, com a atribuição de probabilidades na ETA feita através da árvore de falhas e da simulação de Monte Carlo, apresentando resultados para a possível ocorrência de galgamento compatíveis com valores divulgados em literatura.

ABSTRACT

The concept of risk related to the potential breach of a dam is a current problem in engineering. Dams have an important role in society and the breakdown of such structures carries large disasters. This work aimed to summarize the quantitative methods, which most have been widely used, to evaluate the probability of a dam overtopping, caused by events of hydraulic and hydrological nature and apply them in case study. To this end, the fault tree analysis method (FTA), the technique of numerical simulation known as Monte Carlo simulation and event tree analysis method (ETA) have been used. In the first method, the goal was to describe an application of the Fault Tree Analysis to evaluate the probability of failure of a tainter gate of a dam spillway. Although FTA does not seem to be a well explored method in the technical literature, with just a few applications in the domain of water resources engineering, the focused method has proved to be useful and practical. In this analysis, the top event was defined as a failure at one of eight spillway gates that compose the surface of the small hydropower plant of Cajuru, located in the Pará river, in the Brazilian state of Minas Gerais. All gate mechanisms and operating principles have been analyzed. The final result was considered satisfactory and compatible with those obtained in reported similar studies. In sequence, the Monte Carlo simulation was used with the objective to evaluate the probability of overtopping of Cajuru dam, due to a flood of a certain return period, considering the uncertainties in the local frequency analysis of maximum annual discharge. The Monte Carlo method, which account with the uncertainties of estimates of certain return period events, showed that can be useful in the complete evaluation of the probability of overtopping. In case study, the simulation showed that Cajuru dam has a not negligible degree of vulnerability to events with great scale. Finally, an application of event tree analysis was made, which revealed very useful for identification of sequences of events, if the floods with bigger return periods reached to Cajuru reservoir. Although be widely spread in the technical field the adoption of probabilities by judgement of experts, this research used a different approach, with assignment of probabilities in the ETA by fault trees and Monte Carlo simulation, showing compatibles results for the possible overtopping with values reported in literature.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	x
1 INTRODUÇÃO.....	12
2 OBJETIVOS.....	15
2.1 Objetivo Geral.....	15
2.2 Objetivos específicos	15
3 REVISÃO DA LITERATURA.....	16
3.1 Histórico de barragens	16
3.1.1 Acidente na barragem de Teton.....	22
3.1.2 Acidente na comporta da barragem de Folsom	23
3.1.3 Acidente no reservatório de Baldwin Hills	26
3.1.4 Acidente na barragem de Orós	27
3.2 Análise de risco hidrológico	28
3.2.1 Análise local de frequência de variáveis hidrológicas.....	37
3.2.2 Precipitação Máxima Provável (PMP - <i>Probable Maximum Precipitation</i>).....	45
3.3 Componentes da barragem associados ao risco hidrológico.....	50
3.3.1 Vertedouros	50
3.3.2 Incidência do vento e computação do <i>fetch</i> efetivo.....	55
3.3.3 Tipos de comportas e fatores relevantes.....	58
3.3.3.1 Comporta segmento.....	63
3.3.3.2 Comporta setor	65
3.3.3.3 Comporta ensecadeira - <i>Stop-Logs</i>	67
3.4 Análises quantitativas de risco.....	68
3.4.1 Árvore de falhas (FTA - <i>Fault Tree Analysis</i>)	71
3.4.2 Árvore de eventos (ETA - <i>Event Tree Analysis</i>).....	75
3.5 Probabilidades e incertezas na análise de risco.....	80
3.5.1 Análise de confiabilidade	83
3.5.2 Simulação de Monte Carlo	86
4 METODOLOGIA	89
4.1 Aplicação da árvore de falhas (Fault Tree Analysis - FTA).....	89
4.1.1 Atribuição de probabilidades aos elementos da árvore de falhas.....	90
4.1.2 Probabilidade de não atendimento pelo vertedouro	91

4.1.3	Peso das probabilidades na construção da FTA	92
4.2	Simulação de Monte Carlo	93
4.2.1	Ajuste de frequência - máximos anuais	93
4.2.2	Hidrogramas afluentes ao reservatório	93
4.2.3	Propagação em reservatórios - Método Runge-Kutta de 3ª ordem	95
4.2.4	Regras de operação e premissas da aplicação	97
4.2.5	Cálculo da probabilidade de falha	98
4.2.6	Implementação do componente vento na simulação	99
4.3	Aplicação da árvore de eventos (Event Tree Analysis - ETA).....	100
4.3.1	Identificação do evento iniciador	100
4.3.2	Construção da árvore de eventos e atribuição de probabilidades.....	101
5	ESTUDO DE CASO	102
5.1	Características da barragem	102
5.2	Construção da curva Cota-Área	105
5.3	Construção da curva Cota-Descarga	106
5.4	Cálculo do Fetch Efetivo	108
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	110
6.1	Aplicação da árvore de falhas (FTA).....	110
6.2	Probabilidade de galgamento associada ao tempo de retorno pelo método de Monte Carlo	115
6.2.1	Ajuste de frequência para as vazões máximas anuais	115
6.2.2	Hidrograma adimensional	116
6.2.3	Propagação de Runge-Kutta de terceira ordem	117
6.2.4	Cálculo da probabilidade de galgamento.....	118
6.2.5	Inclusão da sobrelevação induzida pelo vento na análise de risco	120
6.3	Aplicação da árvore de eventos (ETA).....	122
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	125
	REFERÊNCIAS	128
	APÊNDICE A - CLASSIFICAÇÃO DOS COMPONENTES DA FTA	136
	APÊNDICE B - AJUSTES DA DISTRIBUIÇÃO BETA.....	138

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Problemas na Engenharia de Confiabilidade.....	12
Figura 3.1 - Gráfico do número de barragens inauguradas por década.....	19
Figura 3.2 - Gráfico do número de barragens divididas por altura.....	20
Figura 3.3 - Distribuição das grandes barragens por área geográfica	20
Figura 3.4 - Número de rompimento de barragens por altura e tipo segundo o ano de construção.....	22
Figura 3.5 - Ruptura da barragem de Teton.....	23
Figura 3.6 - Comporta da barragem de Folsom após acidente	24
Figura 3.7 - Componentes da comporta que desencadearam o incidente.....	25
Figura 3.8 - Momento da ruptura de Baldwin Hills	27
Figura 3.9 - Divisão da gestão do risco	34
Figura 3.10 - Diagrama F-N adotado pelo Departamento de Planejamento de Honk Kong....	37
Figura 3.11 - Análise de frequência local com máximos anuais.....	39
Figura 3.12 - Análise de frequência local com duração parcial	39
Figura 3.13 - Curva de frequência para as vazões para um período de retorno de 100 anos ...	40
Figura 3.14 - Dados observados de Ponte Nova do Paraopeba plotados em papel exponencial.	42
Figura 3.15 - Definição do intervalo de confiança para uma curva de frequência.....	45
Figura 3.16 - Categoria das incertezas associadas às cheias	47
Figura 3.17 - Desenho esquemático para estimativa da PMP	49
Figura 3.18 - Parâmetros do vertedouro para definição do coeficiente C_D	52
Figura 3.19 - Desenho esquemático das condições de velocidade para não ocorrência da cavitação	54
Figura 3.20 - Cálculo do <i>fetch</i> efetivo	55
Figura 3.21 - Altura de onda z_w e altura atingida talude acima z_r	56
Figura 3.22 - Gráfico de z_r / z_w em função do talude	57
Figura 3.23 - Operação da comporta em relações aos níveis de água da barragem	60
Figura 3.24- Comporta segmento	64
Figura 3.25 - Componentes da comporta segmento	65
Figura 3.26 - Comporta do tipo Setor.....	66
Figura 3.27 - Diferenças entre a comporta segmento e setor	66
Figura 3.28 - <i>Stop-Logs</i>	67
Figura 3.29 - Exemplo de árvore de falhas.....	74
Figura 3.30 - Exemplo de árvore de eventos	75

Figura 3.31 - Árvore de decisão	77
Figura 3.32 - Ramo da árvore lógica, evento iniciador da árvore de eventos	78
Figura 3.33 - Representação da função de desempenho e da função de densidade de probabilidade conjunta de R e L.....	84
Figura 3.34 - Função densidade de probabilidades da função desempenho e suas regiões	86
Figura 3.35 - Diagrama esquemática para geração de números aleatórios por meio da inversa da função acumulada de probabilidades.....	87
Figura 4.1 - Quantificação das incertezas na curva de frequência.	94
Figura 4.2 - Hidrograma adimensionalizado (Q/Q_p).	94
Figura 4.3 - Método Runge-Kutta 3ª ordem.	96
Figura 4.4 - Regra de operação com o reservatório inicialmente cheio.	97
Figura 4.5 - Regra para a propagação em reservatório do hidrograma de entrada $I(t)$	98
Figura 4.6 - Eventos selecionados maiores ou igual ao quantil X_{1000}	100
Figura 4.7 - Árvore de eventos proposta para o problema de galgamento da barragem.	101
Figura 5.1 - Localização da PCH Cajuru no estado de Minas Gerais.	102
Figura 5.2 - Vertedouro e comportas da PCH de Cajuru.....	104
Figura 5.3 - Gerador diesel de emergência.....	104
Figura 5.4 - Comando manual de acionamento da comporta com erro de nomenclatura.	105
Figura 5.5 - Curva Cota-Área da PCH de Cajuru.....	106
Figura 5.6 - Curva cota-descarga da PCH de Cajuru	107
Figura 5.7 - Pontos ao longo do reservatório utilizados para o cálculo do <i>fetch</i> efetivo.....	108
Figura 6.1 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Evento de topo.	110
Figura 6.2 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha ao abrir/fechar a comporta.	111
Figura 6.3 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha estrutural.	113
Figura 6.4 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha mecânica.	113
Figura 6.5 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha elétrica.....	114
Figura 6.6 - Ajuste com a curva de frequência pelo software ALEA.	115
Figura 6.7 - Hidrograma adimensional.....	117
Figura 6.8 - Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 100 anos.....	118
Figura 6.9- Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 500 anos.....	119
Figura 6.10 - Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 5000 anos.....	119

Figura 6.11 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 500 anos	121
Figura 6.12 - Curva Cota-Descarga construída com uma comporta a menos	123
Figura 6.13 - Árvore de eventos com as probabilidades calculadas.....	124
Figura 7.1 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 100 anos	138
Figura 7.2 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 1000 anos	138
Figura 7.3 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 5000 anos	139
Figura 7.4 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 500 anos com o vento de 200 anos	139
Figura 7.5 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 500 anos com o vento de 500 anos	140
Figura 7.6 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 500 anos com o vento de 1000 anos	140
Figura 7.7 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 100 anos	141
Figura 7.8 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 200 anos	141
Figura 7.9 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 500 anos	142
Figura 7.10 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 1000 anos	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Ocorrências de acidentes em barragens.....	17
Tabela 3.2 - Porcentagem de Incidentes segundo o tipo de barragem	21
Tabela 3.3 - Estatísticas de incidentes nos EUA e em 43 países associados ao ICOLD.....	30
Tabela 3.4 - Fórmulas para estimativa das posições de plotagem.....	42
Tabela 3.5 - Valores dos coeficientes de descarga	52
Tabela 3.6 - Recomendações para intervalos de valores do índice de cavitação σ	53
Tabela 3.7 - Falhas compiladas das comportas e resultados	62
Tabela 3.8 - Métodos de análises quantitativas de risco e suas aplicações	70
Tabela 3.9 - Elementos da árvore de falhas.....	71
Tabela 3.10 - Portas lógicas da FTA e suas funções	72
Tabela 3.11 - Confiabilidade de outras distribuições de probabilidades.....	85
Tabela 4.1 - Valores de λ adotados como típicos.....	90
Tabela 4.2 - “Criticalidade” do componente	92
Tabela 4.3 - “Criticalidade” da funcionalidade	92
Tabela 4.4 - Peso das probabilidades para cada combinação.	92
Tabela 5.1 - Características da Usina de Cajuru.....	103
Tabela 5.2 - Valores notáveis da barragem	103
Tabela 5.3 - Medições realizadas pela CEMIG.....	105
Tabela 5.4 - Parâmetros para o cálculo do <i>fetch</i> efetivo.....	109
Tabela 6.1 - Testes de aderência para as distribuições testadas	116
Tabela 6.2 - Probabilidades de galgamento associadas ao tempo de retorno.....	120
Tabela 6.3 - Parâmetros da distribuição normal para cada quantil da velocidade do vento...	121
Tabela 6.4 - Tabela de galgamento com a combinação dos tempos de retorno das cheias (T_R) com os ventos (T_w)	122
Tabela 7.1 - Fatores para a classificação dos componentes	136
Continuação da Tabela 7.1	137

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ALARP	<i>As low as reasonably practicable</i>
ANA	Agência Nacional de Águas
ASDSO	<i>Association of State Dam Safety Officials</i>
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
C_D	Coeficiente de Descarga
E_0	Energia potencial no ponto de referência
EUA	Estados Unidos da América
F	<i>Fetch</i> Efetivo
$f_{R,L}$	Função densidade conjunta de R e L
FORM	<i>First-order reliability methods</i>
H	Carga acima da soleira do vertedouro
H_r	Altura da crista da barragem
h_w	Sobrelevação induzida pelo vento
L	Comprimento do vertedouro
HEC	<i>Hydrologic Engineering Center</i>
ICOLD	<i>International Committee on Large Dams</i>
NIOSH	<i>National Institute for Occupational Safety and Health</i>
NRC	<i>National Research Council</i>
PMF	<i>Probable Maximum Flood</i>

PMP	<i>Probable Maximum Precipitation</i>
ps	Confiabilidade
q _i	Posição de plotagem
SORM	<i>Second-order reliability methods</i>
T _R	Tempo de retorno
t _w	Período da onda
USACE	<i>United State Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
USCOLD	<i>United States Committee on Large Dams</i>
V ₀	Velocidade de referência
Q	Vazão
WMO	<i>World Meteorological Organization</i>
Z	Função desempenho ou performance do sistema
z _s	Sobrelevação (<i>Wind set-up</i>)
z _w	Altura da onda (<i>Wave Height</i>)
z _r	Altura atingida pela água talude acima

1 INTRODUÇÃO

A segurança de barragens tem sido uma preocupação pública. Registros de falhas e incidentes foram compilados por órgãos internacionais tais como o ICOLD (*International Committee on Large Dams*) e USCOLD (*United States Committee on Large Dams*). Nos últimos anos a prática de projetos de engenharia de barragens vem se aperfeiçoando, certamente com maior rigor técnico. Porém, ainda há muito a ser feito no que concerne à análise de risco e à gestão de segurança. Hartford & Baecher (2004) comentam que as análises de risco são úteis para a operação, a manutenção e a vigilância da barragem e de seu reservatório. Neste contexto, um arcabouço lógico de grande valia é a chamada engenharia de confiabilidade. Tung *et al.* (2006) definem que a ideia básica da engenharia de confiabilidade é determinar a probabilidade de falha de um sistema de engenharia, subsidiando a avaliação de sua segurança ou se uma decisão, em relação ao projeto e à operação, pode ser tomada. A Figura 1.1 apresenta alguns problemas da engenharia de confiabilidade.

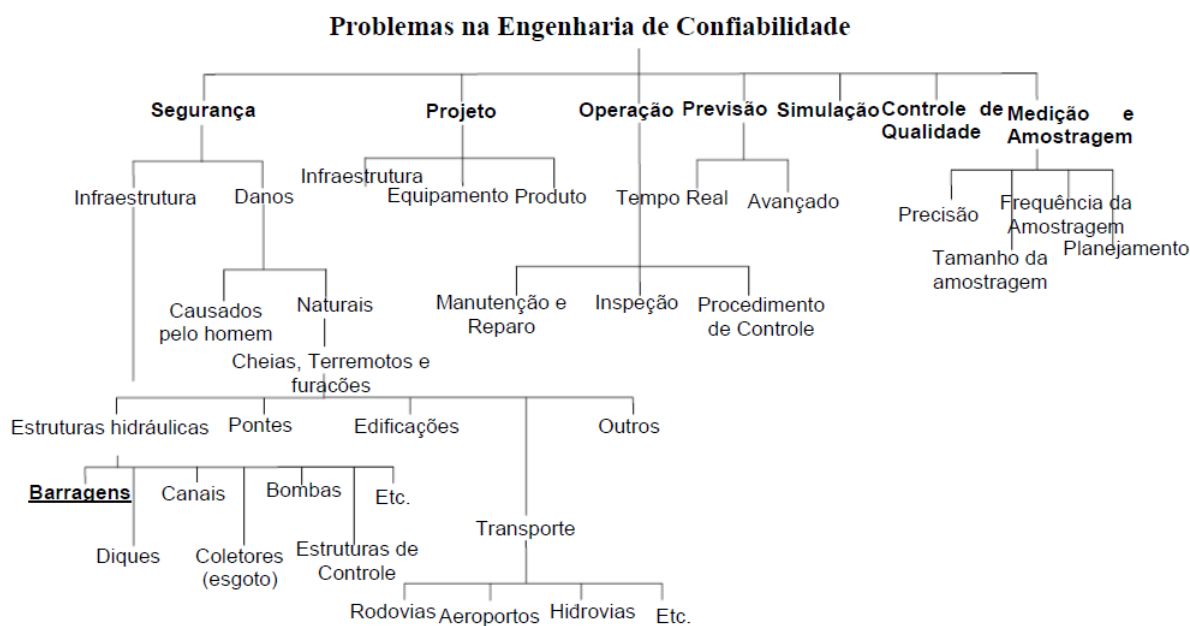


Figura 1.1 - Problemas na Engenharia de Confiabilidade.

Fonte: Adaptado de Tung *et al.* (2006).

Um estudo realizado por Tang & Yen (1991) aponta que, entre setembro de 1977 e outubro de 1981, 8800 barragens com alto potencial de risco (barragens cujas rupturas trariam desastrosas consequências) foram analisadas, concluindo-se que destas, 2925 foram declaradas inseguras e 132 foram classificadas como "emergencialmente inseguras" requerendo alguma ação imediata.

Vallero & Letcher (2012) apontam que recentes desastres têm destacado as dificuldades em avaliar e gerir os riscos e tipos de falhas que podem ocorrer em situações extremas. Além disso, os meios de caracterização e preparação para os desastres podem variar muito, mesmo entre os engenheiros. A avaliação da ocorrência de eventos extremos, principalmente em grandes estruturas civis, como é o caso das barragens, é de grande importância em um estudo de análise de risco mais completo, tanto para os gestores quanto para os tomadores de decisões.

Para reduzir os riscos associados às rupturas de barragens, instituições foram formadas no intuito de avaliar e gerir os riscos. Neste contexto, Klinke & Renn (2002) definem que a avaliação dos riscos, elaborada pelas agências reguladoras ou por grupos ligados à sociedade, tem por objetivo determinar a aceitação de um determinado risco. Se o risco for julgado como inaceitável, medidas adequadas de redução do risco devem ser tomadas.

Hartford & Baecher (2004) ponderam que não existem boas práticas reconhecidas para um determinado risco particular. Os mesmos autores afirmam que os padrões de risco são muito "relaxados" em relação às expectativas sociais vigentes e que as barragens, como estruturas complexas, devem ter as decisões de segurança pautadas por:

- Forte visão das partes interessadas;
- Diminuição de riscos significativos e
- Grandes incertezas.

Neste sentido, Kirchsteiger (1999) sustenta que existem duas abordagens em estimativas do risco: determinística e probabilística. Ela é determinística quando se trata de um sistema totalmente previsível, o qual segue uma equação, uma lei ou mesmo um procedimento, fazendo com que os componentes do sistema sejam dados em qualquer tempo do passado ou do futuro. No caso da abordagem probabilística, o sistema possui certo grau de incerteza acerca das variáveis em questão, não sendo possível prever ao certo o seu comportamento.

Esta dissertação enfoca a questão quantitativa da análise de risco (atribuição de probabilidades e consideração das incertezas), uma vez que as variáveis que compõem uma barragem possuem um comportamento probabilístico. Assim, uma visão probabilística do problema parece ser uma abordagem mais adequada. Além disso, as aplicações dos métodos quantitativos na análise de risco de ruptura de barragens foram pouco exploradas na literatura brasileira.

É necessário deixar claro que nesta dissertação o termo falha refere-se à probabilidade de ocorrência de algum evento indesejável, tal qual um não funcionamento de uma comporta ou um evento de gálgamento na barragem, o que pode desencadear uma ruptura da estrutura. Apesar de estar inserida em um universo de análise de risco, esta pesquisa atém-se às probabilidades de falhas e não do cálculo do risco como um todo, pois isso envolveria também as consequências.

Esta dissertação foi estruturada da seguinte forma:

O **Capítulo 1** apresenta esta Introdução. O **Capítulo 2** lista os objetivos da pesquisa a serem alcançados. Já o **Capítulo 3** contém uma revisão de literatura com os elementos teóricos considerados mais importantes para o desenvolvimento do trabalho, com um breve diagnóstico sobre: o histórico de acidentes de barragens, os pontos sobre a análise de risco, principalmente no tocante ao risco hidrológico, os componentes da barragem associados ao risco, os métodos quantitativos para a análise de risco e as probabilidades e incertezas envolvidas no processo de quantificação do risco.

O **Capítulo 4** apresenta a proposição da metodologia com as premissas das aplicações dos métodos quantitativos de risco. No **Capítulo 5**, o leitor encontrará informações acerca do estudo de caso, com uma descrição da barragem, da PCH Cajuru objeto de aplicação dos métodos propostos, bem como informações, sejam aquelas reportadas pela equipe técnica da Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG) ou aquelas necessárias para a obtenção dos resultados. Os resultados propriamente ditos e uma discussão sobre eles constituem o **Capítulo 6**.

Por fim, o **Capítulo 7** apresenta as conclusões e recomendações do ponto de vista do autor em relação à proposta do trabalho e do estudo de caso. Além disso, a dissertação contém apêndices que foram desenvolvidos com o objetivo de tornar a leitura mais amena e contínua.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Sistematizar métodos quantitativos empregados para avaliação da probabilidade de galgamento de uma barragem, causado por incertezas hidráulicas e hidrológicas e aplicá-los a estudo de caso.

2.2 Objetivos específicos

- Analisar e aplicar o emprego da árvore de eventos (ETA) para definir a probabilidade de ocorrência de galgamento;
- Analisar e aplicar o emprego da árvore de falhas (FTA) para a possível ocorrência de uma falha em uma comporta;
- Verificar a viabilidade da simulação de Monte Carlo para definir uma probabilidade de galgamento associada a uma cheia de dado tempo de retorno;
- Verificar as condições de funcionamento (vertedouro, comportas, maquinário) da barragem a ser estudada e
- Estudar a confiabilidade do sistema.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo, são apresentados os conceitos relativos à análise de risco, o histórico de rupturas de barragens, os elementos da barragem associados aos riscos hidráulico e hidrológico de rompimento, métodos quantitativos e as probabilidades e incertezas relativas à análise de risco.

3.1 *Histórico de barragens*

As barragens desempenham, há vários milênios, um papel de infraestrutura fundamental na fixação e desenvolvimento de populações, promovendo a irrigação, o controle de cheias, o abastecimento público e industrial, a produção de energia, a contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais e, ainda, as atividades recreativas. Com tamanha importância, as primeiras barragens de terra foram construídas há cerca de 3000 anos atrás nos berços das culturas antigas, nos países do oriente médio (NARITA, 2000). Uma das mais antigas barragens de que se tem notícia é a de Sadd Al-Kafara, que, de acordo com Bazza (2006), foi construída entre 2686 e 2498 a.C. no Egito. Tal estrutura, porém, entrou em colapso com a primeira enchente que ocorreu na região. Bazza (2006) ainda aponta que, na Mesopotâmia, foram construídas diversas barragens a fim de criar reservatórios e suprir canais que transportavam água ao longo de distâncias consideráveis.

Também relevante é a barragem de Marib, localizada no Yemen, especificamente no rio Danah, construída por volta de 1500 a.C. Essa construção possuía taludes com inclinações de 1:1,8 (V:H) sendo que, na parte montante, havia blocos de enrocamento (de 0,2 a 0,4 m) para proteger o talude (BAPTISTA, 2008). A barragem ainda tinha à disposição duas estruturas de tomada de água em alvenaria de pedra e um descarregador de superfície que vertiam juntas algo em torno de 1500 m³/s. Devido a um evento de galgamento, a barragem veio a colapso 2100 anos após a sua construção.

Os acidentes em barragens são tão antigos quanto a sua própria construção. Um levantamento realizado por Tsakiris *et al.* (2010) apresenta 22 ocorrências de acidentes em grandes barragens de terra (definição de grande para os referidos autores seriam barragens com alturas acima de 30 metros), ocorridos no século XX em alguns países como Índia, Estados Unidos, Brasil, França, Itália e Reino Unido (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Ocorrências de acidentes em barragens

Fonte: Adaptado de Tsakiris *et al.* (2010).

Barragem	País	Término da Construção	Ano de ruptura	Modo de ruptura	Altura da barragem (m)	Volume do reservatório ($\times 10^6$ m ³)	Vazão de pico ($\times 10^3$ m ³ /s)	Altura da brecha (m)	Tempo De formação da brecha (minutos)
Alcova, Wyoming	EUA	1938	1968	-	81	227	-	-	-
Apishapa, Colorado	EUA	1920	1923	<i>Piping</i>	34,1	22,5	6,85	31,1	45
Baldwin Hills, Califórnia	EUA	1951	1963	<i>Piping</i>	71	1,1	1,13	21,3	20
Belden, Califórnia	EUA	1958	1967	-	50	3	-	-	-
Bradfield	Reino Unido	1863	1864	<i>Piping</i>	29	3,2	1,15	-	-
Cheney, Kansas	EUA	1965	1971	-	38	306	-	-	-
Dantiwada	Índia	1965	1973	-	41,6	464	7,5	-	-
Euclides da Cunha	Brasil	1958	1977	Galgamento	53	13,6	1,02	53	-
Hell Hole, Califórnia	EUA	1964	1964	<i>Piping</i>	67	30,6	7,36	56,4	45
Khadkawasla	Índia	1879	1961	-	31	2,8	2,78	-	-
Lower Otay, Califórnia	EUA	1897	1916	Galgamento	41,2	49,3	-	39,6	60
Machhu II	Índia	1972	1979	Infiltração	60	110	-	-	-
Malpasset	França	1954	1959	-	66,5	51	-	-	-
Orós	Brasil	1960	1960	Galgamento	35,4	650	9,63	33,5	510
Salles Oliveira	Brasil	1966	1977	Galgamento	35	25,9	7,2	35	-
Schaeffer, Colorado	EUA	1909	1921	Galgamento	30,5	3,9	4,5	30,5	30
Sherman, Nebraska	EUA	1959	1962	-	41	85,2	-	-	-
St. Francis, Califórnia	EUA	1926	1928	-	62,5	46,9	14,1	-	-
Swift, Montana	EUA	1914	1964	Galgamento	57,6	37	24,9	57,6	-
Teton, Idaho	EUA	1975	1976	<i>Piping</i>	93	356	65,12	86,9	75
Vaiont	Itália	1959	1963	Galgamento	267	240	-	-	-
Walter Bouldin, Alabama	EUA	1967	1975	Infiltração	50	-	-	-	-

Para as barragens, os modos de falha mais comuns são: galgamento, do inglês *overtopping*, que se dá quando uma cheia ultrapassa a capacidade para a qual a estrutura de extravasamento da barragem foi projetada, passando por cima do topo ou do coroamento da barragem; e *piping*, que é definido como uma erosão tubular regressiva, ou seja, a água penetra no maciço até encontrar um caminho de percolação preferencial, formando um tubo que arrasta partículas de solo, ocorrendo então a erosão regressiva de jusante para montante. Com o deslocamento das partículas, o equilíbrio de forças na matriz do solo é desestabilizado e o fenômeno de *piping* é progressivo até a formação de brecha e colapso da estrutura (LADEIRA, 2007). A preocupação em relação ao fenômeno de *piping* se dá em barragens de terra; Foster *et al.* (1998) *apud* Ladeira (2007), ao realizarem um estudo sobre a estatística de ruptura de barragens feito em 1462 grandes barragens de terra, contemplando 13% das barragens mundiais até 1982, verificaram que 48% das rupturas foram devidos ao fenômeno de *piping*, das quais 42% ocorreram após primeiro enchimento do reservatório.

A *Association of State Dam Safety Officials (ASDSO)* (acesso *world wide web* em 2013) apresenta que, nos Estados Unidos, 34% dos acidentes em barragens ocorreram por galgamento devido ao projeto inadequado de vertedores, 30% foram devido a problemas com a fundação da barragem, incluindo instabilidade de taludes, 20% aconteceram devido ao fenômeno de *piping* citado anteriormente, com a percolação ocorrendo muitas vezes em torno de estruturas hidráulicas (vertedores e tubulações) e em rachaduras na própria barragem, e o restante dos acidentes foram causados por outros fatores, como insuficiência de material e manutenção inadequada.

No Brasil, as primeiras barragens foram construídas na região nordeste com o propósito de geração de energia para as usinas de cana de açúcar (ICOLD, 2007). A barragem de Afogados, inserida no rio Capibaribe, permitia o acesso do forte de Cinco Pontas para o forte Príncipe Wilhelm localizado em Recife, Pernambuco, durante a invasão holandesa no final do século XVI. Tal obra teve sua conclusão em 1644 com 3 metros de altura e 200 metros de extensão, logo após a saída de Maurício de Nassau (governador do Brasil Holandês) e foi a ele que essa obra, dentre muitas outras, foi atribuída. Devido a uma cheia de grande magnitude, a barragem e a ponte de Afogados foram rompidas em 1650 sendo conhecido que, durante a cheia, as forças da água produziram severos danos ao longo do reservatório o que comprometeu o seu uso.

De acordo com o ICOLD (2008), para satisfazer a demanda de água, foram construídas mais de 50 mil grandes barragens, de altura superior a 30 m e volumes que ultrapassam 50 milhões de metros cúbicos, nos últimos 5 mil anos. Essas grandes barragens regularizam aproximadamente 3500 km³ por ano. A Figura 3.1 apresenta uma distribuição temporal das inaugurações de barragens, em todo o mundo, incluindo o Brasil. Nota-se, nesta figura um aumento significativo na construção de barragens a partir de 1970.

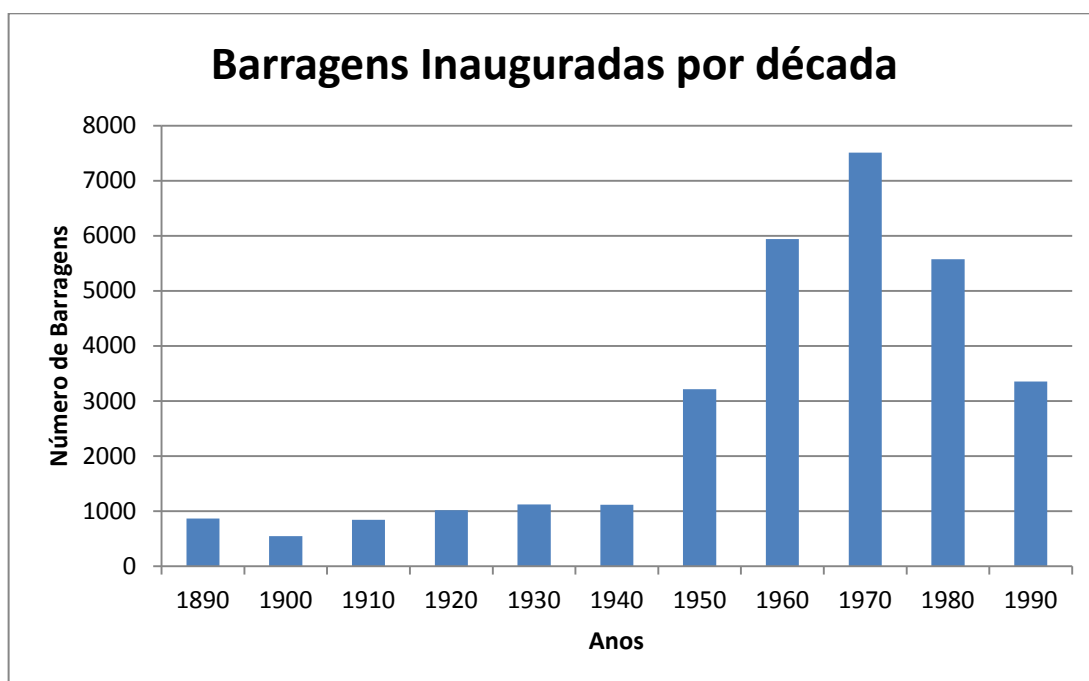


Figura 3.1 - Gráfico do número de barragens inauguradas por década
Fonte: Adaptado de ICOLD (2008).

Outros levantamentos realizados pelo ICOLD (2008) foram o número de barragens construídas de acordo com intervalos de altura (ver Figura 3.2) e a atual distribuição de barragens pelo mundo (Figura 3.3). Nota-se que as barragens entre 15 e 30 metros de alturas são as mais comuns e que a Ásia é o continente com maior número de barragens, seguido de perto pela América do Norte, este que por sua vez possui grande potencial de recursos hídricos. Ainda de acordo com o ICOLD (2008), os principais propósitos para os quais as barragens estão destinadas se dividem em 38% para irrigação, 18% para hidroeletricidade, 14% para suprimento de água, 14% para mitigação de enchentes e 8% para recreação.

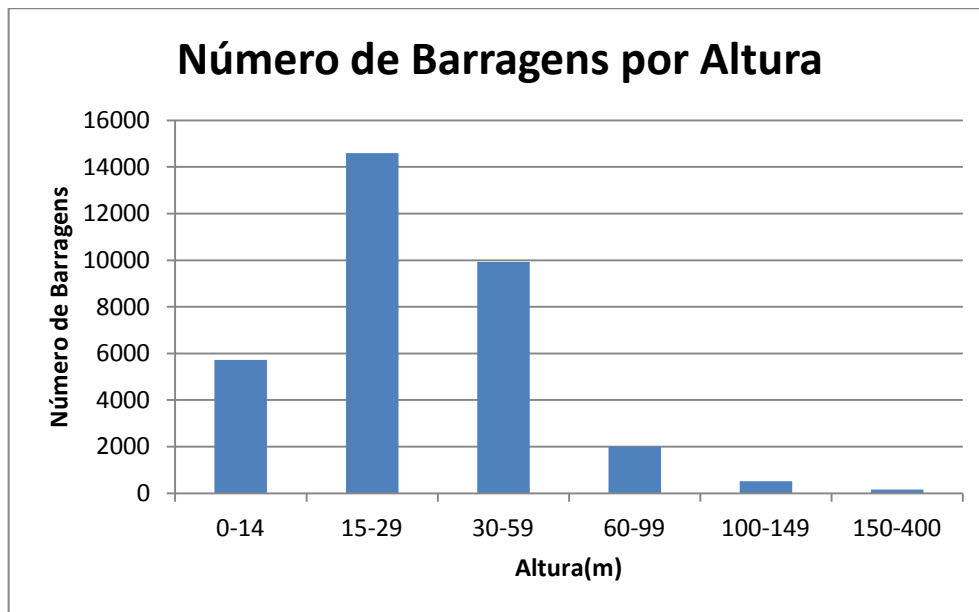


Figura 3.2 - Gráfico do número de barragens divididas por altura
 Fonte: Adaptado de ICOLD (2008)

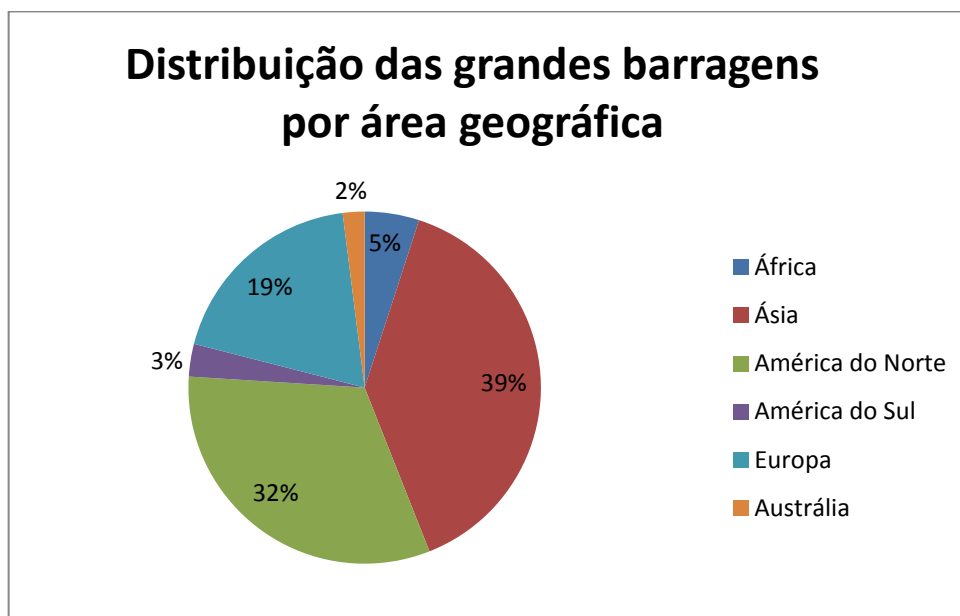


Figura 3.3 - Distribuição das grandes barragens por área geográfica
 Fonte: Adaptado de ICOLD (2008)

ICOLD (1982) apresentou um sumário com a porcentagem de incidentes segundo o tipo de barragem (ver Tabela 3.2) apontando que, nos últimos 175 anos, 600 barragens sofreram algum tipo de dano ou acidente.

Tabela 3.2 - Porcentagem de Incidentes segundo o tipo de barragem

Tipo de Barragem	Porcentagem de incidentes baseada no número de barragens do tipo registradas no ICOLD(%)
Arco	5,6
Contraforte	7,0
Gravidade	2,1
Terra	6,6

Fonte: Adaptado de ICOLD (1982).

Singh (1996) destaca que grandes ondas de cheias oriundas de rupturas de barragens podem danificar seriamente ou até destruir usinas, indústrias, habitações e pontes, podendo também provocar prejuízos a atividades socioeconômicas, ligadas, por exemplo, a projetos de irrigação e navegação, além de causar perdas de vida, danos erosivos, degradação da terra para cultivo, adversidades ecológicas e impactos ambientais.

Sendo assim, uma importância cada vez maior está sendo dada para a análise estatística de falhas, o que pode ser explicado pelos efeitos econômicos e sociais dramáticos, bem como pelas questões científicas levantadas por esse tipo de análise (TAVARES & SERAFIM, 1983).

Tavares & Serafim (1983) ainda apresentam um levantamento (Figura 3.4) acerca das rupturas de barragens em termos do tipo e da altura da barragem.

Reportam-se a seguir quatro exemplos de rompimento de barragens, por diferentes causas: a barragem de Teton por *piping*, o acidente em uma das comportas da barragem de Folsom na Califórnia, Estados Unidos, a barragem de Baldwin Hills que rompeu por deslocamento da fundação e por fim uma exemplificação de um rompimento ocorrido em uma barragem brasileira (Orós).

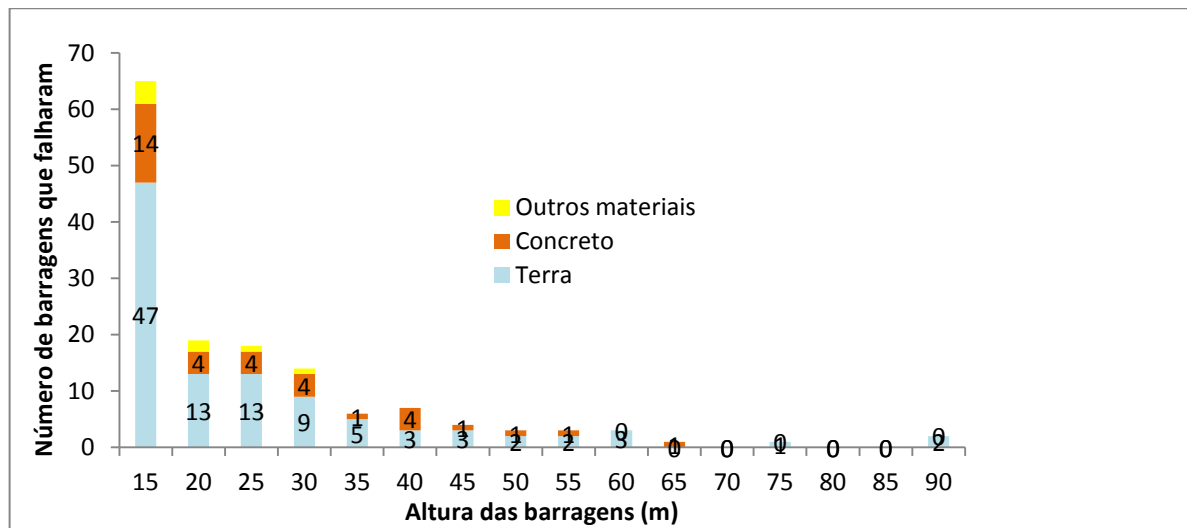


Figura 3.4 - Número de rompimento de barragens por altura e tipo de material
 Fonte: Adaptado de Tavares & Serafim (1983).

3.1.1 Acidente na barragem de Teton

Um dos acidentes mais reportados e destacados na literatura é a ruptura da barragem de Teton, localizada no estado de Idaho, nos Estados Unidos. Segundo o *United States Bureau of Reclamation* (USBR, 2000) a construção da obra foi autorizada pela lei pública 88-853 de 7 de setembro de 1964. Logo após o primeiro enchimento do reservatório, ocorreu o acidente na barragem. O reservatório estava na cota 5301,7, 82,9 metros de profundidade na barragem e 6,89 metros abaixo da máxima elevação projetada, quando a ocorrência de *piping* levou a estrutura ao colapso no dia 5 de junho de 1976. O esvaziamento rápido do reservatório depois disso resultou em deslizamentos nas encostas, sendo esses em sua maior parte translacionais, o que expôs a fundação à ruptura.

Ladeira (2007) comenta que o acidente provocou a morte de 11 pessoas, 25 mil ficaram desabrigadas e ainda que o *piping* ocorreu por falha no tratamento da rocha na ombreira direita, formada por rocha em camadas de riólito, tufo e basalto fraturados. A Figura 3.5 apresenta o momento da ruptura da barragem e a formação da brecha.



Figura 3.5 - Ruptura da barragem de Teton

Fonte: (ROGERS, acesso world wide web 2013).

3.1.2 Acidente na comporta da barragem de Folsom

No dia 15 de julho de 1995 ocorreu uma falha em uma das cinco comportas que compunham a barragem de Folsom, localizada no estado da Califórnia. Todd (2004) realizou um estudo sobre essa falha que ocorreu logo pela manhã, quando não havia pescadores nem velejadores a jusante. Sendo assim, não se noticiou nenhuma fatalidade devido à falha da comporta, que era do tipo segmento (os tipos de comportas serão detalhados posteriormente neste capítulo).

A comporta tinha como dimensões 13 metros de largura por 15,2 metros de altura. Além das cinco comportas citadas anteriormente, a barragem contava naquele momento com três comportas de emergência de mesma largura, porém com uma altura de 16,2 metros. A falha resultou em uma vazão não controlada de 1133 m³/s. No entanto, estudos realizados sobre o trecho fluvial de 30 km a jusante, até a cidade de Sacramento, onde os rios América e Sacramento se encontram, apontavam que não ocorreria nenhuma enchente caso o volume não ultrapassasse 4247 m³.

A barragem de Folsom foi projetada e construída pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (*United States Army Corps of Engineers*) na passagem dos anos 40 para os anos 50 do século passado. Ao final da sua construção, em maio de 1956, foi transferida a sua gerência para o *Bureau of Reclamation* para realizar a operação e manutenção da barragem. Antes da falha não houve nenhuma indicação de qualquer problema estrutural. No entanto, havia algumas preocupações relativas à oxidação das estruturas metálicas das comportas nos últimos seis anos. Após a falha, uma intensa inspeção nas demais comportas foi feita, e verificou-se que devido à inadequada drenagem dos suportes e vigas, vários parafusos e soldas estavam estruturalmente comprometidos em função da corrosão.

A partir de observações feitas sob a comporta depois do acidente, constatou-se que o braço do lado direito, da vista de jusante, dobrou-se para baixo fazendo com que o tabuleiro girasse no sentido anti-horário (Figura 3.6). Uma equipe de consultoria concluiu que a falha iniciou-se quando ocorreu uma sobrecarga dos parafusos no conjunto da braçadeira diagonal mais próxima da estrutura de apoio ou munhão (Figura 3.7); essa sobrecarga ocorreu à direita da comporta, se observada de jusante, e a partir daí outras conexões diagonais romperam-se; assim as duas estruturas inferiores perderam o apoio em relação ao seu respectivo eixo, resultando na perda da integridade estrutural do braço direito.

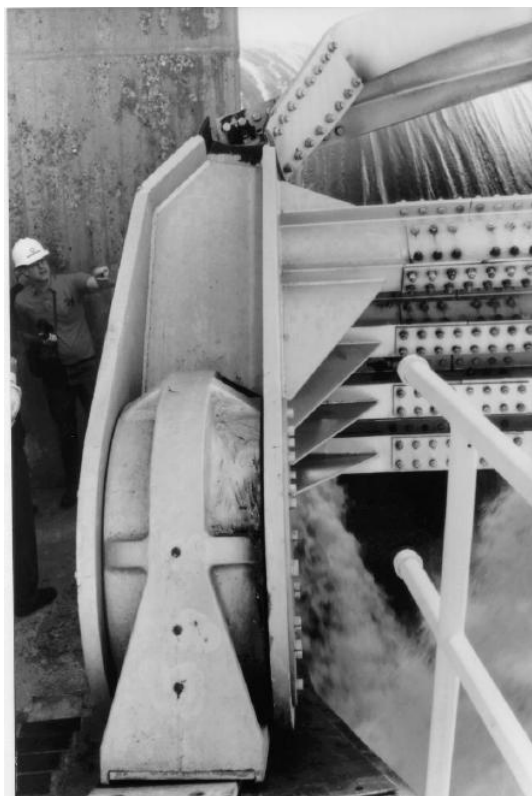


Figura 3.6 - Comporta da barragem de Folsom após acidente

Fonte: TODD (2004).

Esse incidente com a comporta da barragem de Folsom moveu a Divisão de Segurança de Barragens do Estado da Califórnia (*California Division of Safety Dam*) a criar um programa de reavaliação das comportas do tipo segmento. Schultz *et al.* (2007) compilaram os resultados desse programa, que contemplou a inspeção física de cada comporta, modelagem em elementos finitos para projeto e ainda a determinação da carga adequada, além de critérios de aceitação. O programa envolveu dezenove proprietários ou concessionários de barragens, reavaliando 239 comportas em 57 barragens ao todo.

Schultz *et al.* (2007) concluíram que, em duas barragens, as pequenas comportas teriam que ser substituídas. Maiores reforços foram exigidos em comportas de dez barragens e outros reforços, como parafusos de conexão ou soldas, foram requeridos em quatro outras barragens.

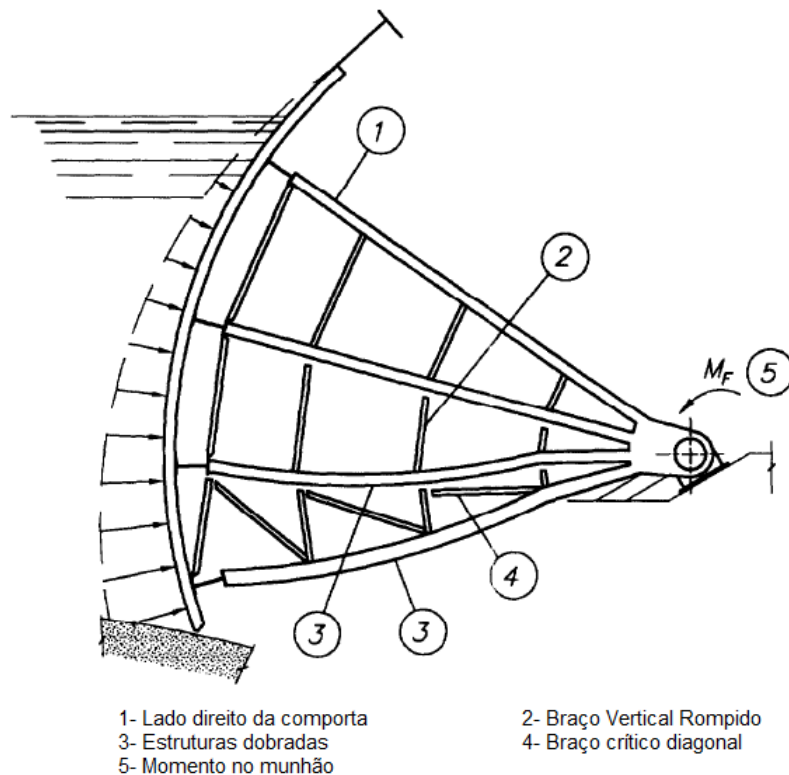


Figura 3.7 - Componentes da comporta que desencadearam o incidente
Fonte: Adaptado de Todd (2004).

3.1.3 Acidente no reservatório de Baldwin Hills

Em 14 de dezembro de 1963 ocorreu uma ruptura na barragem de Baldwin Hills localizada em Los Angeles, Califórnia. Devido a esse fato, o Departamento de Recursos Hídricos do estado da Califórnia iniciou um processo de investigação sobre o acidente, relativo às possíveis causas, bem como os prejuízos provocados pelo acidente. A Agência de Recursos do Estado da Califórnia, por meio de seu departamento de recursos hídricos, elaborou um documento investigativo (TRA-DWR, 1964) em resposta ao acontecido, com o objetivo de determinar a maneira pela qual a barragem foi a colapso, além de definir as causas físicas do acidente.

TRA-DWR (1964) relatou que ocorreu um movimento de massa no dia 14 de dezembro de 1963 em sequência a um aparente deslocamento da fundação. O movimento aparentemente não era sísmico, mas ocorreu em falhas que eram pontos de fraqueza da fundação. O deslocamento da fundação resultou na deteriorização do revestimento do reservatório, o que permitiu a entrada de água sob pressão em algum ponto permeável, fazendo com que ocorresse a erosão.

Hamilton & Meehan (1971) relatam que desde 1963 geólogos e engenheiros investigam a falha de Baldwin Hills e outras similares, e que esses profissionais chegaram ao consenso de que o referido acidente foi provocado pelo deslocamento da fundação ao longo de falhas onde os sedimentos faceavam o fundo do reservatório. Com esses movimentos, a camada de argila que fazia o papel de proteção da estrutura em arco ficou exposta e rompeu-se.

A barragem de Baldwin Hills está localizada mais ao norte e no ponto mais alto de uma cadeia de cumes de extensão de 68 km entre Beverly Hills e a praia de Newport. Essa área possui 14 campos de petróleo, sendo então uma área economicamente muito ativa. Uma vez que na cidade de Los Angeles a maior parte do seu suprimento de água era feito através de condutos forçados, isso significava manter uma capacidade de armazenamento que garantisse água suficiente para fins de emergência e picos de consumo. Com isso, o reservatório de Baldwin Hills foi estrategicamente locado, sendo de extrema importância econômica para o sistema de abastecimento de água.

No dia do evento (14 de dezembro de 1963), às 11:15 h da manhã, foi detectada a falha pelo operador da barragem. Em seguida, fez-se a estimativa que o tempo de deplecionamento do reservatório seria de 24 horas. Porém, às 15:38 h, a ruptura aconteceu por completo. Em consequência desse fato, estima-se que houve um prejuízo de 15 milhões de dólares e cinco pessoas mortas. A Figura 3.8 apresenta a barragem rompida após a ocorrência de *piping*.



Figura 3.8 - Momento da ruptura de Baldwin Hills

Fonte: KEYLON (2013).

3.1.4 Acidente na barragem de Orós

Menescal (2009) compilou uma série de acidentes envolvendo barragens brasileiras em seu estudo. Por meio destes levantamentos, o autor constatou que o impacto causado pela constatação dos acidentes, bem como o entendimento das causas e da forma de atuação e articulação dos atores envolvidos permitiu a proposição do sistema de gestão de segurança de barragens para o Brasil. Entre esses acidentes, reporta-se aqui o ocorrido com a barragem de Orós, localizada no estado do Ceará a 450 km de Fortaleza. Segundo DNOCS (2014), a barragem possuía os seguintes usos múltiplos: a perenização do rio Jaguaribe; irrigação do médio e baixo Jaguaribe; piscicultura; culturas agrícolas de áreas de montante; turismo e aproveitamento hidrelétrico.

Um evento de galgamento provocou a ruptura da barragem em 25 de março de 1960. Uma das causas prováveis do acidente, segundo Menescal (2009), foi o atraso no cronograma associado a uma cheia acima da média histórica para o período ainda na fase de construção.

O arranjo da barragem constituía-se de um maciço zoneado, com núcleo impermeável argiloso, seguindo-se para a montante e para a jusante seções de areia recobertas por espaldares de enrocamento (DNOCS, 2014). Em todo o seu desenvolvimento, a barragem dispunha de um aterro com a largura no coroamento de 10 metros. O talude de montante era de 1V:2H. A barragem foi idealizada de forma a empregar materiais disponíveis, porém, diferentes métodos de colocação no maciço.

De acordo com Balbi (2008), no dia 22 de março de 1960, véspera do acidente, com o galgamento se tornando inevitável, foi escavado um canal no aterro à direita, onde se esperava que a erosão fosse mais lenta que no centro. Peças metálicas foram lançadas no maciço, para tentar aumentar a resistência contra a passagem da água. Houve, então, uma evacuação de mais de 100.000 pessoas no vale do Jaguaribe, iniciada pelas forças do Exército Brasileiro. A 75 quilômetros a jusante da barragem, a cidade de Jaguaribe foi atingida em aproximadamente 12 horas após o início da ruptura. O reservatório voltou a entrar em operação em 1961, após as cheias daquele ano.

3.2 Análise de risco hidrológico

O termo risco é definido como o produto da probabilidade de ocorrência de um evento adverso pela consequência desse evento (USBR, 2003). Já o risco hidrológico é a probabilidade da ocorrência de pelo menos um evento de superação de um nível d'água extremo, da qual poderia resultar a falha de uma estrutura hidráulica, ao longo de sua vida útil. Gebregiorgis e Hossain (2012) dividem o risco hidrológico em duas categorias: a) falha estrutural; e b) falha de performance da estrutura.

Um estudo realizado por Graf (1999) aponta que nos Estados Unidos existiam, ao tempo da publicação do artigo, 75000 barragens com capacidade total aproximada de 1,22 trilhões de metros cúbicos, se somados os volumes de seus respectivos reservatórios. Caso houvesse colapsos hipotéticos de tais barragens, isso poderia alcançar, segundo Gebregiorgis e Hossain (2012), uma profundidade de 12,8 cm sobre toda a extensão do país. Esses números demonstram a importância de uma análise criteriosa em relação ao risco hidrológico.

O risco, em hidrologia, está associado ao tempo de retorno (T_R), ou seja, o tempo médio necessário, em anos, para que um evento ocorra em um ano qualquer, e também à vida útil do empreendimento (n). Isso fica evidenciado pela equação 3.1 que formaliza a definição do risco (R), conforme frequentemente empregada na literatura de recursos hídricos:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n \quad (3.1)$$

Desse modo, uma ordem de grandeza de projeto para a magnitude do evento hidrológico sobre o qual a estrutura será projetada pode ser definida em função do risco a ser utilizado. Evidentemente, outras variáveis - como a análise de custo e de viabilidade, além da própria experiência e julgamento do projetista - , devem ser levadas em conta no projeto.

O risco, na acepção mais geral do termo, pode ser subdividido, de acordo com os tipos de causas, as quais podem ser naturais, impostos e voluntários, e de acordo com a sua incidência, em individuais e sociais (CALDEIRA, 2005).

Hartford & Baecher (2004) apresentam uma subdivisão do risco em comercial e social. O primeiro se refere às perdas financeiras, que irão aparecer somente no balanço da empresa. Esse tipo de risco constitui uma pequena parte do risco total, mas é de suma importância.

Já o risco social remete às consequências relativas às perdas de vidas e outros impactos que afetam a sociedade. A sincronização desses dois tipos de risco, ou seja, o risco social e o risco comercial, ponderados para uma avaliação para a segurança de uma barragem, é um fator complicador para os gestores. O risco comercial envolve os proprietários e os beneficiados pelo empreendimento e o risco social envolve os usuários, e a decisão, à luz desse tipo de risco, acarreta benefícios para a sociedade em geral.

Um termo que também necessita explicação é a aversão ao risco. Hartford e Baecher (2004) o definem como a disposição (ou não) dos proprietários e partes interessadas em assumir o risco. É uma abordagem muito subjetiva, na qual deve haver um equilíbrio entre a maximização do benefício e a prevenção de perdas.

A engenharia é, por natureza, baseada em uma ponderação dos riscos. Isso foi sendo estabelecido ao longo dos anos por julgamento e experiência dos engenheiros. Como as técnicas de análises de risco reportadas na literatura tornam-se cada vez mais sofisticadas, engenheiros práticos e profissionais relacionados têm preferido aplicar abordagens de julgamento já testadas, em vez de novas técnicas (NRC, 1983).

Cheng (1993) propõe a seguinte equação para calcular a probabilidade de falha de uma barragem baseada nas falhas já ocorridas:

$$P_f = \frac{1}{T} \frac{N}{M} \quad (3.2)$$

na qual:

P_f é a probabilidade de falha;

T é o tempo médio de vida útil das barragens nas quais sofreram acidentes;

N é o número total de acidentes; e

M é o número total de barragens a ser considerado.

Além disso, Cheng (1993) aponta outros fatores além do tipo de barragem (de concreto, de gravidade, de terra) que devem ser levados em conta na suscetibilidade da barragem à ruptura, como, por exemplo, a "idade" da barragem (e.g. 50% dos acidentes com barragens observados aconteceram nos 5 primeiros anos de funcionamento do reservatório) e ainda o tamanho da barragem (e.g. uma barragem com 15 metros de altura está mais suscetível ao colapso do que uma barragem de 50 metros, o que provavelmente se dá pelo maior cuidado com manutenção, operação e construção das barragens maiores).

Baseado na equação (3.2) Cheng (1993), utilizando dados do *United States Committee on Large Dams* (USCOLD) e do *International Committee on Large Dams* (ICOLD), sintetizou as probabilidades de falha ou acidente -valores apresentados na Tabela 3.3-, sendo que falha é definida como o evento de magnitude estrutural que envolve o completo abandono da barragem ou um dano muito grave, mas que ainda possui solução, e acidente como sendo um incidente observado durante a construção da barragem ou mesmo durante o primeiro enchimento do reservatório.

Tabela 3.3 - Estatísticas de incidentes nos EUA e em 43 países associados ao ICOLD
Fonte: Adaptado de Cheng (1993).

Tipo de Incidente	Vida útil Média (anos)	Número de Incidentes	Número total de barragens	Probabilidade (/ano/barragem)	% de incidentes nos primeiros 5 anos	Dados
Falha	17,16	89	5450	$9,52 \times 10^{-4}$	50	USCOLD
Falha	13,92	135	8925	$1,09 \times 10^{-3}$	53	ICOLD
Falha ou *acidente	16,72	306	5450	$3,36 \times 10^{-3}$	48	USCOLD
Falha ou *acidente	13,10	367	8925	$3,14 \times 10^{-3}$	58	ICOLD

* Cheng (1993) define acidente um evento que pode ou não levar a uma falha (colapso).

O conceito da análise de risco varia em relação às áreas de estudo e aos países onde é aplicado. Nesta dissertação, a análise de risco será utilizada para quantificar a probabilidade de ocorrência de algum evento indesejável. Neste quadro, reporta-se que o avanço das análises de risco nos Estados Unidos se deu em duas direções, de acordo com Molak (1997): a) com o desenvolvimento das indústrias nucleares e a as preocupações com sua segurança; e b) com o estabelecimento de organizações como a Agência de Proteção Ambiental (EPA - *Environmental Protection Agency*) e o Instituto Nacional de Segurança e Saúde Ocupacional (NIOSH - *National Institute for Occupational Safety and Health*), ambas criadas em resposta à rápida degradação ambiental causado pelo uso indiscriminado de pesticidas, poluentes industriais e outras demandas públicas.

Caldeira (2005) apresenta uma divisão da análise de risco em qualitativa e quantitativa. No primeiro tipo se usam formas descritivas ou escalas de ordenação numérica para caracterizar a grandeza dos potenciais eventos adversos e suas consequências. Já as análises quantitativas são baseadas em valores probabilísticos e tais abordagens serão apresentadas *a posteriori* neste estudo.

Trazendo a análise de risco para o universo de barragens, devem ser notadas algumas particularidades acerca do tema. Stewart (2000) afirma que a taxa de falha das barragens fornece uma visão relativa da robustez e da tolerância que essas estruturas possuem para várias cargas e condições. Uma vez que as barragens impõem um risco a terceiros e ao meio ambiente é recomendado por Hartford & Baecher (2004) que a análise de risco em relação à segurança das barragens deva ser coerente com as análises de risco voltadas para outras atividades sociais, e ainda que tais análises devam ser completas, igualitárias, transparentes, justificáveis e consultivas.

Thompson *et al.* (1997) apontam que a análise de risco em barragens, associada a causas de natureza hidrológica, requer uma estimativa tanto da probabilidade de um evento hidrológico extremo ocorrer quanto das prováveis consequências e danos incrementais devidos a tal evento. Vose (2000) sugere que a análise de risco seja feita mediante os seguintes passos:

- Identificação do risco que será analisado e potencialmente controlado;

- Descrição qualitativa do risco sobre o que pode acontecer, os fatores que levam o evento indesejável a ser mais ou menos provável de ocorrer, bem como os fatores que resultam em uma mudança no impacto das consequências e o que reduz o risco eficientemente;
- Elaboração de uma análise semi-quantitativa ou quantitativa do risco e as opções de gerência do risco que estão disponíveis, a fim de determinar a estratégia otimizada para controlar tal risco;
- Implementação da estratégia definida no item anterior; e
- Comunicação da decisão tomada aos interessados, à luz da análise de risco. É aconselhável que o analista informe aos interessados cada estágio da análise de risco para que a decisão final tomada seja mais susceptível de ser aceita.

Gebregiorgis & Hossain (2012) atentam para o fato de que, na análise de risco hidrológico em barragens, a capacidade de armazenamento do reservatório e a altura da barragem são fatores importantes a serem considerados. Outro ponto importante a ser destacado, o qual porém não é objeto de estudo desta pesquisa, é a taxa de sedimentação que define a vida útil de um reservatório. A variação dessa taxa tem uma influência forte no risco hidrológico, especialmente em uma bacia em que o uso da terra foi significativo.

A análise de risco hidrológico, de acordo com Sun *et al.* (2012), baseia-se em uma série de análises probabilísticas, sendo um complexo problema a estimação da distribuição de probabilidades conjuntas de variáveis múltiplas que podem guardar dependência estatística entre si. Face a isto, métodos estatísticos são rotineiramente utilizados em problemas de projeto ou gestão no campo da engenharia hidrológica (SALAS *et al.*, 2013), uma vez que os processos hidrológicos, em sua maioria, têm algum grau de aleatoriedade e incerteza.

Os métodos de análise de risco fornecem técnicas para organizar e coletar os dados, além dos estudos necessários para avaliar as questões de segurança da barragem. O processo de análise permite aos especialistas considerarem possíveis resultados adversos, dada uma condição inicial de carga, e computar o risco associado a cada resultado possível. A análise ainda envolve a identificação das possíveis condições de carga, das respostas da barragem, condições de exposição e consequências (SWAIN *et al.*, 2006). Hartford (2001) afirma que a estimativa do risco é uma maneira de formular as incertezas e isso envolve tanto a observação direta, incluindo a contagem de eventos passados, analogia e comparações com situações semelhantes, eventos e sequências causais. Já Baptista (2008) pondera que a análise de riscos potencializa o tratamento das incertezas de forma explícita, clarificando o que se sabe e o que não se sabe. A citada autora ainda estabelece que as análises de risco apoiam-se, em sua maioria, no estudo exaustivo do sistema, decompondo-o em subsistemas, que por sua vez devem ser decompostos até os componentes mais elementares.

Obviamente que as inspeções em campo são de suma importância na análise de risco. O Conselho Nacional de Pesquisas dos Estados Unidos (NRC - *National Research Council*) (NRC, 1983) aponta que um programa de inspeções é essencial para se manter o projeto em condições de segurança e que o mesmo pode ser dividido em três categorias: (a) inspeções periódicas técnicas; (b) inspeções periódicas de manutenção; e (c) observações informais realizadas pelos responsáveis envolvidos no projeto.

A frequência dessas inspeções depende de uma série de fatores, mas é prudente realizar inspeções formais semi-anuais. Evidentemente que a essas inspeções devem ser adicionadas inspeções mais rotineiras feitas por responsáveis e operadores do empreendimento. A justificativa para a sugestão de ser semi-anual é de que as inspeções sejam feitas sob as condições de baixo nível do reservatório - de modo que a face de montante e os pilares, assim como a borda do reservatório, possam ser inspecionadas - e também sob a condição de reservatório cheio, permitindo a verificação de vazamento e das pressões apontadas pelos piezômetros sob condições de máxima carga.

Com relação às informações hidrológicas necessárias, Swain *et al.* (2006) afirmam que elas serão ditadas pela natureza do potencial de falha e pelas características da barragem e do reservatório. O objetivo de uma análise hidrológica é fornecer ao analista um conjunto de informações necessárias que possa tornar a barragem segura, com o menor custo possível. Essas informações podem ser as vazões de pico, hidrogramas, níveis de reservatórios e suas probabilidades anuais de excedência.

Neste cenário, duas vertentes podem ser consideradas: (a) análise de frequência dos dados hidrológicos, a fim de se obter a distribuição estatística de melhor ajustamento e, com ela, estimar as características hidrológicas para pequenas probabilidades de excedência; e (b) estimativa da chamada enchente máxima provável (PMF - *Probable Maximum Flood*) que será explicada posteriormente.

Previamente a isso, é necessário deixar claro a diferença conceitual existente entre análise de risco, avaliação do risco e apreciação do risco. Todos os três termos estão inseridos em um universo maior que é a gestão de riscos (*risk assessment*). A avaliação do risco, oriunda do termo inglês *risk evaluation*, é definida como o processo de decisão se o risco é suficientemente significativo a ponto de exigir medidas de controle adicionais. A análise de risco é um conjunto de técnicas citadas anteriormente que apresentará respostas para iniciar o processo de apreciação de risco, que de acordo com Caldeira (2005) é o processo de ponderação e julgamento do risco obtido na análise de risco. A Figura 3.9 ilustra esquematicamente a divisão da gestão de risco, ressaltando que a avaliação do risco em conjunto com a tomada de decisão e recomendação visa assegurar a verificação de critérios, previamente adotados, de aceitação do risco relacionados com a segurança da obra.

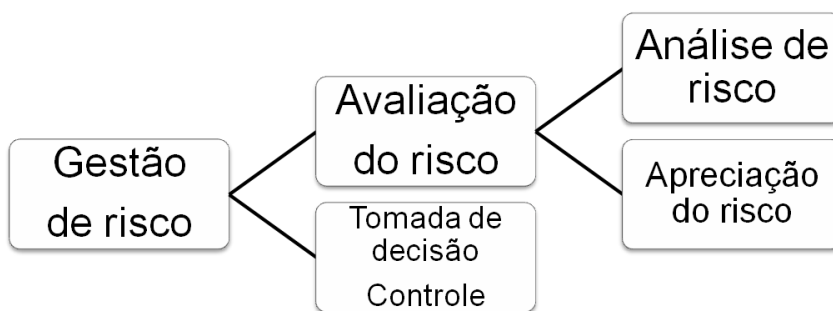


Figura 3.9 - Divisão da gestão do risco

Fonte: Adaptado de Caldeira (2005).

O objetivo fundamental na análise de risco associado à ruptura de uma barragem, segundo Almeida (2001) *apud* Santos *et al.* (2007), é a avaliação do risco para as populações a jusante com a verificação de regulamentos e normas de segurança; o estabelecimento de sistema de proteção às populações, no que concerne à definição dos planos de emergência e à garantia de níveis de risco aceitáveis; e o desenvolvimento de métodos de implementação de sistemas não estruturais de defesa.

Hartford & Baecher (2004) avaliam que os benefícios das decisões baseadas no risco são:

- Maior compreensão e avaliação da consistência do cenário, resultando em uma menor subjetividade;
- Melhor foco no processo de coleta de dados;
- Consistência nas decisões;
- Priorização de recursos; e
- Justificativa do projeto.

Já Bowles *et al.* (2003), sustentam que a análise baseada no risco deve ser usada como um suplemento e não como uma única ferramenta para a segurança de barragens. Contudo, os autores também ponderam que a análise baseada no risco traz consigo o benefício de melhorar o conhecimento e a gerência da informação para avaliação do risco. Nessa abordagem existe uma necessidade de apresentar resultados de avaliação de risco, juntamente com os resultados da abordagem tradicional de engenharia, para que os tomadores de decisão não técnicos e outros interessados possam facilmente assimilar o significado de ambos.

A determinação do risco aceitável é algo subjetivo, sendo normalmente aceito quando se equilibra o custo de algum benefício claro identificado, mas as definições do valor do custo proporcional e do benefício dependem substancialmente de quem está tomando as decisões e de quem está assumindo o risco (ARCHETTI & LAMBERTI, 2003).

Vrijling *et al.* (1995) apontam as seguintes características para o risco aceitável:

- A decisão de aceitar o risco tem um caráter custo/benefício;
- A aceitação do risco depende do grau de disposição das pessoas envolvidas; e

- A tolerabilidade do risco deve ocorrer em um nível maior (regional, nacional) e nunca pessoal.

Esses autores ainda destacam que, em muitos países, certos riscos são geridos por diferentes órgãos e ministérios. Algumas agências preferem a abordagem baseada no risco, enquanto outras agências preferem uma abordagem mais determinística.

A gerência do risco aplicada ao risco hidrológico, principalmente para estruturas já existentes e que têm finalidade de proteção contra inundações, deve ser feita segundo um somatório de ações que possam mitigar os desastres devido a uma cheia de grande magnitude. Plate (2002) sugere melhorias constantes para estruturas de proteção existentes e isso requer reavaliações dos riscos existentes e uma avaliação do perigo que depende das informações recentes disponíveis, sejam elas novos dados, novos desenvolvimentos teóricos ou até mesmo novas condições limites para aquela estrutura (magnitudes maiores de cheias, mudança no uso do solo).

O risco tolerável é comumente tratado pelo princípio do ALARP - *as low as reasonably practicable*, isto é, um valor que seja tão baixo quanto razoavelmente praticável, que é um princípio bem estabelecido no gerenciamento de risco. A implementação dessa técnica requer um teste de desproporção grosseira sugerido por *Health and Safety Executive* (HSE, 2001), aplicado aos riscos individuais e preocupações sociais, a fim de se estabelecer um limite dentro do intervalo de tolerabilidade do risco no qual sua redução torna-se impraticável ou que as medidas que levem à sua diminuição sejam desproporcionadas em relação ao benefício (i.e se o custo adicional para efetivar a redução do risco é proporcional à quantidade estimada da redução).

Christian (2004) ilustra a relação entre o número de fatalidades com a frequência de acidentes em um diagrama, sendo possível visualizar a faixa de ALARP (ver Figura 3.10). Esse tipo de diagrama varia entre as agências que trabalham com a gerência do risco, sendo o exemplo apresentado, o adotado pelo Departamento de Planejamento de Honk Kong.

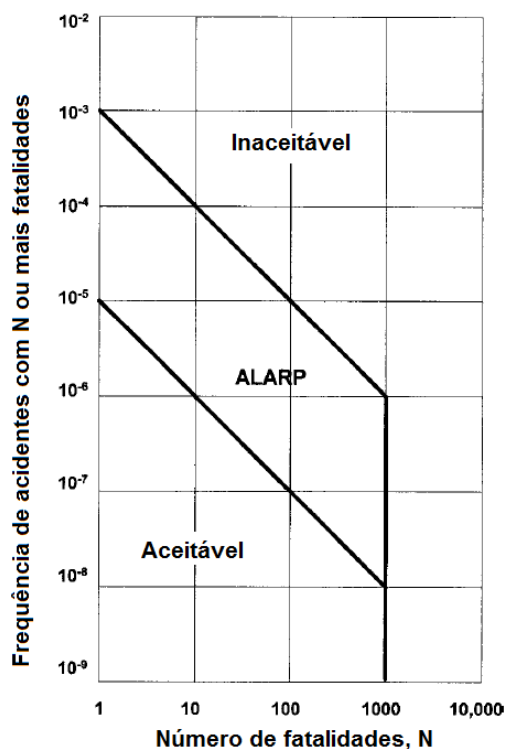


Figura 3.10 - Diagrama F-N adotado pelo Departamento de Planejamento de Honk Kong
 Fonte: Adaptado de Christian (2004).

3.2.1 Análise local de frequência de variáveis hidrológicas

Conforme descrito anteriormente, uma das vertentes em análise de risco hidrológico é o uso da análise de frequência para a determinação de extremos com o intuito de dimensionar estruturas. A magnitude de um evento extremo possui uma relação inversa com a sua frequência de ocorrência, dado que os eventos extremos ocorrem com menor frequência do que os de intensidade moderada. Naghettini & Pinto (2007) atentam para o fato de que os resultados das análises de frequência são necessários para a solução de vários problemas de engenharia, tais como estruturas de controle de cheias, pontes, bueiros, e o problema que está inserido nesta dissertação que é o dimensionamento de vertedouros de barragens.

No campo da hidrologia, a maior dificuldade é a extrapolação até os extremos, fato que explica a concentração de investigações sobre o tema da análise de frequência de variáveis hidrológicas. De acordo com Swain *et al.* (2006), os tipos de dados e a extensão temporal de seus registros formam a base para o estabelecimento de um intervalo de extrapolação crível para a estimação de cheias. O objetivo de uma análise de frequência e sua extrapolação é gerar uma estimativa confiável de cheia para um conjunto de probabilidades anuais de excedência necessárias para uma tomada de decisão acerca da segurança de uma barragem. Isso é feito com o uso de uma distribuição de probabilidades, devidamente escolhida, seja através de testes de hipóteses, dos gráficos de probabilidade, do fator de frequência, da avaliação dos dados amostrais e da verificação da presença de *outliers*.

As análises de frequência podem ser classificadas de acordo com a extensão geográfica em análise local e análise regional. A primeira é realizada sob uma única série, seja pluviométrica, fluviométrica ou climatológica. Já a análise de frequência regional é feita com base nas informações de vários postos de uma região considerada homogênea. O requisito fundamental para a análise de frequência é que a amostra deve ter elementos independentes entre si, consistentes (isentos de erros de observação), deve ser representativa, homogênea e que os dados sigam as mesmas características estatísticas (média, desvio padrão) ao longo do tempo (i.e que garanta a condição de estacionariedade). Para a realização da análise local de frequência para variáveis hidrológicas, foram apresentadas as seguintes etapas por Naghettini & Pinto (2007):

- Escolher entre a utilização de séries anuais, ou seja, trabalhar com os valores máximos anuais, lembrando que se deve atentar para o fato de fazer uso do ano hidrológico que, em regiões com sazonalidade muito acentuada, pode muito se diferenciar do ano civil, a exemplo da região sudeste brasileira, em que o ano hidrológico está compreendido entre outubro e setembro (Figura 3.11). A alternativa consiste em escolher série de duração parcial que consiste em observações independentes de magnitude superior a certo valor limiar de referência (Figura 3.12).
- Avaliar os dados da série, verificando as condições de homogeneidade assegurando que todas as observações tenham sido extraídas de uma única população, além de verificar a condição de independência para analisar a existência de dependência serial entre os elementos da amostra.

- Propor distribuições teóricas de probabilidades, com a estimação de seus parâmetros, intervalos de confiança, quantis e testes de aderência à distribuição empírica.
- Identificar possíveis pontos atípicos (*outliers*), com possível repetição de algumas etapas antecedentes.
- Por fim, selecionar o modelo de distribuição mais apropriado aos dados em análise.

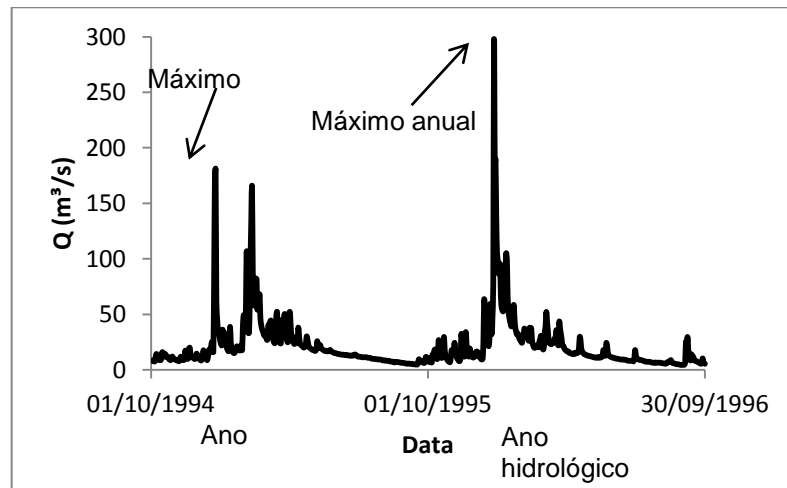


Figura 3.11 - Análise de frequência local com máximos anuais
 Fonte: Dados no posto Ponte do Vilela fornecidos pela Agência Nacional de Águas (ANA).

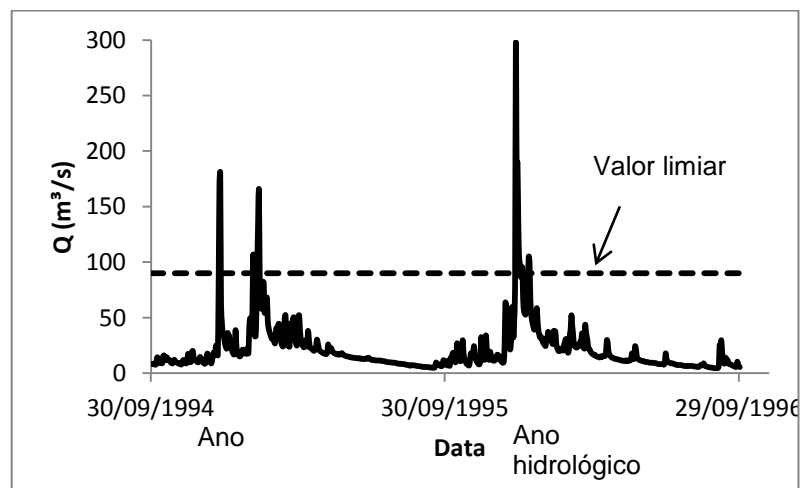


Figura 3.12 - Análise de frequência local com duração parcial
 Fonte: Dados no posto Ponte do Vilela fornecidos pela Agência Nacional de Águas (ANA).

O tamanho da amostra, bem como a extrapolação a ser feita, também influe na análise de frequência. Benson (1962) reporta que a análise de frequência com os máximos anuais é mais usada para estimar distribuições para amostras de tamanho relativamente maior. Contudo, na utilização de registros do passado para "prever" o futuro, é necessário presumir que não tenha havido nenhuma alteração na natureza dos fatores que influem os picos de cheia (estacionariedade). Se forem conhecidas as condições dessas mudanças (é muito difícil prever com alguma segurança, por exemplo, as mudanças climáticas ou aquelas decorrentes de ações realizadas pelo homem), tais devem ser consideradas. Caso contrário, essa será mais uma fonte de erros nos resultados finais. Em relação ao tamanho da amostra, o referido autor afirma que são necessários 12 anos de registros para que as estimativas das cheias médias anuais estejam 25 % corretas, em 95 % dos casos.

Utilizando-se de uma série sintética de 1000 anos de vazões máximas anuais, Benson (1950) *apud* Dalrymple (1960) constatou a variabilidade dos registros de curta duração, tendo grafado esses valores em papel de probabilidades para a equivalência a 10, 25, 50 e 100 anos de período de retorno. A Figura 3.13 apresenta a curva de frequência para um período de retorno de 100 anos, demonstrando a grande variabilidade presente em estudos dessa natureza.

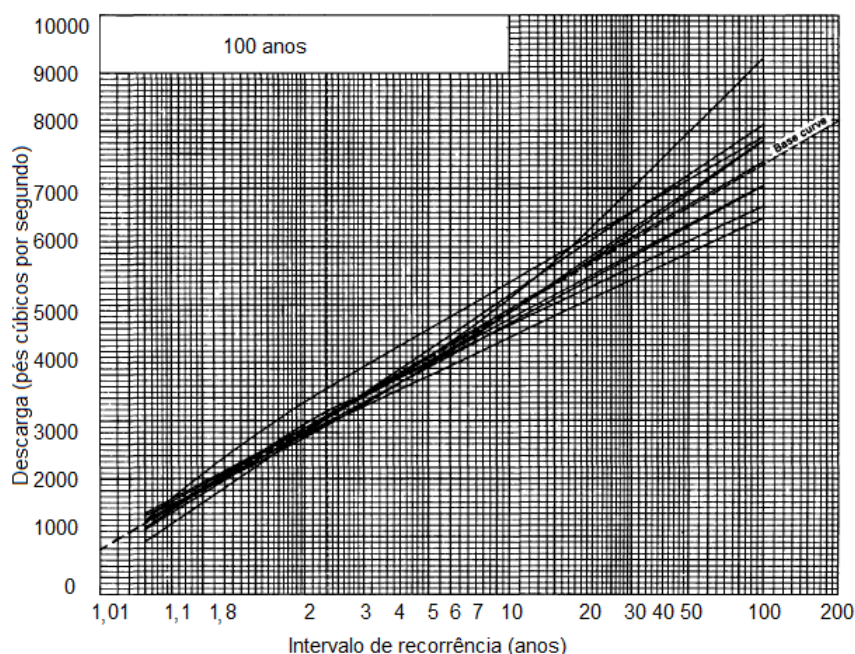


Figura 3.13 - Curva de frequência para as vazões para um período de retorno de 100 anos
Fonte: Adaptado de Dalrymple (1960).

A análise de frequência pode ser feita com o auxílio de papéis de probabilidades, plotando-se em escala aritmética a função acumulada $F_x(x)$ da distribuição a ser adotada (e.g: função exponencial $F_x(x) = 1 - \exp\left(\frac{-x}{\theta}\right)$, em que θ é uma parâmetro da distribuição). Os papéis de probabilidade são gráficos para plotagem de observações amostrais e suas respectivas probabilidades empíricas, em que as escalas são ajustadas de tal modo que seja linearizada a relação entre F_x e X (NAGHETTINI & PINTO, 2007).

O Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 1993) afirma que, embora as curvas de frequência sejam obtidas analiticamente, os dados de frequência devem ser representados graficamente, pois é importante comparar visualmente os dados observados com a curva ajustada. O método gráfico pode ser utilizado para qualquer tipo de estudo de frequência, porém possui a desvantagem de não fornecer meios para avaliar a confiabilidade das estimativas, uma vez que a curva adotada com pontos marcados não pode ser considerada um índice de segurança; como muitas vezes isso ocorre, tem-se uma confiabilidade exagerada em relação àquela que de fato é alcançada.

Para a visualização do gráfico de probabilidades é necessário conhecer a probabilidade que está associada à magnitude das observações ordenadas, ou seja, a posição de plotagem (q_i), a qual deve ser um expresse entre 0 e 1, representando a probabilidade empírica de excedência de um certo valor quando são estudados valores máximos anuais. Dalrymple (1960) compilou alguns métodos para definir a posição de plotagem, a saber:

Método Califórnia – que é o método mais simples, uma vez que ele apenas consiste em classificar as observações e associá-las aos respectivos tempos de retorno, definidos como $T_R = \frac{n}{m}$, em que n é o número de anos de observações e m é a posição do ordenamento;

Método de Hazen – que leva o nome do autor que o propôs, segundo o qual o tempo de retorno é dado por $\frac{2n}{(2m-1)}$, o que resulta em um intervalo de recorrência igual a $2n$ para a maior vazão, o que é um prolongamento artificial do período de registro; e

Método do Serviço Geológico Americano (equivalente à expressão de Weibull) – que define o tempo de retorno igual a $T_r = \frac{n+1}{m}$;

Demais fórmulas para posição de plotagem (q_i), bem como a sua utilização, foram compiladas por Naghettini & Pinto (2007) e estão apresentadas na Tabela 3.4 .

Tabela 3.4 - Fórmulas para estimativa das posições de plotagem
 Fonte: Naghettini & Pinto (2007).

Fórmula	Autor	Atributos de aplicação
$q_i = \frac{i - 0,44}{n + 0,12}$	Gringorten	Usada para quantis das distribuições de Gumbel e GEV
$q_i = \frac{i - 0,375}{n + 0,25}$	Blom	Quantis não enviesados para as distribuições Normal e Log-Normal
$q_i = \frac{i - 0,4}{n + 0,20}$	Cunnane	Quantis aproximadamente não enviesados para todas as distribuições
$q_i = \frac{i}{n + 1}$	Weibull	Probabilidades de excedência não enviesadas para todas as distribuições

A Figura 3.14 a seguir apresenta uma série plotada em um papel de probabilidade exponencial, no qual os pontos poderiam exibir uma tendência de se alinharem ao longo de uma reta, podendo ser extrapolados para tempos de retorno acima daquele associado ao máximo valor observado. Contudo, as variáveis hidrológicas possuem variações que muitas vezes são decorrentes dos problemas de amostragem das séries históricas de curta duração, fazendo que haja uma inadequação ao papel de probabilidades selecionado.

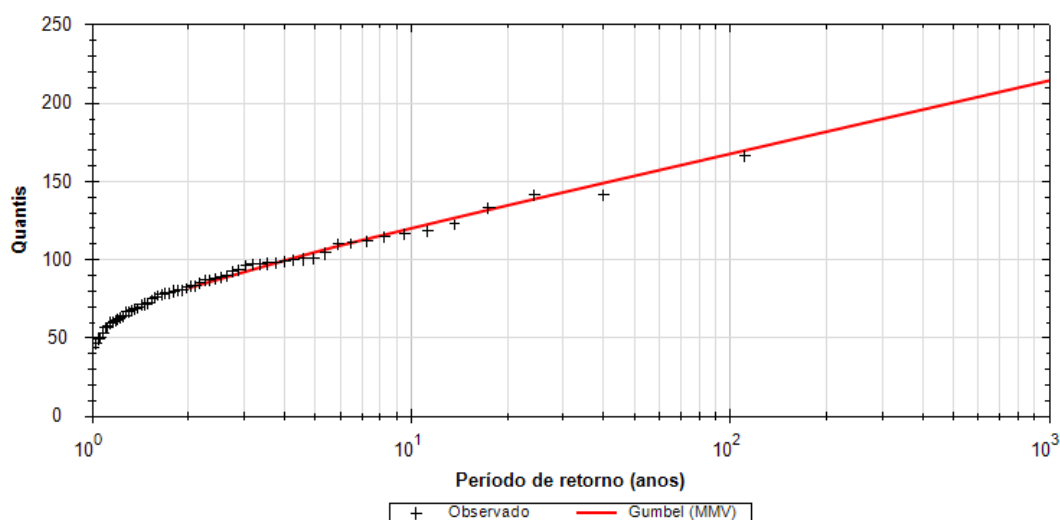


Figura 3.14 – Dados observados de Ponte Nova do Paraopeba plotados em papel exponencial.

Outro auxílio que pode ser dado à análise de frequência é a inclusão e plotagem de eventos históricos. Dalrymple (1960) comenta que os eventos históricos fornecem os dados eficazes para fundamentar a estimativa da frequência de cheias extremas. Essas informações podem vir de registros de jornais, revistas, arquivos paroquiais e da sociedade local, o que demanda um esforço de busca desses registros. No momento da incorporação dessas cheias históricas na análise, as posições de plotagem, a elas associadas, devem refletir as frequências desses acontecimentos (BENSON, 1962). Por exemplo, se for considerado um período de 40 anos de registros, porém contendo uma cheia que foi a maior observada em 300 anos, a posição de plotagem dessa cheia será tal que resultará em 301 anos de tempo de retorno, se for usada a fórmula de Weibull.

Outra abordagem de obtenção de grandes cheias de um passado longínquo seria por meio de métodos paleohidrológicos com a datação de depósitos sedimentares, contagem e mensuração de anéis de crescimento de árvores, além de outras evidências geológicas.

Benito *et. al* (2004) *apud* Fernandes (2009) atentam para o fato de que, devido ao termo “paleo”, há um certo erro conceitual em se afirmar que as técnicas de paleohidrologia são utilizadas apenas para estimar cheias muito antigas (escala geológicas). As estimativas de cheias são subdivididas, através dos estudos da paleohidrologia, em pré-históricas (últimos 5000 anos), históricas (últimos 1000 anos), modernas (últimos 50 anos) e até mesmo cheias recentes em locais desprovidos de observações sistemáticas ou instrumentais.

A análise de frequência local pode ser também feita com o uso do fator de frequência. O cálculo da magnitude de eventos extremos requer muitas vezes que a função de distribuição de probabilidades seja invertida e algumas dessas distribuições não são prontamente inversíveis, e, por isso, é necessário um método alternativo para calcular os extremos para essas distribuições (CHOW *et al.*, 1988). A metodologia da análise de frequência com o uso do fator de frequência parte da premissa de que a magnitude X_T de um evento hidrológico possa ser representada pela soma da média μ_x com um desvio ΔX_T , conforme equação a seguir:

$$X_T = \mu_x + \Delta X_T \quad (3.3)$$

Chow (1951) *apud* Chow *et al.* (1988) propôs que o desvio fosse calculado pelo produto do desvio padrão σ e de um fator de frequência K_T , ou seja, $\Delta X_T = K_T \sigma$, e, assim, a equação anterior torna-se:

$$X_T = \bar{x} + K_T s \quad (3.4)$$

em que \bar{x} e s são a média amostral e o desvio padrão, respectivamente. Para cada distribuição, há uma maneira de se expressar ou tabelar K_T (e.g para a distribuição normal, $K_T = Z_{(1-1/T)}$, sendo Z a variável normal padrão).

Todas as estimativas de probabilidade anteriormente citadas, estão sujeitas a um intervalo de confiança no qual se espera encontrar o verdadeiro valor do quantil x , com um nível de confiança $(1-\alpha)$. Pela teoria assintótica de funções de variáveis aleatórias, a distribuição do quantil X_T é assintoticamente normal com média \bar{X}_T e desvio padrão S_T . O desvio padrão deve ser estimado de modo diferente para cada distribuição. Para a distribuição log-normal, o cálculo deve seguir a equação (3.5):

$$S_T = \sqrt{\exp [(\bar{Y} + Z_{1-1/T} \cdot S_Y) \pm Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{S_Y^2}{n}} (1 + 0.5 Z_{1-\frac{1}{T}}^2)]} \quad (3.5)$$

na qual $Y=\ln X$, S_Y é o desvio padrão amostral, Z é a variável normal padrão e n é o tamanho da amostra. Com isso, a construção do intervalo de confiança, a um nível $100(1-\alpha)\%$ fica expressa pela equação 3.6:

$$\widehat{X}_T \pm |z_{\alpha/2}| S_T \quad (3.6)$$

Uma observação a ser feita é sobre o método de estimação de parâmetros empregado (método dos momentos, método da máxima verossimilhança, método dos momentos-L, método dos mínimos quadrados), uma vez que ele irá influenciar as estimativas do desvio padrão dos quantis, além das próprias estimativas dos parâmetros da distribuição escolhida. A Figura 3.15 apresenta um gráfico do período de retorno versus a variável hidrológica X em questão, resultando na curva de frequência e seu intervalo de confiança, demonstrando a incerteza acerca do "verdadeiro valor" do quantil.

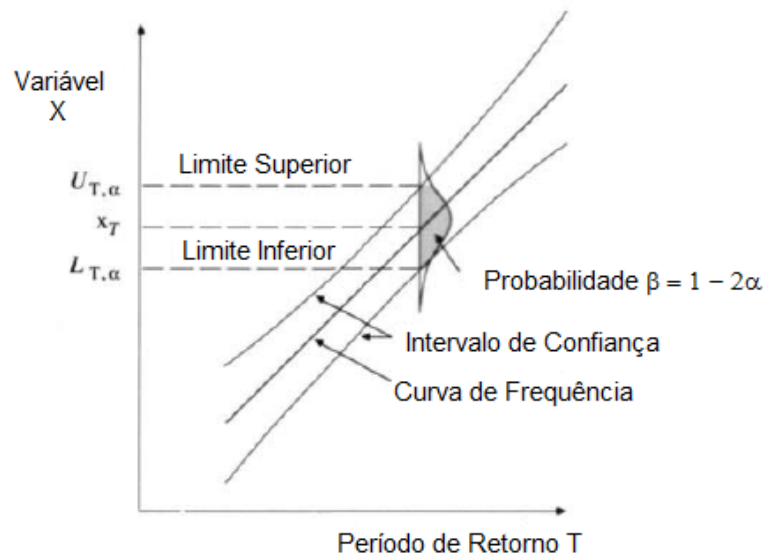


Figura 3.15 - Definição do intervalo de confiança para uma curva de frequência
 Fonte: Adaptado de Chow *et al.* (1988).

Para efetivar a análise de frequência o analista ainda deve atentar-se à análise de aderência dos resultados, seja por meio de testes, como os de Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling, Filliben e do Qui-Quadrado, ou por análise visual em papel de probabilidades de cada distribuição candidata com a fórmula mais adequada de posição de plotagem. Além disso, a escolha do modelo distributivo deve levar em conta também o número de parâmetros da distribuição, visto que uma distribuição de três parâmetros resulta em uma maior aderência e maior flexibilidade de forma, porém usar amostras aleatórias simples para estimar o terceiro parâmetro aumenta em muito as incertezas tanto nas estimativas de assimetria quanto do próprio terceiro parâmetro.

3.2.2 Precipitação Máxima Provável (PMP - *Probable Maximum Precipitation*)

Historicamente, os projetos de barragens têm focado a seleção de um nível de proteção da estrutura do vertedouro com base na avaliação determinística das cheias. Para as grandes barragens, essa avaliação é tradicionalmente feita através do conceito da Cheia Máxima Provável (*Probable Maximum Flood* - PMF) que advém de outro conceito conhecido como Precipitação Máxima Provável (*Probable Maximum Precipitation* - PMP).

A Organização Meteorológica Mundial (WMO - *World Meteorological Organization*) define a PMP como a precipitação máxima teórica para uma determinada duração sob condições meteorológicas extremas. A WMO (2009) também define a PMF como a enchente máxima teórica que representa uma ameaça grave para o controle de inundações de um determinado projeto em uma bacia hidrográfica.

Stedinger *et al.* (1996) apontam que a PMF possui, de um ponto de vista apenas teórico, uma probabilidade de excedência nula, de modo a minimizar a vulnerabilidade de uma população a jusante de uma grande barragem. Os referidos autores ainda afirmam que preocupações relacionadas com decisões por retroanálise em grandes barragens nos Estados Unidos criaram uma demanda para justificar desapropriações, resultando em um maior interesse em análises baseadas no risco e, possivelmente, causando uma flexibilização das normas. Recentemente, procedimentos baseados em análise do risco têm sido incentivados em decisões por retroanálise, quando a estrutura não passou pela última estimativa de PMF, mas ainda assim pode ser considerada segura o suficiente, ou usados para avaliar se o custo de atualizar para a plena PMF é justificado. Estudos desenvolvidos em relação à segurança das barragens nos Estados Unidos apontaram que algumas barragens não satisfaziam as últimas estimativas da enchente máxima provável (THOMPSON *et al.*, 1997).

Do ponto de vista hidrológico, a análise de risco em barragens, segundo England (2010), requer uma avaliação de uma ampla gama de condições de carga hidrológica e possíveis mecanismos de falha da barragem vinculados às consequências de uma ruptura de tal estrutura. Essa abordagem confronta com o fato de outras abordagens, tal qual a PMF, se apoiarem em limites superiores inferindo que a probabilidade de ocorrência acima de um determinado valor, pelo menos teoricamente, é nula. A PMF pode ser considerada um processo "quase determinístico" e de grande aceitação por parte dos engenheiros como um procedimento de segurança para barragens, ainda que haja uma necessidade de evolução para estimar a probabilidade de vazões extremas a fim de incorporá-la em estudos quantitativos de análise de risco de estruturas novas ou existentes (FERNANDES *et al.*, 2010).

A Figura 3.16 apresenta uma categorização proposta por Nathan & Weinmann (2001) das enchentes. Essas são consideradas grandes quando a probabilidade de excedência é menor que 10^{-2} , raras quando a probabilidade de excedência encontra-se entre 10^{-2} e 2×10^{-3} , e extremas para probabilidade de excedência inferior a 2×10^{-3} . A probabilidade com a qual uma cheia de magnitude específica será excedida é essencialmente uma relação dos valores de superação que irão ocorrer em um determinado número de observações.

O comitê técnico americano *Hydrology Subcommittee of the Interagency Advisory Committee on Water Data* (1986) afirma que qualquer estimativa diferente da contagem de excedências ou qualquer atribuição de probabilidade diferente de zero para eventos acima do limite superior devem ser embasadas por uma ou mais hipóteses sobre o mecanismo de ocorrência do evento. Um exemplo disso é que as cheias podem assumir qualquer distribuição estatística, seja ela log-Pearson III, log normal, normal ou generalizada de valores extremos. Contudo, a escolha da distribuição não afeta as vazões observadas. O problema está na extrapolação dos extremos que, dependendo da distribuição, para uma mesma probabilidade de superação, terá valores bem diferentes de vazão. Isso demonstra o campo de incertezas associadas aos extremos em hidrologia que deve ser levado em conta na análise de risco.

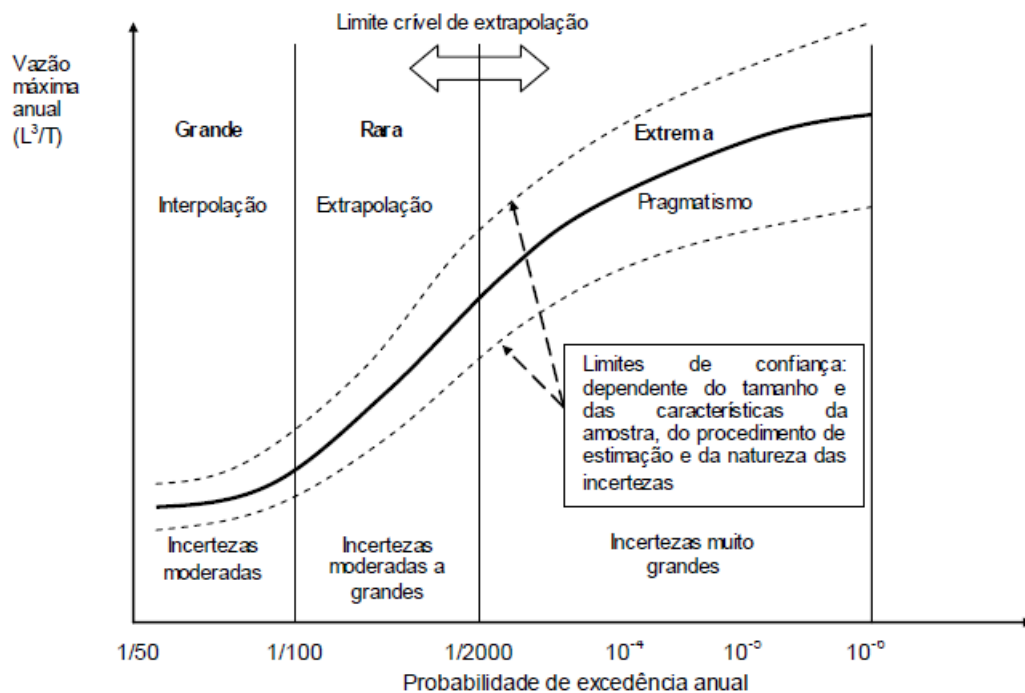


Figura 3.16 - Categoria das incertezas associadas às cheias

Fonte: Adaptado de Nathan & Weinmann (2001).

A definição da PMP pode ser feita por alguns dos seguintes métodos (WMO, 2009):

- Método local, no qual a PMP é estimada a partir da máxima tormenta observada na bacia ou na região específica a ser estudada, porém o método tem a limitação de depender de anos de dados de observação.

- Método da transposição, no qual uma tormenta extraordinária é transposta de uma área adjacente à área ou bacia em estudo.
- Método da combinação, que se baseia na combinação de duas ou mais tormentas em uma área com base em princípios de meteorologia e experiência de previsão sintética. Este método é aplicável para deduzir a PMP em grandes bacias e requer conhecimento meteorológico especializado.
- Método da inferência, que generaliza um espaço em 3D de uma tormenta em uma bacia determinada a fim de definir uma equação que representa o principal fator de influência da tormenta.
- Método generalizado, o qual é aplicado a uma grande e homogênea zona meteorológica. O uso de tal método permite a obtenção da altura da PMP a partir da curva de altura-área-duração, distribuição espacial da PMP por meio de elipses concêntricas de isoietas.
- Método estatístico, o qual pode ser utilizado, segundo Pinto (1996), em estudos onde não há grande disponibilidade de dados meteorológicos, mas apresenta uma boa série de dados pluviométricos. Este método é amplamente aplicado para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 1000 km².
- Método da combinação espaço-temporal, que define a parcela da PMP que mais influi na PMF por métodos hidrometeorológicos, utilizando-se dos métodos anteriormente citados (local, transposição, combinação e generalizado) e a outra parte, de menor influência, é tratada como uma correlação comum e uma típica distribuição das cheias.
- Método de simulação da tormenta baseada no histórico de cheias, que é um procedimento que produz uma tormenta que poderia ter potencialmente criado a maior enchente histórica. Isso é feito com o uso de modelos hidrológicos e baseado na premissa de que as condições meteorológicas atuais e a experiência de previsão sintética são aplicáveis ao período histórico.

Chang & Hui (2001) afirmam que a PMP é tradicionalmente usada em projetos de grandes barragens, reservatórios, vertedouros e para estimação da cheia máxima provável. Esses autores ainda ponderam que a estimativa da precipitação máxima provável normalmente envolve a seleção da tormenta, a transferência dessa tormenta, do local onde ela de fato ocorreu para o local onde poderá ocorrer, com ajuste de efeitos orográficos levando em conta a tipologia da região a ser aplicada a PMP, e a análise da curva altura-área-duração que relaciona a altura da precipitação com a área para uma certa duração, com uma majoração da precipitação por meio da maximização da temperatura do ponto de orvalho. A Figura 3.17 ilustra esquematicamente os processos que envolvem a determinação da PMP de acordo com Chang & Hui (2001).

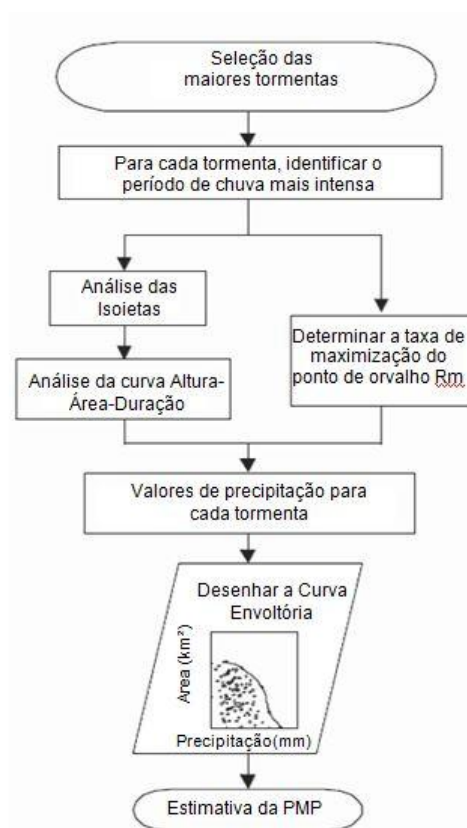


Figura 3.17 - Desenho esquemático para estimativa da PMP

Fonte: Adaptado de Chang & Hui (2001).

Swain *et al.* (2006) apontam que dois terços das barragens registradas no *United States Bureau of Reclamation* (USBR) podem acomodar a cheia máxima provável com segurança, quando a PMF é selecionada como projeto de cheia, não sendo necessária nenhuma consideração adicional a não ser que haja outras questões hidráulicas que necessitem de avaliação.

3.3 Componentes da barragem associados ao risco hidrológico

Geralmente as barragens possuem estruturas anexas para aumentar o nível de segurança. Estruturas como o vertedouro e comportas têm a função de descarregar cheias e volumes de água quando o reservatório está trabalhando em seu limite. A capacidade de descarga de um vertedouro é um dos fatores mais significativos na condição da barragem de acomodar as cheias. O *United States Bureau of Reclamation* (USBR, 2009) afirma que a capacidade do vertedouro é o componente crítico quando se trata de propagar cheias em reservatórios, porém em alguns casos, descarregar as cheias por outras estruturas, tais como turbinas e tomada d'água, pode ter efeito significativo e contribuir para a descarga total.

3.3.1 Vertedouros

Um vertedouro é definido como uma passagem hidráulica projetada para conduzir cheias com segurança sobre (ou sob) a barragem (HEC, 1965). Segundo Şentürk (1994), o projeto de um vertedouro deve considerar diferentes fatores, tais como:

- Seleção do *layout* do vertedouro (forma do vertedouro, tipo da barragem na qual será inserido, estabilidade de fundações e escavações);
- Componentes do vertedouro (canal de aproximação, estrutura de controle, canal de descarga);
- Cálculos hidráulicos;
- Estudos de estabilidade; e
- Estudos de viabilidade econômica.

O Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 1990) afirma que o vertedouro pode ser utilizado em conjunto com outras estruturas, como adufas e outros tipos de comportas, a fim de exercer um controle de cheias ou muitas outras vezes como único componente de controle. Comumente, o tamanho, o tipo e as restrições naturais dos vertedouros, bem como sua localização, são fatores determinantes para o tipo de barragem. Os projetos dos vertedouros são primariamente ditados pela magnitude e tipo do escoamento. Com isso, para grandes cheias com potencial de inundação, o vertedouro torna-se a estrutura dominante e a seleção do tipo de barragem pode até ficar como uma consideração secundária (USBR, 1987).

Os vertedouros podem ser classificados como de soleira livre, nos quais não há nenhuma estrutura de controle, isto é, todo fluxo de água que chega acima da crista (ou soleira) do vertedor é descarregado, e como de soleira afogada, no caso da presença de comportas. Obviamente, outras classificações podem ser atribuídas aos vertedouros segundo a natureza da parede, se é delgada ou espessa, quanto à forma geométrica da abertura (retangulares, triangulares, trapezoidais), ou ainda em função da presença ou não contrações laterais.

O dimensionamento de um vertedouro é realizado sob um equacionamento que envolve as características geométricas da estrutura (largura, altura sob a soleira, contração de pilares), e a condição hidrológica, ou seja, a máxima vazão defluente Q , resultante da propagação do hidrograma afluente de projeto através do reservatório, seja esse hidrograma definido por meio de análise de frequência (e.g de tempo de retorno de 10000 anos) ou via estimativa da PMF, conforme citado anteriormente. Além disso, há um componente empírico no dimensionamento do vertedouro que é o coeficiente de descarga, aqui denotado por C_D , sendo a máxima vazão defluente estimada por meio da seguinte equação:

$$Q = C_D L H^{3/2} \quad (3.7)$$

na qual L é o comprimento efetivo do vertedouro e H é a carga hidráulica sobre sua soleira. O valores de C_D foram compilados por vários autores na literatura sendo aqui sintetizados a partir de Porto (2006) e apresentados na Tabela 3.5, ilustrando a situação do vertedouro de perfil Creager esquematicamente desenhado na Figura 3.18:

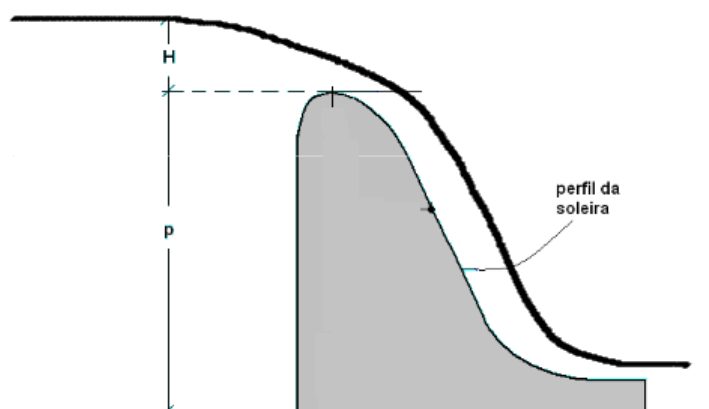


Figura 3.18 - Parâmetros do vertedouro para definição do coeficiente C_D

Tabela 3.5 - Valores dos coeficientes de descarga

Fonte: Adaptado de Porto (2006).

Autor	Valor C_D	Observações
Bazin (1889)	$C_D = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{H}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H+P}\right)^2\right]$	0,08 < H < 0,50 m 0,20 < P < 2,0 m
Rehbock (1912)	$C_D = \left(0,605 + 0,08 \frac{H}{P}\right) + \left(\frac{1}{1000 H}\right)$	0,05 < H < 0,80 m P > 0,30 m H < P
Francis (1905)	$C_D = 0,615 + \left[1 + 0,26 \left(\frac{H}{H+P}\right)^2\right]$	0,25 < H < 0,80 m P > 0,30 m H < P
Kindsvater & Carter (1957)	$C_D = \left(0,602 + 0,075 \frac{H}{P}\right)$	0,10 < P < 0,45 m 0,03 < H < 0,21 m L = 0,82 m

A seleção da capacidade de projeto de um vertedouro não é apenas restrita a questões técnicas, pois é também função econômica, social e moral (AFSHAR & MARIÑO, 1990). A segurança de uma barragem depende largamente da capacidade de seu vertedouro. O risco envolvido em um projeto de vertedouro é a consequência da interação de algumas variáveis com diferentes graus de incerteza, tais como a própria vazão Q e o coeficiente de descarga C_D citado anteriormente. As estimativas dos valores dessas grandezas são baseadas em um conjunto limitado de dados e informações, resultando em várias incertezas hidráulicas e hidrológicas.

Outro condicionante em projetos e que deve ser um fator importante a levar-se em conta, é a ocorrência de cavitação em vertedouros, definida como a formação de bolhas, cavidades ou vazios de pressões sub-atmosféricas, no seio do líquido em escoamento.

Em outros termos, a cavitação da água é o processo da passagem do estado líquido para o de vapor, alterando-se a pressão local enquanto a temperatura mantém-se constante. O *United States Bureau of Reclamation* (USBR, 1990) apresenta alguns critérios para a ocorrência de cavitação na soleira de vertedouros e os aspectos a serem analisados, como o índice de cavitação definido σ , definido conforme a equação a seguir :

$$\sigma = \frac{E_0 - Z_A \rho g - P_V}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \quad (3.8)$$

na qual:

E_0 - Energia potencial no ponto de referência; P_V - Pressão de vapor da água; Z_A - Elevação; ρ - Densidade da água; V_0 - velocidade de referência ; g - aceleração gravitacional.

O valor de σ deve ser analisado em respeito às tolerâncias, conforme a Tabela 3.6 a seguir, proposta por USBR (1990), sendo que a tolerância ao deslocamento refere-se a variações provocadas pelas irregularidades superficiais bruscas em que a dimensão da irregularidade perpendicular ao fluxo é muito maior em relação à sua dimensão paralela ao fluxo, enquanto a tolerância à inclinação indica as variações causadas pelas irregularidades da superfície quando a dimensão paralela ao fluxo é maior do que a perpendicular:

Tabela 3.6 - Recomendações para intervalos de valores do índice de cavitação σ
Fonte: Adaptado de USBR (1990).

Valores de σ	Deslocamento (mm)	Inclinação
> 0,60	25	1:4
0,40 a 0,60	12	1:8
0,20 a 0,40	6	1:16
< 0,20	Revisar o projeto	Revisar o projeto

A outra grandeza a ser levada em conta para evitar a cavitação é a velocidade, devendo ser respeitada a seguinte condição:

$$\frac{U_a^2}{2g} + Z_a + Z_r = 0 \quad (3.9)$$

na qual U_a é a velocidade do escoamento no ponto a, Z_a é a elevação no mesmo ponto e Z_r é a elevação da superfície do vertedouro. Com isso, a equação (3.9) resulta na equação (3.10), cujos termos encontram-se ilustrados no esquema da Figura 3.19:

$$Z_a - Z_r = -H_b + d \cos \theta \quad (3.10)$$

em que H_b é a diferença de elevação do nível de água máximo com a elevação no ponto b, d é a profundidade do fluxo e θ é o ângulo do escoamento com a horizontal.

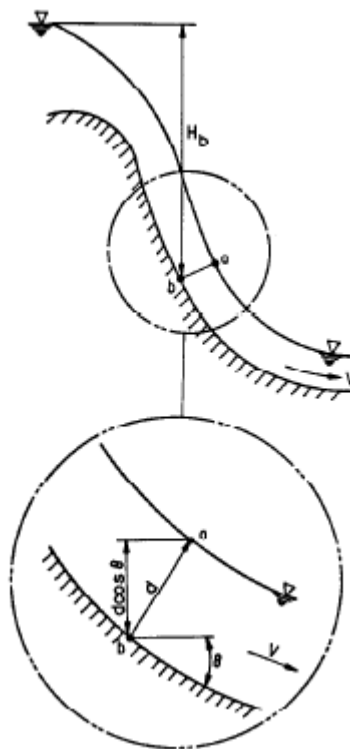


Figura 3.19 - Desenho esquemático das condições de velocidade para não ocorrência da cavitação

Fonte: Adaptado de USBR (1990).

3.3.2 Incidência do vento e computação do *fetch* efetivo

Uma grandeza a ser avaliada em projetos de barragens é a sobrelevação induzida pela incidência no vento sobre o paramento de montante da barragem. Faz-se necessário conceituar previamente o termo *fetch*, ou “pista de vento”, que, segundo Şentürk (1994), é o comprimento ao longo da superfície da água sobre a qual o vento sopra essencialmente na mesma direção. Contudo, o vento incide em diferentes direções, do que se depreende a necessidade de definir o *fetch* efetivo, que leva em conta os vários comprimentos e respectivos ângulos de incidência, em relação ao paramento de montante. Saville (1954) pondera em seu estudo que ao se considerar a geração de ondas em reservatórios, diferentemente dos oceanos, a delimitação da área tem maior influência sobre o *fetch* do que as variações meteorológicas. Sendo assim, a geração de ondas é um pouco menor em reservatórios, sob as mesmas condições, do que em águas abertas. Com isso, Saville (1954) propôs uma ponderação do cálculo do *fetch* efetivo pelos cossenos (Equação 3.11). Já Figura 3.20 ilustra esquematicamente o cenário para o cálculo do *fetch* efetivo:

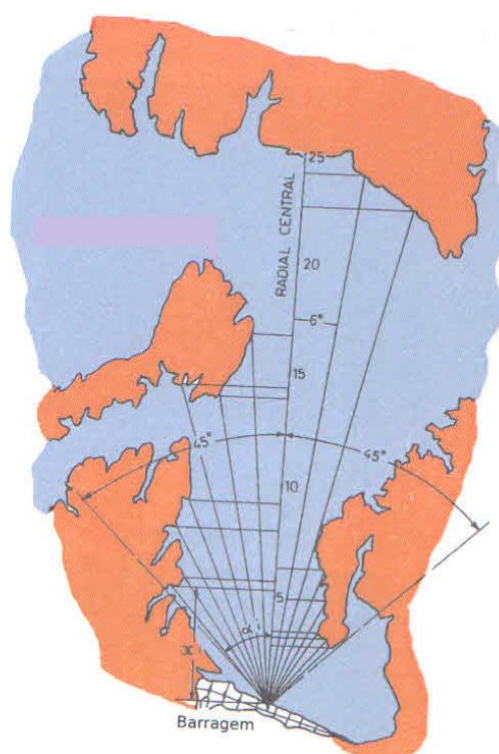


Figura 3.20 - Cálculo do *fetch* efetivo

Fonte: Adaptado de Marcelino (2007).

$$F = \frac{\sum X \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} \quad (3.11)$$

De posse do valor do *fetch* efetivo, torna-se possível definir outra variável, que é a sobrelevação das águas, do termo inglês *wave set-up*, aqui denotado por z_s , que é a sobrelevação do nível de água induzida pela onda, calculada pela equação 3.12 (USBR, 1981):

$$z_s = \frac{U_r^2 F}{62772 d} \quad (3.12)$$

em que U_r é a velocidade do vento (em km/h), d é a profundidade média no reservatório (em metros) e o F é o *fetch* efetivo (em km).

Şentürk (1994) comenta sobre a variável altura da onda, do termo *wave height*, denotada por z_w , que é fator básico para o critério de projeto para a borda livre de uma barragem. A definição da altura da onda provocada pelo vento é função da velocidade do vento (U_r) e do *fetch* efetivo (F), conforme ilustrado na Figura 3.21 e indicado matematicamente nas duas equações a seguir:

$$z_w = 0,032 \sqrt{U_r F} + 0,75 - 0,27 F^{1/4}, \text{ se } F < 32 \text{ km} \quad (3.13)$$

$$z_w = 0,032 U_r F^{1/2}, \text{ se } F > 32 \text{ km} \quad (3.14)$$

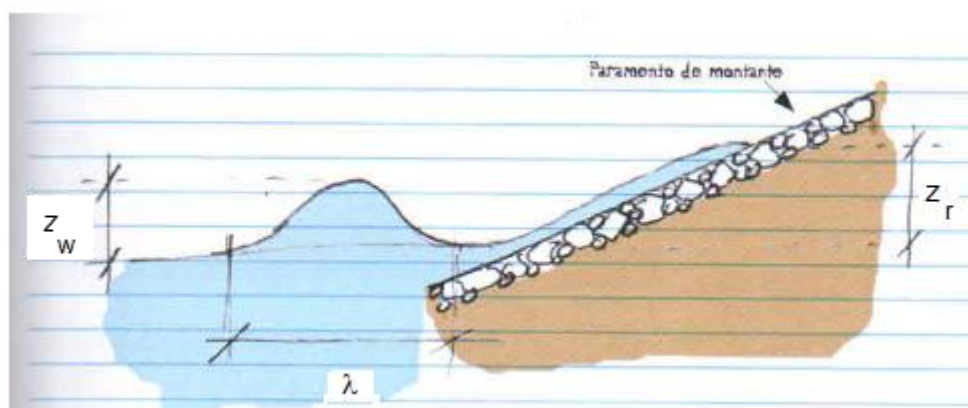


Figura 3.21 - Altura de onda z_w e altura atingida talude acima z_r
 Fonte: Adaptado de Marcelino (2007).

Por outro lado, se uma onda aproxima-se de uma estrutura, como uma onda que se choca contra um talude de uma barragem, parte da energia é dissipada na turbulência e o restante provoca uma diferença entre a superfície com a altura de água atingida no talude (GOODARZI *et al.*, 2013). Linsley & Franzini (1978) definem a grandeza z_r (ver Figura 3.21) como a altura atingida pela água talude acima, sendo esta função da relação entre a altura e comprimento da onda. O comprimento da onda, λ , é calculado segundo a seguinte equação:

$$\lambda = 5,12 t_w^2 \quad (3.14a)$$

Em que t_w é o período da onda definido por 3.15:

$$t_w = 0,46 U_r^{0,44} F^{0,28} \quad (3.15)$$

Com isso, obtém-se o valor de z_r por meio da relação com altura significativa da onda z_w mostrada na Figura 3.22. De posse dos valores de z_w , λ e da inclinação do talude retira-se a relação da subida relativa da onda z_r/z_w definindo z_w em metros.

Definidas as três componentes associadas ao vento citadas anteriormente (altura atingida pela água talude acima, altura da onda e sobrelevação), pode-se finalmente computar a borda livre, do termo *freeboard*, conforme equação a seguir recomendada por Şentürk (1994):

$$freeboard = z_w + z_s + z_r \quad (3.16)$$

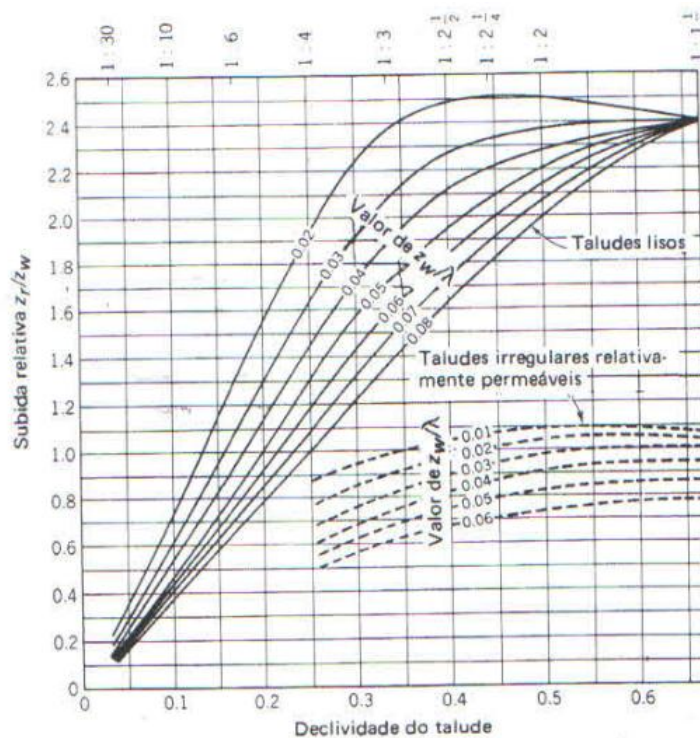


Figura 3.22 - Gráfico de z_r / z_w em função do talude
Fonte: LINSLEY & FRANZINI (1978).

Outra maneira possível de calcular a altura de água talude acima (z_r) é por meio da seguinte equação proposta por USBR (1981):

$$z_r = \frac{z_w}{0,4 + \left(\frac{z_w}{\lambda}\right)^{0,5} \cot g \psi} \quad (3.17)$$

em que ψ é o ângulo entre a face do talude à montante com a horizontal. É de se observar que para taludes verticais, ou seja, os taludes nos quais os ângulos da face montante é zero, não há a variável z_r , podendo ser descartada no momento da definição da borda livre. O *United States Bureau of Reclamation* (USBR, 1981) aponta que é pouco provável que a velocidade máxima ocorra quando o reservatório está em sua máxima elevação após o hidrograma de entrada ter sido propagado, seja pelo método de Puls, Runge-Kutta ou outra aproximação matemática (as propagações dos hidrogramas de cheia em reservatórios serão discutidas no Capítulo de Metodologia).

A maximização de cada componente e a adição deles a fim de se determinar a borda livre total deve ser evitada. Apenas os componentes que podem razoavelmente ocorrer simultaneamente devem ser combinados. A crista da barragem deve ser estabelecida de forma a acomodar a combinação mais crítica, porém razoável de acontecer, entre a elevação do reservatório e os componentes da borda livre.

3.3.3 Tipos de comportas e fatores relevantes

As comportas constituem um elemento importante na barragem, uma vez que tais estruturas permitem ao operador um controle sobre o fluxo a ser descarregado pelo vertedouro e que a otimização das operações no reservatório. Com isso, inspeções criteriosas e instalações adequadas são requeridas quando se trata de comportas. O Comitê de Segurança de barragens do estado de New South Wales na Austrália (*Dams Safety Committee*) elaborou um documento (DSC, 2010) que tem por objetivo fazer uma análise sobre as comportas de forma a assegurar que as barragens tenham capacidade adequada para comportarem as cheias, resultando em um risco tolerável à população e comunidade interessada.

A confiabilidade da operação de uma comporta é um fator crítico na segurança das estruturas de uma barragem quando essas estão submetidas às condições de eventos de cheias ou de algum incidente que possa ter comprometido a integridade da barragem. Responsáveis por barragens estão cada vez mais preocupados com as condições de confiabilidade de comportas, dado que as consequências de uma falha em uma comporta podem ser devastadoras (DSC, 2010).

Alguns fatores são primordiais no que concerne as comportas, como, por exemplo, os esforços de manobra citados por Erbiste (1987):

- O peso da comporta;
- O empuxo de Arquimedes referente à parte submersa da comporta;
- A força de atrito nos apoios;
- A força de atrito nas vedações; e
- As forças hidrodinâmicas obtidas por meio de ensaios em modelos reduzidos, feitos em laboratórios de hidráulica, ou a partir de métodos analíticos.

Outro aspecto a ser analisado nas comportas é a possibilidade de vibração, que causa danos estruturais ou até mesmo restringe operações dependendo da abertura da comporta. Lewin (2008) aponta que os operadores muitas vezes desconhecem que o risco de vibração de uma comporta existe. O mesmo autor ainda afirma que a vibração pode ocorrer somente em condições que serão expostas apenas anos depois da instalação da estrutura. Qualquer mudança nas condições hidráulicas ou na sequência de operação pode causar uma vibração inesperada.

Şentürk (1994) divide os problemas relacionados às comportas em duas categorias:

- a) Problemas que podem ser resolvidos em nível de projeto;
- b) Problemas que podem ser resolvidos em nível operacional.

O primeiro tipo de problema pode estar associado à geometria dos pilares nos quais as comportas estão apoiadas, à escolha do tipo de comporta, à posição da comporta no perfil e ao acúmulo de pressões na estrutura. Já o segundo tipo de problema associa-se ao içamento da comporta, seja ele feito por cabos ou correntes, além de outras falhas mecânicas (freios, caixas redutoras que realizam o movimento de correntes).

As comportas são dimensionadas a fim de suportarem uma variedade de cargas hidrostáticas, hidrodinâmicas, cargas de impacto, variações térmicas, sismos e ventos, além de seu próprio peso (ESTES *et al.*, 2005). A todos esses fatores citados anteriormente estão associadas incertezas representadas pelas variáveis aleatórias que descrevem cada processo.

No tocante às barragens, a magnitude da cheia é atenuada pelo reservatório. Essa atenuação está ligada a alguns fatores, inclusive à operação das comportas quando a barragem em questão possui tal estrutura. Sordo-Ward *et al.* (2013) afirmam que, em casos de projetos e cheias extremas, a capacidade de manobrar a comporta pode atingir o seu limite, com 100% de abertura, casos em que a capacidade de atenuação passa a depender essencialmente da relação das características do reservatório, da barragem e do vertedor, bem como da chamada “carga hidrológica” sobre a barragem. A Figura 3.23 apresenta uma esquematização do funcionamento da comporta em relação ao nível inicial do reservatório (H_0), do volume de espera (V_E) para uso do controle de cheias, além do nível máximo normal de operação (H_{max}), do nível máximo maximum (H_m), do volume de sobre-elevação (SV) e da crista da barragem (H_r).

Lewin *et al.* (2003) atentam para o fato de que, em muitos casos, a falha em comportas individuais não resulta em consequências sérias, mas a possibilidade existe se tal evento ocorrer durante um período crítico de laminação de cheia. Os referidos autores ainda apontam que a falha no suprimento de energia é o principal fator que causa o mau funcionamento das comportas, ainda que as falhas nos sistemas de içamento da comporta sejam mais frequentes, se forem analisadas as comportas individualmente.

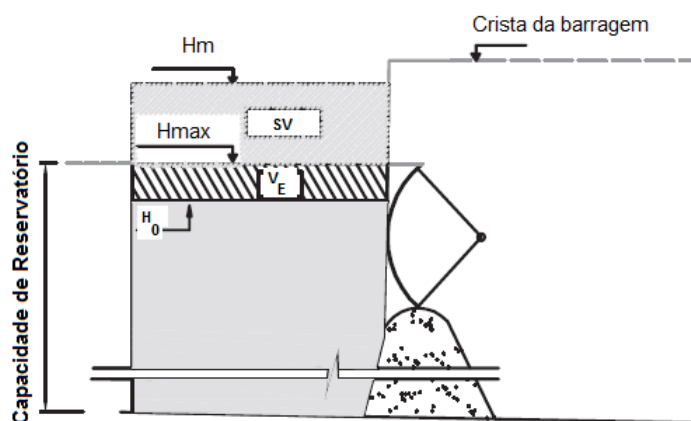


Figura 3.23 - Operação da comporta em relações aos níveis de água da barragem
Fonte: Adaptado de Sordo-Ward *et al.* (2013).

O Conselho Nacional de Pesquisas dos Estados Unidos (NRC, 1983) compilou 103 falhas ocorridas em barragens, tanto de terra quanto de concreto, das quais duas foram devidas a falha nas comportas. Em outros 185 casos de incidentes, ou seja, eventos que não se tornaram falhas completas devido a algum tipo de prevenção ou medida, 5 foram provocados pelo mau funcionamento das comportas.

Em uma barragem, tanto as comportas, quanto os controles e guinchos, são equipamentos semelhantes em seu conjunto, o que faz com que uma falha em uma comporta possa ser seguida pela falha das outras comportas. Uma primeira falha pode ser uma indicação de erro de projeto, ou algum desgaste ou até mesmo envelhecimento da estrutura. Falhas no içamento ou até mesmo no travamento das correntes de movimentação resultaram em falhas em comportas na Espanha, Canadá e Paquistão (LEWIN *et al.*, 2003).

Patev & Putcha (2005) pontuam que a análise de risco em comportas e nos equipamentos associados a essas estruturas é um processo complicado, uma vez que envolve o cálculo do risco de componentes estruturais, elétricos e mecânicos. A confiabilidade é um termo comum quando trata-se de operações em comportas, e é definido como o número de operações bem sucedidas em relação ao número total de operações, relacionando-se também com a taxa de falha dos elementos da comporta (DSC, 2010).

Outro ponto que tem sido fonte de preocupação para os donos e gestores de barragens é a eficiência da comporta (i.e. a porcentagem do tempo em que a comporta é operada), a qual é função da confiabilidade e da manutenção. A manutenção determina quanto tempo o sistema fica fora de operação que pode ser dividida em manutenção preventiva e corretiva. A confiabilidade de um sistema de comportas deve ser vista no contexto de uma análise de risco global em uma barragem e alguns fatores recomendados por DSC (2010) devem ser considerados:

- Quanto maior o número de comportas, mais insignificante será o efeito de uma falha individual em relação à capacidade do vertedouro, reduzindo portanto a probabilidade de um possível galgamento se comparado a uma estrutura com menos comportas;
- Quanto maior a relação entre o volume armazenado e a máxima capacidade de descarga, maior a margem de armazenamento em caso de falha;
- Quanto maior o tempo de aviso entre o início do evento chuvoso e a necessidade de abrir as comportas, maiores serão as chances de uma operação bem sucedida.

Em relação aos limites de utilização (i.e. dimensões da comporta, vão, altura e carga) os projetistas mostram-se conservadores. Contudo, com a exigência de instalações maiores de proteção a enchentes e com o desenvolvimento de projetos hidroelétricos face às novas tecnologias, há um questionamento sobre os limites máximos de aplicação.

Erbiste (1987) reporta que limites anteriormente estabelecidos foram ultrapassados com o avanço das pesquisas e do estado da arte (e.g até há pouco, a maior comporta segmento instalada em vertedouros de superfície tinha 16 m x 16 metros como dimensões máximas, sendo um fato que, hoje, o vertedouro da barragem de Itaipu compõe-se de 18 comportas com 20 metros de vão e 21,34 metros de altura).

Nesta dissertação, serão abordados apenas alguns tipos mais usuais de comportas, uma vez que há vários outros tipos reportados em literatura e também usados na engenharia. Previamente a isso, foram compilados acidentes envolvendo comportas (DSC, 2010) em 5 barragens pelo mundo, trazendo os possíveis eventos que contribuíram para as falhas e as suas consequências nas barragens (ver Tabela 3.7).

Tabela 3.7 - Falhas compiladas das comportas e resultados

Fonte: adaptado de DSC (2010)

Barragem	1	2	3	4	5	Resultados
Belci - Romênia	Assoreamento intenso na barragem	Más instruções de operação para eventos extremos	Falha de energia elétrica	Motores da comporta ficaram submersos devido à posição incorreta e não funcionaram corretamente	Abertura manual não foi possível devido ao bloqueio na comporta	Galgamento - 17 mortos
Mavici - Eslovênia	Umidade condensada em terminais de contato	Relé ativado (Falha de projeto)				Abertura inesperada, propagando ondas de cheia para jusante
ORD - Austrália	Falha na transmissão	Falha no controle do contator				Comportas falharam para abrir e galgaram
Machhu II - Índia	Vertedouro sub dimensionado	Falha na energia elétrica				Atraso na abertura da comporta. Ruptura da barragem, centenas morreram
Tarbela - Paquistão	Alta temperatura no ambiente (expansão da comporta)	Brusca redução na vedação	Afrouxamento dos cabos			Emperramento da comporta

O movimento das comportas pode ser feito por ação da própria da água do reservatório, por um dispositivo de manobra fixo ou ainda por um equipamento móvel. A comporta do tipo setor (será mais detalhada a seguir) que não faz uso de guincho é um caso típico de acionamento por ação própria da água do reservatório, necessitando apenas de válvulas e tubulações de admissão e descarga da água na câmara de flutuação.

Os dispositivos de manobra fixo fazem uso de fusos, cabos de aço, correntes de rolo e servomotores para operação da comporta. Os fusos consistem geralmente em uma haste roscada vertical ligada ao tabuleiro e impedida de girar; uma porca de avanço da haste e um mecanismo que aciona a porca permite o giro da comporta no sentido desejado (pode ser um volante ou um sistema de coroa e pinhão ou de coroa e parafuso sem fim). Os cabos de aço são mecanismos que se baseiam em dois tambores com ranhuras, instalados um em cada lado da comporta, nos quais os cabos são enrolados e ligados ao tabuleiro da comporta. Tais tambores são dimensionados em função do cabo selecionado, sendo o seu comprimento suficiente para acomodar em uma só camada o comprimento dos cabos necessários para o total levantamento da comporta, acrescido de mais duas voltas. Já o sistema de acionamento por meio de correntes é de ação simples, constituído de correntes e rodas dentadas, e só pode exercer forças ao tracionar a corrente.

3.3.3.1 Comporta segmento

Um tipo comum de comporta encontrada em vertedouros de grande parte das barragens, inclusive na barragem de estudo de caso desta pesquisa, é a comporta segmento. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2000), por meio da norma NBR-7259, define a comporta segmento como uma comporta de rotação com paramento plano curvo, sendo a estrutura do tabuleiro fixada a mancais de suportes e eixo horizontal incorporado ao próprio tabuleiro.

Erbiste (1987) afirma que a comporta segmento é a mais adequada para vertedouros de grande capacidade, em decorrência de sua simplicidade de funcionamento e manutenção, pequeno peso e por requerer guinchos de pequena potência para sua movimentação. Tais guinchos são responsáveis pela abertura da comporta e devem ser dimensionados para a parte móvel de tal elemento, e para as forças de atrito nos mancais e nas vedações laterais devidas à pressão d'água.

O Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2000) aponta que a comporta segmento é a mais econômica e que possui algumas vantagens em relação a outros tipos de comportas, tais como: a sua forma radial proporciona uma transferência eficiente de cargas hidrostáticas para o munhão (ver Figura 3.24), possuem uma velocidade de operação relativamente rápida e, como são usadas vedações laterais, não são necessárias ranhuras na comporta. A geometria das comportas segmento permite parâmetros hidráulicos favoráveis.

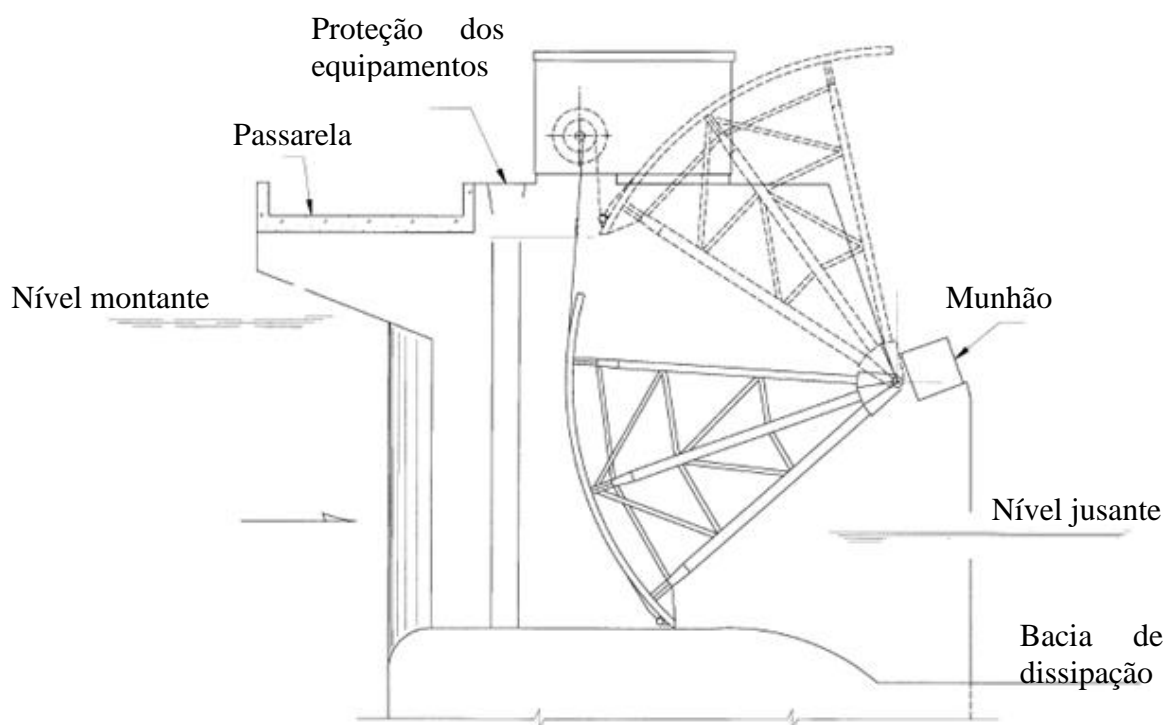


Figura 3.24- Comporta segmento

Fonte: Adaptado de USACE (2000).

As estruturas que compõem a comporta do tipo segmento são: conjunto de placas, vigas, armações terminais e o munhão, que é a estrutura na qual a comporta se apoia e que permite realizar o movimento de abertura e fechamento. O conjunto de placas é apoiado sobre as vigas, que por sua vez estão ligadas às armações terminais que se estendem ao longo da largura da comporta (Figura 3.25). Estas armações terminais consistem em braços radiais e estruturas de contraventamento que terminam no munhão, o qual por sua vez, está ancorado em algum pilar da estrutura (USACE, 2000).

O sistema de acionamento desta comporta pode ser feito através de cabos ou correntes, tal qual citado anteriormente, um acionamento por guincho ou pode ser feito também por servomotores, ou seja, um sistema hidráulico composto por dois cilindros movidos a óleo que realizam o movimento de abertura e fechamento da comporta.

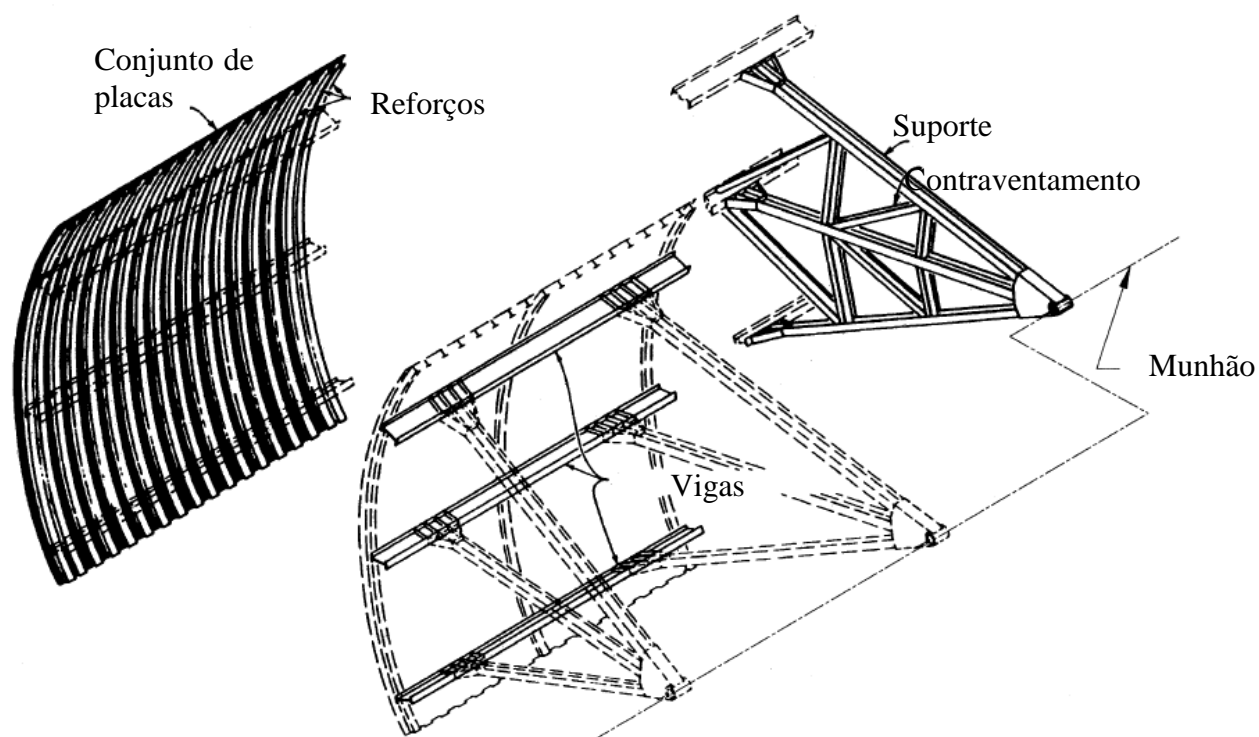


Figura 3.25 - Componentes da comporta segmento

Fonte: Adaptado de USACE (2000).

3.3.3.2 Comporta setor

A comporta setor possui um paramento curvo semelhante a um segmento de cilindro, com diretriz circular, e apresenta uma estrutura radial que transmite a pressão hidrostática por compressão aos mancais fixos a jusante (ABNT, 2000).

No meio técnico brasileiro, há uma certa confusão entre comporta do tipo setor e comporta segmento: além das invenções de tais comportas terem acontecido em tempos bem distintos (a comporta segmento foi inventada em 1853 na França, enquanto a comporta setor em 1907, nos Estados Unidos), a comporta setor não necessita de guincho para sua operação, podendo ser acionada somente pela água.

Erbiste (1987) aponta que a comporta setor apresenta a vantagem de permitir um automatismo sensível e seguro, sem ter que recorrer a forças exteriores para seu acionamento. A Figura 3.26 apresenta um desenho esquemático de uma comporta setor, enquanto a Figura 3.27 mostra as diferentes formas de operação das comportas segmento e setor. Na comporta segmento o processo de abertura faz com que a descarga seja feita por debaixo da comporta, enquanto na comporta setor a descarga é realizada por cima da comporta.

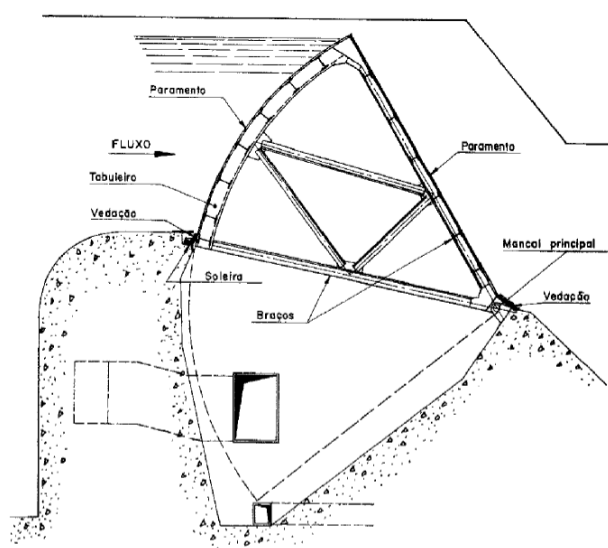
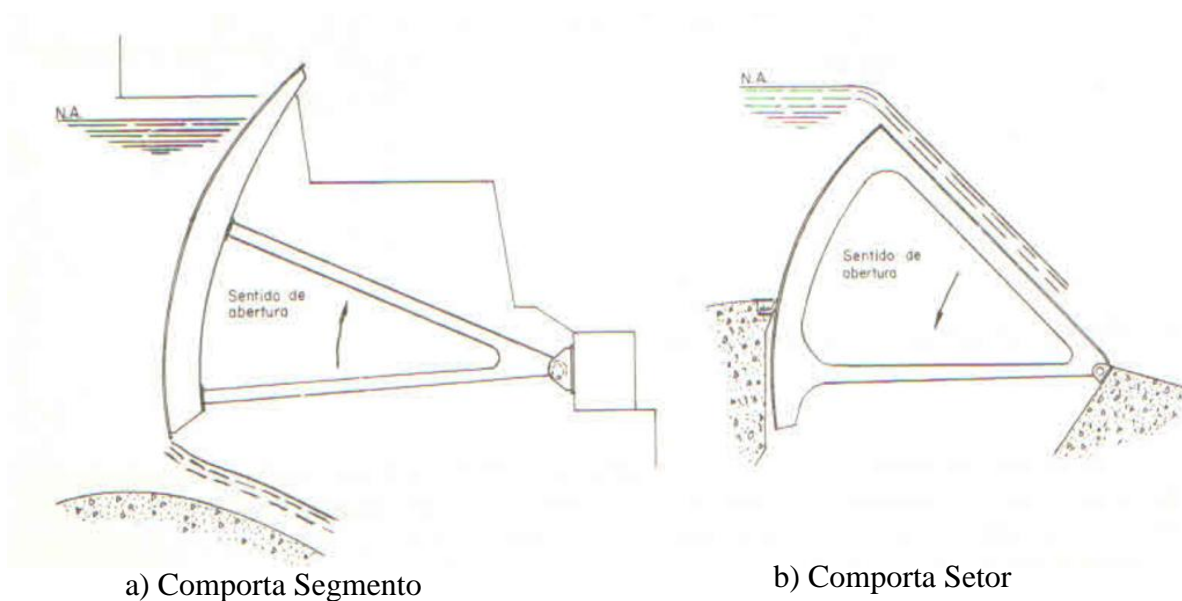


Figura 3.26 - Comporta do tipo Setor

Fonte: ABNT (2000).



a) Comporta Segmento

b) Comporta Setor

Figura 3.27 - Diferenças entre a comporta segmento e setor

Fonte: Erbiste (1987).

3.3.3.3 Comporta ensecadeira - *Stop-Logs*

As comportas ensecadeiras, ou *stop-logs*, são utilizadas para a manutenção e o reparo em seco dos equipamentos ou comportas. São formadas por elementos superpostos (painéis encaixados) com elementos de vedação entre eles e para encaixar tais painéis faz-se uso da chamada viga pescadora, que tem a função de içar e descer o painel.

Erbiste (1987) afirma que somente após um estudo cuidadoso na fase de projeto possibilita ao projetista está apto a determinar da altura adequada do painel, resultando no número de painéis que a comporta terá. Vale ressaltar que quanto maior o número de painéis, maior também será o tempo de operação (colocação e retirada). Os painéis podem ser diferentes, de modo que cada um tenha dimensões que suporte a pressão correspondente, sendo então necessária, neste caso, uma sequência de instalação. Em alternativa, os painéis podem ser idênticos, evidentemente aumentando o custo, pois todos deverão ser projetados para a máxima altura de água, mas, em compensação, possuirão maior agilidade e flexibilidade uma vez que não há sequência a ser obedecida na colocação dos painéis. A Figura 3.28 apresenta um desenho esquemático de uma comporta ensecadeira que tem aplicação em estruturas a montante de comportas de tomada d'água e de comportas em vertedouros de grandes barragens e a jusante das turbinas ou das comportas do tubo de sucção.

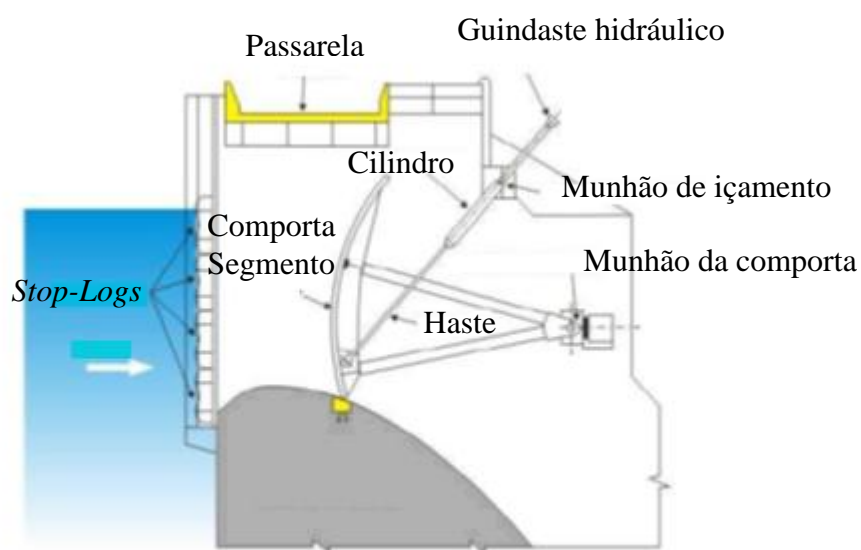


Figura 3.28 - *Stop-Logs*.

Fonte: Adaptado de Sen (2013).

3.4 Análises quantitativas de risco

As análises de risco são divididas em qualitativas e quantitativas, sendo as últimas definidas quando as análises são baseadas em valores numéricos de probabilidades e consequências potenciais (CALDEIRA, 2005). Neste aspecto, duas modalidades de análises são utilizadas: a ETA (*Event Tree Analysis*) e a FTA (*Fault Tree Analysis*), que serão descritas posteriormente.

Stewart (2000) sustenta que as análises quantitativas de risco envolvem as seguintes atividades:

- A definição do âmbito da análise;
- A identificação e a definição dos perigos e das ações;
- A análise probabilística do item anterior;
- A identificação dos modos de falha;
- A obtenção de estimativas das consequências correspondentes a cada modo de falha;
- A obtenção de estimativa do risco;
- A análise de incertezas e sensibilidade;
- A elaboração da documentação;
- A revisão por peritos; e
- A implementação das ações previstas.

Segundo Caldeira (2005), as análises quantitativas de risco devem ser vistas como uma ferramenta adicional de avaliação de segurança, não sendo, portanto, uma alternativa para a substituição das abordagens tradicionais de segurança. Dadas as incertezas presentes nesse tipo de análise (i.e. atribuição de probabilidades, escassez de dados, identificação de perigos potenciais), é aconselhável que as decisões sejam informadas no risco e não baseadas no risco. Muitas vezes os analistas recorrem ao conhecimento da comunidade sobre eventos passados e aos julgamentos de peritos na tentativa de aprimorar a quantificação de incertezas e identificação dos elementos que podem gerar a falha a ser estudada.

Hartford & Baecher (2004) afirmam que as atribuições de probabilidades são baseadas em dados e modelos fenomenológicos. Com uma gama de dados, mas com uma teoria rudimentar para a compreensão do fenômeno, a predição estatística é geralmente a melhor (ou única) aproximação da estimativa da probabilidade.

Em se tratando de barragens, o objetivo da análise quantitativa de risco é o cálculo de uma grandeza matemática, ou um conjunto de valores que caracterize o risco, atentando para o fato de que a ocorrência de uma falha possui baixa probabilidade, porém as perdas e os prejuízos podem ser catastróficos. Esses valores devem traduzir o comportamento da barragem, a expectativa do seu desempenho futuro e as consequências de uma eventual ruptura.

Para análises de risco quantitativas existem duas vertentes a serem pontuadas: os métodos indutivos e os métodos dedutivos. No método indutivo a análise inicia-se com um postulado de um evento e, depois, trata de identificar as consequências de tal evento. O sentido de análise é de causa para efeito; uma exemplificação disso é a árvore de eventos (ETA - *Event Tree Analysis*). Já no método dedutivo, parte-se dos efeitos para se determinar as possíveis causas. A árvore de falhas (FTA - *Fault Tree Analysis*) é um exemplo de método dedutivo. A árvore de eventos e a árvore de falhas são equivalentes no sentido da utilidade de cada método representar o mesmo sistema, ainda que cada método possua suas vantagens e desvantagens, podendo ser aplicados em diferentes contextos (MOLAK, 1997).

Caldeira (2005) ainda destaca benefícios da aplicação das análises quantitativas, tais como: a) a compreensão comum do problema, facilitando a comunicação entre os interessados; b) o enfoque na quantificação da incerteza; c) uma gestão de risco mais adequada, visto que os recursos não serão desperdiçados em pontos que não vão de fato atenuar o risco; e d) a identificação maior de interações complexas entre acontecimentos, sistemas e operadores.

Obviamente que a análise de risco quantitativa apresenta resultados complexos e pode se tornar um pouco confusa para o leitor leigo. Vose (2000) remete ao fato de que a análise de risco é um campo relativamente "novo" em algumas áreas, e modelos complexos e distribuições de probabilidades podem induzir o leitor leigo a uma falta de clareza dos resultados. Neste contexto, é fundamental que o documento que traz a análise de risco seja claro nas suas premissas, resultados e conclusões.

Baptista (2008) propõe que o tipo de análise de risco (qualitativa, quantitativa e até mesmo semi-quantitativa) varie de acordo com o momento da análise, sendo que, em barragens, esse momento pode ser a execução, o projeto ou a exploração da estrutura já pronta. Reportam-se aqui (Tabela 3.8) os domínios de aplicação de cada método quantitativo e seus objetivos.

Tabela 3.8 - Métodos de análises quantitativas de risco e suas aplicações
 Fonte: Adaptado de Baptista (2008).

Método	Fase de Aplicação	Objetivos	Observações
Árvore de eventos	Projeto Construção Exploração	Identificação do desempenho esperado da barragem diante de um acontecimento Identificação das consequências Quantificação da probabilidade de rompimento Quantificação das probabilidades e magnitude das consequências Informação quantitativa para apoio à tomada de decisão	Nota-se que as árvores de eventos também podem ser usadas no sentido qualitativo
Árvore de falhas	Projeto Construção Exploração	Identificação das sequências que levam a barragem à ruptura Avaliação da probabilidade de ruptura Apoio à tomada de decisão	Trata-se de um método gráfico, dedutivo, que a partir de uma determinada falha procura identificar todas as sequências que conduzem à sua materialização

Os métodos citados anteriormente (árvore de falhas e árvore de eventos) permitem a visualização da sucessão, ou do desencadeamento dos eventos, que culminarão no evento indesejável. Muito mais útil do que o próprio valor da probabilidade do evento indesejado é a pontuação dos elementos que compõem as árvores. Porém há de se afirmar que, em sistemas complexos, os métodos que envolvem as árvores podem se tornar muito pesados, sendo aconselhável propor a análise da maneira mais simples possível.

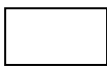
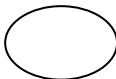
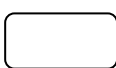

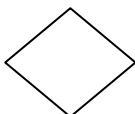
3.4.1 Árvore de falhas (FTA - *Fault Tree Analysis*)

O método da árvore de falhas (FTA - *Fault Tree Analysis*) foi desenvolvido em 1961, pela empresa americana *Bell Telephone*. Segundo Baptista (2008), é o método de maior aplicação no âmbito de análises de riscos das mais diversas áreas, designadamente, nas indústrias aeronáutica, nuclear e química. As primeiras aplicações desse método remetem-se a estudos de confiabilidade de lançamento de mísseis (INERIS, 2003).

A FTA tem uma metodologia dedutiva, ou seja, parte-se de um determinado evento geral indesejável para se conhecer suas possíveis causas particulares. No contexto da árvore de falhas, esse evento indesejável é conhecido como evento de topo, a partir do qual é desenvolvida a árvore na direção vertical. Caldeira (2005) aponta que o evento de topo (ET) deve ser definido com base na condição ou no estado que constitui a ruptura de um sistema, em condições extremas e nas condições e procedimentos de operação. Além do ET, outros elementos constituem a FTA, como os eventos primários, que são aqueles que não sofrem qualquer desenvolvimento na análise, ou seja, são assumidos independentes dos outros eventos e, se a análise em questão for quantitativa, a eles devem ser atribuídas as respectivas probabilidades. Os demais eventos estão apresentados de forma sintética na Tabela 3.9. A análise da árvore de falhas pode ser qualitativa, quando se quer identificar apenas as vulnerabilidades de um sistema ou individualizar os modos de falhas mais sensíveis, ou quantitativa, quando se quer avaliar a probabilidade de ocorrência de um evento indesejável e estimar a confiabilidade geral do sistema.

Tabela 3.9 - Elementos da árvore de falhas

Fonte: Adaptado de Baptista (2008).



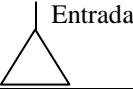
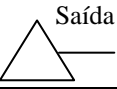
Símbolo Lógico	Evento	Observações
	Evento intermediário ou evento de topo	-----
	Evento básico	Acontecimento iniciador, falha inicial ou evento que não carece de maior desenvolvimento
	Evento condicional	Condições específicas ou restrições que se aplicam a qualquer porta lógica
	Evento exterior	Evento que ocorre habitualmente
	Evento por desenvolver	Ramo que não é objeto de maior desenvolvimento por não ter importância ou por não haver informação suficiente que o fundamente

O fundamento da árvore de falhas é traduzir o comportamento de uma possível falha de um sistema físico em um diagrama visual e modelo lógico. A FTA é baseada na teoria da confiabilidade, na álgebra booleana e na teoria da probabilidade (ERICSON, 1999).

Entre os eventos da FTA existem relações denominadas portas lógicas. Tais portas possuem propriedades Booleanas semelhantes à teoria elementar dos conjuntos, tais como as propriedades comutativa, como $(A \times B = B \times A)$; associativa, como $[A \times (B \times C)] = [(A \times B) \times C]$; distributiva como $[A \times (B + C)]$; de inalterabilidade, como $(A + A = A)$; de absorção, como $(A + A \times B = A)$; as de Morgan, como $[(A \times B)' = A' + B']$ e $(A + B)' = A' \times B'$; e da relação do conjunto vazio com o espaço amostral, em que o complementar do conjunto vazio é o próprio espaço amostral. Se a análise for quantitativa, a probabilidade de ocorrência de um evento será calculada dependendo do tipo de porta lógica que está associada ao evento indesejável (e.g., segundo Hartford e Baecher (2004), a porta OU equivale à união da álgebra Booleana, e, portanto, devem-se somar as probabilidades). A Tabela 3.10 apresenta as portas lógicas e suas aplicações.

Tabela 3.10 - Portas lógicas da FTA e suas funções

Fonte: Adaptado de Baptista (2008).

Símbolo	Definição Porta	Observações
	Porta OU	O evento de saída ocorre se pelo menos um evento ocorrer
	Porta E	O evento de saída ocorre se todos os eventos anteriores ocorrerem
	Porta de entrada	O evento advém de outra sequência (ou folha) e dá continuidade na folha corrente
	Porta de saída	Esse símbolo representa uma transferência, ou seja, que a árvore continua em outra folha

Para qualquer árvore de falhas, o evento de topo pode ser expresso em forma Booleana. À medida que a árvore vai aumentando, o número de eventos e de portas lógicas e a complexidade das expressões booleanas também tornam-se maiores. Tratando-se de FTA, há uma diferença conceitual entre ocorrência e existência da falha. Hartford & Baecher (2004) definem que, quando se trata de existência da falha, isso implica que a mesma já ocorreu e, se ainda existe, não foi reparada. Já a ocorrência da falha denota que de fato ocorreu o evento indesejado, porém a falha ainda pode ser reparada. Essa diferença conceitual não é crítica para a construção da FTA, mas é importante na quantificação das probabilidades do evento. Por exemplo, se o funcionamento de um componente da árvore for normal e propagar uma sequência de falhas, então admite-se que o componente opera normalmente.

Isso quer dizer que o analista não pode assumir que a falha irá ocorrer e, portanto, deve-se interromper a sequência de falhas. Desde a sua concepção, a árvore de falhas tem sido aplicada em diferentes tipos de sistemas e, quando aplicada em barragens, é importante que os limites da árvore sejam claramente definidos, uma vez que na análise de risco de barragens os problemas podem ser divididos em sistemas e inúmeros subsistemas.

Winter (1995) levanta que a escolha do evento de topo é muito importante, e tal evento não pode ser muito generalista, uma vez que a árvore de falhas se tornará muito grande e pouco manejável, e tampouco muito específico, sendo que essa condição faz com que a análise não proporcione uma visão suficiente ampla do sistema.

Uma vez que a árvore de falhas é transformada em uma forma Booleana, o evento indesejável pode ser escrito em termos dos conjuntos mínimos de cortes (C_i), que representa a combinação dos eventos, na qual se todos falharam simultaneamente, o evento indesejável irá ocorrer. Sendo assim, o evento de topo pode ser definido tal como na equação (3.18):

$$E_{TOPO} = C_1 \cup C_2 \cup C_3 \cup C_4 \cup C_n \quad (3.18)$$

em que $C_i = X_1.X_2.X_n$ e X representam os eventos básicos. Portanto, a probabilidade da ocorrência do evento de topo é dada pela equação (3.19):

$$P(E_{TOPO}) = \sum_{i=1}^n P(C_i) - \sum_{i<j} P(C_i \cap C_j) + \sum_{i<j<k} P(C_i \cap C_j \cap C_k) - \dots + (-1)^{n+1} P(C_i \cap \dots \cap C_n) \quad (3.19)$$

A Figura 3.29 ilustra uma árvore de falhas e na qual o evento de topo (ET) é dado pela soma dos subsistemas E1, E2 e do evento A, sendo que E1 é a soma do evento B com o subsistema E3 e o subsistema E2 pode ser definido como o produto dos subsistemas E4 e E5. A derivação dos cortes mínimos é basicamente um processo de redução e expansão algébrica, mas de importância vital na avaliação tanto qualitativa quanto quantitativa da árvore de falhas.

Qualitativamente, os cortes mínimos identificam os diferentes caminhos que podem levar o sistema à falha e quais eventos devem ser priorizados. Para sistemas complexos, o conhecimento qualitativo é importante para o analista no sentido de entender a performance do sistema e aperfeiçoar a confiabilidade. Quantitativamente, avaliação da árvore de falhas pode ser subdividida em duas partes: na quantificação da própria probabilidade de ocorrência do evento de topo e da medida quantitativa dos eventos associados ao evento de topo.

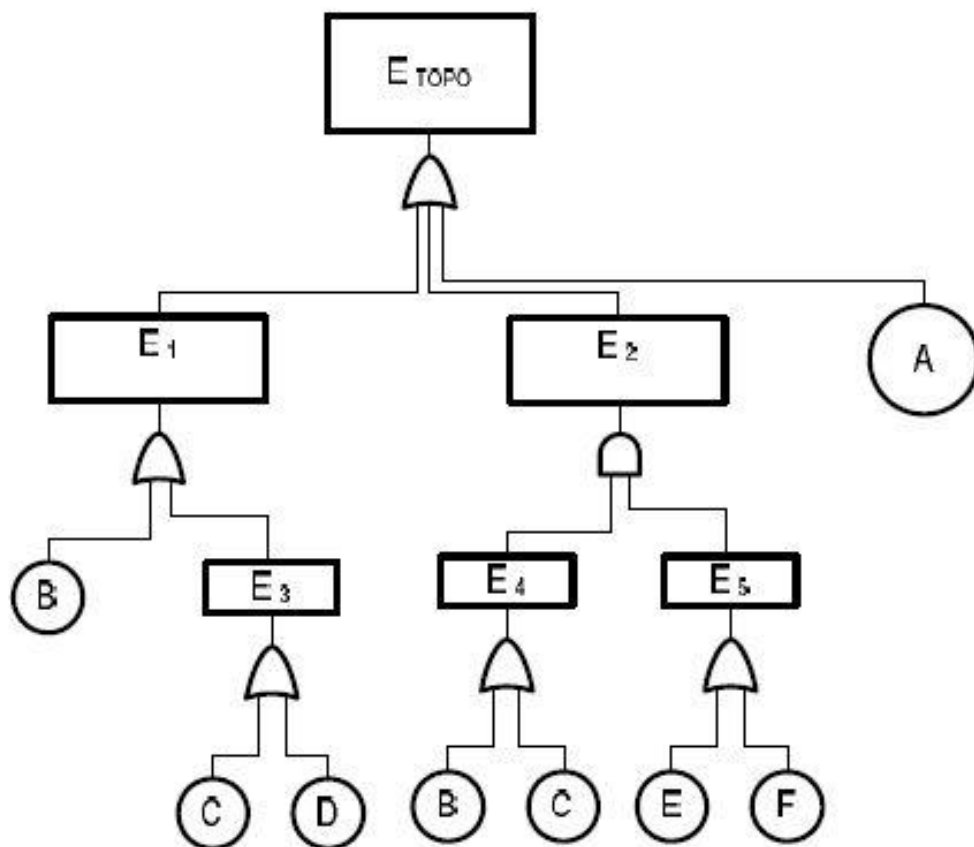


Figura 3.29 - Exemplo de árvore de falhas

Fonte: Adaptado de Baptista (2008).

3.4.2 Árvore de eventos (ETA - *Event Tree Analysis*)

A análise por árvore de eventos (ETA - *Event Tree Analysis*) teve sua implementação divulgada a partir dos anos 70 do século passado e está essencialmente associada às indústrias nuclear, química e petrolífera (BAPTISTA, 2008). Através de um método indutivo, ou seja, partindo-se das causas para determinar os efeitos, a árvore é construída da esquerda para a direita, como apresentada na Figura 3.30.

Stewart (2000) afirma que as árvores de eventos são comumente usadas em análises de barragens de terra. A ETA permite ainda, de acordo com Caldeira (2005), ilustrar os efeitos e estados, intermediários e finais, suscetíveis de ocorrerem após o surgimento de um acontecimento inicialmente selecionado.

Já Hartford & Baecher (2004) ponderam que a aparência simples da árvore de eventos desmente a complexidade e sutileza dos conceitos do modelo que devem ser incluídos na análise de risco.

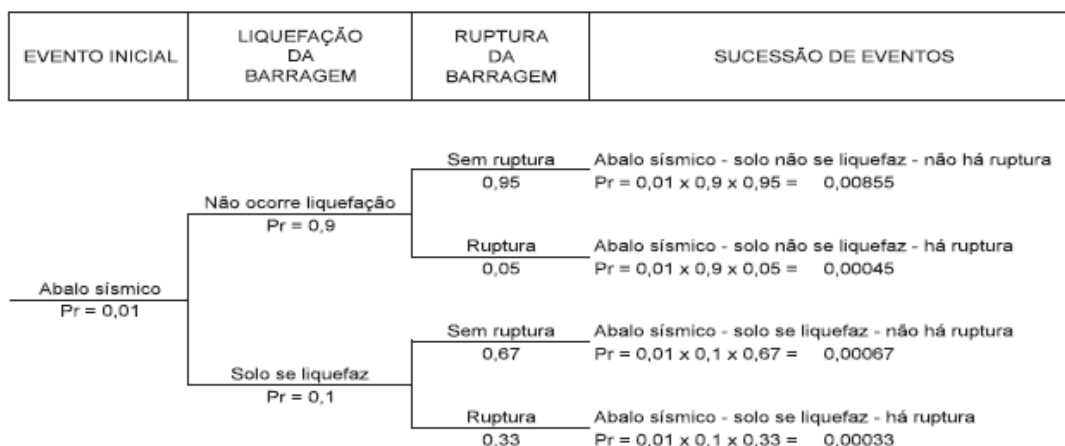


Figura 3.30 - Exemplo de árvore de eventos

Fonte: Adaptado de Hartford & Baecher (2004).

A aplicação da árvore de eventos no contexto das barragens envolve a predição do comportamento da barragem, definido como um sistema dividido em vários subsistemas que assegurem a funcionalidade de tal estrutura (ESPÓSITO *et al.*, 2010).

O fato de a árvore de eventos ser gráfica, de fornecer uma visão qualitativa do sistema e ainda poder ser usada para avaliar quantitativamente a confiabilidade do sistema, faz com que esse método seja uma válida ferramenta de engenharia e de segurança. Como vantagens do uso da árvore de eventos reportam-se:

- A geração de recursos lógicos e gráficos para ilustrar uma sequência de eventos, partindo-se do evento iniciador para um conjunto de resultados possíveis;
- Em casos em que a sequência de eventos é conhecida, o processo de construção da árvore de eventos é simples, sendo apenas uma questão de ilustrar graficamente o que é conhecido das possibilidades;
- Contempla o projeto, a construção e o desempenho da barragem;
- A ETA é orientada para ilustrar as condições do sistema necessárias ou estados que têm uma relação com a consequência indesejada;
- Como é um método indutivo, a ETA fornece uma base para a análise de situações nas quais as consequências são desconhecidas, mas que devem ser reveladas por perguntas feitas por especialistas experientes.

A ETA está inserida em um contexto maior que é o da árvore de decisões. Segundo Ang & Tang (1990), a árvore de decisão consiste em uma sequência de decisões, uma lista de alternativas possíveis, com a atribuição de probabilidades para cada nó definido como um nó de chance. A árvore de decisão inicia-se com o nó de decisão, representado pelo retângulo preto na Figura 3.31. Nesse exemplo, θ_1 e θ_2 são as duas possibilidades de respostas associadas às alternativas a_1 e a_2 , cujas probabilidades de ocorrência são condicionais, como $P(\theta_j|a_i)$. A saída a_3 é função de resultados experimentais; portanto a probabilidade da saída experimental (z_1) também é condicional nos experimentos e_k , sendo igual a $P(z_1|e_k)$.

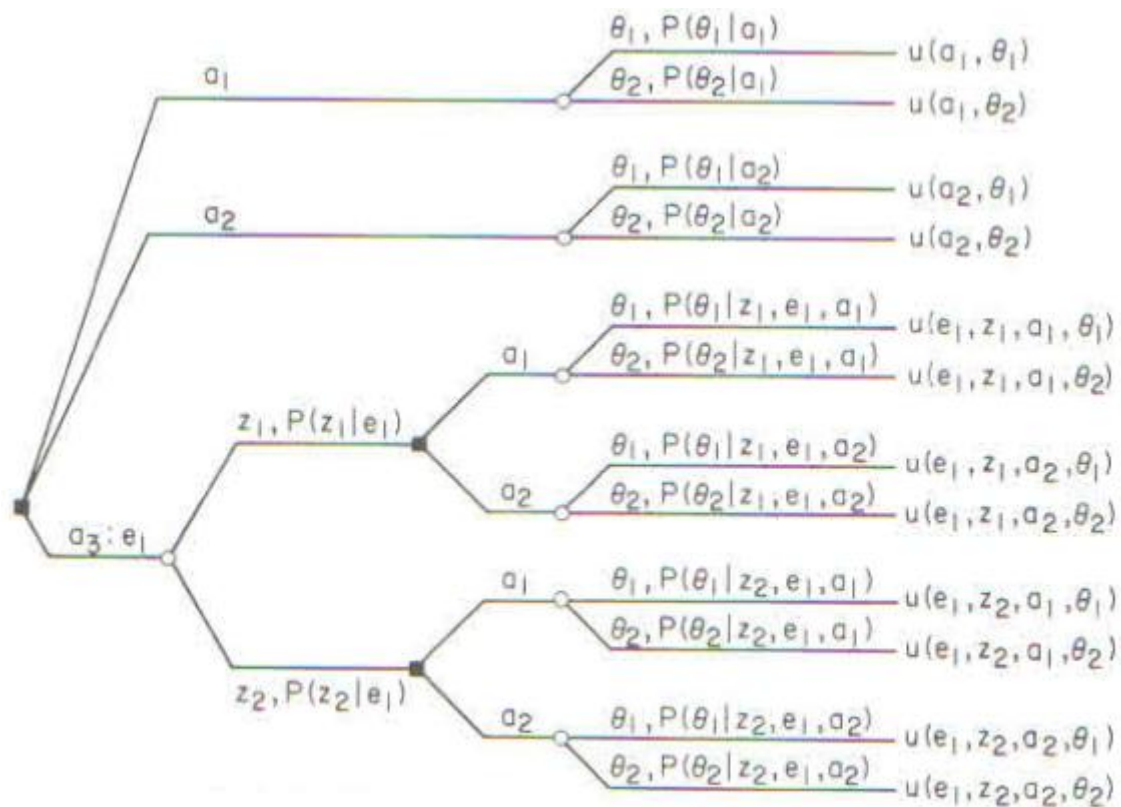


Figura 3.31 - Árvore de decisão

Fonte: ANG & TANG (1990).

As saídas de um nó de chance são mutuamente excludentes e coletivamente exaustivas (pelo menos um evento acontece). Em assim sendo, a soma das probabilidades condicionais em cada nó de chance tem que ser igual à unidade. A consequência de cada sequência ou ramo da árvore é medida através de um valor útil (valor atribuído a um investimento com base no desempenho esperado) qual seja, $u(e_k, z_1, a_1, \theta_1)$.

Espósito *et al.* (2010) observam que o sucesso ou falha de cada estágio deve ser cuidadosamente definido, uma vez que esse passo tem que garantir que o evento indesejado esteja relacionado fisicamente ao desenvolvimento do fenômeno em estudo e não inclua ações relacionadas à operação ou ao tratamento remediador de eventos desfavoráveis.

Já Baptista (2008) constata que as árvores de eventos podem ser utilizadas em dois cenários distintos: o de pré-acidente, analisando a lógica do desempenho do sistema, e o de pós-acidente, que permite analisar as consequências dos diferentes desencadeamentos que possam ocorrer.

Previamente à ETA, deve-se fazer o chamado diagrama de influências que ilustra as relações entre os eventos iniciadores, os estados da natureza, as componentes e condições do sistema, levando em conta as incertezas. Outra ferramenta comumente utilizada é a árvore lógica, que é uma representação das várias realizações possíveis do estado multivariado da natureza do problema e que, por meio deste, uma "folha" (ou ramo) será derivada como evento iniciador para a árvore de eventos (Figura 3.32). Através da árvore lógica, os estados dos sistemas podem ser identificados, bem como as incertezas correspondentes às condições de exploração pré-existentes.

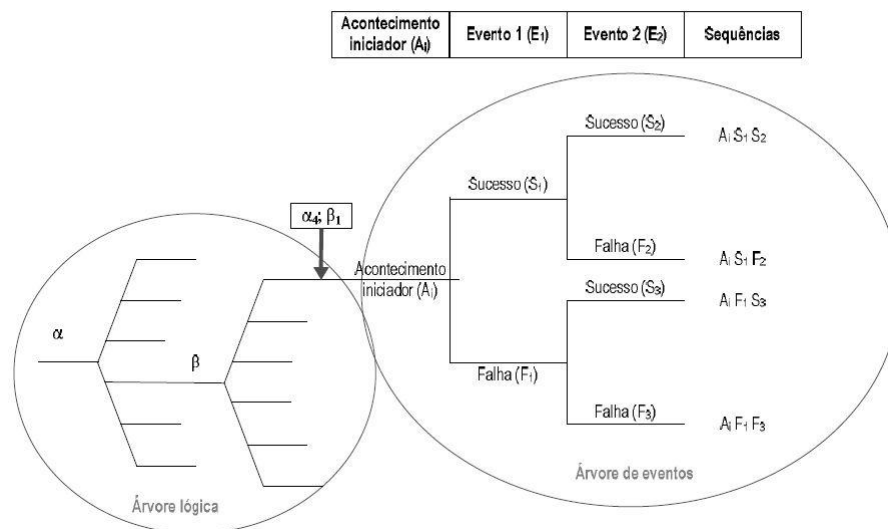


Figura 3.32 - Ramo da árvore lógica, evento iniciador da árvore de eventos
 Fonte: Adaptado de Hartford & Baecher (2004).

Uma vez construída, a ETA pode ser utilizada de uma forma dedutiva para tirar conclusões acerca das probabilidades conjuntas, do risco e das consequências. Caldeira (2005) destaca que os resultados numéricos podem sofrer influência das correlações entre as probabilidades de ramos associados a diferentes nós. As correlações podem ser de quatro tipos: são ditas **causais** se um evento causa fisicamente o outro; **probabilísticas** se duas variáveis aleatórias partilham de uma dependência comum em relação a uma terceira variável; **estatística**, caso duas variáveis sejam estimadas a partir de um mesmo conjunto de dados, portanto sujeitas ao mesmo erro de amostragem, e **autocorrelação espacial**, caso duas variáveis sejam ligadas à realização espacial (ou temporal) de uma terceira variável, sendo esta última estocasticamente dependente no tempo e no espaço.

Uma das dificuldades apresentadas pela árvore de eventos está relacionada à variabilidade no tempo dos estados dos sistemas. A identificação do evento iniciador é um importante passo na construção da árvore; na questão das barragens, geralmente é um evento ligado à funcionalidade e segurança da estrutura.

As árvores de eventos podem ser de três tipos (HARTFORD & BAECHER, 2004):

- Modelos de sistemas físicos - representações de eventos que ocorrem no tempo ou no espaço, ordenados de forma cronológica como, por exemplo, uma cheia;
- Estruturas de conhecimento do sistema e confiabilidade sobre seu desempenho - representações de variáveis de estado e incertezas; e
- Visualização de probabilidades conjuntas de variáveis aleatórias - ordem arbitrária dos eventos para cada ramo, fazendo a realização conjunta das variáveis aleatórias (não há relações causais entre um nó e o subsequente).

Ladeira (2007) ressalta ainda que um dos princípios que fundamentam o método é que os eventos iniciais são aleatórios e os demais eventos devem estar relacionados fisicamente aos acontecimentos, no contexto do sistema. Um cuidado deve ser tomado no processo de elaboração da árvore, de tal maneira que ela seja composta somente por eventos associados aos estágios de desenvolvimento do fenômeno.

Srivastava (2008) aponta que, para a avaliação do risco de segurança da barragem, a série de ocorrências representadas por uma árvore de eventos descreve suas diversas respostas para o evento iniciador que é desencadeado em cascata de falhas, falhas parciais e estados sem falhas, sendo definidas como resultados desejáveis da análise em questão.

3.5 Probabilidades e incertezas na análise de risco

Ao lidar com as incertezas em segurança de barragens, ou descreve-se um leque de conhecimento sobre as leis e propriedades da natureza ou refere-se a algo que a um certo nível é acidental ou imprevisível. Neste contexto, trabalha-se com graus de confiabilidade. Ang & Tang (1990) definem a confiabilidade como a medida probabilística da garantia de desempenho. À luz das incertezas, a confiabilidade do sistema pode ser expressa em termos de probabilidades. O grau de confiabilidade está intimamente ligado ao princípio da indiferença, assumindo uma completa "ignorância" *a priori* do observador, pois assim todas as condições serão em princípio equiprováveis.

Sendo assim, Caldeira (2005) classifica as incertezas em incertezas aleatórias e incertezas epistemológicas. As incertezas aleatórias, ou intrínsecas, referem-se a incertezas inerentes à variabilidade dos fenômenos naturais. Já as incertezas epistemológicas são devidas ao estado do conhecimento sobre o problema em estudo, podendo ser reduzidas através de dados complementares, de uma melhor modelação ou mesmo uma melhor estimativa de parâmetros do modelo. Na área da geotecnia, Christian (2004) cita que a maioria das incertezas reflete um desconhecimento acerca das variáveis. Neste contexto, uma abordagem mais prática, a qual depende da experiência e do grau de confiança do engenheiro, é mais usual. O referido autor ainda afirma que a maioria das aplicações práticas dos métodos probabilísticos emprega a probabilidade como uma medida de confiança, em um contexto de incertezas.

O processo de extrair opinião de especialistas no julgamento possui cinco fases, de acordo com Hartford & Baecher (2004), sendo elas: motivação, formação, estruturação, avaliação e documentação. A fase de motivação tem por objetivo desenvolver uma comunicação para explicar o porquê e como as probabilidades serão levantadas, e como os resultados serão usados na análise de risco. Já a fase de formação tem o propósito de fazer com que os especialistas fiquem cientes do processo, por meio da quantificação das incertezas. A fase de estruturação tem o objetivo de definir as incertezas específicas e a relação entre as mesmas, que permitirão que as avaliações de estimativas de probabilidades sejam combinadas. Se a análise for mais completa e o tempo permitir, recomenda-se uma revisão da literatura e coleta de dados.

Tung (1987) aponta que, ao tempo de publicação do referido trabalho, a filosofia de projetos de estruturas hidráulicas baseadas no risco havia ganhado mais espaço, após uma década de inovação e pesquisa, e que essa filosofia começava a ser implantada em projetos reais.

Ainda segundo o citado autor, o objetivo de analisar as incertezas dos parâmetros hidrológicos é o de melhorar a estimativa de cheias de períodos de retorno consideráveis. No passado, as incertezas associadas com as propriedades estatísticas (como a média, desvio padrão, assimetria) eram tratadas separadamente. Em contrapartida, uma abordagem mais desejável seria o desenvolvimento de distribuições de amostragens dos estimadores das magnitudes das cheias. Essas distribuições seriam o resultado dos efeitos combinados de todas as incertezas dos parâmetros hidrológicos e o processo aleatório inerente à estimativa da magnitude dos eventos.

Com a inserção de novos dados e observações, obviamente que as estimativas produzidas serão mais refinadas, e haverá, geralmente, mas nem sempre, uma redução das incertezas. Caldeira (2005) afirma que, em alguns casos, as incertezas associadas às estimativas ou erros dos modelos podem ser muito mais significativas do que as associadas à variabilidade das variáveis em questão.

Paté-Cornell (1996) reporta que as incertezas sobre um determinado fenômeno refletem o desconhecimento sobre o problema de gestão de riscos. A questão de se definir e medir diferentes tipos de incertezas é particularmente crítica em análises que envolvem fenômenos com altas consequências, como é o caso das rupturas de barragens, devido à potencial sensibilidade pública para os possíveis resultados.

Para descrever as incertezas sobre o desempenho futuro de algum sistema, os engenheiros desenvolveram a análise de risco probabilística, uma técnica de engenharia baseada em análises de sistemas e probabilidades condicionais.

Na engenharia civil, os métodos probabilísticos foram desenvolvidos com o intuito de se determinar a confiabilidade de estruturas, utilizando-se de integrações numéricas, como o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM - *first-order reliability methods*) e o método de confiabilidade de segunda ordem (SORM - *second-order reliability methods*).

Esses dois métodos são considerados analíticos aproximados, que é uma das técnicas utilizadas para se determinar a probabilidade de uma ruptura. Segundo Caldeira (2005) ainda podem ser feitas sob as seguintes condições:

- Integração analítica exata;
- Método gráfico com dados experimentais;

- Simulações numéricas (por exemplo, a simulação de Monte Carlo);
- Análise de confiabilidade.

Do elenco anteriormente citado de métodos para avaliação quantitativa de probabilidades associadas a falhas de estruturas de engenharia civil, fez-se aqui a opção pela aplicação dos métodos de simulação de Monte Carlo e de análise de confiabilidade. Justifica-se esta opção pela oportunidade de emprego de métodos que se apresentaram de aplicação promissora em estruturas de sistemas de recursos hídricos, dentro de um contexto de variabilidade de sua implementação no cronograma físico da presente pesquisa.

As atribuições de probabilidades também podem ser baseadas em um julgamento de engenharia, no qual se estabelece o grau de convicção de uma ocorrência, sob uma dada condição, tendo-se em conta o conhecimento de que se dispõe na área técnica em questão, a intuição e as regras fundamentais da teoria da probabilidade, consistindo pois, na estimativa subjetiva de probabilidade. Esse julgamento pode ser usado em qualquer circunstância: dados de base em grande quantidade ou em quantidade insuficiente; e boa compreensão sobre os modelos em questão ou compreensão deficiente. A qualidade das estimativas depende da maior compreensão sobre os modelos e de um maior número de dados de base.

Salas *et al.* (2013) relatam que devido a amostragem de vazões observadas ser limitada, os parâmetros estimados e os quantis das vazões são variáveis incertas. Pela mesma razão, para a estimativa do inverso, isto é, estimar a probabilidade de excedência ou o período de retorno de uma magnitude de cheia conhecida, e conseqüentemente estabelecer o risco de falha, deve-se considerar as incertezas associadas. Embora as incertezas em relação aos quantis de cheias tenham sido extensivamente estudadas na literatura, muito ainda há de ser feito no que concerne às incertezas associadas ao tempo de retorno e ao risco de falha.

Além do problema da quantidade de dados, a qualidade dos dados é extremamente importante, ou seja, qualificar os dados antes de aceitá-los na análise. Sem o processo de análise da qualidade dos dados, incertezas adicionais e eventuais erros serão indevidamente introduzidos na análise.

3.5.1 Análise de confiabilidade

Segundo Tung *et al.* (2006), a ideia básica da engenharia de confiabilidade é determinar a probabilidade de falha de um sistema de engenharia, cuja segurança pode ser avaliada, ou mesmo tomar uma decisão em relação ao projeto e à manutenção de alguma estrutura.

A teoria de confiabilidade introduz, de forma explícita, as incertezas dos modelos e/ou dos parâmetros, que são propagadas por meio dos cálculos para que sejam obtidas as probabilidades associadas à resposta do sistema em análise. Denotando-se por R a resistência do sistema em questão e por L (*load*) as ações ou cargas solicitadas, pode-se definir a confiabilidade do sistema (p_s) como:

$$p_s = P(R > L) = \iint_{\text{Área com } R-L>0} f_{R,L}(R,L) dr dl \quad (3.18)$$

na qual $f_{R,L}$ é a função de probabilidade conjunta de R e L. Em termos mais gerais, a confiabilidade pode ser expressa em termos da função de densidade conjunta $f_x(x)$ de todas as variáveis X envolvidas, conforme descrito na equação a seguir:

$$p_s = \int f_x(x) dX \quad (3.19)$$

Em uma análise de confiabilidade, a equação (3.18) pode ser reescrita em termos de uma função desempenho de alguma estrutura, aqui denotada por Z(x). A função desempenho tem por objetivo definir o estado do sistema, ou seja, se $Z(x)>0$ a estrutura em questão se encontra em uma região de segurança, caso contrário o sistema está em uma região de falha, ou ainda se Z(x) for igual a 0, encontra-se em seu estado limite. A Figura 3.33 apresenta a relação da função desempenho e da função de densidade de probabilidade conjunta de R e L.

As principais funções desempenho utilizadas na engenharia hidráulica e de recursos hídricos são as seguintes (GOODARZI *et al.*, 2013):

$$Z = R - L \quad (3.20)$$

$$Z = \left(\frac{R}{L}\right) - 1 \quad (3.21)$$

$$Z = \ln\left(\frac{R}{L}\right) \quad (3.22)$$

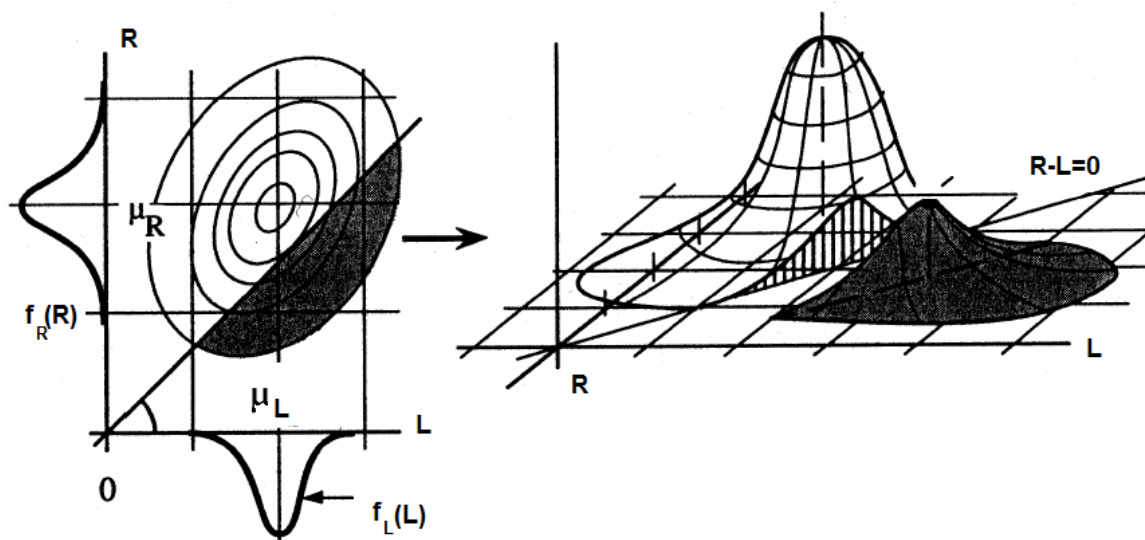


Figura 3.33 - Representação da função de desempenho e da função de densidade de probabilidade conjunta de R e L.

Fonte: Adaptado de Caldeira (2005).

Quando se trata de confiabilidade, um índice denominado β é comumente utilizado. Este é definido como a razão da média pelo desvio padrão da função desempenho Z , sendo, então, o inverso do coeficiente de variação, ou seja:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.23)$$

Admitindo-se uma distribuição de probabilidade para Z , a confiabilidade p_s pode ser assim definida:

$$p_s = 1 - F_Z(0) = 1 - F_{Z'}(-\beta) \quad (3.24)$$

sendo $F_Z(\cdot)$ a função acumulada de probabilidades da função desempenho Z , e Z' a função normalizada, ou seja, $Z' = (Z - \mu_Z) / \sigma_Z$. Tung *et al.* (2006) compilaram algumas expressões para a confiabilidade p_s (Tabela 3.11), segundo a distribuição de probabilidades ajustada para a função desempenho. Em alguns casos, a distribuição normal é usada para $Z(x)$ e, neste caso específico, a confiabilidade pode ser calculada pela equação a seguir:

$$p_s = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) \quad (3.25)$$

em que $\Phi(\cdot)$ denota o valor da função de probabilidades acumulada da distribuição normal padrão.

Tabela 3.11- Confiabilidade de outras distribuições de probabilidades

Fonte: Adaptado de Tung *et al.* (2006)

Distribuição de Z	Função densidade de probabilidades	Média μ_z	Coefficiente de variação	Confiabilidade $p_s = P(Z > 0)$
Normal	$\frac{1}{\sigma_z \sqrt{2\pi}} \exp[-\frac{1}{2} (\frac{z - \mu_z}{\sigma_z})^2]$	μ_z	$\frac{\sigma_z}{\mu_z}$	$\Phi(\frac{\mu_z}{\sigma_z})$
Lognormal	$\frac{1}{z \sigma_{\ln z} \sqrt{2\pi}} \exp[-\frac{1}{2} (\frac{\ln(Z) - \mu_{\ln z}}{\sigma_{\ln z}})^2]$	$\exp[\mu_{\ln z} + \frac{\sigma_{\ln z}^2}{2}]$	$\sqrt{e^{\sigma_{\ln z}^2} - 1}$	$\Phi(\frac{\mu_{\ln z}}{\sigma_{\ln z}})$
Exponencial	$\beta e^{-\beta(z-z_0)}$ para $z \geq z_0$	$\frac{1}{\beta} + z_0$	$\frac{1}{1 + \beta z_0}$	$e^{-\beta(z-z_0)}$
Gama	$\frac{\beta^\alpha (z-\xi)^{\alpha-1} e^{-\beta(z-\xi)}}{\Gamma(\alpha)}$ para $z \geq \xi$	$\frac{\alpha}{\beta} + \xi$	$\frac{\sqrt{\alpha}}{\alpha + \beta \xi}$	$1 - \frac{GI[\alpha, \beta(z-\xi)]}{\Gamma(\alpha)}$ *
Beta	$\frac{1}{B(\alpha, \beta)} \frac{(z-a)^{\alpha-1} (b-z)^{\beta-1}}{(b-a)^{\alpha+\beta-1}}$ para $a \leq z \leq b$	$a + \frac{\alpha}{\alpha + \beta} (b-a)$	$\sqrt{\frac{\alpha\beta}{\alpha + \beta + 1} \frac{(b-a)}{(\alpha + \beta)\mu_z}}$	$1 - \frac{B_u(\alpha, \beta)**}{B(\alpha, \beta)} u = \frac{z-a}{b-a}$
Triangular	$\frac{2}{b-a} (\frac{z-a}{m-a}) \frac{2}{b-a} (\frac{b-z}{b-m})$ Para $a \leq z \leq m$ Para $m \leq z \leq b$	$\frac{a + m + b}{3}$	$(0,5 - \frac{ab + am + bm}{6\mu_z^2})^{1/2}$	$1 - \frac{(b-z)^2}{(b-a)(m-a)}$
Uniforme	$\frac{1}{b-a}$ para $a \leq z \leq b$	$\frac{a + b}{2}$	$\frac{1}{\sqrt{3}} \frac{b-a}{b+a}$	$\frac{b-z}{b-a}$

* GI[.] = função gama incompleta.

** $B_u(\cdot)$ = função beta incompleta.

A Figura 3.34 procura facilitar a compreensão da probabilidade de falha de algum sistema em questão. A área à esquerda de $z=0$ corresponde à região de falha da função densidade de probabilidades de Z .

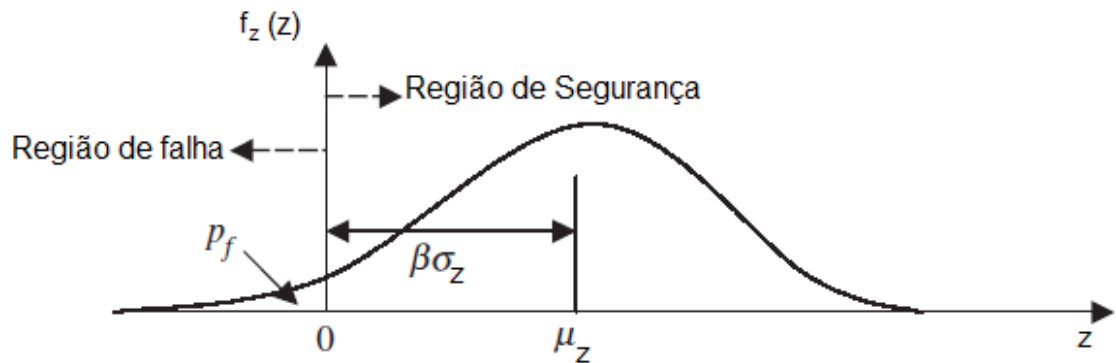


Figura 3.34 - Função densidade de probabilidades da função desempenho e suas regiões
Fonte: Adaptado de Tung *et al.* (2006).

3.5.2 Simulação de Monte Carlo

Ang & Tang (1990) afirmam que simulação é o processo de replicação do "mundo real" baseado em uma gama de premissas e modelos conceituais da realidade. Já a simulação de Monte Carlo é um procedimento numérico que reproduz variáveis randômicas que seguem uma distribuição estatística específica. Na simulação de Monte Carlo, a resposta do sistema de interesse é medida repetidamente em vários conjuntos de parâmetros gerados a partir de leis probabilísticas conhecidas ou admitidas (TUNG *et al.*, 2006). Uma amostra de uma simulação Monte Carlo é estatisticamente similar a uma amostra de observações experimentais. Na engenharia, os objetivos de uma simulação é prever ou estudar o desempenho de um sistema.

Uma das premissas da simulação de Monte Carlo é a geração de números aleatórios que seguem uma determinada distribuição de probabilidades. Goodarzi *et al.* (2013) afirmam que, para essa geração de números aleatórios, é necessário admitir X como uma variável aleatória, tendo $F_x(X)$ como sua função acumulada de probabilidades. Sendo assim, a função inversa para qualquer valor de u pode ser escrita como na seguinte equação:

$$X = F_x^{-1}(u) \quad (3.26)$$

na qual $F_x^{-1}(u)$ é a inversa da função e u tem uma distribuição uniforme em $(0,1)$.

Todavia, há duas preocupações em relação à simulação de Monte Carlo, reportadas por Tung *et al.* (2006), a saber: a) a exigência de um grande número de simulações (esforço computacional) para gerar as variáveis aleatórias; e b) a presença de correlação entre parâmetros de base estocástica. No entanto, com o crescimento dos recursos computacionais, a preocupação com os custos e tempo de operação diminuiram.

Para gerar m variáveis aleatórias utilizando-se da inversa da função acumulada de probabilidades, os seguintes passos recomendados por Goodarzi *et al.* (2013) devem ser seguidos:

- Gerar uma variável uniforme $u \sim u(0,1)$; e
- Definir um valor para x de tal forma que $x = F_x^{-1}(u)$ conforme mostrado na Figura 3.35.

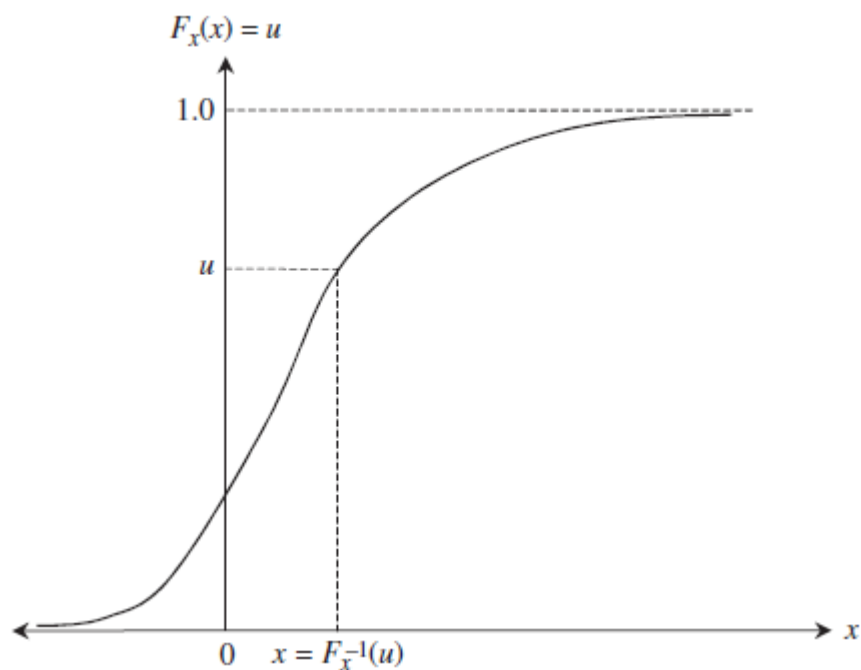


Figura 3.35 - Diagrama esquemática para geração de números aleatórios por meio da inversa da função acumulada de probabilidades.
Fonte: Adaptado de Tung *et al.* (2006).

A técnica de Monte Carlo tem sido amplamente aplicada na engenharia de recursos hídricos. Thompson *et al.* (1997), por exemplo, atentam para o fato de que o uso da simulação de Monte Carlo para estimar a probabilidade de falha em uma barragem exige um grande número de simulações, uma vez que sua ruptura é um evento de extremo pouco provável de ocorrer.

A acurácia dos modelos estatísticos de saída (*output*) e da distribuição de probabilidade obtida pela simulação de Monte Carlo é função do número de simulações realizadas. Para modelos ou problemas com uma grande carga de incertezas, e ainda que o evento de interesse tenha baixa probabilidade de ocorrência ($<0,1$), milhares de simulações devem ser feitas (TUNG *et al.*, 2006). Regras para a determinação do número mínimo de simulações para convergência de resultados não estão claras e bem definidas na literatura.

A probabilidade da ocorrência de um evento indesejável por meio de simulação de Monte Carlo é uma aproximação bem razoável, se o número de simulação for "suficientemente grande" (MELCHING, 1992). O autor ainda define "suficientemente grande" em função do número de parâmetros, da complexidade do modelo e da magnitude da probabilidade a ser estimada. Em seu trabalho, o mesmo autor ainda definiu que 1000 simulações eram suficientes para se estimar a média, o desvio padrão e os quantis de probabilidades acima de 0,2, no contexto de uma aplicação dos modelos de chuva-vazão HEC-1 e RORB. Para estimar os quantis entre 0,001 e 0,2, foram necessárias 10000 simulações.

Já Baptista (2008) realizou uma análise da probabilidade de ruptura de uma barragem pelo método de Monte Carlo e constatou que, apenas a partir de 10000 simulações, houve uma pequena variação na probabilidade de rompimento (entre 0,5 e 3%). Assim, foi esse número de simulações adotado pela autora para implementação da metodologia.

Obviamente, com o aumento do número de simulações, os erros em relação ao resultado diminuem. Porém, na simulação de Monte Carlo existem técnicas de redução de variância, que não são objeto de estudo desta pesquisa (tais como *importance sampling*, *antithetic variates*, *correlated-sampling*, *latin hypercube sampling*), mas cujas descrições podem ser encontradas nos trabalhos de Ang & Tang (1990) e Tung *et al.* (2006).

4 METODOLOGIA

Esta dissertação insere-se no contexto de sistematização e aplicação dos principais métodos de estimação da probabilidade de eventual ruptura de barragens por causas hidráulicas e hidrológicas. Os métodos de avaliação de probabilidade de falhas hidráulicas-hidrológicas aqui empregados foram: A árvore de eventos (*Event Tree Analysis*), a árvore de falhas (*Fault Tree Analysis*) e a simulação de Monte Carlo. Apesar destes métodos poderem ser empregados em qualquer barragem, dando generalidade a este capítulo de etapas metodológicas, particularam-seas suas aplicações para a Pequena Central Hidrelétrica de Cajuru. Esta possui área de drenagem igual a 2230 km², um vertedouro com capacidade de vazão máxima igual a 1002 m³/s e um reservatório com área máxima igual a 23,3 km². A escolha do local deu-se em função da facilidade de obtenção dos dados publicados nos trabalhos de Fernandes (2009) e Reis (2007), além do fato da barragem estar localizada no Rio Pará que possui uma configuração relativamente simples para efetuar a propagação no reservatório que será descrita posteriormente. A metodologia pode ser dividida em três partes distintas: a aplicação da árvore de falhas nas comportas e seus componentes, a simulação de Monte Carlo e a aplicação da árvore de eventos.

4.1 Aplicação da árvore de falhas (*Fault Tree Analysis - FTA*)

A árvore de falhas foi escolhida como o método para a determinação da probabilidade de falha de uma das oito comportas que compõem a barragem em estudo, uma vez que a FTA permite a identificação de quais elementos contribuem para o evento indesejável, por meio da decomposição de cada parte da árvore em subsistemas.

A equipe técnica da concessionária do aproveitamento de Cajuru, ou seja, a Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), forneceu a informação de que a operação das comportas, que são do tipo segmento, é realizada individualmente por um motor que aciona um conjunto de engrenagens, o qual, através de uma haste, aciona duas caixas redutoras que movimentam duas correntes de erguimento da estrutura. A equipe técnica da CEMIG informou ainda que o comando é realizado no local. Além disso, possui como fonte de energia principal a própria unidade geradora da central, ou seja, quando essa falha, a energia se dá pelo retorno da linha. Se tais elementos falharem, entra em ação a fonte externa rural de 13,8 kV, cuja falha aciona um motor a diesel de emergência. Por fim, se todas as possibilidades anteriores falharem, há a opção de acionamento manual. Com essas informações, foi elaborada uma árvore de falhas contendo os elementos necessários para o funcionamento da comporta, cuja construção apoiou-se no trabalho de Patev & Putcha (2005).

4.1.1 Atribuição de probabilidades aos elementos da árvore de falhas

Um dos grandes desafios das análises quantitativas de risco é a atribuição de probabilidades. Nesta pesquisa foi utilizada a metodologia proposta por Patev *et al.* (2005), composta por um sistema de classificação. Esse sistema permite atribuir pesos às probabilidades e as probabilidades, propriamente ditas, são calculadas partindo-se da premissa que os componentes seguem uma distribuição exponencial. Com isso, a equação (4.1), que define a probabilidade, é a função acumulada de probabilidades da lei exponencial dada por:

$$P(\text{falha}) = 1 - \exp(-\lambda t) \quad (4.1)$$

na qual, t é o tempo de operação da comporta sem apresentar nenhuma falha, aqui adotado como 1000 horas; λ é a taxa de falha, a qual pode ser obtida a partir de dados observados ou, na ausência deles, pela equação (4.2):

$$\lambda = \frac{\chi^2}{2t} \quad (4.2)$$

Na equação anterior, χ^2 corresponde ao valor da estatística do Qui-Quadrado (PATEV *et al.*, 2005) com dois graus de liberdade (configurando-se então a distribuição exponencial) e, neste estudo de caso, com confiabilidade de 99,9%. A Tabela 4.1 apresenta os valores de λ que foram admitidos como típicos, segundo o estudo de Patev *et al.* (2005).

Tabela 4.1 - Valores de λ adotados como típicos

Fonte: Sintetizados a partir de Patev *et al.* (2005)

Evento	λ
Linhas de Transmissão	0,2 x 10 ⁻⁶
Energia de emergência	0,4 x 10 ⁻⁶
Circuito de controle	0,2 x 10 ⁻⁶
Falha no motor	0,1 x 10 ⁻⁶
Turbina geradora	1,2 x 10 ⁻⁶
Falha no mancal	1,2 x 10 ⁻⁶

O uso da distribuição exponencial se dá devido a um conceito de taxa média entre falhas (MTBF - *Mean Time between failures*), e que o modelo distributivo exponencial é mais adequado em razão de conseguir descrever uma situação na qual a taxa de falha é constante, além de ser a distribuição que melhor se ajustou para estimar a falha de componentes eletrônicos, sendo amplamente utilizada na engenharia de confiabilidade (WILSON, 2012).

4.1.2 Probabilidade de não atendimento pelo vertedouro

O vertedouro da barragem de Cajuru, conforme citado anteriormente, tem a capacidade para escoar a vazão máxima de 1002 m³/s. CPRM (2001) elaborou um estudo de regionalização das médias das vazões máximas para a região, considerada no estudo como região homogênea, do alto e médio rio Pará. O modelo de regressão que relaciona as cheias médias (*index-flood*) às respectivas áreas de drenagem é:

$$Q_{\text{Max-Med}} = 0,2451 \cdot A^{0,8751} \quad (269 \leq A \leq 26553 \text{ km}^2) \quad (4.3)$$

Substituindo na equação (4.3) o valor da área de drenagem de Cajuru, a qual é de 2230 km², obtém-se o valor da vazão máxima média, ou cheia média, igual a 208,66 m³/s. No estudo da CPRM (2001), definiu-se, após testes de aderência e pelo posicionamento dos valores regionais no diagrama Curtose-L versus Assimetria-L, que a melhor distribuição estatística, válida para a região, foi a Logística Generalizada, cuja função acumulada de probabilidades é dada pela equação a seguir:

$$F(x) = \frac{1}{1+e^{-y}} \quad (4.4)$$

onde $y = \left\{ -k^{-1} \ln [1 - k(x - \frac{\xi}{\alpha})] \right\}$ para $k \neq 0$. As estimativas dos parâmetros da distribuição são ξ (Posição) = 0,918; α (Escala) = 0,223; k (Forma) = -0,213.

Com isso, tem-se que $F(x)$, tal como particularizada para o conjunto paramétrico dado e para $x = Q_{\text{Cajuru}}/Q_{\text{Max-Med}} = 1002/208,66 = 4,80$, resulta em $F(x) = 0,9993$. Em hidrologia, quando se estuda eventos de máximos anuais, a definição do tempo de retorno, ou seja, o tempo médio necessário em anos para que o evento recorra em um ano qualquer, é dada por:

$$T_r = \frac{1}{1-F(x)} \quad (4.5)$$

Para as condições definidas anteriormente, o tempo de retorno associado ao dimensionamento do vertedouro foi de 1445,28 anos. Portanto, a probabilidade de um valor superar a vazão de 1002 m³/s é o inverso do tempo de retorno, ou seja, 0,00069, que é a única probabilidade calculada diferentemente das demais, uma vez que o componente vertedouro na FTA tem um risco hidrológico que está associado à probabilidade de ele estar subdimensionado, assim provocando cargas indevidas na comporta.

4.1.3 Peso das probabilidades na construção da FTA

Além das atribuições das probabilidades de falha para os diversos componentes, o método da FTA também pressupõe os atributos de “criticalidade”. A Tabela 4.2 apresenta a “criticalidade” do componente, ou seja, a classificação daquele elemento em relação ao seu estado, tendo em vista sua importância para a árvore. Já a Tabela 4.3 relata a “criticalidade” da funcionalidade, respondendo à questão: "o que leva o componente a falhar e o que isso acarreta para o evento indesejável?". Por fim, pela Tabela 4.4, notam-se os valores para os quais as probabilidades devem ser multiplicadas, de acordo com a combinação das criticalidades, baseado no estudo de Patev *et al.* (2005).

Tabela 4.2 – “Criticalidade” do componente

Criticalidade do componente	Efeito potencial de falha
1	Inoperável: comporta não irá abrir ou fechar.
2	Perda de elementos que exigem métodos não padrões para abertura ou fechamento da comporta.
3	Não irá afetar o funcionamento significativamente.

Tabela 4.3 – “Criticalidade” da funcionalidade

Criticalidade da funcionalidade	Efeito potencial de falha
1	Uma única falha pode resultar em uma comporta inoperante
1R	Componentes dos quais se todos falharem pode resultar em uma comporta inoperante
2	Perda de um único item requer uma medida não padrão para abrir/fechar comporta
2R	Componentes dos quais se todos falharem requer uma medida não padrão para abrir/fechar comporta
3	Não irá afetar significativamente o funcionamento

Tabela 4.4 - Peso das probabilidades para cada combinação.

Fonte: Adaptado de Patev *et al.* (2005)

Combinação das “criticalidades”	Peso das probabilidades (Wi)
1/1	0,99
1R2	0,9
1R3	0,7
1Rn (n>3)	0,7(n-2)
2/2	0,01
2R3	0,001
2Rn (n>3)	0,001(n-2)
3/3	0,001

4.2 Simulação de Monte Carlo

A segunda etapa da metodologia foi a aplicação da técnica de simulação numérica de Monte Carlo, com o intuito de calcular o risco de galgamento da barragem, associado a um determinado tempo de retorno fixado, tendo em vista a incerteza inerente aos quantis produzidos por análise de frequência de vazões de cheia.

4.2.1 Ajuste de frequência - máximos anuais

No primeiro instante, realizou-se uma análise de frequência, a fim de se ajustar a melhor distribuição de probabilidades para as vazões máximas anuais observadas em um posto fluviométrico a montante da barragem (Ponte do Vilela – Código 40130000). Pelo estudo anteriormente reportado da CPRM (2001), foi definida uma equação para a cheia média da região. Com essa, um fator de correção foi calculado, a fim de relacionar as vazões de cheia observadas em Ponte do Vilela, com área de drenagem igual a 1725,7 km², às vazões de cheias afluentes ao reservatório da PCH de Cajuru, de área de drenagem um pouco maior. Os dados consistiam em observações realizadas entre 1938 a 2012. Rearranjando a equação (4.3), tem-se que a vazão de cheia em Cajuru é igual a:

$$Q_{Cajuru} = Q_{PonteDoVilela} * \left(\frac{A_{Cajuru}}{A_{PonteDoVilela}}\right)^{0,8751} \quad (4.6)$$

Os máximos anuais, definidos por ano hidrológico, foram selecionados e plotados em uma curva de frequência para a definição da melhor distribuição de probabilidades, além dos testes de aderência que também foram realizados.

4.2.2 Hidrogramas afluentes ao reservatório

Os hidrogramas afluentes ao reservatório da PCH de Cajuru foram obtidos a partir do produto de um quantil sintético de pico, gerado estocasticamente a partir da distribuição assintótica de quantis de determinado tempo de retorno, por um hidrograma adimensionalizado pela vazão de pico (Q_p) dos hidrogramas de cheia observados em Ponte do Vilela. O primeiro termo foi gerado a partir da fixação de um tempo de retorno e da distribuição normal acerca do "verdadeiro valor" do quantil na curva de frequência, conforme apresentado na Figura 4.1. Goodarzi *et al.* (2013) trabalham com as incertezas no processo de simulação de Monte Carlo de forma semelhante.

Já o hidrograma adimensional foi estabelecido pela divisão da vazão de pico ao longo do tempo de base do hidrograma (T_b). Foram selecionados eventos chuvosos isolados e com isso o valor de T_b (tempo de ascensão + tempo de descida (N)) foi definido como o tempo médio desses eventos.

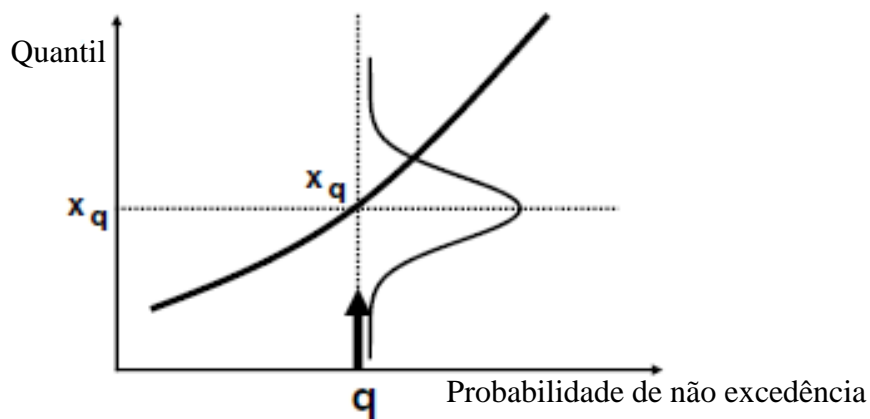


Figura 4.1 - Quantificação das incertezas na curva de frequência.
 Fonte: Adaptado de Salas *et al.* (2013).

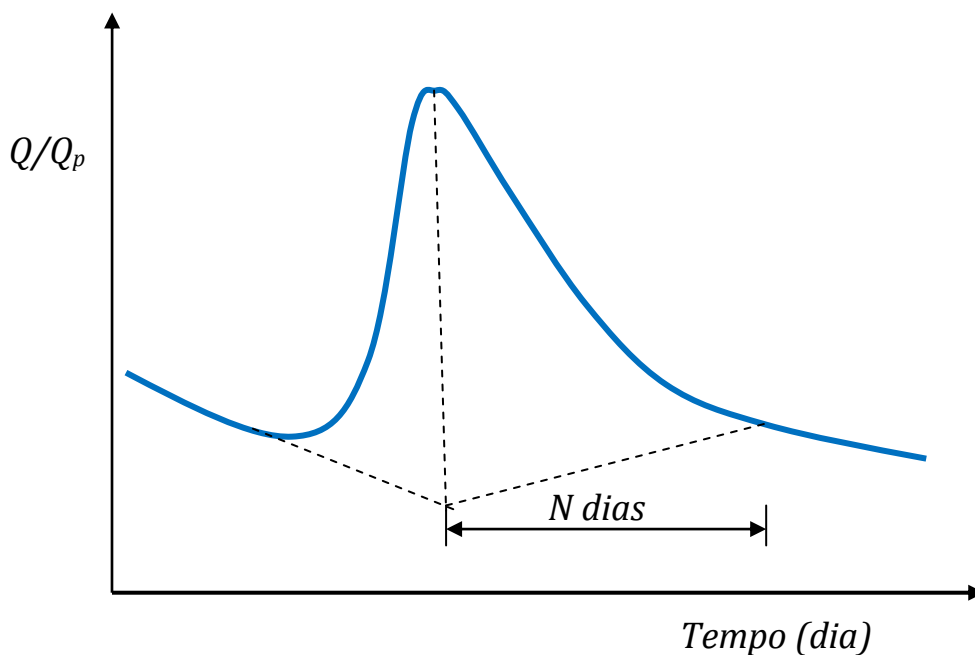


Figura 4.2 - Hidrograma adimensionalizado (Q/Q_p).

Foram gerados 10000 hidrogramas para cada tempo de retorno. Esse número é justificado pelos trabalhos de Goodarzi *et al.* (2013) e Baptista (2008).

4.2.3 Propagação em reservatórios - Método Runge-Kutta de 3ª ordem

De posse dos hidrogramas afluentes, foi necessário definir um método de propagação, que é um procedimento que determina o tempo de ocorrência e a magnitude das vazões em um ponto de algum corpo ou curso d'água a partir dos hidrogramas conhecidos a montante. Os métodos mais utilizados em reservatórios são o método de Puls modificado e o método de Runge-Kutta de terceira ordem, ambos considerados do tipo *level-pool routing*, pela suposição de espelhos d'água horizontais. São também aproximações numéricas da equação diferencial do balanço hídrico em reservatórios e estão descritos mais detalhadamente em Chow *et al.* (1988). Nesta pesquisa, o método de Runge-Kutta (RK) foi adotado, uma vez que a equipe técnica da CEMIG forneceu as curvas cota-área e cota-volume, sendo necessário extrapolá-las para pontos em que não havia medições. Para o método RK, são necessários como parâmetros de entrada a curva cota-área e a curva cota-descarga, sendo esta última função das estruturas descarregadoras (vertedouro, válvulas de fundo). Já no método de Puls modificado, além dessas duas curvas seria necessária também a extrapolação da curva cota-volume, o que poderia produzir maiores erros e imprecisões na propagação.

O método de Runge-Kutta procura alcançar a precisão de uma expansão de uma série de Taylor sem ter a necessidade de calcular derivadas de altas ordens (CHAPRA & CANALE, 1988). A equação a seguir generaliza o problema, de tal forma que y_{i+1} denote a resposta ao problema no tempo correspondente à iteração subsequente:

$$y_{i+1} = y_i + \emptyset(x_i, y_i, h)h \quad (4.7)$$

na qual \emptyset é conceituada como a função incremento, podendo ser interpretada como uma inclinação representativa durante um intervalo de tempo.

Trazendo o método RK para a área de recursos hídricos, um sistema de terceira ordem foi aplicado, o qual envolve a divisão de cada intervalo de tempo em três subintervalos, com o cálculo dos valores sucessivos da sobrelevação e descarga para cada incremento.

Partindo da equação (4.8) da continuidade, a variação no volume S , devido a uma elevação H pode ser expressa pela equação a seguir:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(H) \quad (4.8)$$

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} \quad (4.9)$$

O fluxograma do método adaptado para o problema está apresentado na Figura 4.3.

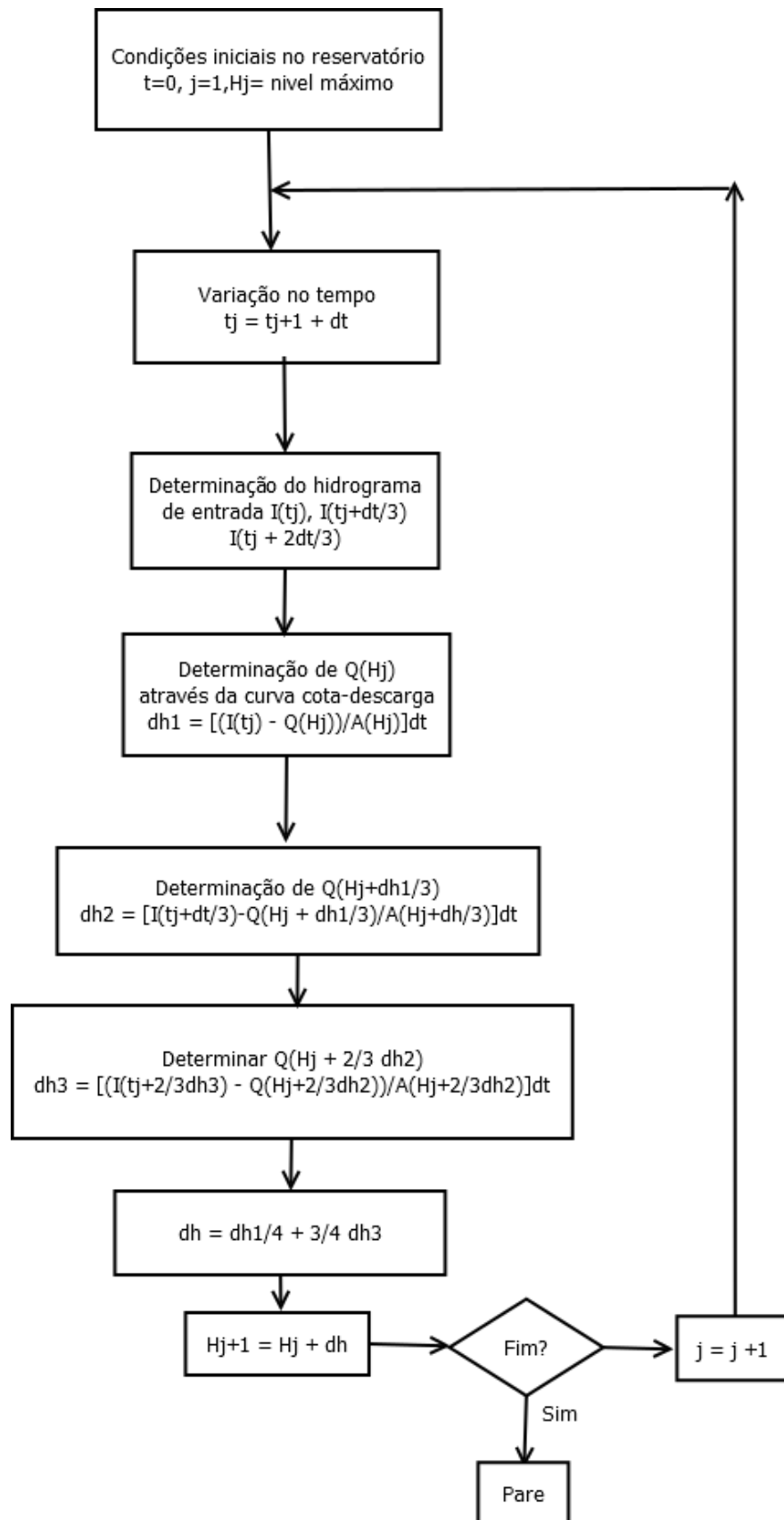


Figura 4.3 - Método Runge-Kutta 3ª ordem.

Fonte: Adaptado de Chow *et al.* (1988).

No fluxograma $H(j)$ corresponde à cota no passo j , $I(t)$ corresponde ao valor da vazão no hidrograma de entrada no instante t e $Q(H_j)$ seria a descarga na cota H obtida pela curva cota-descarga.

4.2.4 Regras de operação e premissas da aplicação

Para a propagação, houve a necessidade de ser criada uma regra de operação do reservatório, que consiste em considerar o reservatório no seu nível máximo normal de operação (H_{max}), na origem dos tempos do hidrograma afluente, conforme apresentado na Figura 4.4. Na fase de ascensão do hidrograma afluente, com vazões sempre crescentes, a regra operativa consistiu em descarregar para jusante as vazões afluentes, implicando, assim, em aberturas crescentes das comportas segmento até o estado limite de estarem totalmente abertas. A partir desse instante, a propagação do hidrograma afluente se deu como se o vertedouro fosse de soleira livre (sem comportas) e governada pela equação diferencial da continuidade, sob a suposição de horizontalidade do espelho d'água. O esquema dessa regra de operação encontra-se ilustrado na Figura 4.5.

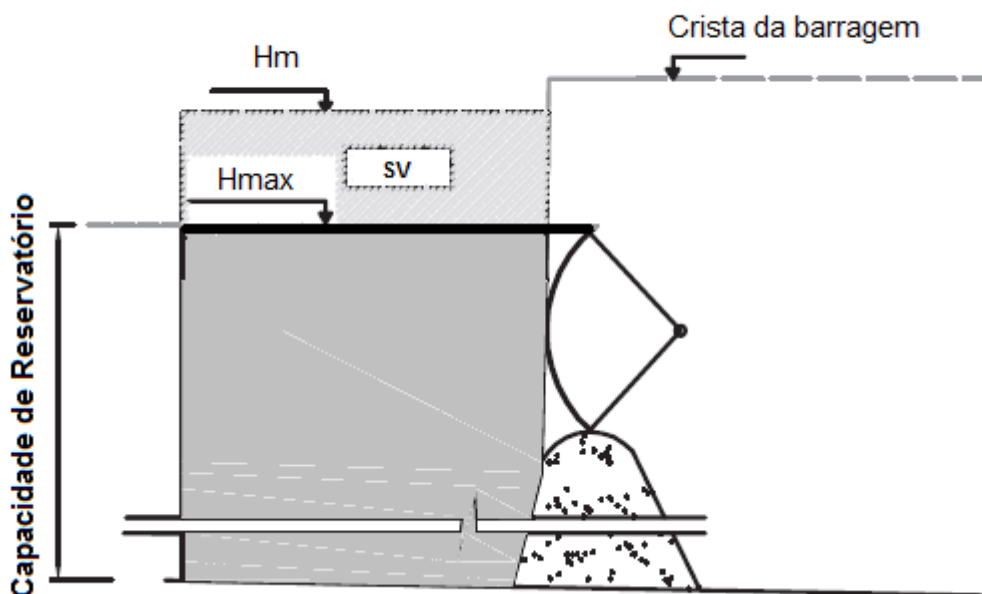


Figura 4.4 - Regra de operação com o reservatório inicialmente cheio.

As ordenadas do hidrograma afluente, inferiores à soma das vazões descarregadas pelas válvulas de fundo e comportas, com o NA exatamente no NA máximo normal de operação, não irão produzir sobrelevações no reservatório, uma vez que as estruturas descarregadoras conseguem escoar o volume associado a essas cheias. Portanto, a primeira vazão a ser propagada, pelos métodos do tipo *level-pool routing*, corresponde à ordenada do hidrograma afluente superior à vazão limiar, resultante da soma de vazões descarregadas no nível máximo normal de operação. Antes dessa vazão limiar, a entrada $I(t)$ é igual a saída $Q(t)$.

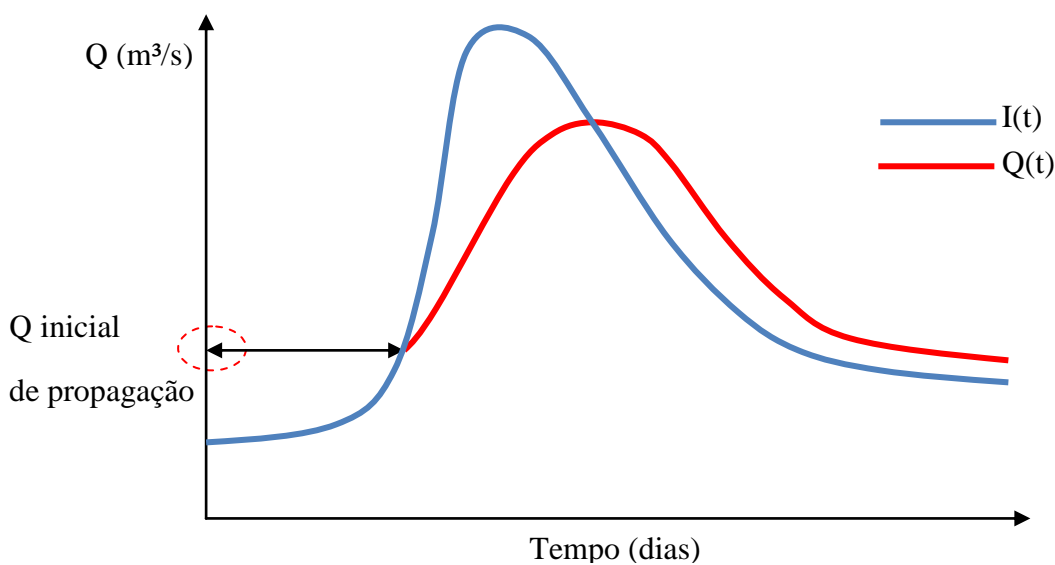


Figura 4.5 - Regra para a propagação em reservatório do hidrograma de entrada $I(t)$.

4.2.5 Cálculo da probabilidade de falha

Como reportado anteriormente, uma função desempenho descreve o comportamento de um sistema quando submetido a uma carga. No caso específico desta pesquisa, o objetivo é definir a probabilidade de galgamento da barragem em estudo. Desse modo, as funções desempenho mais utilizadas na engenharia hidráulica, apresentadas anteriormente, foram aqui utilizadas com o intuito de definir a probabilidade de falha. Devido à maior facilidade de ajuste de uma distribuição de probabilidades conhecida, foi escolhida a seguinte função desempenho:

$$Z = \left(\frac{Hr}{\text{Sobrelevação}} \right) - 1 \quad (4.10)$$

Na equação anterior, Hr é a altura da crista da barragem e o denominador é composto pela soma da altura do NA máximo de operação com as sobrelevações induzidas no reservatório.

Definida a função desempenho do sistema, ajustou-se uma distribuição de probabilidades aos valores simulados e, em seguida, calculou-se a confiabilidade p_s por meio da equação a seguir:

$$p_s = 1 - F_z(x_0) \quad (4.11)$$

em que $F_z(x_0)$ é a função acumulada de probabilidades da função Z , conforme descrito no item 3.5.1 desta dissertação.

Finalmente, a probabilidade do evento adverso foi calculada como o complementar da confiabilidade p_s , ou seja:

$$R = 1 - p_s \quad (4.12)$$

4.2.6 Implementação do componente vento na simulação

Como apresentado na revisão de literatura, o vento configura um importante fator quando se trata do cálculo de borda livre em barragens. Sendo assim, as ações do vento foram aqui combinadas com as devidas às cheias de modo a produzir novas sobrelevações.

Primeiramente, foi realizada uma análise de frequência das velocidades máximas anuais do vento, obtidas em uma estação climatológica do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), localizada próxima à barragem em estudo. Um processo semelhante ao realizado para as cheias foi implementado, em que se fixou um determinado tempo de retorno e trabalhou-se com as incertezas com a distribuição normal de cada probabilidade de não excedência.

Para cada velocidade gerada, calculou-se o valor da altura da onda (z_w) e sobrelevação das águas (z_s), conforme descritas no item 3.3.2 desta dissertação.

A componente altura da água no talude (z_r) não entrou no processo, uma vez que o paramento de montante da barragem em estudo é vertical.

Portanto, a sobrelevação produzida pela incidência do vento (h_w) foi atribuída como:

$$h_w = z_r + z_w \quad (4.16)$$

As sobrelevações causadas pela incidência do vento foram somadas àquelas causadas pelas cheias, combinando diferentes tempos de retorno (e.g. tempo de retorno de 50 anos para os ventos e de 100 anos para as cheias). Em seguida, calculou-se a probabilidade de falha de maneira análoga, com a equação (4.12).

4.3 Aplicação da árvore de eventos (Event Tree Analysis - ETA)

A terceira etapa da metodologia consistiu na aplicação da árvore de eventos com o intuito de quantificar a probabilidade de galgamento da barragem estudada, sob o cenário de ocorrência de uma cheia maior ou igual à de projeto e falha em uma das comportas.

4.3.1 Identificação do evento iniciador

Para iniciar o processo de construção da árvore de eventos, é necessário identificar o evento iniciador, seja através de árvores lógicas ou diagramas de influências. Nesta dissertação, os eventos iniciadores escolhidos foram os hidrogramas com tempo de retorno acima de 1000 anos. A explicação para esta escolha se dá pela proximidade ao tempo de retorno associado ao dimensionamento do vertedouro ser de 1445 anos, conforme apresentado no item 4.1.2. Por questão de facilidade, esse valor foi arredondado para 1000. Diferentemente da simulação de Monte Carlo, na qual se trabalhou com a distribuição das incertezas dos quantis de dado tempo de retorno, nesta etapa foi feito um truncamento na função densidade de probabilidades da distribuição escolhida, conforme ilustrado na Figura 4.6.

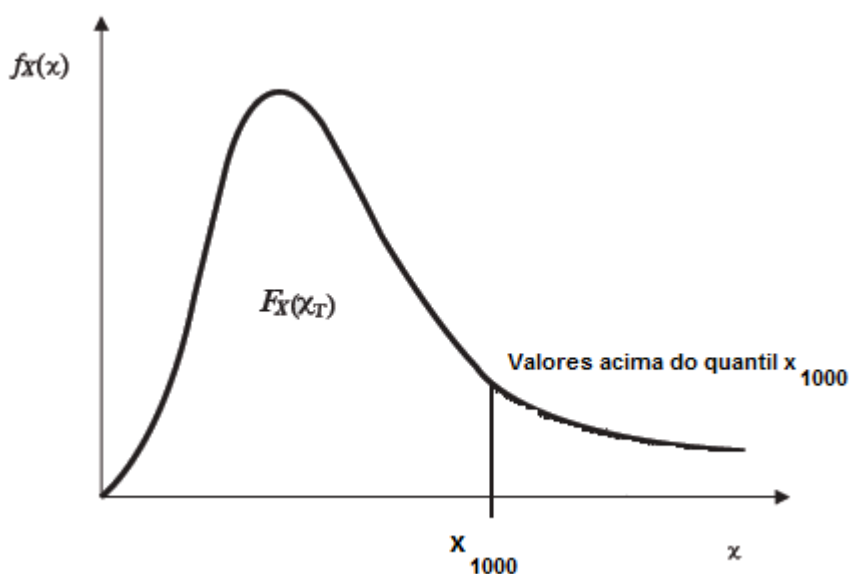


Figura 4.6 - Eventos selecionados maiores ou igual ao quantil X_{1000} .

4.3.2 Construção da árvore de eventos e atribuição de probabilidades

Com o evento iniciador devidamente escolhido, há ainda que se definir os outros estados da árvore. Como foi elaborada uma árvore de falhas para quantificar a falha em uma comporta, o segundo estado da árvore de eventos seria a resposta à pergunta : "As comportas funcionam?". E, por fim, utilizando-se da simulação de Monte Carlo, definiu-se a probabilidade de galgamento da barragem (dado que uma comporta falhou, qual a probabilidade da ocorrência de um *overtopping*?). O modelo proposto está apresentado na Figura 4.7. Nota-se que os eventos são mutuamente excludentes, portanto a probabilidade das comportas funcionarem é o complementar da falha de uma comporta. O raciocínio é análogo para a ocorrência ou não do galgamento.

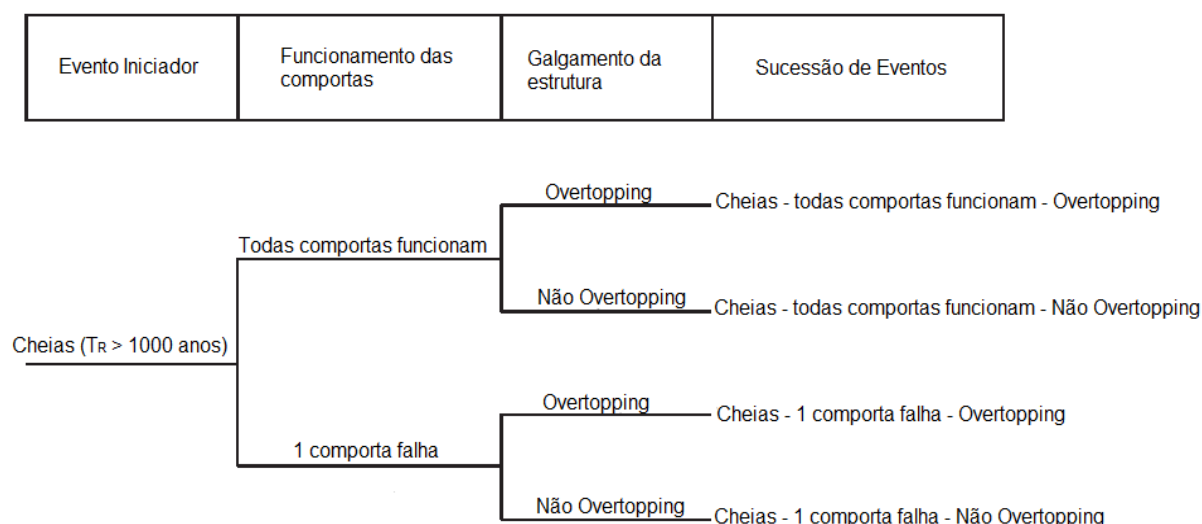


Figura 4.7 - Árvore de eventos proposta para o problema de galgamento da barragem.

A simulação de Monte Carlo, dentro da árvore de eventos foi semelhante à simulação apresentada anteriormente. Os eventos com magnitude acima de 1000 anos de tempo de retorno foram selecionados e sujeitos às mesmas regras de operação e premissas postuladas no item 4.2.4. Os hidrogramas foram propagados e as sobrelevações computadas a fim de se obter o valor do risco por meio de uma função desempenho.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Características da barragem

A Pequena Central Hidrelétrica de Cajuru localiza-se no rio Pará, bacia do rio São Francisco, no município de Carmo do Cajuru, zona centro-oeste de Minas Gerais, distante aproximadamente de 130 km de Belo Horizonte, conforme apresentado na Figura 5.1. A barragem possui comprimento total de 438 metros e 23 metros de altura máxima. A maior parte do barramento é constituída por uma barragem de concreto-gravidade com 341 metros de extensão. Possui uma barragem de terra homogênea na margem esquerda, com altura máxima de cerca de 10 metros e comprimento da crista de 97 metros. A drenagem da barragem consiste de um dreno de pé que conduz a água percolada para uma canaleta a jusante da estrutura.

Os órgãos extravasores da estrutura são compostos de um vertedouro de descarga controlada, situado ao centro, no leito do rio, assente sobre rocha, com 80 metros de comprimento e capacidade máxima de 810 m³/s, e duas válvulas de descarga de fundo, de 2,44 metros de diâmetro e capacidade máxima de 75 m³/s cada.

A tomada d'água é incorporada à barragem e situada na margem esquerda do rio. É composta por um conduto de 4,5 metros de diâmetro e 28,2 metros de comprimento, e engolimento máximo de 40 m³/s.

A casa de casa de força é do tipo abrigada convencional, com uma unidade geradora com capacidade de 7.200 kW.



Figura 5.1 - Localização da PCH Cajuru no estado de Minas Gerais.

Na Tabela 5.1 são apresentadas algumas características da PCH Cajuru com base em informações fornecidas pela equipe técnica da CEMIG.

Tabela 5.1 - Características da Usina de Cajuru

Nome da usina	USINA HIDRELÉTRICA CAJURU		
Potência nominal (MW)	7,2		
Bacia hidrográfica/Sub-bacia/código	BH: São Francisco	SB: rio São Francisco, Paraopeba	Cód.: 40
Nome do rio	Pará		
Estado(s) da Federação	Minas Gerais		
Coordenadas geográficas	Latitude: 20°14'14"S	Longitude: 44°45'14"W	
Altura do maciço (m)	23		
Capacidade total do reservatório (m ³)	192,70 x 106		
Idade da barragem (anos)	59		
Tipo de material utilizado na barragem	Concreto convencional e terra		
Tipo de fundação	Rocha sã e rocha alterada fraturada com tratamento.		
Vazão de projeto do vertedouro (m ³ /s)	960		
Tipo de fundação	Rocha sã		
Instrumentação usada e quantidade	3 medidores de vazão percolada pela barragem.		
Equipamentos de comunicação	Hot line, telefonia fixa e celular.		

Já a Tabela 5.2 apresenta alguns valores notáveis de cotas, bem como valores máximos de vazões, volumes e áreas.

Tabela 5.2 - Valores notáveis da barragem

Cota operativo mínimo (m)	Vertimento máximo (m ³ /s)	Área operativa máxima (km ²)
748,30	960	23,27
Cota operativo máximo (m)	Defluência máxima (m ³ /s)	Área max maximorum (km ²)
756,30	1002	23,29
Cota max. maximorum (m)	Cota do coroamento (m)	Volume operativo mínimo (hm ³)
756,30	758,30	59,59
Volume total (hm ³)	Área operativa mínima (km ²)	Volume operativo máximo (hm ³)
192,70	10,63	192,05
Cota soleira comporta (m)	Cota crista vertedouro (m)	Volume máx maximorum (hm ³)
753,3	753,3	192,70
Cota eixo válvula fundo (m)	Vazão restrição (m ³ /s)	Volume morto (hm ³)
738,02	420	59,59
Volume útil (hm ³)	Data do início do enchimento	Afluência máxima diária (m ³ /s)
132,46	01/01/1953 00:00	2000

Conforme citado anteriormente, a barragem possui 8 comportas do tipo segmento (Figura 5.2). Para o acionamento das comportas existe um sistema redundante, também descrito anteriormente, que no caso da falha da unidade geradora existe a possibilidade do retorno da linha, que por sua vez falhar, entra em ação a fonte externa, e, se esta falha, há um gerador diesel de emergência (Figura 5.3), e, por fim, o acionamento manual (Figura 5.4, na qual nota-se que há um erro de designação do tipo de comporta).



Figura 5.2 - Vertedouro e comportas da PCH de Cajuru



Figura 5.3 - Gerador diesel de emergência



Figura 5.4 - Comando manual de acionamento da comporta com erro de nomenclatura.

5.2 Construção da curva Cota-Área

Algumas medições foram realizadas pela CEMIG e estão apresentadas na Tabela 5.3. A curva cota-área foi útil no momento da propagação do reservatório pelo método de Runge-Kutta de terceira ordem. Porém, não havia medições de área para todos os valores de cota, então a necessidade de se extrapolar a curva com o auxílio do Microsoft Excel® (Figura 5.5).

Tabela 5.3 - Medições realizadas pela CEMIG

Cota (m)	Volume Total (hm ³)	Área (km ²)	C.P (MW/m ³ /s)	% V.U.
755,61	176,0900	22,0160	0,164000	87,79
755,62	176,2900	22,0340	0,164100	87,94
755,63	176,4900	22,0530	0,164100	88,09
755,64	176,6900	22,0710	0,164200	88,24
755,65	176,8900	22,0890	0,164200	88,40
755,66	177,0900	22,1070	0,164300	88,55
755,67	177,2900	22,1250	0,164300	88,70
755,68	177,4900	22,1440	0,164400	88,85

A grande dificuldade do processo foi que os pontos observados pela CEMIG compreendiam um intervalo muito pequeno (cota 755,61 a 755,68) das cotas do reservatório. A interpolação realizada foi do tipo linear para os valores mais altos e, para o início da curva utilizou-se da informação de que a cota mínima operativa era de 748,3 metros, o que correspondia à área mínima operativa de 10,63 km².

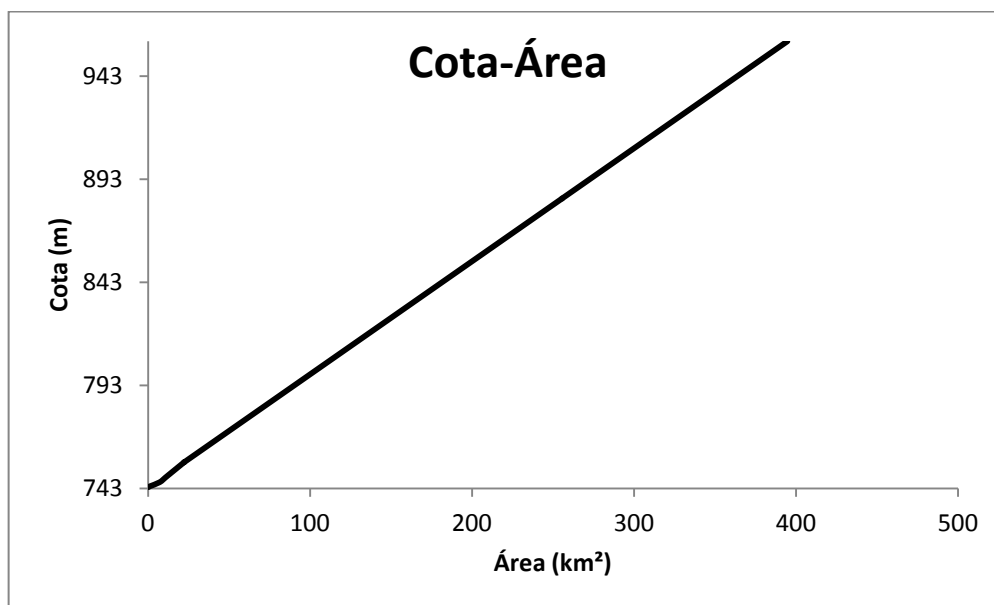


Figura 5.5 - Curva Cota-Área da PCH de Cajuru

5.3 Construção da curva Cota-Descarga

A curva cota-descarga também foi importante no momento da propagação do reservatório. Para a sua construção, foram levadas em conta as estruturas descarregadoras (2 válvulas de fundo e o vertedouro) da barragem. Havia uma complexidade no que concerne à definição dos coeficientes de descargas dessas estruturas. A equação (5.1) representa o comportamento das válvulas de fundo funcionando como orifício. O valor do coeficiente de descarga foi ajustado de tal forma que a vazão obtida na cota 753,3, que seria a cota na qual o vertedouro iria entrar em ação, fosse igual a 150 m³/s (valor reportado pela equipe da CEMIG como capacidade máxima de funcionamento das 2 válvulas).

$$Q = C_D A \sqrt{2gH} \quad (5.1)$$

em que Q é a vazão, H é a carga acima do eixo horizontal da válvula de fundo, obtido aqui pela diferença de cotas, C_D o coeficiente de descarga e A é a área do orifício. Fazendo uso do Microsoft Excel® obteve-se iterativamente o valor do coeficiente de descarga igual a 0,923 o que está compatível com os valores apresentados por Porto (2006).

Em relação ao vertedouro de superfície, um processo semelhante foi realizado. Desta vez, para a cota 756,3 metros a vazão a ser ajustada seria de 960 m³/s (150 m³/s das 2 válvulas somadas aos 810 m³/s do vertedouro). A equação a seguir retrata o funcionamento da descarga pelo vertedouro:

$$Q = C_D L H^{3/2} \quad (5.2)$$

na qual L é o comprimento do vertedouro, C_D é o coeficiente de descarga, Q é a vazão descarregada e H é a carga sob a soleira do vertedouro, obtida aqui pela diferença de cotas. O valor encontrado para o coeficiente de descarga do vertedouro foi de 2,05, o que foi considerado compatível com os valores publicados em literatura.

A Figura 5.6 apresenta a curva cota-descarga com os valores de C_D devidamente ajustados.

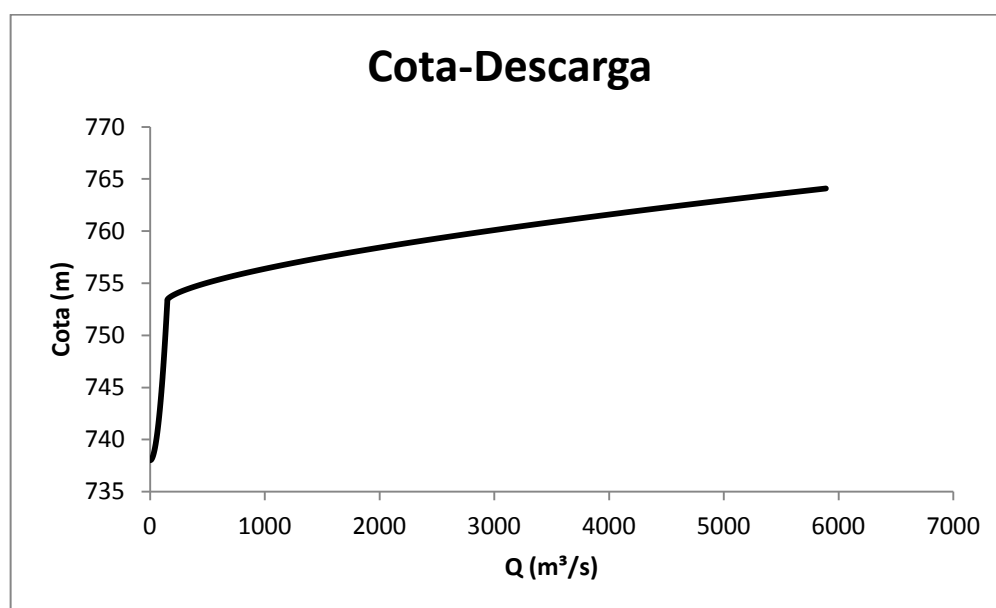


Figura 5.6 - Curva cota-descarga da PCH de Cajuru

5.4 Cálculo do Fetch Efetivo

Uma variável de relativa importância neste estudo é o *fetch* efetivo, definido no item 3.3.2 desta dissertação como o comprimento ao longo da superfície da água sobre a qual o vento sopra essencialmente na mesma direção. Para se determinar o *fetch* para o presente estudo de caso, foi necessário obter a configuração do reservatório. Para tanto, extraiu-se do Google Earth® imagem de satélite do reservatório, transferindo-a, em escala, para o software AutoCAD® e assim calculando o *fetch* efetivo conforme Tabela 5.4.

A Figura 5.7 demonstra os pontos considerados singulares ao longo do reservatório para o cálculo do *fetch* efetivo, os ângulos em relação ao eixo central foram obtidos pelo AutoCAD®.



Figura 5.7 - Pontos ao longo do reservatório utilizados para o cálculo do *fetch* efetivo

Tabela 5.4 - Parâmetros para o cálculo do *fetch* efetivo

<i>Fetch</i>				
θ (°)	$\cos \theta$	x_i (m)	x_i (km)	$x_i \cos \theta$
39	0,777	395,87	0,396	0,308
0	1,000	1917,58	1,918	1,918
34	0,829	464,41	0,464	0,385
33	0,839	950,00	0,950	0,797
29	0,875	1048,76	1,049	0,917
26	0,899	1149,21	1,149	1,033
20	0,940	1131,56	1,132	1,063
15	0,966	1085,71	1,086	1,049
7	0,993	1779,66	1,780	1,766
26	0,899	350,68	0,351	0,315
12	0,978	431,89	0,432	0,422
8	0,990	486,89	0,487	0,482
5	0,996	551,30	0,551	0,549
4	0,998	1917,00	1,917	1,912

Portanto, o valor de *fetch* efetivo será a razão entre a soma dos valores da coluna 2 da Tabela 5.4 com a soma dos valores da coluna 5 da mesma tabela. Obteve-se, neste caso, o valor de 0,995 km para o *fetch* efetivo.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, são apresentados os resultados acerca da aplicação da metodologia. Analogamente à metodologia, os resultados são mostrados em três momentos distintos: aplicação da árvore de falhas (FTA), simulação de Monte Carlo e aplicação da árvore de eventos (ETA).

6.1 Aplicação da árvore de falhas (FTA)

A árvore de falhas foi desenvolvida com a eventual falha em uma das oito comportas como evento de topo. Nota-se pela Figura 6.1 que a falha na comporta pode ocorrer quando a mesma está aberta ou fechada. A partir desses dois eventos deu-se início ao desenvolvimento dos subsistemas, levando às possíveis causas da ocorrência da falha da comporta.

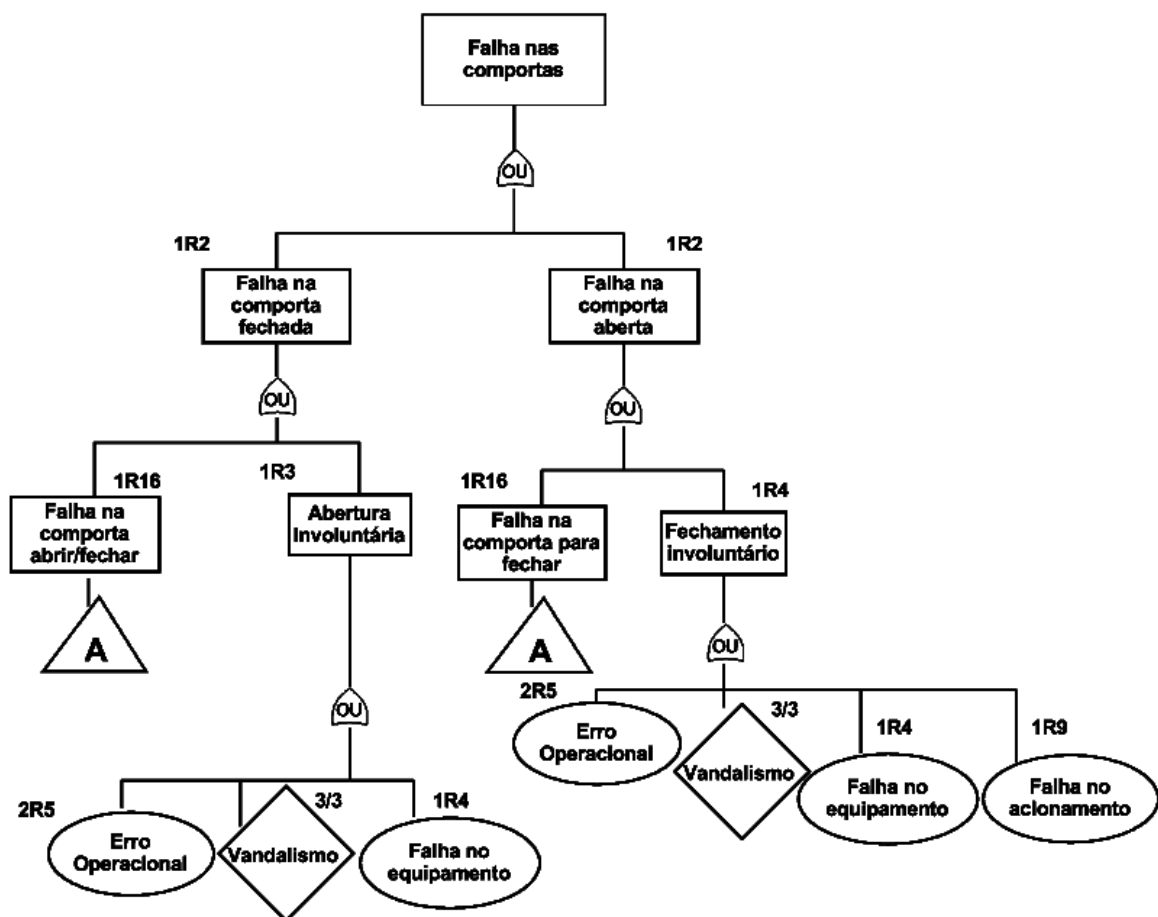


Figura 6.1 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Evento de topo.

A árvore tem continuação no elemento A, o que remete ao diagrama da Figura 6.2.

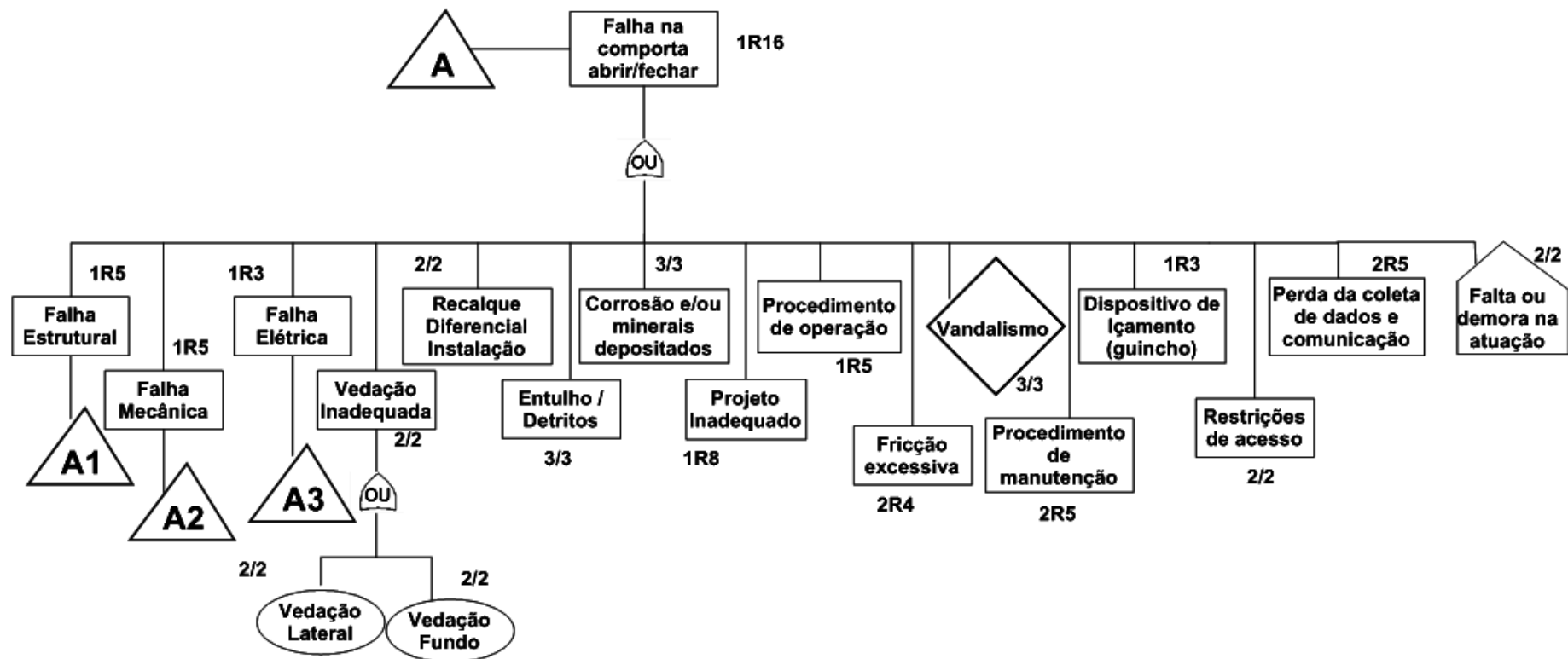


Figura 6.2 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha ao abrir/fechar a comporta.

Os pesos atribuídos às probabilidades, conforme definido no item 4.1.3 da Metodologia, estão apresentados no Apêndice A desta dissertação, de forma a facilitar a leitura deste capítulo. A árvore tem continuidade na questão da falha estrutural (Figura 6.3), falha mecânica (Figura 6.4) e falha elétrica (Figura 6.5). Na construção da árvore de falhas, o tipo de comporta (segmento) foi determinante para a definição dos componentes da FTA, bem como o tipo de acionamento que é feito por meio de correntes. Alguns fatores exteriores como vandalismo e restrições de acesso foram considerados, porém com um peso (W_i) menor devido à pouca nocividade que representa na análise em questão. Todos os pesos foram atribuídos aos componentes seguindo a metodologia proposta por Patev *et al.* (2005). Por exemplo, o componente "falha no equipamento" foi classificado como 1R4 visto que a falha de quaisquer dos quatro elementos associados a esse componente, a saber, motor, haste, correntes e caixas redutoras, poderia resultar em uma comporta inoperante. Outro fator importante, inserido na análise e que atende especificamente a PCH de Cajuru é a falta ou demora na atuação, uma vez que a central hidrelétrica é desassistida, de acordo com informações da equipe técnica da CEMIG.

As portas lógicas foram levadas em conta no momento de atribuição das probabilidades e constatou-se que a porta OU gerou maiores valores probabilísticos em relação à porta E, uma vez que na porta OU as probabilidades são somadas. Essa diferença se mostrou bem ampla quando comparada às falhas mecânicas, elétricas e estruturais, visto que na falha elétrica havia muitas portas E, o que resultou em uma pequena probabilidade (0,00017), enquanto na falha estrutural, a probabilidade de falha foi de 0,00029, e, na falha mecânica, o valor foi de 0,00077. Analisando o sistema, é plausível que seja menos provável ocorrer uma falha elétrica devida à combinação de eventos que devem acontecer simultaneamente, como a falha no sistema de fonte principal e fonte retaguarda.

Lewin *et al.* (2003) afirmam que, em muitos casos, a falha em comportas individuais não resulta em consequências sérias, mas a possibilidade existe se tal evento ocorrer durante um período crítico de cheia. Os referidos autores ainda apontam que a falha no suprimento de energia é o principal fator que causa o mau funcionamento das comportas, ainda que as falhas nos sistemas de içamento da comporta sejam mais frequentes se forem analisadas as comportas individualmente.

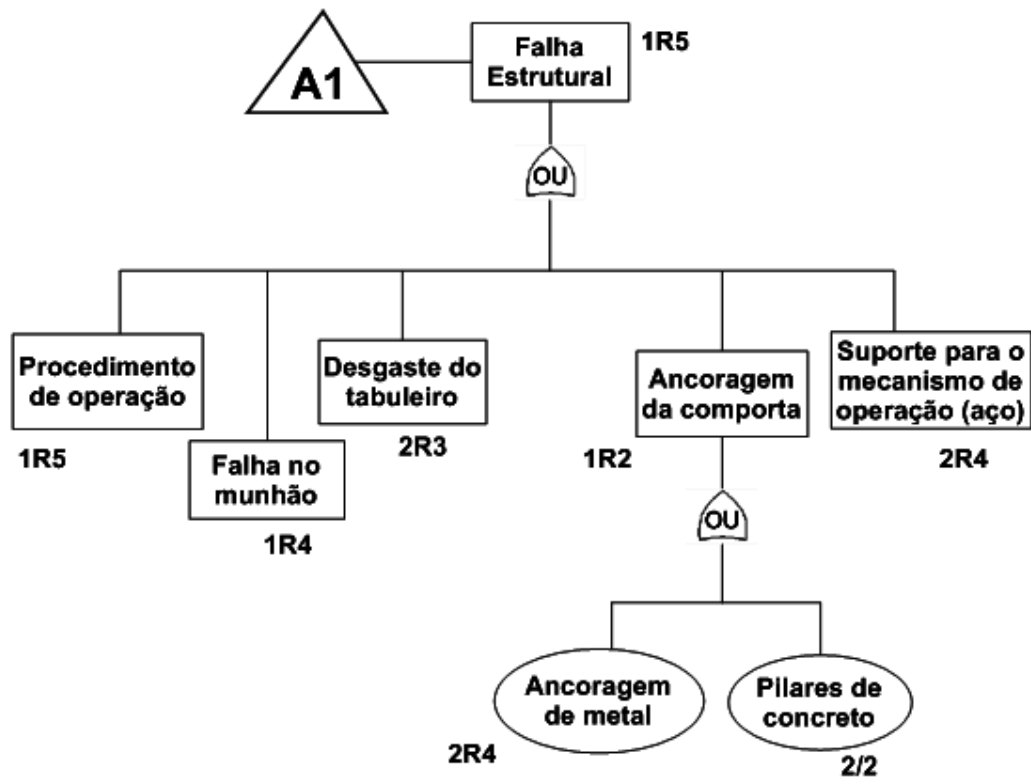


Figura 6.3 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha estrutural.

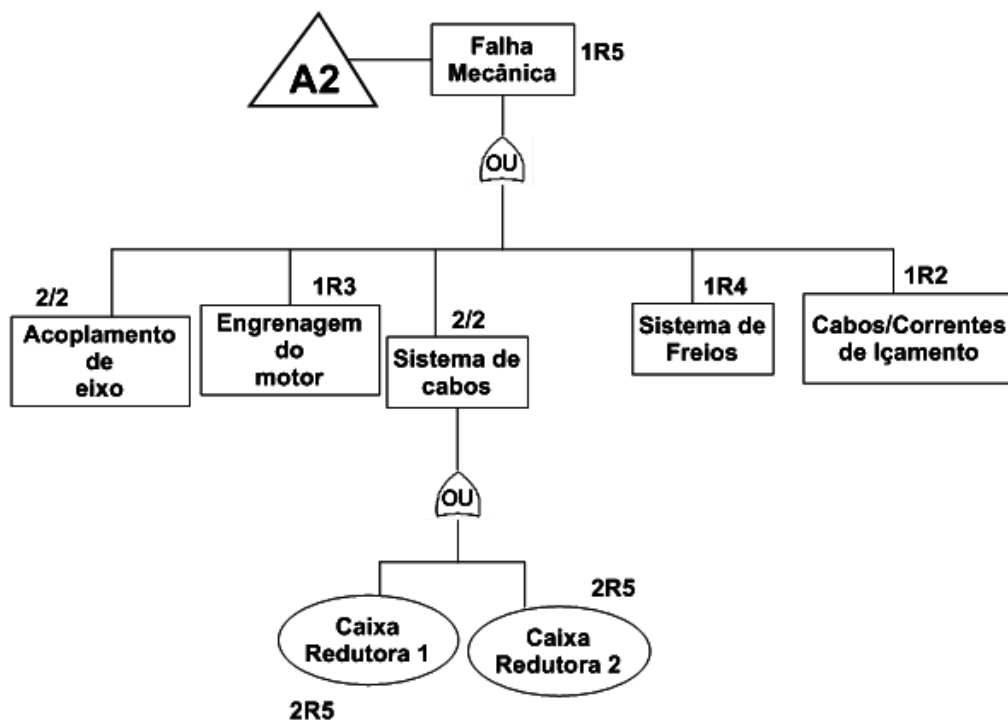


Figura 6.4 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha mecânica.

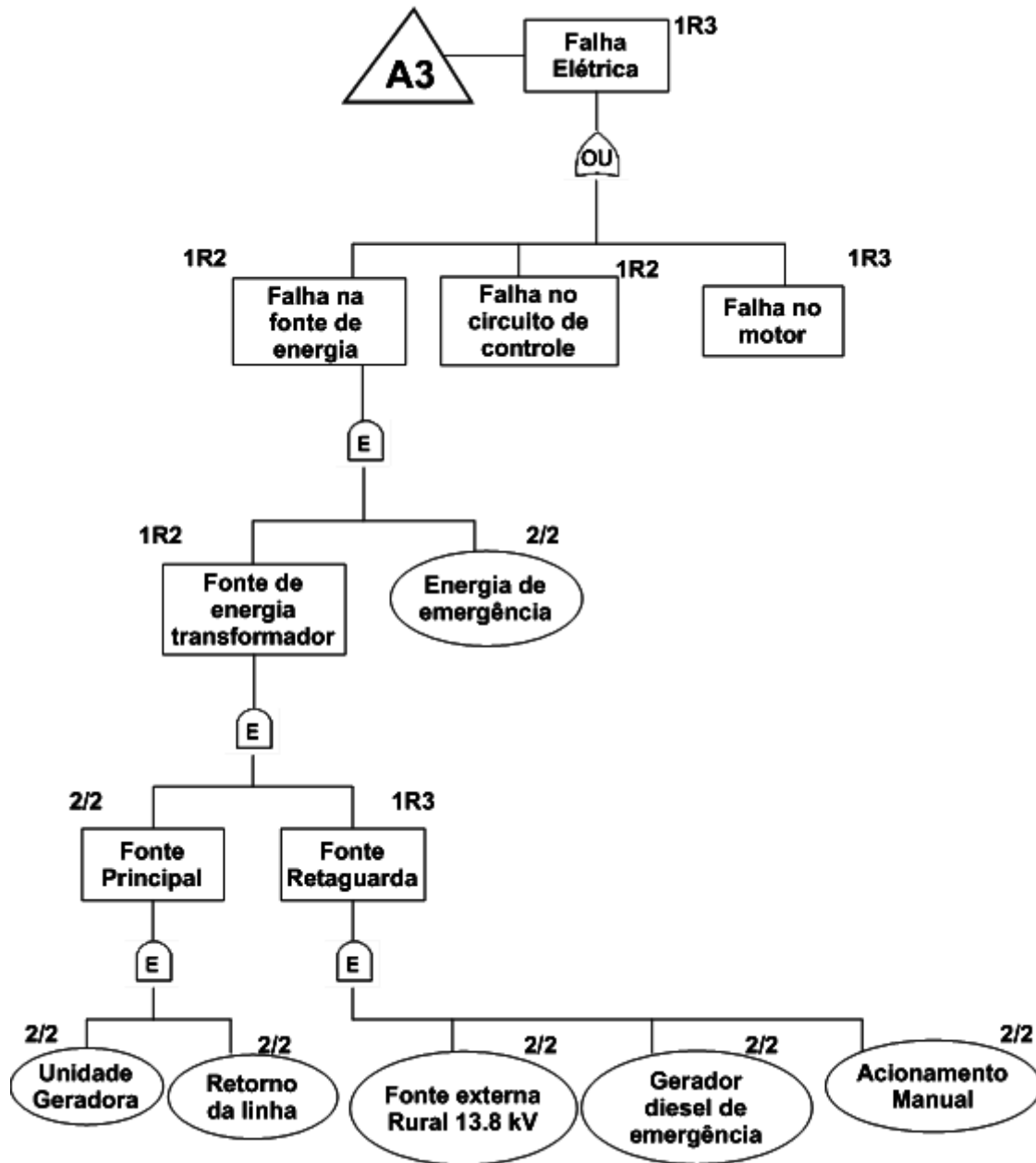


Figura 6.5 - Árvore de falhas para a comporta de Cajuru. Falha elétrica.

O valor final para a falha de uma comporta calculado para a PCH de Cajuru, ressaltando que na barragem há oito comportas, foi de $8,62 \times 10^{-5}$, o que é aceitável comparado com valores de literatura reportados por Lewin *et al.* (2003), que apresentam, em um estudo de confiabilidade de comportas, que quatro em cada cinco comportas excedem o limite de probabilidade anual de falha de 1 em 10000. Cabe ressaltar que Estes *et al.* (2005) apontam que, no primeiro ano de funcionamento, o sistema da comporta apresenta uma probabilidade de falha igual a $2,77 \times 10^{-5}$ e que esse valor vai aumentando ao longo dos anos.

6.2 Probabilidade de galgamento associada ao tempo de retorno pelo método de Monte Carlo

6.2.1 Ajuste de frequência para as vazões máximas anuais

Por meio do papel de probabilidades exponencial e com o auxílio do software ALEA, disponível no portal do departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, <http://www.ehr.ufmg.br/>, definiu-se que a distribuição que melhor se ajustou aos dados observados, vazões máximas anuais no período de 1938-2012 em Ponte do Vilela, foi a distribuição Log-Normal de 2 parâmetros, com estimação de parâmetros e quantis pelo método de máximo verossimilhança (Figura 6.6).

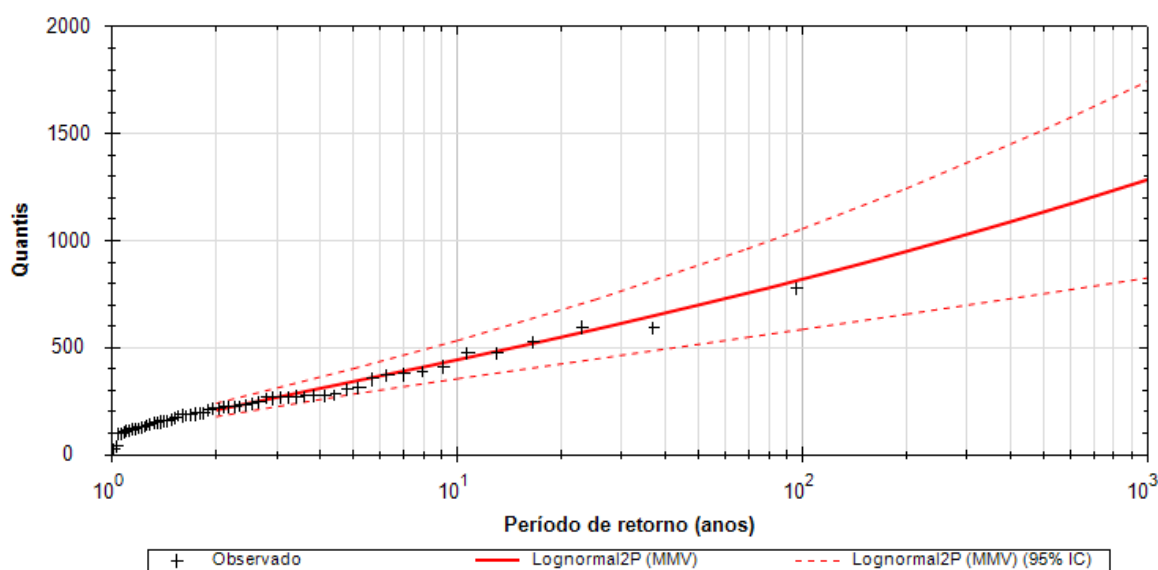


Figura 6.6 - Ajuste com a curva de frequência pelo software ALEA.

Além disso, testes de aderência foram realizados, também utilizando-se o software ALEA, com o propósito de definir se os dados em questão foram retirados de uma população Log-Normal em comparação a outras distribuições (Tabela 6.1). Os testes do Qui-Quadrado e de Kolmogorov-Smirnov indicaram a aceitação da hipótese nula de que as vazões máximas foram retiradas de uma população Log-Normal, a um nível de 5% de significância.

A equação para a posição de plotagem utilizada foi de Blom, conforme indicado por Naghettini & Pinto (2007).

Tabela 6.1 – Testes de aderência para as distribuições testadas

Distribuição	Kolmogorov –Smirnov (Estatística de teste)	Aceitação	Chi-Quadrado (Estatística de teste)	Aceitação
Exponencial	0,2567	Rejeita-se	23,4024	Aceita-se
Gama	0,124	Aceita-se	17,1414	Aceita-se
Generalizada de Valores Extremos	0,0907	Aceita-se	10,4409	Aceita-se
Log-Normal 2 parâmetros	0,0955	Aceita-se	8,3947	Aceita-se
Pearson III	1,04	Rejeita-se	68,0994	Aceita-se

6.2.2 Hidrograma adimensional

Para a construção do hidrograma adimensional, foram selecionados 151 hidrogramas de cheia observados em Ponte do Vilela ao longo dos anos do histórico de dados, sendo os valores das vazões divididos pelas vazões de pico desses eventos. Determinou-se que o tempo de base médio foi de 11 dias, com 4 dias para o ramo de ascensão e 6 dias para a recessão do hidrograma. Tais valores foram determinados pela média dos eventos.

A partir dos 151 eventos citados anteriormente, traçou-se um hidrograma mediano, ou seja, para cada dia atribuiu-se o valor adimensional como um valor mediano (que englobasse 50% dos pontos acima e abaixo) e assim construiu-se o hidrograma com 11 dias de duração com a ocorrência do pico, o valor unitário, no quinto dia (Figura 6.7).

Portanto, o valor gerado para cada tempo de retorno com a distribuição assintótica normal, centrada sobre o quantil de determinado tempo de retorno, extraído da curva de frequência da distribuição log-normal, foi multiplicado pelo hidrograma adimensional configurando o hidrograma de entrada para propagação.

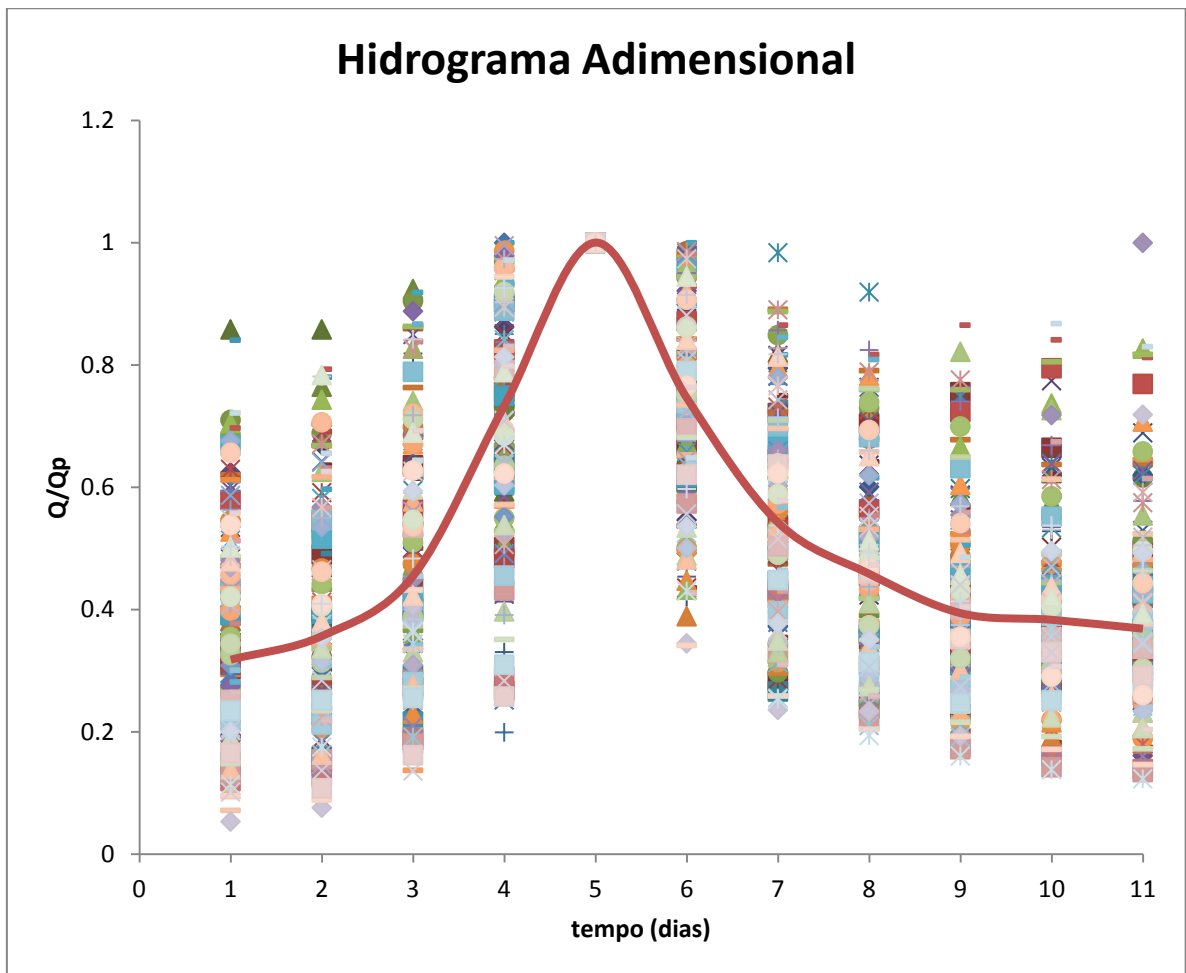


Figura 6.7 – Hidrograma adimensional

6.2.3 Propagação de Runge-Kutta de terceira ordem

A propagação foi realizada no sentido de definir uma máxima sobrelevação, para as condições de operação definidas no item 4.2.4 da metodologia. Por efeito de aproximação numérica, o hidrograma adimensional foi interpolado linearmente para se obter mais pontos e com isso uma maior precisão. Ao invés de se trabalhar com um dia como intervalo de tempo (Δt), reduziu-se essa variável para 6 horas. Essa operação permitiu efetuar a propagação de modo adequado. A propagação foi realizada com as 41 ordenadas dos hidrogramas produzidos. A rotina de propagação foi implementada em linguagem R (que pode ser obtida em <http://www.r-project.org/>).

6.2.4 Cálculo da probabilidade de galgamento

Com a função desempenho escolhida (equação 4.10), foi ajustada uma distribuição de probabilidades a fim de determinar a probabilidade de galgamento associada a cada tempo de retorno.

A distribuição Beta foi a que melhor se ajustou aos dados, uma vez que essa é limitada à direita e à esquerda e possui uma forma mais flexível; notou-se que à medida que os tempos de retorno iam mudando, a forma distributiva acompanhava as mudanças. A Figura 6.8 apresenta o histograma para o tempo de retorno de 100 anos com a curva teórica da distribuição Beta ajustada.

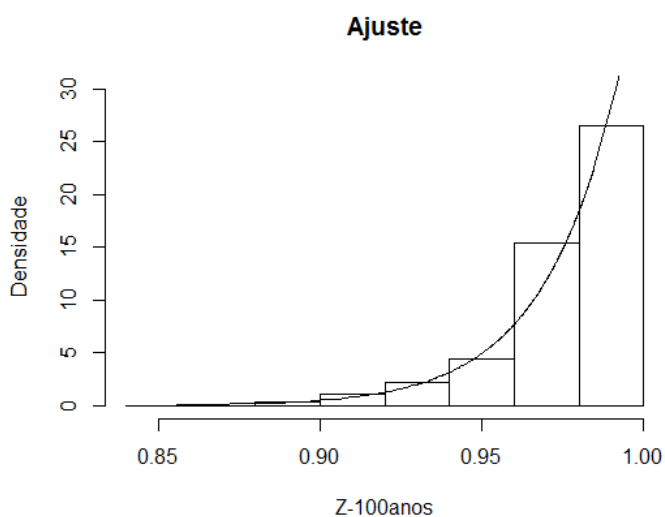


Figura 6.8 - Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 100 anos

Já a Figura 6.9 demonstra o histograma com tempo de retorno de 500 anos, enquanto a Figura 6.10 mostra o histograma para 5000 anos de tempo de retorno. Nota-se a grande diferença de formas, o que justifica a adoção da distribuição Beta.

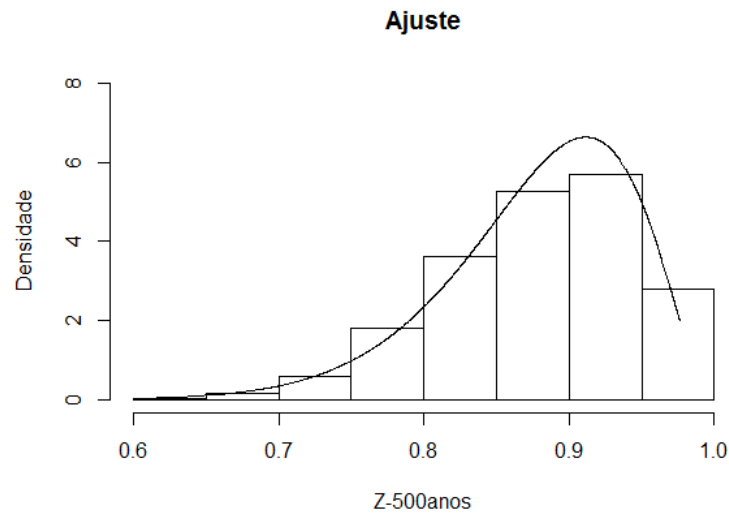


Figura 6.9- Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 500 anos

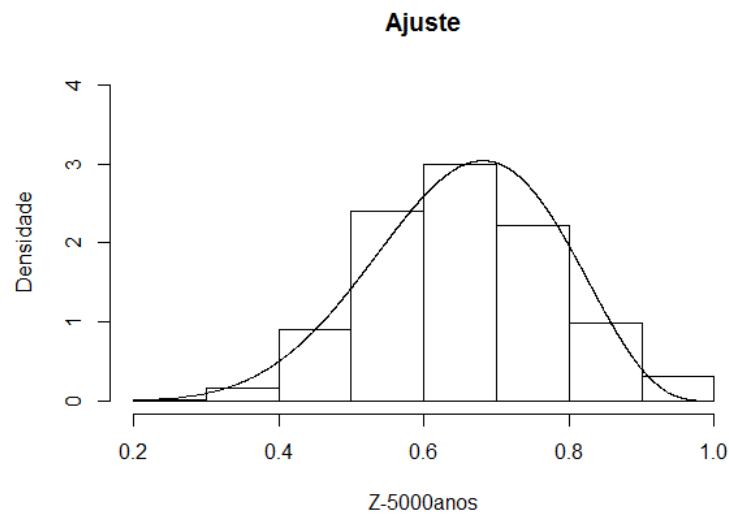


Figura 6.10 - Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 5000 anos

A justificativa para a mudança brusca de forma entre diferentes tempos de retorno é que, ao passo que o tempo de retorno aumenta, a diferença entre a altura da crista da barragem e a sobrelevação induzida diminui, trazendo o valor para mais próximo de zero, dado que, para se ajustar uma distribuição Beta, os dados em análise têm que estar no intervalo entre 0 e 1.

Sendo assim calculou-se a confiabilidade p_s e conseqüentemente a probabilidade de galgamento para os tempos de retorno de 100, 200, 500 e 1000 anos, com a função acumulada de probabilidades da distribuição Beta.

Para os tempos de retorno abaixo de 100 anos não houve sobrelevação e por isso a falha não foi computada. Já para os tempos de retorno acima de 1000 anos, a probabilidade de galgamento apresentou-se muito alta, fazendo com que a barragem em estudo demonstrasse um grau de vulnerabilidade inaceitável. Mas é de se ressaltar que há muitas incertezas para os períodos de retorno de maiores magnitudes, daí resultando a opção pela não publicação nesta dissertação da possível falha calculada para os tempos de 5000 e 10000 anos. Para os demais tempos de retorno, os resultados estão apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Probabilidades de galgamento associadas ao tempo de retorno

Probabilidade de galgamento	Tempo de retorno (anos)
4,42E-33	100
3,97E-11	200
2,66E-05	500
0,001666	1000

Os resultados se mostraram coerentes, porém com alguns valores de falhas elevados. Um exemplo é dado pelo resultado para o tempo de retorno associado ao dimensionamento do vertedouro, da ordem de 1000 anos, a saber, uma probabilidade de falha de 0,17 %.

6.2.5 Inclusão da sobrelevação induzida pelo vento na análise de risco

Para incluir a sobrelevação provocada pela ação do vento sobre a barragem, foi necessário ajustar as velocidades do vento em km/h a uma distribuição de probabilidades. A distribuição que melhor se ajustou foi a Log-Normal de 2 parâmetros, escolhida por testes de aderência de Kolmogoro-Smirnov e do Qui-Quadrado.

As velocidades de vento foram utilizadas juntamente com o *fetch* efetivo calculado no item 5.3 desta dissertação para calcular as variáveis de sobrelevação das águas (z_s) e altura da onda (z_w) e definir a sobrelevação h_w , que foi somada à parcela da sobrelevação das cheias.

Com o ajuste da Log-Normal para as velocidades máximas anuais do vento em km/h, trabalhou-se similarmente com as incertezas em cada tempo de retorno (distribuição normal acerca do quantil), conforme apresentado na Tabela 6.3 .

Tabela 6.3 - Parâmetros da distribuição normal para cada quantil da velocidade do vento

T_w (anos)	50	100	200	500	1000	5000	10000
μ (km/h)	48,58	51,62	54,57	58,37	61,19	67,64	70,39
σ	4,24	4,80	5,34	6,05	6,58	7,81	8,33

A equação (4.10) foi novamente usada, porém com a sobrelevação constituída pela parcela da sobrelevação calculada com a propagação do reservatório e com a sobrelevação induzida pela ação do vento.

Similarmente ao processo anterior a distribuição que melhor se ajustou à função de desempenho Z foi a Beta, como pode-se notar pela Figura 6.11, a qual apresenta o ajuste para a combinação de 200 anos de tempo de retorno para a cheia com 500 anos para o período de retorno para o vento. Os demais histogramas das combinações ajustados estão apresentados no Apêndice B de forma a não tornar repetitiva a leitura dos resultados.

Com a função acumulada de probabilidades da distribuição Beta, utilizando-se do método da máxima verossimilhança para estimativa dos parâmetros calculou-se a probabilidade de galgamento. A Tabela 6.4 apresenta tais probabilidades combinadas de tempo de retorno diferentes para as cheias (T_R) e para os ventos (T_w).

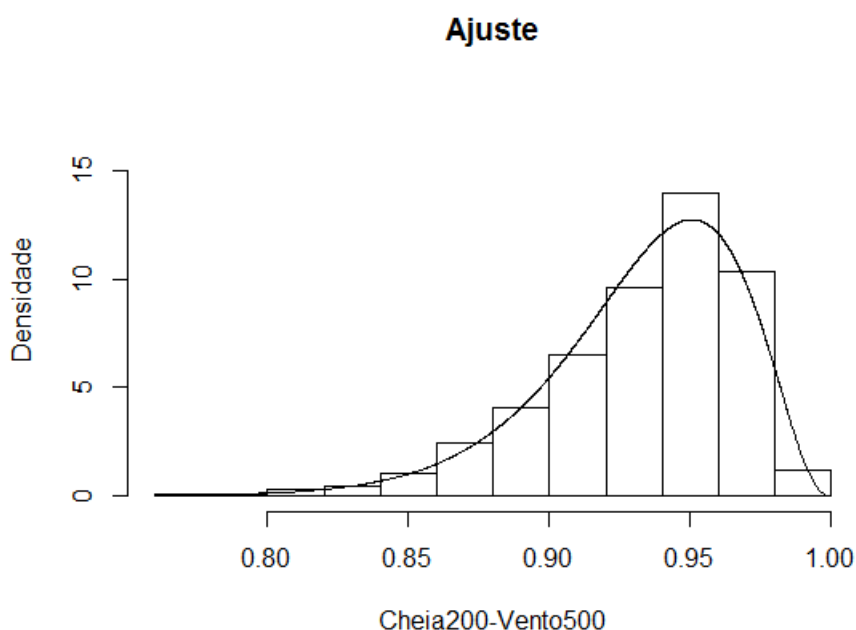


Figura 6.11 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 500 anos

Tabela 6.4 - Tabela de galgamento com a combinação dos tempos de retorno das cheias (T_R) com os ventos (T_w)

Cheia T_R (anos)	Vento T_w (anos)				
	Prob. Galgamento	100	200	500	1000
100		5,27E-24	5,02E-21	5,12E-21	3,46E-18
200		5,57E-09	1,76E-08	2,97E-08	4,31E-08
500		3,75E-04	3,97E-04	3,97E-04	6,65E-04
1000		9,79E-03	1,09E-02	1,23E-02	1,37E-02

Obviamente os galgamentos calculados com a combinação dos dois eventos em questão (cheias e ação do vento) foram maiores do que quando foram consideradas apenas as cheias.

As probabilidades de galgamento associadas aos maiores tempos de retorno apresentaram-se altas, sendo recomendável não trabalhar com o reservatório totalmente cheio em períodos chuvosos, pois há uma possibilidade real significativa de ocorrer uma sequência de eventos indesejáveis que podem levar a estrutura ao *overtopping*.

Analogamente ao tratamento dado aos cálculos de galgamento devido às cheias, reportam-se aqui apenas os resultados até 1000 anos de tempo de retorno, dadas as incertezas para os tempos maiores e os altos valores de riscos, se comparados aos valores reportados na literatura.

6.3 Aplicação da árvore de eventos (ETA)

A árvore de eventos foi dividida em quatro etapas: a) evento iniciador - com as cheias relativas aos tempos de retorno superiores a 1000 anos; b) funcionamento da comporta - se todas as comportas funcionam ou se há a falha em uma delas, e, neste momento, a atribuição de probabilidade foi feita baseada no valor de $8,62 \times 10^{-5}$ encontrada com a aplicação da árvore de falhas; c) se há ou não o galgamento da barragem (dado que ocorreu ou não a falha em uma das comportas), com a atribuição de probabilidades realizada pela simulação de Monte Carlo; e d) com a sequência dos eventos, ou seja, qual a probabilidade de ocorrerem os eventos simultaneamente.

Na terceira etapa, quando há a falha em uma das comportas, e desejou-se calcular a probabilidade de galgamento, foi necessária a construção de uma "nova" curva cota-descarga, agora com uma comporta a menos, relativamente ao que foi feito na primeira simulação. Sendo assim, na Figura 6.12, encontra-se ilustrada a curva cota-descarga da barragem de Cajuru, caso houvesse hipoteticamente a falha em uma das comportas.

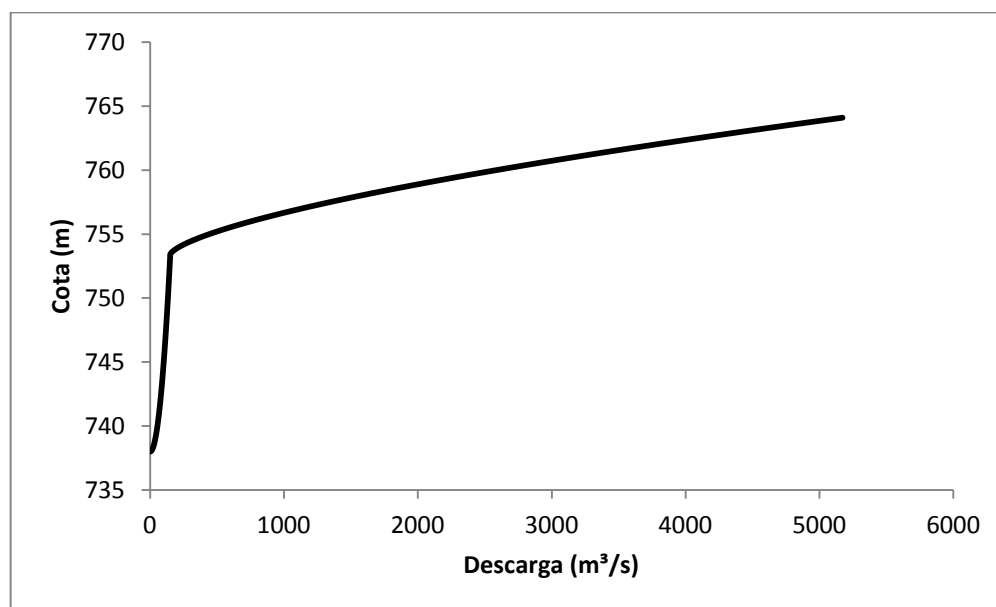


Figura 6.12 - Curva Cota-Descarga construída com uma comporta a menos

A Figura 6.13 apresenta a árvore de eventos com as probabilidades calculadas separadamente e da combinação (produto) dos eventos (e.g. dado que ocorreu uma cheia acima de 1000 anos de tempo de retorno e que as comportas funcionaram, qual a probabilidade de ocorrer galgamento).

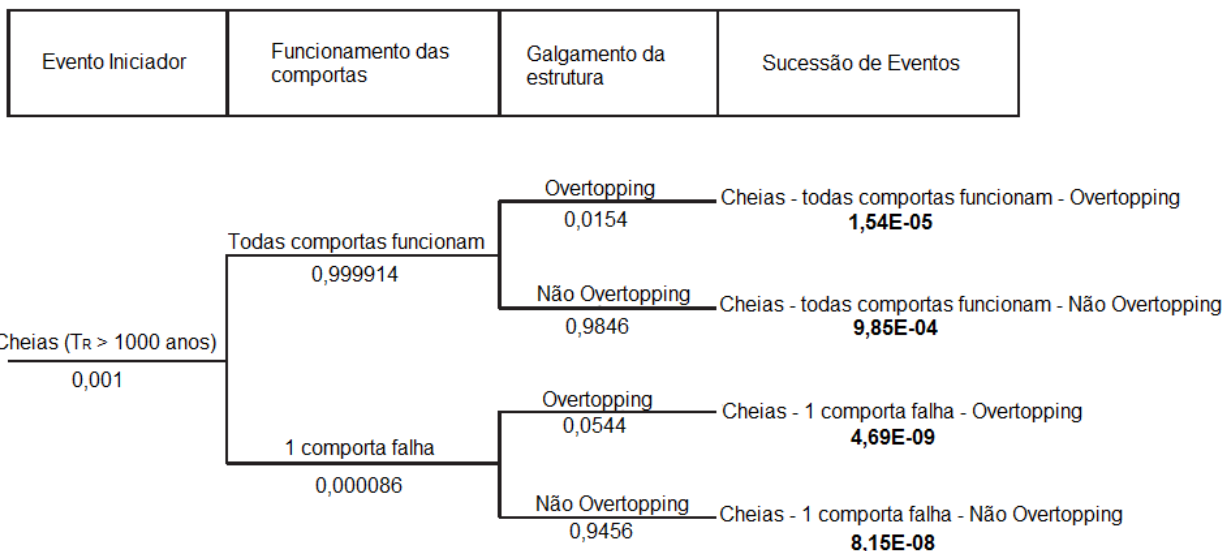


Figura 6.13 - Árvore de eventos com as probabilidades calculadas

Os valores se mostraram condizentes com a literatura, obviamente apresentando uma possibilidade de ocorrência do galgamento maior quando há uma falha em uma das comportas. Porém, a combinação dos eventos de cheia maiores que 1000 anos, falha na comporta e galgamento é mais improvável de ocorrer, daí observa-se a diferença $1,54 \times 10^{-5}$ e $4,69 \times 10^{-9}$.

Nota-se que no evento iniciador as incertezas são grandes, uma vez que a função densidade de probabilidades foi truncada, sendo selecionados somente os eventos com magnitudes de período de retorno acima de 1000 anos.

Como os eventos são mutuamente excludentes, a probabilidade de ocorrer um galgamento na estrutura, independentemente da sucessão de eventos, é a soma das possibilidades da ocorrência do *overtopping* ($1,54 \times 10^{-5} + 4,69 \times 10^{-9}$), o que resultaria na probabilidade de $1,54 \times 10^{-5}$, prevalecendo o primeiro termo por ser de uma ordem de grandeza maior do que o segundo. Esse valor está condizente com os reportados por Hartford & Baecher (2004), que sugerem que a possibilidade de galgamento de uma barragem fique em torno de 10^{-5} , ou seja, 1 em 100000.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Foram apresentadas nesta dissertação as descrições e aplicações dos principais métodos de análise quantitativa das probabilidades de falhas de uma barragem, ou simplesmente de risco de falha, tendo como estudo de caso a PCH de Cajuru. Em uma primeira etapa, fez-se um relato de aplicação do método FTA (*Fault Tree Analysis*) para a avaliação quantitativa da probabilidade de falha de funcionamento de uma comporta do tipo segmento do vertedouro da PCH de Cajuru.

O cálculo levou em consideração os diversos componentes estruturais, mecânicos e elétricos associados ao funcionamento e erguimento da comporta. A aplicação exemplificou a utilidade e a praticidade do método de FTA, e conduziu a resultados compatíveis com aqueles reportados na literatura especializada.

Mais importante do que o valor da probabilidade propriamente dito, são os elementos que constituem a árvore de falha que podem ser identificados como "pesos" que contribuem para a ocorrência do evento de topo indesejável. Uma recomendação tópica possível seria no sentido de haver mais inspeções, a fim de que se obtenham mais valores da taxa média entre falhas (λ) dos componentes da FTA.

Um ponto a ser considerado no caso específico de Cajuru e que reduziria bastante o risco associado a uma falha em uma das comportas, seria a assistência, ou seja, o operador da barragem estar sempre presente no local. O fato da PCH ser desassistida contribui para o desencadeamento de eventos que podem levar a falha a uma das 8 comportas.

O subdimensionamento do vertedouro (1445 anos de tempo de retorno), verificado pela equação da cheia-média no estudo da CPRM (2001), foi um fator preocupante e que afetou diretamente o cálculo da probabilidade de falha, no sentido de produzir cargas indevidas na comporta.

Do ponto de vista da análise de risco, recomenda-se que a árvore de falhas não seja estática, ou seja, que a mesma seja sempre recalculada com a inserção de novas informações. Um grande desafio para o analista de risco é evitar a adoção do risco como único e inalterável, qualquer que seja a metodologia definida para o cálculo do risco.

Todavia, a FTA, por ser um método lógico, apresentou grande facilidade de entendimento e resultados adequados, nesta sua primeira aplicação à área de recursos hídricos reportada na literatura técnica brasileira.

Em uma segunda etapa, foi realizada a simulação de Monte Carlo para a quantificação da probabilidade de galgamento associada à ocorrência de uma vazão máxima de dado tempo de retorno. O método se mostrou viável e cumpriu com o objetivo proposto.

Por meio da simulação pode-se perceber que a barragem em questão apresentou um alto grau de vulnerabilidade. Isso poderia ser evitado com um redimensionamento do vertedouro ou mesmo com a criação de um volume de espera permanente durante a operação do reservatório na estação chuvosa. Sendo assim, recomenda-se não trabalhar com o reservatório em seu nível máximo operativo, pois isso pode acarretar um risco à barragem, no sentido de que as estruturas descarregadoras (vertedouro, válvulas de fundo) não poderem descarregar o volume afluente, provocando sobrelevações no reservatório, que podem desencadear um galgamento.

A simulação de Monte Carlo aqui proposta pode ser utilizada não apenas no pré-dimensionamento, mas também na verificação da segurança de estruturas existentes ou até mesmo de estruturas que ainda serão implementadas. Um exemplo seria o dimensionamento de um vertedouro, via estimativa da PMF ou análise de frequência com o tempo de retorno de 10000 anos, verificando o valor do risco correspondente a esses hidrogramas hipotéticos de projeto. Se fosse constatado um valor inaceitável, a simulação permitiria a sugestão de um redimensionamento até a obtenção um valor de risco aceitável. Sendo assim o pré-dimensionamento levaria em consideração as incertezas e a vulnerabilidade da própria barragem.

Por se trabalhar em um tempo de retorno fixo, a simulação de Monte Carlo se mostrou mais completa do que os outros métodos quantitativos, uma vez que, nesse método, as incertezas foram consideradas.

A inserção da componente vento na análise aumentou os valores prováveis de galgamento, porém não foi fator decisivo e preocupante no estudo de caso em questão. Em outras regiões, onde as velocidades dos ventos são maiores, talvez seja mais determinante na análise de risco. Mas há que se ressaltar que as velocidades de vento são importantes quando se trata do dimensionamento da borda livre das barragens.

Ainda sobre a simulação de Monte Carlo, o método também não pode ser estático, ou seja, deve ser refeito com as novas informações, principalmente no caso presente, em que foram utilizadas as vazões máximas anuais, ou seja, com as novas observações a análise de frequência irá mudar também as falhas calculadas.

Na última etapa, foi aplicada a técnica da árvore de eventos, que apesar de sua forma simples, revelou bastante sobre o sistema em análise. A grande dificuldade do processo foi a atribuição de probabilidades que, em parte, foi feita pela árvore de falhas e a outra parte definida pela simulação de Monte Carlo.

Analogamente à árvore de falhas, a árvore de eventos tem a sua importância na identificação da sequência de eventos que podem ocorrer após o evento iniciador. A sequência lógica da ETA permite uma facilidade de entendimento das vulnerabilidades do sistema, por parte dos interessados.

Os resultados foram satisfatórios do ponto de vista da análise de risco, uma vez que a probabilidade de galgamento da barragem ficou na ordem de grandeza de 10^{-5} .

A ETA também exige uma replicação sempre que novas informações forem adquiridas acerca do empreendimento. A árvore de eventos não pode ser adotada como imutável e com isso novos cálculos devem ser incorporados.

O que se percebe é que as probabilidades calculadas por simulação de Monte Carlo foram próximas àquelas definidas por julgamento de especialistas, que é uma metodologia mais consolidada e bastante usual no meio técnico. Mas, um processo não pode substituir o outro. O que se recomenda aqui é que as análises de risco baseadas na experiência possam continuar, porém uma maior atenção deve ser dada aos métodos nos quais o analista calcula as probabilidades por meio de distribuições e da teoria de probabilidades.

De forma geral os objetivos do trabalho foram alcançados, uma vez que se constatou a viabilidade prática dos principais métodos de avaliação quantitativa de probabilidades de falhas em sistemas de recursos hídricos. Sugere-se ainda que outros trabalhos sejam desenvolvidos com diferentes aplicações dos métodos aqui utilizados, principalmente a árvore de falhas (FTA), que ainda foi pouco explorada na literatura brasileira.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7259 Comportas Hidráulicas-Terminologia*. Rio de Janeiro, 2000. 16 p.

AFSHAR, Abbas; MARIÑO, Miguel. Optimizing Spillway Capacity With Uncertainty in Flood Estimator. *Journal Of Water Resources Planning And Management*, ASCE, p. 71-84. 01 jan. 1990.

ALMEIDA, A.B., *Emergência e gestão do risco* . In Quintela, A.C. (coord.), Curso de Exploração e Segurança de Barragens, Lisboa, INAG.

ANG, Alfredo H-S.; TANG, Wilson H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Volume II Decision, Risk and Reliability*. New York: Copyright, 1990. 562 p.

ARCHETTI, Renata; LAMBERTI, Alberto. Assessment of Risk due to Debris Flow Events. *Natural Hazard Review*, Bologna, v. 4, n. 3, p.115-125, 1 ago. 2003.

ASDSO, Association of State Dam Safety Officials. *Dam failures and incidents*. Disponível em: <<http://www.damsafety.org/news/?p=412f29c8-3fd8-4529-b5c9-8d47364c1f3e>>. Acesso em: 02 abr. 2013.

BALBI, Diego Antonio Fonseca. *Metodologias para a elaboração de planos de ações emergenciais para inundações induzidas por barragens: Estudo de caso - Barragem de Peti-MG*. 2008. 353 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

BAPTISTA, M.L.P. *Abordagens de riscos em barragens de aterro*. 2008. 570 f. Dissertação (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

BAZZA, Mohamed. Overview of the history of water resources and irrigation management in the near east region. *IWA International Symposium On Water And Wastewater Technologies In Ancient Civilizations*, Iraklio, n.1 , p.1-10, 26 out. 2006.

BENITO, G.; THORNDYCRAFT, V. R.; ENZEL, Y.; SHEFFER, N. A.; RICO, M.; SOPENA, A.; SÁNCHEZ-MOYA, Y. Paleoflood data collection and analysis. In: BENITO, G.; THORNDYCRAFT, V. R (Ed.) *Systematic, paleoflood and historical data for the improvement of flood risk estimation: Methodological guidelines*. CSIC – Centro de Ciencias Medioambientales, Madrid, p. 15-28, 2004.

BENSON, M. A., 1950, *Use of historical data in flood-frequency analysis: Am. Geophys. Union Trans.*, v. 31, p. 419-424.

BENSON, M. A. *Evolution of the methods for evaluating the occurrence of floods*. USGS, Water Resources Paper 1580-A, 1962.

BOWLES, David; ANDERSON, Loren; GLOVER, Terry. Dam Safety Decision-Making: Combining Engineering Assessments with Risk Information. In: *USSD Annual Lecture*, 23.Charleston: USSD Publications, 2003. p. 1 - 14.

- CALDEIRA, Laura Maria Mello Saraiva. *Análises de Riscos em Geotecnia: Aplicação a barragens de aterro*. 2005. 248 f. Dissertação (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.
- CHANG, W.L.; HUI, T.W. Probable Maximum Precipitation for Hong Kong. *Atc3 Workshop On Rain-induced Landslides: Reprint 482*, Hong Kong, p. 1-5. 12 dez. 2001.
- CHAPRA, Steven; CANALE, Raymond. *Numerical Methods for Engineers*. 2. ed. New York: Mcgraw-Hill, 1988. 812 p.
- CHENG, Shui-Tuang. Statistics on Dam Failures. In: YEN, Ben Chie; TUNG, Yeou-koung. *Reliability and Uncertainty Analyses in hydraulic design*. United States Of America: ASCE, 1993. p. 95-105.
- CHOW, V. T., A general formula for hydrologic frequency analysis, *Trans. Am. Geophysical Union*, vol. 32, no. 2, pp. 231-237, 1951.
- CHOW, Ven Te; MAIDMENT, David R.; MAYNS, Larry W. *Applied Hydrology*. United States Of America: Mcgraw-hill, 1988. 540 p.
- CHRISTIAN, John T. Geotechnical Engineering Reliability: How Well do we know what we are doing? *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering: ASCE*, Waban, p. 985-1003. 01 oct. 2004.
- CPRM. *Regionalização de Vazões Sub-Bacias 40 e 41: Relatório Final Volume IV*. Belo Horizonte: Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais, 2001.
- DALRYMPLE, Tate, 1960, *Flood-frequency analyses*: U.S. Geol. Survey Water- Supply Paper 1543-A, 80 p.
- DNOCS – Departamento Nacional de Obras contra as secas. *Barragem Orós*. 2014. Disponível em: <<http://www.dnocs.gov.br/barragens/oros/oros.htm>>. Acesso em: 07 abr. 2014.
- DSC- DAMS SAFETY COMMITTEE (Org.). *Reliability of Spillway Flow Control Systems*. New South Wales: DSC3D, 2010. 22 p.
- ENGLAND, John. *Hydrologic Hazard Analysis*. Denver: Us Bureau Of Reclamation, 2010. 12 p.
- ERBISTE, Paulo C.F. *Comportas Hidráulicas*. Rio de Janeiro: Campus/Eletróbrás, 1987. 358 p. (ISBN 85-7001-359-0).
- ERICSON, Clifton. Fault Tree Analysis: A history. In: INTERNATIONAL SYSTEM SAFETY CONFERENCE, 17., 1999, Seattle: Boeing Company, 1999. p. 1 - 9.
- ESPÓSITO, Terezinha; NAGHETTINI, Mauro; LADEIRA, Josias; CALDEIRA, Laura. Análise por árvore de eventos: ferramenta para gestão de risco em barragens de terra. *Revista Lusobrasileira de Geotecnia*, Lisboa, v. 120, n. , p.3-24, 01 nov. 2010.
- ESTES, Allen C.; FOLTZ, Stuart D.; MCKAY, David T. Estimating Risk from Spillway Gate Systems on dams using condition assessment data. *Us Army Corps Of Engineers*, Washington, p.1-97, Outubro 2005.

FERNANDES, Wilson Dos Santos. *Método para a estimação de quantis de enchentes extremas com o emprego conjunto de análise bayesiana, de informações não sistemáticas e de distribuições limitadas superiormente*. 2009. 202 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

FERNANDES, Wilson; NAGHETTINI, Mauro; LOSCHI, Rosângela. A Bayesian approach for estimating extreme flood probabilities with upper-bounded distribution functions. *Stoch Environ Res Risk Assess*, Springer, v. 24, p.1127-1143, 22 jan. 2010.

FOSTER, M.; Fell, R.; Spannagle, M. *Analysis of embankment dam incidents*. UNICIV Report N° R-374 - UNSW, Sydney, Austrália, 1998.

GEBREGIORGIS, Abebe; HOSSAIN, Faisal. Hydrological Risk Assessment of Old Dams: Case Study on Wilson Dam of Tennessee River Basin. *Journal Of Hydrologic Engineering: ASCE*, United States Of America, p. 201-212. 01 jan. 2012.

GOODARZI, Ehsan; SHUI, Lee Teang; ZIAEI, Mina. Risk and uncertainty analysis for dam overtopping- Case study: The Doroudzan Dam, Iran. *Journal Of Hydro-environment Research*, Atlanta, p. 1-12. 04 fev. 2013.

GRAF, W. L. Dam nation: A geographic census of American dams and their large-scale hydrologic impacts. *Water Resources Res.*, 35(4),1305–1311.Abril 1999.

HAMILTON, Douglas H.; MEEHAN, Richard L. Ground rupture in the Baldwin Hills: Injection of fluids into the ground for oil recovery and waste disposal triggers surface faulting. *Science: American Association for the advancement of science*, Los Angeles, p. 333-344. 23 abr. 1971.

HARTFORD, D.N.D. Dam Risk Management: A discussion paper on the principles. In: WORLD WATER CONGRESS, 2nd., 2001, Berlin. *Dam risk management*. Burnaby: ASCE, 2004. p. 1 - 10.

HARTFORD, D. N. D.; BAECHER G. B. (2004). *Risk and uncertainty in dam safety* – CEA Technologies Dam Safety Interest Group. ISBN 0 7277 3270 6, Londres, Inglaterra: Thomas Telford Publishing, 391.

HSE - HEALTH SAFETY EXECUTIVE (Org.). *Reducing Risks, protecting people: HSE's decision-making process*. Norwich: Hse Books, 2001. 88 p.

HEC - HYDRAULIC ENGINEERING CENTER (Org.). *Hydraulic Design of Spillways*: EM 1110-2-1603. Washington: Headquarters Department Of The Army, 1965. 123 p.

HYDROLOGY SUBCOMMITTEE OF THE ITERAGENCY ADVISORY COMMITTEE ON WATER DATA (Org.). *Feasibility of Assigning a Probability to the probable maximum flood*. United States Of America: Office Of Water Data Coordination, 1986. 78 p.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS (Org.). *Dams-Risk to third parties*. Paris: Bulletin 29, 1982. 81 p.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS (Org.). *Historical Review of Ancient Dams*. Paris: Ad Hoc Committee On Small Dams, 2007. 96 p.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS (Org.). *Barragens para o desenvolvimento humano sustentável*. Paris: CIGB, 2008. 32 p.

INERIS - Institut National de L'Environnement Industriel et des Risques. Outils d'analyse des risques générés par une installation industrielle, 2003. Disponível em: <<http://www.perfspot.com/docs/doc.asp?id=110229>> Acesso em: 06 mar. 2013.

KEYLON, Steven. *Baldwin Hills Village... And the Village Green*. Disponível em: <<http://baldwinhillsvillageandthevillagegreen.blogspot.com.br/2011/03/baldwin-hills-dam-breaks-december-14.html>>. Acesso em: 10 out. 2013.

KIRCHSTEIGER, Christian. On the use of probabilistic and deterministic methods in risk analysis. *Journal Of Loss Prevention In The Process Industries*, Ispra, p. 399-419. 1999.

KLINKE, Andreas; RENN, Ortwin. A new approach to risk evaluation and management: Risk-Based, Precaution-Based, and Discourse-Based Strategies. *Risk Analysis*, Newfoundland, v. 22, n. 6, p.1071-1094, jan. 2002.

LADEIRA, Josias Eduardo Rossi. *Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos: O Caso UHE-São Simão*. 2007. 230 f. Dissertação (Mestre) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

LEWIN, Jack; BALLARD, Geoffrey; BOWLES, David S. Spillway Gate Reliability in the context of Overall Dam Failure Risk. *USSD Annual Lecture*, Charleston, p. 1-17. 01 abr. 2003.

LEWIN, Jack. *Spillway gate design features which can cause vibration: Ensuring reservoir safety into the future*. London: Thomas Telford, 2008. 12 p.

LINSLEY, Ray; FRANZINI, Joseph. *Engenharia de Recursos Hídricos*. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1978. 798 p.

MARCELINO, João. *Projecto, construção e exploração de pequenas barragens de aterro*. Lisboa: LNEC, 2007. 101 p.

MELCHING, C.S. An improved first-order reliability approach for assessing uncertainties in hydrologic modeling. *Journal Of Hydrology: Elsevier Science Publishers*. Amsterdam, p. 157-177. 1992.

MENESCAL, Rogério de Abreu. *Gestão da segurança de barragens no Brasil: Proposta de um sistema integrado, descentralizado, transparente e participativo*. 2009. 769 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

MOLAK, Vlasta. *Fundamentals of Risk Analysis and Risk Management*. Cincinnati: Lewis Publishers, 1997. 472 p.

NAGHETTINI, Mauro; PINTO, Éber José de Andrade. *Hidrologia Estatística*. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552 p.

NARITA, Kunitomo. *Design and Construction of Embankment Dams*. Aichi: Aichi Institute Of Technology, 2000. 18 p.

NATHAN, R. J.; WEINMANN, P. E. Estimation of large and extreme floods for medium and large catchments: book VI. In: *Australian rainfall and runoff – a guide to flood estimation*, The Institution of Engineers, Australia, 4^o ed., 2001.

NRC - NATIONAL RESEARCH COUNCIL (Org.). *Safety of Existing Dams: Evaluation and Improvement*. Washington: National Academy Press, 1983. 354 p.

PATÉ-CORNELL, M. Elisabeth. Uncertainties in risk analysis: Six levels of treatment. *Reliability Engineering And System Safety*, Stanford, p. 95-111. 1996.

PATEV, Robert; PUTCHA, Chandra. Development of Fault Trees for Risk Assessment of Dam Gates and Associated Operating Equipment. International. *Journal Of Modeling And Simulation*, United States Of America, p. 190-201. Março 2005.

PATEV, Robert; PUTCHA, Chandra; FOLTZ, Stuart. Methodology for Risk Analysis of Dam Gates and Associated Operating Equipment Using Fault Tree Analysis. *Engineer Research And Development Center*, Washington,D.C, p. 01-40. Maio 2005.

PINTO, Éber José de Andrade. *Análise dos métodos da Cheia Máxima Provável e do Gradex: Aplicação na Bacia Representativa de Juatuba*. 1996. 78 f. Dissertação (Mestre) - Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

PLATE, Erich J. Flood risk and flood management. *Journal Of Hydrology*, Kaiserstrasse, vol 267 p. 2-11. 2002.

PORTO, Rodrigo de Melo. *Hidráulica Básica*. 4^a. ed. São Carlos: EESC-USP, 2006. 540 p.

REIS, Alberto Assis Dos. *Estudo Comparativo, Aplicação e Definição de Metodologias apropriadas para a determinação da vazão ecológica na bacia do Rio Pará, em Minas Gerais*. 2007. 191 f. Dissertação (Mestre) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2007.

ROGERS, J. David. Teton Dam Failure: Department of Geological Sciences & Engineering. University of Missouri-Rolla. Disponível em:

<http://web.mst.edu/~rogersda/teton_dam/Failure%20of%20Teton%20Dam.jpg>. Acesso em: 29 jul. 2013.

SALAS, Jose; HEO, Jun H.; LEE, Dong J.; BURLANDO, Paolo. Quantifying the Uncertainty of Return Period and Risk in Hydrologic Design. *Journal Of Hydrologic Engineering*, ASCE. Colorado, p. 518-526. 1 maio 2013.

SANTOS, J. Brito Dos; FRANCA, M.J.; ALMEIDA, A. Betâmio de. Risco associado à ruptura por galgamento de barragens em aterro. *Ingeniería Del Água: Fundación para el Fomento de la Ingeniería del agua*, Lisboa, v. 14, n. 04, p.269-278, 01 dez. 2007.

SAVILLE T. *The effect of fetch width on wave generation*. Technical Memorandum n° 70. Beach Erosion Board Corps of Engineers, 1954.

SCHULTZ, Mark; HUYNH, Phu; JONES, Shawn. Summary of Results From the California Tainter Gate Reevaluation Program. In: ANNUAL USSD CONFERENCE, 27., 2007, Philadelphia. Modernization and Optimization of Existing Dams and Reservoirs. Pennsylvania: USSD, 2007. p. 459 - 468.

SEN, Dhruvajyoti. *Water Resources Engineering*: Indian Institute of Technology Kharagpur. Disponível em: <<http://nptel.iitm.ac.in/courses.php>>. Acesso em: 05 nov. 2013.

ŞENTÜRK, Fuat. *Hydraulics of Dams and Reservoirs*. Highlands Ranch: Water Resources Publications, 1994. 788 p.

SINGH, Vijay P. *Dam Breach Modeling Technology*: Water Science and Technology Library. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1996. 242 p.

SORDO-WARD, Alvaro; GARROTE, Luis; BEJARANO, M. Dolores; CASTILLO, Luis G. Extreme flood abatement in large dams with gate-controlled spillways. *Journal Of Hydrology*, Cartagena, p. 113-123. 15 jun. 2013.

SRIVASTAVA, Anurag. Generalized Event Tree Algorithm and Software for Dam Safety Risk Analysis. 2008. 135 f. Thesis (Master) - Master Of Science, Civil And Environmental Engineering, Utah State University, Logan.

STEDINGER, Jery R.; HEATH, David C.; THOMPSON, Kay. *Risk Analysis for Safety Evaluation: Hydrologic Risk*. Alexandria: US Army Corp Of Engineers, 1996. 81 p. (IWR Report 96-R-13).

STEWART, R., 2000. Dam risk management. *GeoEng2000*, Melbourne, Austrália, <http://lib.jzit.edu.cn/geoeng/PAPERS/INVITED/STEWART.pdf>, p. 28.

SUN, Yuefeng; CHANG, Haotian; MIAO, Zhengjian; ZHONG, Denghua. Solution method of overtopping risk model for earth dams. *Safety Science*, China, p. 1906-1912. 15 jun. 2013.

SWAIN, Robert; ENGLAND, John; BULLARD, Kenneth L; RAFF, David A. *Guidelines for Evaluating Hydrologic Hazards: Reclamation Managing Water in the west*. Denver: United States Bureau Of Reclamation, 2006. 91 p.

TANG, Wilson H.; YEN, Ben-chie. Dam Safety Inspection Scheduling. *Journal Of Hydraulic Engineering*, ASCE, p. 214-229. 01 fev. 1991.

TAVARES, Luis Valadares; SERAFIM, Joaquim Laginha. Probabilistic Study on Failure Of Large Dams. *Journal Of Geotechnical Engineering*, Lisboa, p. 1483-1486. 01 nov. 1983.

THOMPSON, Kay D.; STEDINGER, Jery R.; HEATH, David C. Evaluation and Presentation of Dam Failure and Flood Risks. *Journal Of Water Resources Planning And Management*, ASCE, p. 216-227. July. 1997.

TODD, Robert V. Spillway Tainter Gate Failure at Folsom Dam, California. *Waterpower: American Society of Civil Engineers*, ASCE, p. 1-10. 01 jan. 2004.

TRA-DWR-THE RESOURCES AGENCY DEPARTMENT OF WATER RESOURCES (Org.). *Investigation of failure Baldwin Hills Reservoir*. Los Angeles: Resources Agency, 1964. 41 p.

- TSAKIRIS, G.; BELLOS, V.; ZIOGAS, C. *Embankment Dam Failure: A downstream flood hazard assessment*. European Water, Athens, p. 32-45. 01 out. 2010.
- TUNG, Yeou-koung. Effects Of Uncertainties On Optimal Risk-Based Design Of Hydraulic Structures. *Journal Of Water Resources Planning And Management*, Wyoming, p. 709-722. 1 set. 1987.
- TUNG, Yeou-koung; YEN, Ben-chie; MELCHING, Charles. *Hydrosystems Engineering Reliability Assessment and Risk Analysis*. New York: Mcgraw-hill, 2006. 514 p.
- USACE - UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (Org.). *Hydraulic Design of Spillways*: EM 1110-2-1603. Washington: Department Of The Army, 1990. 170 p.
- USACE - UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (Org.). *Hydrologic Frequency Analysis*: EM 1110-2-1415. Washington: Department Of The Army, 1993. 149 p.
- USACE - UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Design of Spillway Tainter Gates*. Washington,D.C, 2000. 113 p. (EM 1110-2-2702).
- USBR - UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Freeboard Criteria and Guidelines for Computing Freeboard allowances for storage dams*. Denver: United States Department Of The Interior, 1981. 63 p.
- USBR - UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Design of Small Dams: A Water Resources Technical Publication*. 3. ed. Denver: United States Department Of The Interior, 1987. 904 p.
- USBR - UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Cavitation in Chutes and Spillways: Engineering Monograph n° 42*. Denver: Water Resources Technical Publication, 1990. 164 p.
- USBR- UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Geomorphology and River Hydraulics of the Teton River Upstream of Teton Dam Teton River, Idaho*. Denver: U.S. Department Of The Interior, 2000. 56 p.
- USBR - UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Guidelines for achieving public protection in dam safety decision making*. Denver: U.S. Department Of The Interior, 2003. 21 p.
- VALLERO, Daniel A.; LETCHER, Trevor M.. Engineering Risks and Failures: Lessons Learned from Environmental Disasters. *Leadership And Management In Engineering*, Washington, v. 12, p.199-209, out. 2012.
- VOSE, David. *Risk Analysis: A Quantitative Guide*. 2. ed. Chichester: Wiley, 2000. 418 p.
- VRIJLING,J.K; HENGEL, W. Van; HOUBEN, R.J. A framework for risk evaluation. *Journal Of Hazardous Materials*, Delft, p. 245-261. 22 mar. 1995.
- WILSON, David. *Mean Times Between Failures*: New York: Wilson Consulting Services, 2012. 47 slides, color.

WINTER, Mathias W. *Software Fault Tree Analysis Of an Automated Control System Device Written in ADA*. 1995. 111 f. Thesis (Phd) - Naval Postgraduate School, Monterey, 1995.

WMO - WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION (Suíça). *Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP): WMO-No. 1045*. Geneva: Chairperson, 2009. 291 p.

APÊNDICE A - CLASSIFICAÇÃO DOS COMPONENTES DA FTA

Neste apêndice estão apresentados pela Tabela 7.1 os fatores determinantes para a classificação dos componentes da árvore de falhas.

Tabela 7.1 – Fatores para a classificação dos componentes

Evento	Causa(s)	Evento	Causa(s)
1. Deterioração do concreto	<ul style="list-style-type: none"> • Corrosão de vergalhões; • Rachaduras; • Reação à componentes químicos 	5.Falha no equipamento	<ul style="list-style-type: none"> • Motor; • Haste; • Correntes; • Caixas redutoras.
2. Inadequada capacidade do vertedor (Projeto Inadequado)	<ul style="list-style-type: none"> • Mudanças na PMF; • Mudanças no escoamento; • Falta de recursos financeiros para fazer as mudanças necessárias; • Manutenção precária do equipamento; • Oposição pública ou política em alterar o vertedor; • Acumulação de detritos em frente às comportas ou no fundo reservatório; • Entrada da comporta bloqueada durante eventos de cheia; • Falha de barragem à montante 	6.Falha no acionamento	<ul style="list-style-type: none"> • Unidade geradora; • Retorno da linha; • Fonte externa rural; • Gerador Diesel; • Acionamento Manual; • Motor; • Haste; • Correntes; • Caixas Redutoras.
3. Erro Operacional	<ul style="list-style-type: none"> • Erro humano; • Cálculo inadequado de capacidade hidráulica; • Vigilância inadequada; • Operador erra em reconhecer motor em sobrecarga; • Testes de funcionamento anuais. 	7.Procedimento de Manutenção	<ul style="list-style-type: none"> • Lubrificação do mancal do munhão; • Caixas redutoras; • Inspeção nos cabos; • Remoção do entulho em frente à comporta; • Testes de isolamento elétrico.
4. Dispositivos de lçamento	<ul style="list-style-type: none"> • Falha Elétrica; • Falha Mecânica; • Dificuldades de acesso. 	8.Perda da coleta de dados e comunicação	<ul style="list-style-type: none"> • Falta de sistema de monitoramento; • Dados não verificados; • Não assistência; • Perda de comunicação entre a central de coleta de dados e a central de meteorologia; • Falha no satélite.

Continuação da Tabela 7.1

Evento	Causa(s)	Evento	Causa(s)
9. Falha no munhão	<ul style="list-style-type: none"> • Detritos; • Corrosão; • Fricção excessiva; • Galgamento. 	15. Caixas reductoras	<ul style="list-style-type: none"> • Mancal; • Motor; • Eixo (Haste); • Problemas no invólucro da caixa; • Roda dentada/pinhão.
10. Desgaste do tabuleiro	<ul style="list-style-type: none"> • Corrosão; • Detritos; • Ruptura frágil. 	16. Sistema de freios	<ul style="list-style-type: none"> • Peso; • Sapata de freio; • Solenóide; • Falha na chaveta.
11. Ancoragem de Metal	<ul style="list-style-type: none"> • Corrosão; • Fadiga; • Carga de torção; • Sobrecarga. 	17. Correntes de Içamento	<ul style="list-style-type: none"> • Perda dos anéis; • Corrosão.
12. Suporte de aço	<ul style="list-style-type: none"> • Corrosão; • Sobrecarga; • Fadiga; • Fixadores(parafusos) 	18.Falha no motor	<ul style="list-style-type: none"> • Isolamento; • Falha no mancal; • Falha nas bobinas.
13. Engrenagem do motor	<ul style="list-style-type: none"> • Falha no Mancal; • Falha no eixo; • Nas próprias engrenagens. 	19.Falha no circuito de controle	<ul style="list-style-type: none"> • Falha no relé; • Botões de controle.
14. Fricção Excessiva	<ul style="list-style-type: none"> • Falha no mancal; • Lubrificação inadequada; • Desalinhamento; • Reação Álcali-Agregado; • Movimento diferencial. 	20. Recalque Diferencial da Instalação	<ul style="list-style-type: none"> • Infiltração e <i>Piping</i>; • Recalque na fundação.

APÊNDICE B - AJUSTES DA DISTRIBUIÇÃO BETA

Neste apêndice estão apresentados os ajustes dos histogramas à distribuição Beta para as demais combinações de período de retorno das sobrelevação produzidas pelo vento com as cheias.

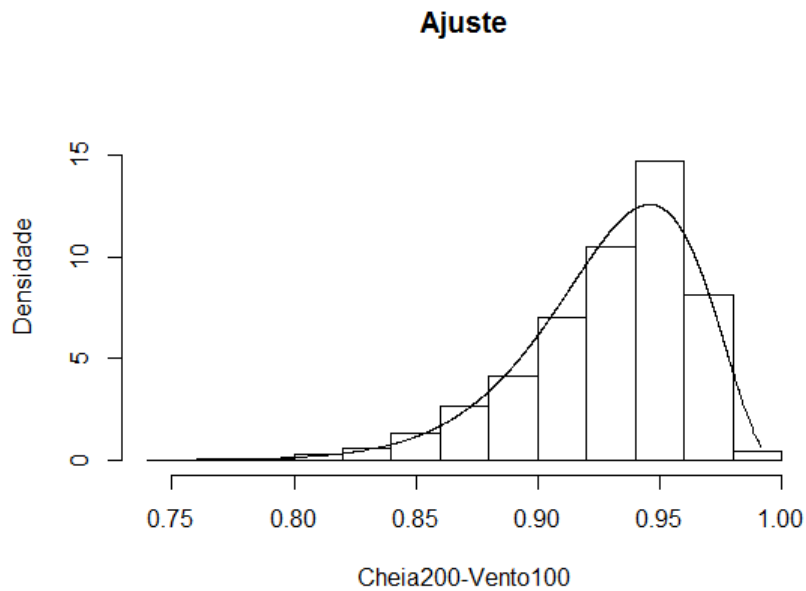


Figura 7.1 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 100 anos

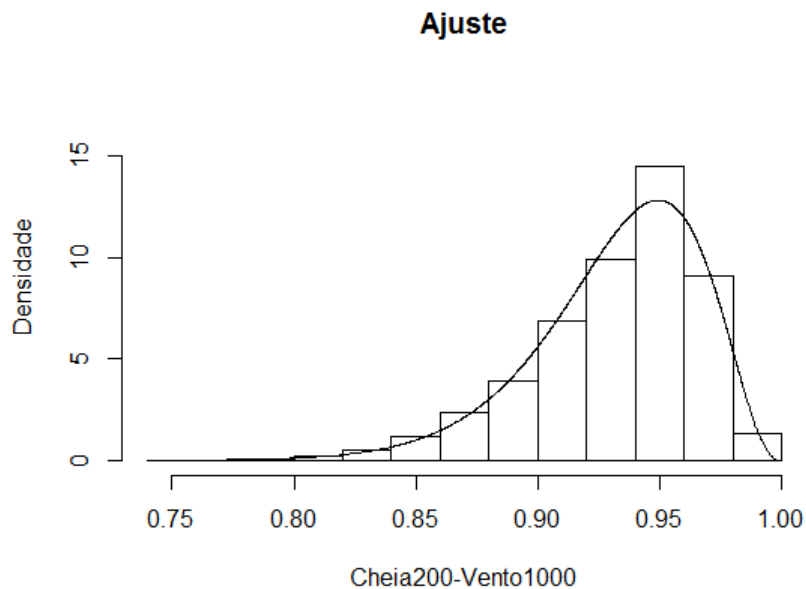


Figura 7.2 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 1000 anos

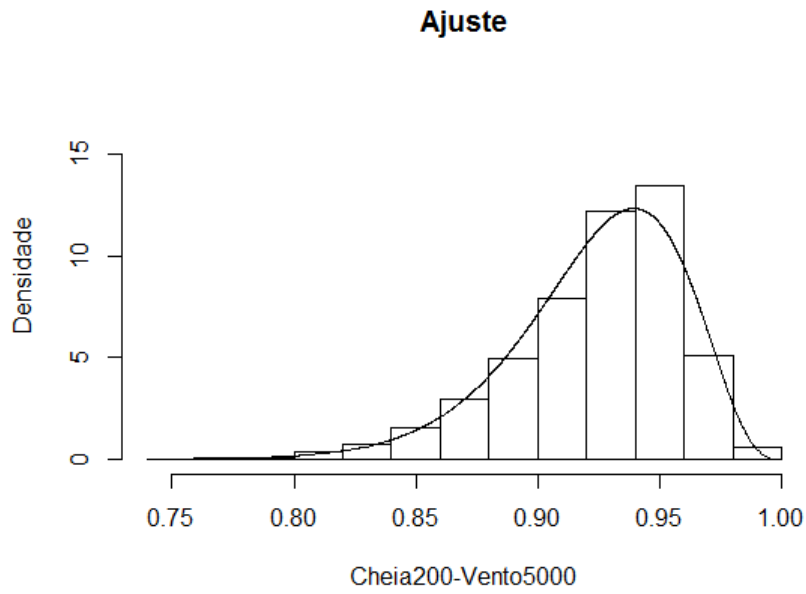


Figura 7.3 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 5000 anos

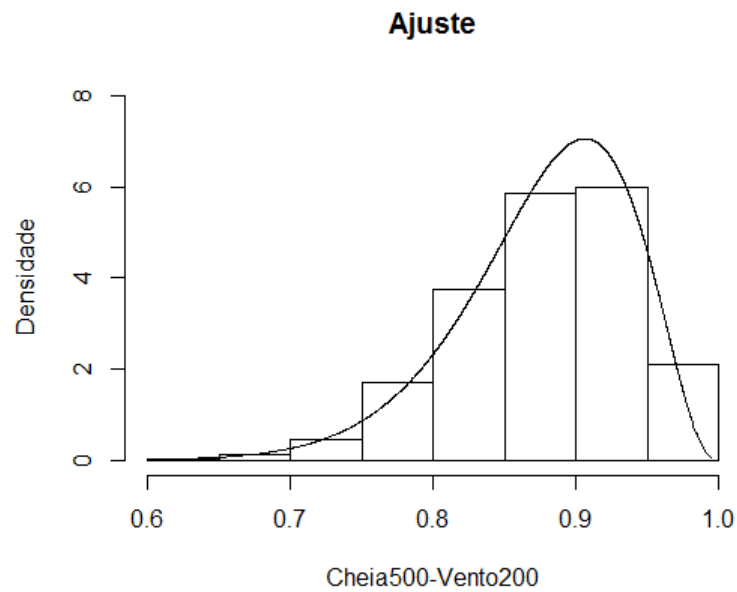


Figura 7.4 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 500 anos com o vento de 200 anos

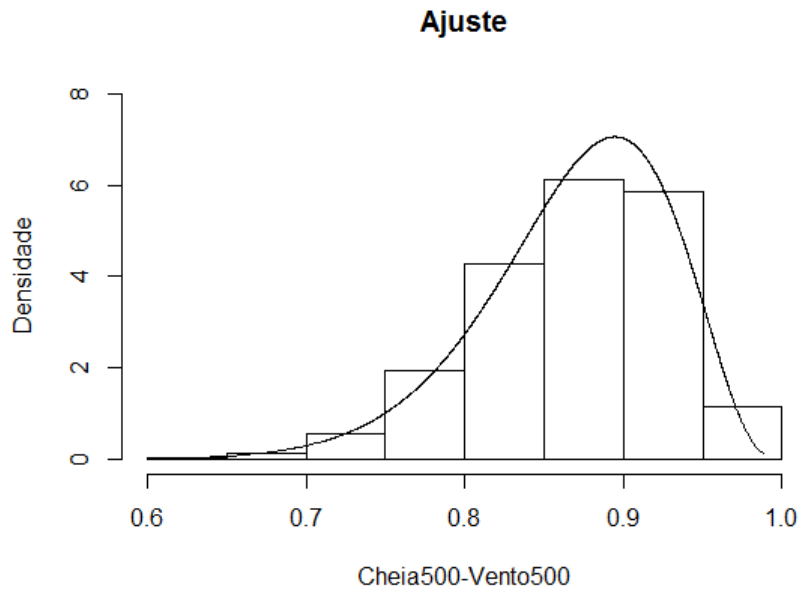


Figura 7.5 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 500 anos com o vento de 500 anos

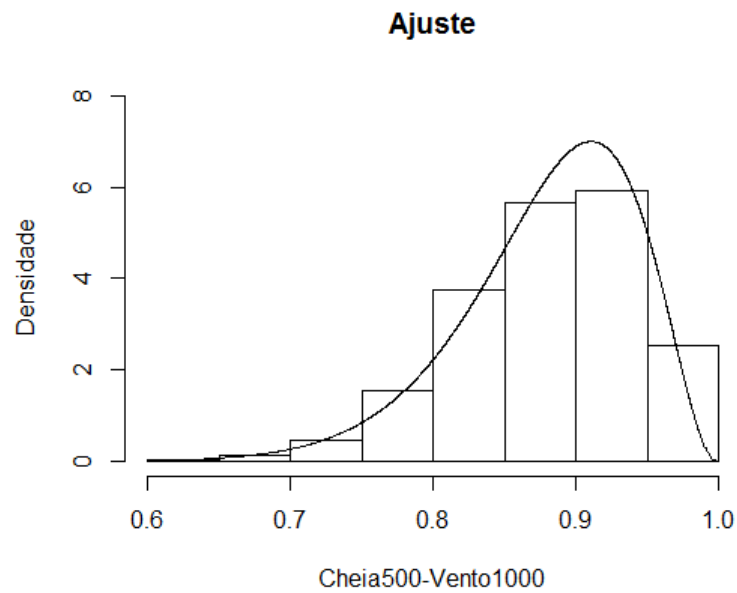


Figura 7.6 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 500 anos com o vento de 1000 anos

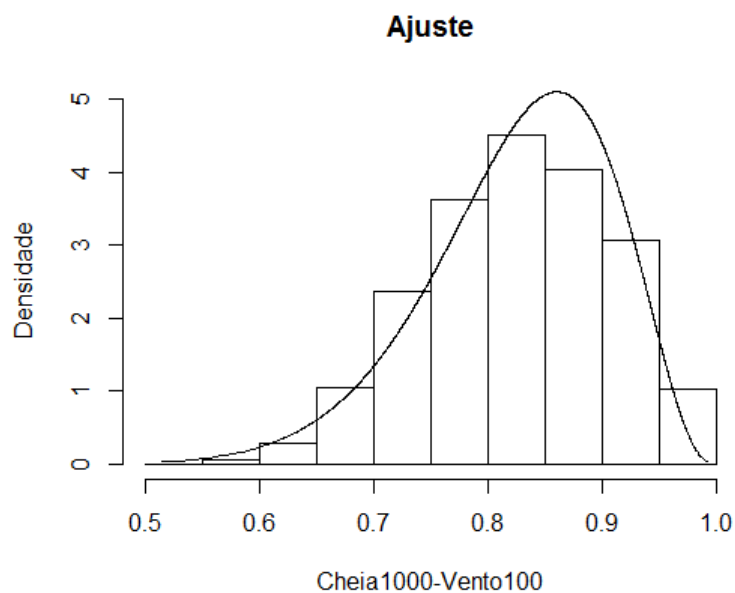


Figura 7.7 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 100 anos

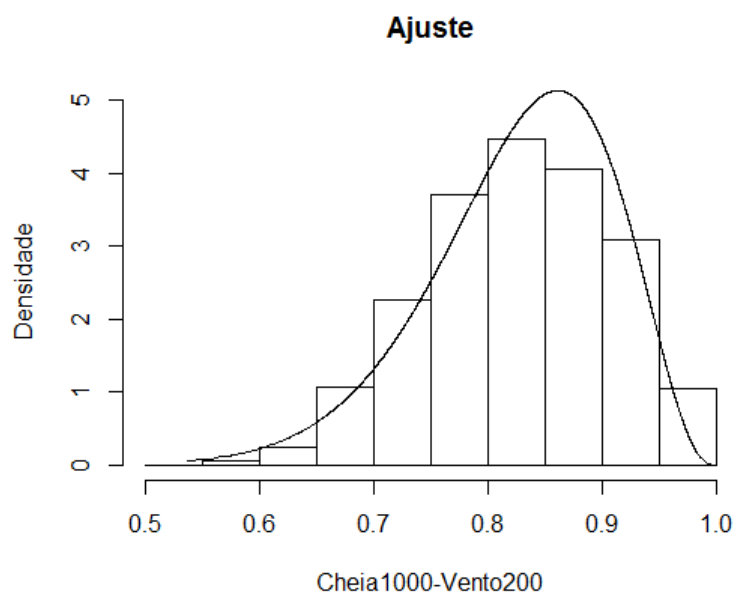


Figura 7.8 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 200 anos

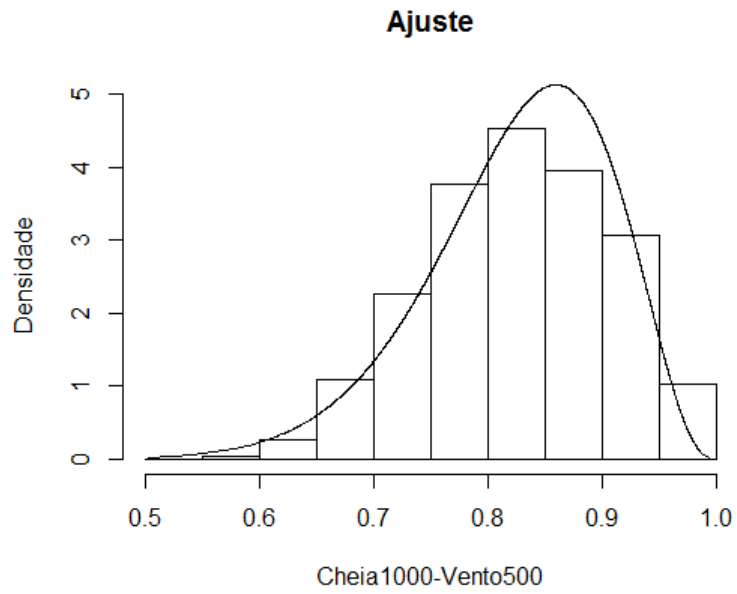


Figura 7.9 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 500 anos

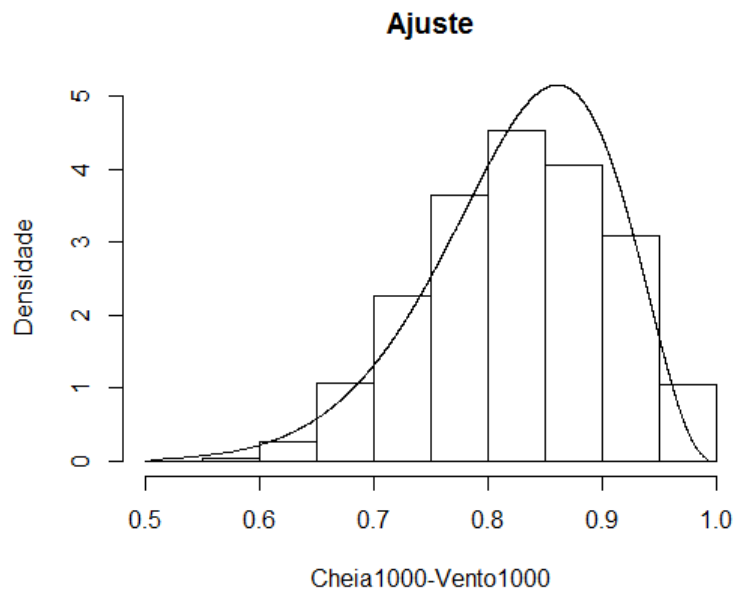


Figura 7.10 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 1000 anos com o vento de 1000 anos