

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ISABELLA MACHADO DE ALMEIDA

PROPAGAÇÃO DE INCERTEZA DO COEFICIENTE DE MANNING EM MODELOS
NUMÉRICOS 2D DE ESCOAMENTO HIDRÁULICO GERADO PELO
ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE BARRAGEM

BELO HORIZONTE
2021

**PROPAGAÇÃO DE INCERTEZA DO COEFICIENTE DE MANNING EM MODELOS
NUMÉRICOS 2D DE ESCOAMENTO HIDRÁULICO GERADO PELO
ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE BARRAGEM**

**Dissertação apresentada à banca de
mestrado do Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil do Centro Federal de
Educação Tecnológica de Minas Gerais
como requisito para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil.**

**Orientadora: Prof^a. Dra. Hersília de Andrade e Santos
Co-orientador: Prof. Dr. Carlos Wagner Gonçalves Andrade Coelho**

**BELO HORIZONTE
2021**

A447p Almeida, Isabella Machado de
Propagação de incerteza do coeficiente de manning em modelos numéricos 2D de escoamento hidráulico gerado pelo rompimento hipotético de barragem / Isabella Machado de Almeida. – 2021.
104 f. : il., gráfs, tabs., fotos.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil.
Orientadora: Hersília de Andrade e Santos.
Coorientador: Carlos Wagner Gonçalves Andrade Coelho.
Bibliografia: f. 83-86.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil.

1. Falhas de barragens – Teses. 2. Solo – Uso e ocupação – Teses. 3. Engenharia – Tomada de decisão – Teses. 4. Hidrodinâmica – Teses. 5. Falhas estruturais – Teses I. Santos, Hersília de Andrade. II. Coelho, Carlos Wagner Gonçalves Andrade. III. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 627.42

DEDICATÓRIA

Dedico essa dissertação à minha mãe, que mesmo nos momentos mais difíceis de sua vida se manteve resiliente e forte. Mãe, você é meu maior exemplo, nada disso seria possível se não fosse seu apoio, confiança e fé na educação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais pela oportunidade e fomento da pesquisa. Tenho orgulho dessa instituição que desde o ensino técnico contribui para minha formação pessoal e profissional.

Agradeço a professora Dra. Hersília de Andrade e Santos pela confiança e parceria na condução da orientação. Seu sim me abriu um horizonte, mudou minha vida e não tenho palavras para demonstrar minha gratidão e reconhecimento. Ao professor Carlos Wagner pela co-orientação e ao professor Alloysio Portugal, por lá no começo me dizer uma frase que norteou meu mestrado.

Ao Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelo acolhimento e suporte no decorrer da pesquisa. Aos professores, especialmente Rogério Cabral, Conrado Rodrigues e Júnia Nunes de Paula. Grandes exemplos de profissionais, foi um grande prazer aprender com vocês. Agradeço ao Allbens Atman, pela entrega ao ministrar yoga gratuito antes das aulas de física, pelo carinho e ajuda sempre que precisei. Sou sua fã! Agradeço ao Grupo de Pesquisa em Ecohidráulica pelo acolhimento e aos colegas da Pós, especialmente ao André Barroso e a Tathiana Rodrigues, que em vários momentos seguraram minha mão, vocês foram fundamentais. Agradeço a parceria do Jhonatan ao longo da co-orientação da iniciação científica. Agradeço a Deborah por não medir esforços ao compartilhar conhecimento, materiais e experiência. Muito obrigada! Agradeço também a todos os profissionais que cruzei ao longo do curso, cada bom dia, na portaria, no café, no RU, nos laboratórios, banheiros... Vocês são essenciais! Agradeço à Secretaria de Relações Internacionais pelo curso de francês, pude durante o mestrado conciliar o aprendizado com o amor pelo idioma, especialmente por ter a Nina Layotte como professora, pessoa que admiro. Muito obrigada!

Agradeço ao Osmar Costa por todo apoio desde o curso de Dam Break em 2019 até hoje por me lembrar de ser humilde, principalmente quando estou aprendendo, e por ter me apresentado ao Gabriel de Paula, que eu também carrego uma gratidão imensa. Vocês foram fundamentais, meu reconhecimento e admiração, muito obrigada!

Agradeço especialmente a minha mãe, Regiane Oliveira, pelo amor e cuidado ao longo da minha vida, ela que também é minha amiga sabe bem como não foi fácil chegar até aqui, obrigada especialmente por não me deixar desistir. Agradeço ao meu

irmão Victor, minha tia Meri e a querida Marlene, pelo carinho, motivação e cuidado. Agradeço as minhas amigas Aurélia, Daiane, Fernanda, Poliane. Mulheres fortes, que tenho a honra de partilhar essa caminhada chamada vida. Agradeço ao Henrique Elias, por todo apoio, principalmente emocional, amor e companheirismo. Você é um presente! Agradeço também ao Cristiano Baeta e a Flávio Christo, vocês fazem parte de mim, obrigada por nossa amizade.

Agradeço ao Professor Cláudio Lúcio, meu maior exemplo de profissional, que me ensinou a amar Mecânica das Rochas, pela confiança e por não medir esforços para me ajudar, fazer parte da família LTR é um marco na minha vida. Graças ao laboratório pude conhecer vocês Ricardo Assis e Cléber Flores, os pais que a vida me deu e quem eu procuro quando não sei o que fazer, vocês três são muito especiais para mim, muito obrigada!

Todos que de certa forma estiveram comigo ao longo da vida, especialmente nos últimos anos, meu muito obrigada! Falta espaço para tantos nomes e gratidão.

Por fim e mais importante, agradeço a Energia Divina que se manifesta de diversas formas, que está em tudo e todos, especialmente dentro de mim, que me sustenta e renova minhas forças diariamente. Se não fosse a fé e a sutileza de Deus que em diversos momentos transformou o desespero em calma, eu nada seria. Om Shanti!

“De tudo, ficaram três coisas: a certeza de que ele estava sempre começando, a certeza de que era preciso continuar e a certeza de que seria interrompido antes de terminar. Fazer da interrupção um caminho novo. Fazer da queda um passo de dança, do medo uma escada, do sono uma ponte, da procura um encontro.”

Sabino, Fernando Tavares (1923).

RESUMO

A propagação de incerteza nos modelos hidrodinâmicos de escoamento gerados por rompimento hipotético de barragem está associada à entrada de parâmetros imprecisos. O coeficiente de rugosidade de uma bacia é um importante fator a ser representado pelos modelos numéricos de propagação de cheias e, devido as dificuldades práticas de determinação, é adotado como único para toda área a ser simulada e interpretado a partir da experiência prévia de quem analisa. Consequentemente, essa adoção gera imprecisões nas respostas desses modelos, como por exemplo na área inundada, informação crucial em Planos de Ações Emergenciais exigidos pela Política Nacional de Segurança de Barragens no Brasil. Assim, o objetivo deste trabalho foi propagar o efeito da variação do coeficiente de rugosidade em um modelo bidimensional do escoamento gerado pelo rompimento hipotético de uma barragem, analisando as implicações da mancha de inundação resultante por meio dos parâmetros de área total, velocidade e profundidade máxima em seções transversais. O modelo foi elaborado para o estudo de caso da usina hidrelétrica (UHE) de Três Marias (Brasil), cuja barragem é classificada como grande pelo Comitê Internacional de Grandes Barragens, e utilizou-se o software HEC-RAS versão 6.0. A variação do coeficiente de rugosidade de Manning foi gerada por meio de (1) uso e ocupação da bacia e (2) método probabilístico de Monte Carlo a partir de duas distribuições: normal e uniforme. Os resultados indicam: (1) o uso e ocupação da bacia para determinação do coeficiente de Manning provoca uma redução na área de inundação em média de 9,23 % em relação a cenários determinísticos que consideram o mesmo coeficiente para toda área; (2) diferentes distribuições probabilísticas para representação da incerteza do Coeficiente de Manning não alteram significativamente o resultado de propagação da cheia em termos de área inundada, velocidade e profundidade máxima ao longo das seções transversais. Entretanto, a representação da incerteza do Coeficiente de Manning pela distribuição normal, gera resultados de maior variação relativos aos três parâmetros estudados. A compreensão da variação das respostas dos modelos hidrodinâmicos pode contribuir para adoção de medidas mais seguras de gestão de risco a jusante de barramentos.

Palavras-chave: Propagação de incerteza, Escoamento livre. Uso e ocupação do solo. Falhas de obras civis.

ABSTRACT

Uncertainty propagation in hydrodynamic flow models generated by hypothetical dam failure is associated with the input of imprecise parameters. The roughness coefficient of a basin is an important factor to be represented by numerical models of flood propagation and, due to the practical difficulties of determination, it is adopted as the only one for the entire area to be simulated and interpreted from the previous experience of those who analyze. Consequently, this adoption generates inaccuracies in the responses of these models, such as in the flooded area, crucial information in Emergency Action Plans required by the National Dam Safety Policy in Brazil. Thus, the objective of this work was to propagate the effect of the variation of the roughness coefficient in a two-dimensional model of the flow generated by the hypothetical failure of a dam, analyzing the implications of the resulting flood patch through the parameters of total area, velocity and maximum depth in cross sections. The model was developed for the case study of the Três Marias (Brazil) hydroelectric plant (HPP), whose dam is classified as large by the International Committee on Large Dams, and the HEC-RAS version 6.0 software was used. The variation of the Manning roughness coefficient was generated through (1) use and occupation of the basin and (2) the probabilistic method of Monte Carlo from two distributions: normal and uniform. The results indicate: (1) the use and occupation of the basin to determine the Manning coefficient causes an average reduction in the flooded area of 9.23% in relation to deterministic scenarios that consider the same coefficient for the entire area; (2) different probability distributions for representing the uncertainty of the Manning Coefficient do not significantly alter the flood propagation result in terms of flooded area, velocity and maximum depth along the cross sections. However, the representation of the uncertainty of the Manning Coefficient by the normal distribution generates results with greater variation for the three parameters studied. Understanding the variation in the responses of hydrodynamic models can contribute to the adoption of safer risk management measures downstream of dams.

Keywords: Uncertainty propagation. Free surface. Land use and cover. Failures of civil structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Distribuição das Finalidades das barragens no mundo.....	25
Figura 2 Hierarquia da PNSB.....	27
Figura 3 Parâmetros da brecha.....	32
Figura 4 Enquadramento metodológico da pesquisa	50
Figura 5 Fluxograma para o cenário determinístico	51
Figura 6 Fluxograma para o cenário probabilístico	52
Figura 7 Localização da Bacia do Rio São Francisco, Brasil.	53
Figura 8 Seção principal barragem de Três Marias.....	54
Figura 9 Uso e Ocupação IDE- Sisema	57
Figura 10 Curva de Permanência - UHE Três Marias Jusante.....	58
Figura 11 Curva Cota x Volume Três Marias	61
Figura 12 Ilustração da brecha em relação ao barramento	62
Figura 13 Delimitação das malhas utilizadas na simulação	66
Figura 14 Hidrograma de ruptura gerado pela brecha calculada para cenário de piping	68
Figura 15 Resultados das malhas em relação aos parâmetros de Velocidade, Profundidade e Largura para o teste de malha	71
Figura 16 <i>Boxplot</i> das diminuições das áreas obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme.....	73
Figura 17 <i>Boxplot</i> das velocidades máximas obtidas a partir das distribuições	75
Figura 18 <i>Boxplot</i> das profundidades máximas obtidas a partir das distribuições	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Incidentes precedentes à PNSB.....	26
Tabela 2 Peso das Características Técnicas (CT) em barragens de água.	29
Tabela 3 Modo de falha x Tipo de barragem.....	31
Tabela 4 Proposições para determinação de parâmetros da brecha	33
Tabela 5 Valores de C_b em relação ao tamanho do reservatório	37
Tabela 6 Modelos computacionais para determinação dos parâmetros da brecha...	38
Tabela 7 Valores assumidos para as variáveis na proposição de Cowan.....	45
Tabela 8 Dados Técnicos Barragem de Três Marias	55
Tabela 9 Seções transversais utilizadas como entrada de informação de batimetria e	59
Tabela 10 Largura (b) e profundidade da calha do rio (y) obtida pelo SisCCoH com base na Q_{50}	60
Tabela 11 Parâmetros da brecha	61
Tabela 12 Relação Uso Ocupação e Manning	62
Tabela 13 Intervalos para o coeficiente de rugosidade de Manning utilizados.	63
Tabela 14 Valores de Manning gerados por Monte Carlo	64
Tabela 15 Característica das malhas utilizadas na análise de sensibilidade	65
Tabela 16 Limites de tolerância, modelo hidrodinâmico e solver utilizados no estudo de propagação do escoamento devido ao rompimento da barragem de Três Marias.	67
Tabela 17 Erro relativo aproximado entre duas malhas e o índice de convergência de malha fina para a largura, profundidade e velocidade máxima da água em todas as 30 seções transversais.....	70
Tabela 18 Relação entre a variação dos Manning por malha e a área da mancha de inundação.....	72
Tabela 19 Teste de normalidade das áreas obtidas pelas distribuições Normal e Uniforme para o coeficiente de Manning	72
Tabela 20 Parâmetros estatísticos das diminuições de áreas obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme	73
Tabela 21 Teste de normalidade - Velocidade máxima	74

Tabela 22 Wilcoxon aplicado nas seções para verificação de diferenças significativas entre os valores de velocidade máxima obtidos por distribuição normal e uniforme para o coeficiente de <i>Manning</i>	74
Tabela 23 Parâmetros estatísticos dos valores de velocidade máxima nas seções transversais obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme.....	76
Tabela 24 Teste de Normalidade - Profundidade máxima	76
Tabela 25 Wilcoxon aplicado nas seções para verificação de diferenças significativas entre os valores de profundidade máxima obtidos por distribuição normal e uniforme para o coeficiente de <i>Manning</i>	77
Tabela 26 Parâmetros estatísticos dos valores de profundidade máxima nas seções transversais obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme.....	78
Tabela 27 Parâmetros estatísticos dos valores de tempo Computacional (segundos) dos cenários de propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme	79

SIGLAS E ABREVIACÕES

ANA – Agência Nacional de Águas
ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica
ANM – Agência Nacional de Mineração
CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens
CBHSF – Comitê da Bacia do Rio São Francisco
CNB – Cadastro Nacional de Barragem
CNRH – Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CT – Características Técnicas
DNPM – Departamento Nacional de Pesquisa Mineral
DPA – Dano Potencial Associado
HEC-HMS – Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System
HEC-RAS – Hydrologic Engineering Center – River Analysis System
ICOLD – International Commission on Large Dam
NDVI – Normalized Difference Vegetation Index
ONS – Operador Nacional do Sistema Elétrico
PAE – Plano de Ação Emergencial
PNRH – Política Nacional de Recursos Hídricos
PNSB – Política Nacional de Segurança de Barragem
PSB – Plano de Segurança de Barragem
RSB – Relatório de Segurança de Barragem
SMC – Simulação de Monte Carlo
SNISB – Sistema Nacional de Informação sobre Segurança de Barragem
USACE – United States Army Corps of Engineers
ZAS – Zonas de Autossalvamento

SUMÁRIO

1	Introdução.....	15
1.1	<i>Pergunta de pesquisa</i>	18
1.2	<i>Objetivo</i>	18
1.2.1	Objetivo geral	18
1.2.2	Objetivos específicos	18
1.3	<i>Restrições e limitações da pesquisa</i>	18
1.4	<i>Estrutura do trabalho</i>	19
2	Revisão da literatura.....	20
2.1	<i>Barragens</i>	20
2.1.1	Composição	21
2.1.2	Principais componentes da barragem	23
2.1.3	Finalidade das barragens	25
2.2	<i>Gestão de segurança de barragens</i>	25
2.3	<i>Estudo do rompimento hipotético de barragens</i>	29
2.3.1	Mecanismos de ruptura.....	31
2.3.2	Definição dos parâmetros da brecha.....	32
2.3.2.1	Froehlich	33
2.3.2.2	MacDonald e Langridge-Monopolis (1984).....	35
2.3.2.3	Von Thun e Gillette (1990).....	36
2.3.3	Trânsito de cheia.....	38
2.3.4	Propagação efluente à jusante da barragem.....	39
2.4	<i>Escoamentos livres e suas classificações</i>	41
2.4.1	Equação de Manning	42
2.4.1.1	Coeficiente de rugosidade de Manning	43
2.5	<i>Ferramentas de geoprocessamento para classificação de imagens</i>	45
2.6	<i>Método de Monte Carlo</i>	48
3	Materiais e métodos	49
3.1	<i>Métodos de abordagem</i>	49

3.2	<i>Métodos de procedimento</i>	51
3.3	<i>Área de estudo</i>	52
3.3.1	Barragem de Três Marias	53
3.3.2	Trecho estudado a jusante da UHE de Três Marias	55
3.3.3	Uso e Ocupação da bacia jusante da UHE de Três Marias	56
3.4	<i>Variáveis de entrada e Condições de contorno</i>	58
3.4.1	Modelo Digital do Terreno	58
3.4.2	Hidrograma de ruptura	60
3.4.3	Coeficiente de Manning	62
3.5	<i>Análise de Sensibilidade de malha</i>	64
3.6	<i>Modelo hidrodinâmico do escoamento e tolerâncias</i>	66
3.7	<i>Análise de dados e Estatística</i>	67
4	Resultados	68
4.1	<i>Hidrograma de ruptura</i>	68
4.2	<i>Análise de Sensibilidade de Malha</i>	69
4.3	<i>Efeito da adoção do uso e ocupação do solo para determinação do Coeficiente de Manning</i>	72
4.4	<i>Propagação da variação do coeficiente de Manning nos resultados da mancha de inundação</i>	72
4.4.1	Área inundada	72
4.4.2	Velocidade máxima nas seções	74
4.4.3	Profundidade máxima nas seções	76
4.5	<i>Tempo computacional</i>	78
5	Discussões	79
6	Conclusões	81
7	Trabalhos futuros	82

1 INTRODUÇÃO

A construção de barragens em cursos d'água é praticada pelo homem desde o início da civilização e estima-se que a barragem mais antiga tenha sido construída há 6,8 mil anos no Egito antigo, sendo destinada à contenção de água para abastecimento, dessedentação animal e uso na agricultura (MASSAD, 2010). Ao longo dos últimos anos, eventos de rompimento de barragem promoveram uma discussão sobre a segurança dessas obras civis.

Dados de eventos mundiais de rompimentos de barragem indicam a probabilidade de ocorrência de pelo menos um rompimento de barragem por ano no mundo (TSCHIEDEL; et al. (2019). No Brasil, destaca-se os recentes rompimentos da barragem do Fundão (mina de Germano) em Mariana (2015) e a barragem B1 (mina Córrego do Feijão) em Brumadinho (2019), ambas localizadas no estado de Minas Gerais (CORREIA, 2019).

Em relação ao controle e monitoramento da segurança de barragens, a Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) define diretrizes a serem executadas pelos responsáveis do empreendimento, tendo como base o risco associado à construção da barragem (ICOLD, 2011). Soma-se a essas diretrizes, a promulgação no Brasil da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) em 2010, que estabeleceu sete instrumentos de controle: o Sistema de Classificação de Barragens por Risco e Dano; o Plano de Segurança de Barragem (PSB); o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragem (SNISB); o Sistema Nacional sobre Meio Ambiente; Cadastros Técnicos Federais em relação à defesa ambiental e ao potencial das atividades poluidoras para os recursos hídricos; e o Relatório de Segurança de Barragens (RSB) (BRASIL, 2010).

Entre os instrumentos regulamentados pela PNSB, destaca-se o PSB que prevê, dependendo da categoria de risco e do dano potencial associado à barragem, o desenvolvimento de Plano de Ação de Emergência (PAE) pelo empreendedor e que deve conter: identificação e análise das possíveis situações de emergência; procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem; procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência, com indicação do responsável pela

ação e estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas em situação de emergência (BRASIL, 2010).

Desta forma, o PAE deve apresentar um estudo sobre as áreas de inundadas pela cheia provocada pela ruptura da barragem, que afetará a população, instalações, infraestruturas e ambiente. Um dos objetivos desses estudos é determinar as chamadas Zona de Autossalvamento (ZAS) que são áreas a jusante da barragem, que, em caso de acidente, considera não haver tempo suficiente para uma intervenção das autoridades competentes. Os critérios para definição da ZAS variam mundialmente (ANA, 2016).

Para elaboração do estudo das áreas afetadas pelo rompimento hipotético são necessários estudos hidrológicos da área em que o reservatório está localizado e um estudo hidrodinâmico que depende das propriedades do fluido retido, parâmetros geotécnicos da estrutura do barramento e informações das áreas à jusante que serão atingidas pela onda gerada com a ruptura. No estudo hidrodinâmico de propagação da onda, um coeficiente determinante é um fator de rugosidade denominado coeficiente de Manning (n), que está relacionado à resistência que o escoamento irá enfrentar para percorrer a área a jusante do barramento. Este coeficiente depende de fatores como o tipo de vegetação e geologia, sendo determinado muitas vezes de forma visual, fato que agrega incertezas ao estudo (CHOW, 1959; FORZIERI et al., 2010; LI; ZHANG, 2001; MATOS et al., 2011).

Resultados obtidos de forma determinística são normalmente utilizados nos PAE dos principais barramentos brasileiros, ou seja, resultados de simulações com certos cenários que não consideram a variabilidade natural e processual dos principais parâmetros dos modelos hidrodinâmicos. Entre esses parâmetros destacam-se o coeficiente de Manning da região percorrida pelo escoamento e características geotécnicas da forma de falha do barramento. Assim, acredita-se que um evento, que possui tantas variáveis e possibilidades de ocorrência, deva ser tratado de forma probabilística para fornecer resultados mais confiáveis, considerando a variação de parâmetros dentro da faixa de maior probabilidade de ocorrência por meio de múltiplas simulações (TSAI et al., 2019).

Os resultados dos escoamentos hidrodinâmicos decorrentes do rompimento hipotético de um barramento podem ser tratados como processos estocásticos. Esses por sua vez são uma família de variáveis aleatórias que podem ser usadas para estudar o fenômeno ao longo do tempo. Uma das formas de gerar a aleatoriedade necessária para análise estocástica é através do método de Monte Carlo (MC). Números aleatórios ou pseudo-aleatórios (normalmente mais de 1000) são gerados como base para as inferências. Dessa forma, a principal desvantagem da sua aplicação é exigência de computação intensiva já que requer um elevado número de randomização (GOTELLI; ELLISON, 2011).

O resultado do estudo do escoamento hidrodinâmico decorrente da ruptura hipotética de uma barragem deve orientar ação de prevenção de acidentes, como por exemplo remoção de população e localização de equipes de emergência dentro do PAE. Portanto, acredita-se que resultados determinísticos desse tipo de estudo não consideram as probabilidades das incertezas envolvidas e podem indicar valores distantes dos resultados com maior probabilidade de ocorrência.

Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo principal desenvolver uma análise probabilística utilizando o método de Monte Carlo para obter valores do coeficiente de rugosidade de Manning a utilizar no estudo do escoamento hidrodinâmico decorrente da ruptura hipotética de uma barragem. A rugosidade do trecho será inferida pelo uso e ocupação do solo obtido pela avaliação de imagens de satélite da área à jusante da barragem de água de Três Marias (Minas Gerais). A escolha desse local de estudo está relacionada ao risco potencial associado à barragem e importância do seu reservatório para geração de energia elétrica, pesca, turismo e abastecimento de água em Minas Gerais e no Brasil.

A hipótese da presente pesquisa é que a utilização de análise probabilística a partir de duas distribuições do coeficiente de rugosidade de Manning (Normal e Uniforme) acarretam resultados significativamente diferentes com relação à área de inundação e parâmetros do modelo como velocidade e profundidade, medidos em seções ao longo do escoamento gerado pelo rompimento hipotético de barragem.

1.1 PERGUNTA DE PESQUISA

1. “A mancha de inundação obtida de forma determinística de uma simulação do escoamento decorrente do rompimento hipotético de uma barragem é diferente do resultado que considera a imprecisão do coeficiente de Manning por meio do uso e ocupação da bacia?”
2. “A incerteza da mancha de inundação obtida em simulação do escoamento decorrente do rompimento hipotético de uma barragem, em termos de área, velocidade e profundidade máxima em seções transversais, sofre influência do tipo de distribuição empregado para representação da variação do coeficiente de Manning?”

1.2 OBJETIVO

1.2.1 Objetivo geral

Determinar a incerteza da mancha de inundação, decorrente da ruptura hipotética de uma barragem de água, em um modelo numérico hidrodinâmico bidimensional considerando a variação do coeficiente de rugosidade de Manning, obtida por (1) uso e ocupação da bacia e (2) método probabilístico de Monte Carlo considerando diferentes distribuições.

1.2.2 Objetivos específicos

- Definir o local de estudo e o tipo de falha da barragem em função das suas características e dos eventos de falha pretéritos descritos na literatura;
- Avaliar a variação do coeficiente de Manning na área a jusante da barragem por meio da análise de sistema de informação geográfica em relação ao uso e ocupação do solo.
- Avaliar por meio de método estocástico a variação da área hipotética de inundação causada pelo rompimento da barragem em função da combinação de diferentes cenários de Manning.

1.3 RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DA PESQUISA

- As principais limitações de pesquisa são:

- Aplicação do uso e ocupação considerando apenas uma data, que dependendo do levantamento pode não ser tão recente (foi utilizado base IDE-Sisema de 2012).
- Considerar a calha hipotética do rio pelo método de regionalização e não com dados de batimetria;
- Considerar apenas um valor de Manning para a calha;
- Não considerar a presença de pontes no trecho em análise do rio;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação está dividida em 7 seções. A primeira destinada à introdução do tema escolhido, os objetivos gerais e específicos que norteiam a pesquisa, restrições e limitações encontradas ao longo do desenvolvimento e a forma como o trabalho está dividido.

Na seção destinada à revisão da literatura, são apresentados os conceitos fundamentais para a compreensão do tema de pesquisa, como os métodos construtivos de barragens, estruturas de projeto e suas finalidades, os mecanismos de ruptura, as normas associadas à segurança de barragem e as fases de um estudo de rompimento hipotético, além de uma breve apresentação de conceitos relacionados as ferramentas de sensoriamento remoto e do método de Monte Carlo.

A metodologia empregada na pesquisa foi classificada quanto aos métodos de abordagem e procedimento, estando as etapas empregadas na simulação explicitadas em fluxograma. Cada etapa do fluxograma foi esmiuçada em tópicos completando o capítulo Materiais e Métodos.

Os resultados obtidos nas etapas determinística e probabilísticas, juntamente das análises estatísticas empregadas estão apresentadas no capítulo Resultados. Em seguida é apresentada a discussão dos resultados de forma a salientar as observações a partir da fundamentação teórica e o que se esperava do estudo no capítulo Discussões. Por fim são apresentadas as conclusões e propostas de trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Nessa seção serão apresentados os conceitos presentes na bibliografia que rege o estudo de barragens. Estão presentes também revisões sistemáticas da literatura, com a finalidade de reunir informações referentes às pesquisas atuais que abordam as etapas e parâmetros relevantes nos estudos de rompimento hipotético de barragens.

2.1 BARRAGENS

Barragens são estruturas construídas em um curso de água, podendo ser projetada de forma fixa ou temporária, com a finalidade de conter ou acumular substâncias líquidas ou de misturas (ANA, 2019). São estruturas que permitem o desenvolvimento de atividades essenciais como agricultura e pecuária, e, como consequência, o desenvolvimento de cidades e civilizações (MIN, 2002).

As barragens podem ser de diversos tipos e tamanhos. O nível e volume dos reservatórios, formados pela estrutura, ditam as condições de uso da barragem (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

Segundo Costa (2012), os critérios construtivos de barragens englobam o conhecimento de climatologia e recursos hídricos da região em que o barramento estará situado, dados referentes à morfologia, geologia e geotécnica, não apenas do leito do curso d'água, mas das margens, além de um estudos dos impactos ambientais gerados com a construção.

Em relação aos impactos resultantes da construção de um barramento em cursos d'água, podem ser aspecto tanto positivos quanto negativos gerados desde a implementação de uma usina, até a sua operação e possível rompimento (VON SPERLING, 2012).

Em relação aos aspectos positivos, está a possível utilização do barramento para geração de energia renovável. Nesse ponto o Brasil destaca-se pela quantidade fontes renováveis na sua matriz energética (VON SPERLING, 2012). No Brasil são cerca 117 grandes usinas e outras 422 pequenas, distribuídas ao longo das principais bacias como do Rio Amazonas (Tucuruí e Belo Monte), São Francisco (Xingó, Paulo Afonso e Três Marias) e Paraná (Itaipu e Ilha Solteira) (ANA, 2020).

Com relação aos impactos negativos, tem-se que as fases de construção e implementação apresentam grande potencial de problemas ambientais. Inicialmente, o projeto de um barramento precisa ser aprovado em plebiscito pela população do entorno do empreendimento. O projeto é constituído dos elementos estruturais, cálculos e levantamento dos impactos gerados pela presença do reservatório e da área inundada. Segundo Von Sperling (2012), esses impactos vão desde mudanças na ictiofauna, fauna e flora, variação da qualidade da água no reservatório e na região à jusante, alteração do clima na região do reservatório como aumento da umidade pela taxa de evaporação. Outro componente que integra o projeto é o estudo dos danos gerados por um possível rompimento. A PNSB prevê a elaboração do PAE que além de apresentar medidas mitigatórias, estabelece as áreas atingidas pela proporção do evento (BRASIL, 2010).

2.1.1 Composição

As barragens podem ser classificadas de acordo com o material utilizado na construção da estrutura do barramento como barragem de concreto, de terra e de enrocamento (MASSAD, 2010).

As barragens de concreto estrutural com contrafortes quando comparadas às barragens de concreto massa, utilizam menos concreto na constituição, pois utilizam lajes ou abóbodas múltiplas inclinadas, dispostas sobre contrafortes. Em relação à estabilização dessas estruturas quanto ao deslizamento, a inclinação da resultante do empuxo hidrostático atua de forma positiva, somando ao peso próprio da estrutura, garantindo maior estabilidade (COSTA, 2012).

Barragens de concreto em dupla curvatura são identificadas pela utilização de uma casca gerada pela dupla curvatura, esse arranjo requer do concreto o trabalho com esforços de compressão. A utilização desse tipo de estrutura só é possível em vales fechados, respeitando uma relação entre a largura da crista e a altura da barragem inferior não ultrapasse 2,5. Quanto à análise estrutura dessa estrutura, por se tratar de um problema hiperestático, uma vez que não apenas a deformação do concreto, como a do maciço rochoso em que a estrutura está engastada devem ser levados em consideração. É necessária uma fundação mais robusta para distribuir os esforços solicitantes (MASSAD, 2010).

Massad (2010) ressalta a importância do conhecimento geotécnico tanto em barragens de concreto quanto as constituídas de terra e terra enrocamento, pois as fundações estarão inseridas em solo, ou maciço rochoso, sendo necessário o conhecimento e aplicação dos princípios geotécnicos.

As barragens de terra são as mais utilizadas no Brasil, principalmente as barragens de terra homogênea, devido à distribuição dos vales e fluxos de água no país (MASSAD, 2010). Costa (2012), classifica as barragens de terra em homogêneas, ou zonadas. As barragens de terra homogênea, quando há a predominância de um único material utilizado na construção e zonadas quando a distribuição da estrutura é feita de acordo com a permeabilidade do material. Em relação à estabilidade das barragens de terra, Massad (2010), afirma que a inclinação dos taludes de montante e jusante, devem ser fixadas de modo a garantir a estabilidade ao longo de toda vida útil do empreendimento, considerando não apenas o primeiro enchimento, mas situações de operação e rebaixamento do nível do reservatório.

Em relação às barragens construídas com zoneamento de material, Massad (2010), salienta a necessidade do estudo das propriedades geotécnicas de todo material utilizado no projeto. É comum a utilização de material emprestado, que sofreu compactação e secagem diferente dos materiais in loco. Esse conhecimento permite a otimização das seções da barragem, em que nos espaldares são alocados solos mais secos, que agregam maior resistência e no núcleo um solo mais úmido, de baixa permeabilidade, garantido a estanqueidade da estrutura (MASSAD, 2010).

Costa (2012), classifica as barragens de enrocamento com relação à feição destinada à impermeabilização. Com isso o autor divide as barragens a partir do núcleo ou face impermeáveis. As barragens de terra enrocamento para Massad (2010), são as que apresentam maior estabilidade, causa disso é a utilização apropriada das propriedades das rochas, como o ângulo de atrito que garante a resistência nas faces dos taludes, quanto da permeabilidade das argilas que constituem o núcleo dessas estruturas. A estanqueidade garantida pelos núcleos argilosos, que podem ser centralizados ou inclinados, permite o represamento de água, formando lagos. Além disso, outra propriedade do núcleo argiloso está na distribuição dos esforços para o centro da fundação (MASSAD, 2010).

Em relação ao controle da percolação de água através da estrutura do barramento, Cruz (2014), menciona a distribuição gradual da granulometria das rochas, especialmente no talude de jusante do barramento. Essa disposição gradual, permite que a água passe pelos grãos sem carrear material do barramento. Quanto à percolação de água na fundação desse tipo de estrutura, há a necessidade de alocação de material mais estanque no encontro núcleo/fundação, que é onde há maior concentração de água, pela concentração e direcionamento dos esforços já mencionados (CRUZ, 2014).

Há ainda a combinação de materiais, como no caso das barragens de terra enrocamento com membrana de concreto. A utilização de placas de concreto sobre o talude de montante, agrega maior controle da estanqueidade. Para Massad (2010), a principal vantagem desse método construtivo, está na independência das atividades, pois a construção das placas, da estrutura e do aterro podem ocorrer simultaneamente, o que agrega à essa obra mais rapidez de execução. Costa (2012), salienta ainda que a classificação de uma barragem como sendo mista, em relação aos materiais que constituem o barramento, pode se dar tanto pela seção quanto pelo traçado. Uma barragem é classificada como mista ao longo do traçado, quando parte da obra é realizada com um material e o restante em outro. Já as barragens mistas em relação à seção, podem ser entendidas como as barragens de terra enrocamento com membrana de concreto, em que há a utilização de mais de um elemento construtivo.

Costa (2012), classifica ainda as barragens em não convencionais, englobando àquelas que utilizam materiais como gabião, madeira e alvenaria de pedra. Em sua maioria são barragens de pequeno porte, cuja principal finalidade é o controle e utilização do material retido por pequenos grupos ou mesmo apenas pelo proprietário do empreendimento, além de possuírem técnicas e recursos construtivos arcaicos.

2.1.2 Principais componentes da barragem

Os principais elementos constitutivos das barragens convencionais são: 1) barramento; 2) fundação; 3) ombreiras; 4) estruturas extravasoras; 5) estruturas de adução e 6) reservatório (ANA, 2019). As estruturas auxiliares como sistema de drenagem, monitoramento geotécnico, casa de força e turbinas, são projetados de acordo com a finalidade da barragem (COSTA, 2012).

O barramento é a estrutura responsável pela retenção, construído transversalmente ao fluxo no fluxo de água, possui normalmente seção transversal trapezoidal. Juntamente com a fundação e as ombreiras, o barramento é responsável por receber e distribuir as tensões geradas pelo contato com o material retido (ANA, 2019). Diversos materiais podem ser utilizados na construção do barramento, como já mencionado, dependendo da disponibilidade, dimensionamento dos esforços no projeto e características do solo que irá receber a estrutura (BAPTISTA; COELHO, 2010).

Uma estrutura auxiliar, muitas vezes essencial para o funcionamento do reservatório criado por uma barragem são os vertedouros que liberam o excesso de água não utilizada na geração de energia, irrigação ou abastecimento. O projeto de dimensionamento de um vertedouro considera o estudo das chuvas que ocorreram na bacia ao longo do tempo. Normalmente o valor adotado corresponde à chuvas com elevado tempo de retorno, por exemplo chuvas decamilenar, isso significa que a probabilidade de ocorrer uma chuva com as mesmas características é de 1/10.000 (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

Os principais tipos de vertedouros se dividem em livres ou controlados por comportas. A vazão dos vertedouros livres depende da altura de água sobre a soleira e pode ser descrita pela equação:

$$Q = C * L * h^{3/2} \quad \text{Eq. 2.1}$$

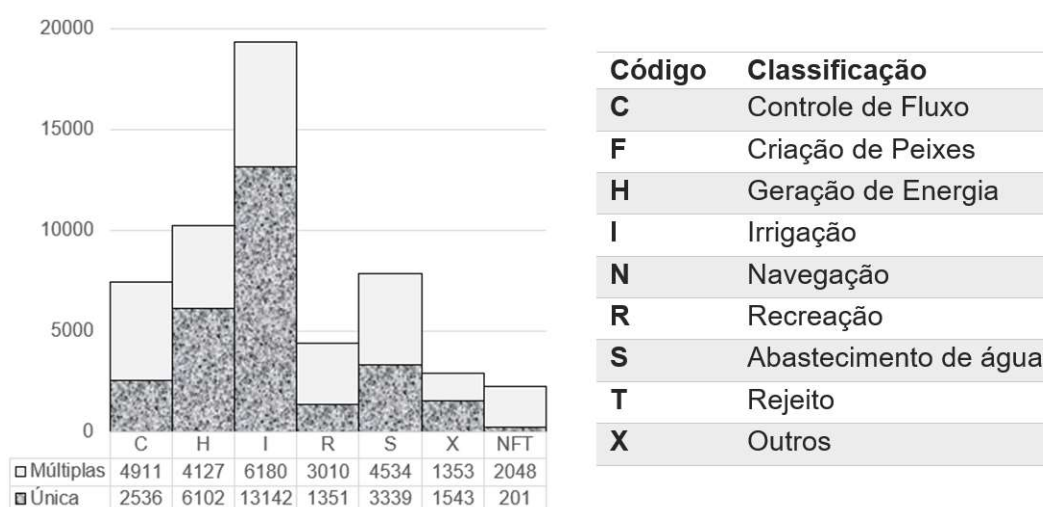
na qual Q é a vazão em m^3/s , L é o comprimento da soleira em metros, h a diferença do nível de água do reservatório em relação à soleira do vertedor, em metros e C um coeficiente relacionado à capacidade de descarga do vertedor, para soleira livre varia de 1,4 a 1,8 (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

Quanto ao volume, as três condições de operação são: Volume máximo, volume útil e volume morto. Cada um desses volumes está relacionado aos níveis de operação: nível mínimo (limite vertical do volume morto e início do volume útil), máximo operacional (limite vertical do volume útil) e nível máximo *maximorum* (corresponde ao funcionamento nas condições de cheia de projeto, estando relacionado ao nível da crista do vertedouro). Essas características são obtidas através do monitoramento dos reservatórios (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

2.1.3 Finalidade das barragens

A ICOLD define como sendo grandes barragens estruturas com altura superior a 15 metros, ou altura entre 5 e 15 metros cuja capacidade de retenção ultrapasse 3 milhões de metros cúbicos (ICOLD, 2011). As barragens podem ser classificadas segundo a finalidade de uso (Figura 1): controle de fluxo, criação de peixes, geração de energia, irrigação, navegação, recreação, abastecimento de água, contenção de rejeitos e outros.

Figura 1 Distribuição das Finalidades das barragens no mundo



Fonte: (ICOLD, 2019. Adaptado).

2.2 GESTÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

Entende-se por segurança de barragens as medidas tomadas em qualquer fase do empreendimento destinadas a controlar, corrigir, mitigar, prevenir ou alertar as situações de risco e os eventuais danos em decorrência de eventos como vazamento, trincas, danos na fundação ou ruptura (HERNÁNDEZ, 2013).

Órgãos mundiais como o ICOLD, o Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, do inglês *United States Army Corps of Engineers* (USACE), a Agência Federal norte americana de Gestão de Emergência, do inglês *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), e políticas nacionais ditam diretrizes acerca das práticas relacionadas à segurança de barragem (MEDEIROS, 2016). No Brasil, a PNSB e demais legislações que auxiliam a aplicação da segurança de barragem, estão numa hierarquia em que o Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) e

a Agência Nacional de Águas (ANA) estão responsáveis pela gestão da aplicação das medidas e instrumentos (BRASIL, 2010).

No Brasil, a década de 70 foi marcada pelo número elevado de obras de barragens para diversas finalidades em sua maioria destinadas à geração de energia elétrica (CRUZ, 2014). A primeira tentativa de regulamentar a segurança de barragens, foi em 1977, após o rompimento de 2 barragens no rio Pardo no estado de São Paulo. O decreto lei nº10.772/77 não foi sancionado, sendo adotadas as diretrizes propostas pelo Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) em 1986 por meio da Comissão de Deterioração e Recuperação de Barragens (MEDEIROS, 2016).

No ano de 2003, ocorreu o rompimento da barragem de Cataguazes que despejou cerca de 1,2 bilhões de resíduos nos rios Pomba e Paraíba do Sul. Esse fato levou a confecção da versão preliminar do Projeto Lei (PL) nº1.181/2003, aprovado após 7 anos de tramitações e sancionado pela presidência da república em 21/09/2010, originando a Lei nº 12.334 (MEDEIROS, 2016).

No decorrer dos 7 anos de tramitações até a sanção da lei Nº 12.334/2010, uma série de acidentes envolvendo barragens ocorreram em todo território brasileiro (Tabela 1), dentre eles o rompimento da barragem de Algodões I. Construída na década de 90 a barragem de Algodões I tinha como principal finalidade o abastecimento de água de Cocal da Estação, município localizado na divisa dos estados de Piauí e Ceará. O rompimento ocorreu 2009 e ainda em 2020 há tramitações do processo (MPF, 2019 e SILVA; SALES, 2011).

Tabela 1 Incidentes precedentes à PNSB

Barragem	Estado	Ano
Cataguazes	MG	2003
Camará	PB	2004
Campos Novos	SC	2006
Miraí	MG	2007
UHE Apertadinho	RO	2008
PCH Espora	GO	2008
Algodões I	PI	2009
PCH Bocaiuva	MT	2010

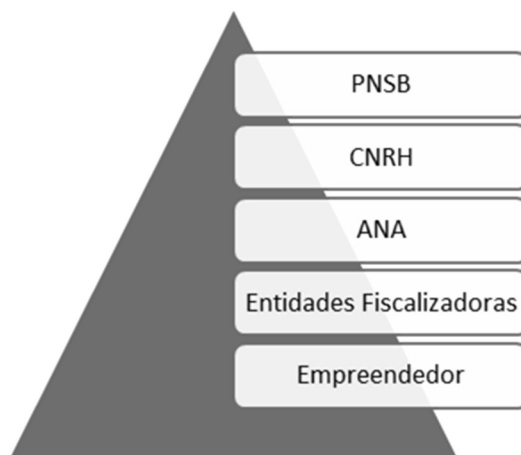
Fonte: (MEDEIROS, 2016).

PNSB engloba barragens com diversas finalidades, desde à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais. Dentre os principais fundamentos dessa lei está a garantia da segurança e sustentabilidade nas diversas fases do empreendimento; e a comunicação ativa com a população e empreendedores (BRASIL, 2010).

A PNSB estabelece 7 instrumentos sendo eles o Sistema de Classificação de Barragens por Risco e Dano; o Plano de Segurança de Barragem (PSB); o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragem (SNISB); o Sistema Nacional sobre Meio Ambiente; Cadastros Técnicos Federais em relação à defesa ambiental e ao potencial das atividades poluidoras para os recursos hídricos; e o Relatório de Segurança de Barragens (RSB) (BRASIL, 2010).

Segundo Medeiros (2016), existem barreiras e complexidades na utilização de uma lei para elaboração das diretrizes de barragens considerando as diversas finalidades, composições e tamanhos. Nesse contexto, a PNSB respeita a hierarquia apresentada na Figura 2 atribuindo responsabilidades, como fiscalização, aos órgãos e agências responsáveis pelo setor de negócios, como a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) para as barragens destinadas à geração de energia elétrica e o Departamento Nacional de Pesquisa Mineral (DNPM) responsável pelas barragens destinadas à contenção de rejeitos das etapas de beneficiamento mineral (BRASIL, 2010).

Figura 2 Hierarquia da PNSB



As leis complementares à PNSB auxiliam o controle da fiscalização das diversas barragens. Dentre essas, como a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), (BRASIL, 1997), recebeu adendos após a homologação da PNSB, assim como a lei que rege a criação da ANA (BRASIL, 2000). Cabe à ANA cumprir as diretrizes da PNRH e a articulação entre órgãos e entidades público e privadas responsáveis pela gestão dos recursos hídricos. A PNSB atribui à ANA a gestão do SNISB, articulação, coordenação e elaboração do RSB, documento que deve ser elaborado anualmente e encaminhado ao CNRH (VISEU, 2015).

Segundo a PNSB cabe ao CNRH a definição dos critérios de classificação de Risco e Dano Potencial Associado às barragens. Cabendo também zelar pela implementação da lei; o estabelecimento de diretrizes; aplicação dos instrumentos; e apreciação e recomendações ao RSB encaminhado pela ANA (BRASIL, 2012).

O artigo 7º da PNSB atribui ao CNRH a responsabilidade de estabelecer os critérios para a classificação das barragens quanto ao Risco, Dano Potencial Associado (DPA) e ao volume. A Resolução nº143 de 04 de setembro de 2012 estabelece esses critérios gerais (BRASIL, 2012).

O DPA é calculado considerando infiltrações no solo, vazamentos ou mau uso da barragem. O cálculo do mesmo é feito em três etapas. A primeira considera as Características Técnicas (CT) da barragem, sendo elas: altura do barramento; comprimento de coroamento; tipo do material utilizado na construção do barramento; Tipo de fundação da barragem; Idade da barragem; e o tempo de recorrência utilizado no dimensionamento do vertedouro. Cada elemento das CT possui um peso (Tabela 2) e varia de acordo com a finalidade da barragem.

Tabela 2 Peso das Características Técnicas (CT) em barragens de água.

CT para Barragens destinadas ao acúmulo de água					
Altura (a)	Comprimento (b)	Tipo de Barragem (c)	Tipo de fundação (d)	Idade da Barragem (e)	Vazão de Projeto (f)
$a \leq 15\text{m}$ (0)	$c \leq 200\text{m}$ (2)	Concreto convencional (1)	Rocha sã (1)	$30 \leq e \leq 50$ anos (1)	CMP (Cheia Máxima Provável) ou Decamilenar (3)
$15\text{m} < a < 30\text{m}$ (1)		Alvenaria de pedra / concreto ciclópico / concreto rolado - CCR (2)	Rocha alterada dura com tratamento (2)	$10 \leq e \leq 30$ anos (2)	Milenar (5)
$30\text{m} \leq a \leq 60\text{m}$ (2)		Terra homogênea/ enrocamento / terra enrocamento (3)	Rocha alterada sem tratamento/ rocha alterada fraturada com tratamento (3)	$5 \leq e \leq 10$ anos (3)	TR = 500 anos (8)
$a > 60\text{m}$ (3)	$c > 200\text{m}$ (3)		Rocha alterada mole/ saprolito / solo compacto (4)	< 5 anos ou > 50 anos ou sem informação (4)	TR < 500 anos ou desconhecida/ Estudo não confiável (10)
			Solo residual / aluvião (5)		

Fonte: (BRASIL,2012).

2.3 ESTUDO DO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE BARRAGENS

O estudo da propagação do escoamento gerado pelo rompimento hipotético de barragens é realizado para avaliar o impacto ambiental, social e econômico, considerando o dano potencial e o risco associado as barragens. Essa avaliação é feita tendo como base as áreas atingidas pela onda hidrodinâmica gerada pela liberação instantânea do material retido no barramento em análise. Dados referentes ao reservatório, como volume, especificações do material retido, características geotécnicas e hidrológicas são fundamentais para obtenção de manchas de inundação condizentes com a realidade (COSTA; SÁ, 2019).

A simulação do rompimento hipotético de barragens se dá a partir de modelos hidrológicos e hidrodinâmicos, dependendo das características do barramento e

objetivos das análises. A utilização de modelagem matemática, tais como métodos de solução das equações de Saint-Venant, são amplamente utilizadas, por softwares que fornecem a discretização do regime do escoamento, a partir de parâmetros imputados, tais como formato da brecha, volume do reservatório, sendo necessária a realização de estudos para analisar a sensibilidade dos modelos diante à mudança desses parâmetros de entrada (USACE,2014).

As fases de elaboração do estudo da propagação do escoamento compreendem análises hidrológicas e hidráulicas. O balanço hídrico da região do reservatório, considera os principais afluentes que desaguam na bacia, estudo pluviométrico dos períodos chuvosos, levantamento de cheias e perdas por evaporação. Esses dados, segundo Collischonn; Dornelles (2013), podem ser obtidos através de estações fluviométricas e pluviométricas próximas a região a montante do reservatório em análise.

Em relação a estrutura do barramento, são necessárias informações de projeto, como o tipo de material utilizado na construção, altura, presença de saídas d'água como vertedores e tomadas d'água, volumes, e o tempo de retorno da principal chuva utilizada para o dimensionamento do vertedor. Essas informações possibilitam a escolha do modo de falha mais provável para o barramento, em cada cenário (que normalmente devem considerar características de precipitação da suposta data do rompimento). O modo de falha está por sua vez relacionado à formação da brecha, sendo os principais parâmetros, localização, tamanho e tempo de formação (USACE, 2014).

A simulação do rompimento hipotético de barragem é uma prática exigida pela PNSB para a elaboração do PAE, uma vez que o produto do estudo da propagação do escoamento gerado pelo rompimento hipotético de barragens são as áreas atingidas pela onda gerada a partir do rompimento da barragem. Além do quesito legal, a realização do estudo permite classificar as barragens quanto ao risco e dano potencial associado e traçar áreas seguras para a população situada a jusante da estrutura (BRASIL, 2010).

O processo de simulação do rompimento de uma barragem e propagação da cheia de ruptura, ocorre em 3 etapas: definição dos parâmetros da brecha; cálculo da

vazão efluente através da brecha e Propagação da cheia efluente à jusante (VISEU, 2015).

2.3.1 Mecanismos de ruptura

A cheia propulsora da onda de frente abrupta, considerada no estudo de rompimento hipotético de barragens, segundo Viseu (2015), pode ser induzida por fatores internos ou externos ao barramento. Os fatores internos que ocasionam o rompimento, dependem principalmente do tipo de material utilizado na construção. A partir de estudos de casos, foi possível associar os mecanismos de falha ao tipo de barragem (Tabela 3.).

Tabela 3 Modo de falha x Tipo de barragem

Modo de Falha	Terra e Terra Enrocamento	Concreto Gravidade	Arco Concreto	Concreto em Contraforte	Concreto Multi Arcos
Galgamento	X	X	X	X	X
<i>Piping</i> /Infiltração	X	X	X	X	X
Defeitos de fundação	X	X	X	X	X
Deslizamentos	X	X		X	
Tombamento		X	X		
Rachaduras	X	X	X	X	X
Falha de equipamentos	X	X	X	X	X

Fonte: (USACE, 2014. Adaptado).

Além da associação ao tipo de barramento, os mecanismos de falha também podem ser classificados como estruturais ou hidráulicos. Os mecanismos estruturais ocorrem por falha na estrutura, devido à problemas geotécnicos, falhas construtivas ou de projeto. A percolação de água no interior da estrutura, transportando material por pequenos dutos (*Piping*), o tipo mais comum em barragens de terra. Segundo USACE (2014), os demais mecanismos existentes, como problemas de fundação e falhas de equipamento, são propulsores de um desses dois principais mecanismos.

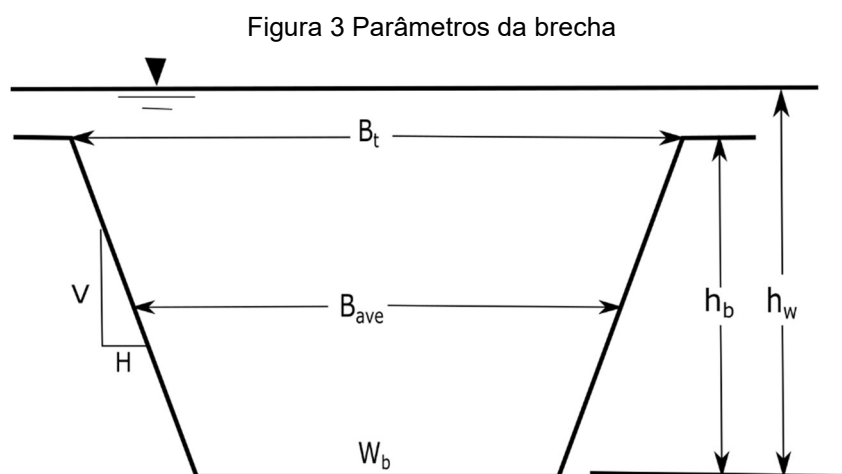
O mecanismo hidráulico é caracterizado pelo aumento do nível do reservatório ocasionando o transbordo de material (Galgamento). É ocasionado por uma chuva além do tempo de retorno considerado em projeto. O projeto de uma barragem leva em consideração o estudo hidrológico da região, na forma de balanço hídrico somando os volumes dos afluentes, chuvas e evaporação (USACE, 2014). Os

extravasesores são dimensionados considerando os volumes de projeto e o tempo de retorno de chuvas de grande volume, que são raras (ANA, 2019).

No estudo de rompimento hipotético é necessário escolher o cenário no qual poderá ocorrer a ruptura. No caso do rompimento de barragens de terra com a operação do reservatório abaixo da cota do nível máximo e com ausência de chuvas em áreas a montante do reservatório, tem-se com relativa frequência a ocorrência da falha por *Piping*. Rompimentos de barragens de terra que ocorreram no período chuvoso e com operação do reservatório próximo ao nível máximo de projeto, tem suas falhas relacionadas ao mecanismo de galgamento (USACE, 2014).

2.3.2 Definição dos parâmetros da brecha

Uma brecha é a abertura na estrutura do barramento que irá ocasionar a liberação do material do reservatório, formando a onda de inundação, caracterizada pelo hidrograma de ruptura. Os parâmetros da brecha (Figura 3) B_t Largura de topo, B_{ave} largura média, W_b largura do fundo, h_b altura, h_w altura da lâmina d'água, H e V são indicações da inclinação do talude. Os parâmetros estão relacionados à localização, ao modo de falha, formato, tempo e o mecanismo de gatilho (USACE, 2014).



Fonte: (USACE, 2014).

Os parâmetros da brecha podem ser determinados a partir de equações empíricas, modelos paramétricos ou modelos de erosão baseados em métodos físicos. As equações empíricas foram determinadas a partir de estudos de caso, havendo várias proposições (Tabela 4), sendo os modelos de Froehlich mais

difundidos, principalmente em barragens de terra, pelo número de casos estudados para elaboração da equação (USACE, 2014).

Tabela 4 Proposições para determinação de parâmetros da brecha

Referência	Número de casos
Singh e Snorrason (1982, 1984)	20
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	42
Froehlich (1987)	43
Singh e Scarlatos (1988)	52
Von Thun e Gillette (1990)	57
Dewey e Gillette (1993)	57
Froehlich (1995b)	63

Fonte: (USACE, 2014. Adaptado).

As principais equações utilizadas para definição dos parâmetros da brecha serão apresentadas nos itens a seguir.

2.3.2.1 Froehlich

A primeira proposição de Froehlich foi em 1995. O autor considerou 63 barragens em seu estudo, em sua maioria barragens de terra, terra zonada, terra com núcleo de argila ou terra enrocamento. As alturas variavam entre 3,66 a 92,96 metros, em que 90% possuía mais de 30 metros e 87% possui volume de água inferior à $25 \times 10^6 \text{ m}^3$. Assim tem-se as seguintes equações:

$$B_{ave} = 0,1803 * K_0 * V_W^{0,32} * h_b^{0,19} \quad \text{Eq. 2.2}$$

$$t_f = 0,00254 * V_W^{0,53} * h_b^{-0,90} \quad \text{Eq. 2.3}$$

na qual B_{ave} é a largura média da brecha (m); K_0 é uma constante que depende do modo de falha (1,4 para galgamento e 1 para *piping*); V_W O volume contido no reservatório no momento da falha (m^3); h_b a altura final da brecha (m) e t_f o tempo de formação da brecha (s).

Em 2008, Froehlich propôs adequações em seu estudo (Eq. 2.4 e 2.5), com base em 74 casos, mantendo as características das barragens quanto ao material e volume contido. Acrescentando à equação do tempo de formação da brecha, o valor da gravidade g .

$$B_{ave} = 0,27 * K_0 * V_W^{0,32} * h_b^{0,04} \quad \text{Eq. 2.4}$$

$$t_f = 63,2 * \sqrt{\frac{V_W}{g * h_b^2}} \quad \text{Eq. 2.5}$$

na qual B_{ave} é a largura média da brecha (m); K_0 é uma constante que depende do modo de falha (1,4 para galgamento e 1 para *piping*); V_W O volume contido no reservatório no momento da falha (m³); h_b a altura final da brecha (m) e t_f o tempo de formação da brecha (s) e g a aceleração gravitacional (m/s²).

Em 2016 houve uma revisão dos valores utilizados nas equações, a partir da análise de 111 casos de rompimento de barragem, em sua maioria estruturas de terra. (FROELICH, 2016). Sendo possível uma análise mais específica (Eq. 2.6 e 2.7) ou simplificada (Eq. 2.8 e 2.9), dependendo das características da barragem como estrutura, mecanismo de ruptura e volume contido.

$$B_{avg} = 0,28 * K_M * K_H * V_W^{1/3} * W_{avg}^{-1/6} * h_b^{1/6} \quad \text{Eq. 2.6}$$

na qual K_M é o parâmetro relacionado ao modo de falha, assumindo 1 para erosão interna ou 1,5 para galgamento; K_H é a correção da altura da brecha (h_b) para o sistema de medidas utilizando ($K_H = h_b/h_s$), h_s assume 6,1 m para cálculos considerando o Sistema Internacional (SI) de unidades ou 20 pés para o sistema Americano. V_W é o volume de água contido no reservatório no momento da ruptura (m³) e W_{avg} é o nível médio de água (m) (FROEHLICH, 2016).

O tempo total de formação t_f (s) da brecha segundo a proposição de Froehlich (2016), pode ser obtido pela equação 2.7.

$$t_f = 50 * \sqrt{\frac{V_W}{g * H_b^2}} * \left(\frac{W_{avg}}{h_b}\right)^{1/4} \quad \text{Eq. 2.7}$$

na qual V_W é o volume de água contido no reservatório no momento da ruptura (m^3); h_b a altura final da brecha (m); g a aceleração da gravidade (m/s^2) e W_{avg} o nível médio de água (m). Froehlich (2016), apresenta simplificações para o cálculo da largura média (Eq. 2.8) e o tempo final de formação da brecha (Eq. 2.9), essas simplificações são possíveis considerando à limitação de informações com relação à estrutura, reservatório ou finalidade do estudo.

$$B_{ave} = 0,23 * K_M * V_W^{1/3} \quad \text{Eq. 2.8}$$

$$t_f = 60 * \sqrt{\frac{V_W}{g * H_b^2}} \quad \text{Eq. 2.9}$$

na qual B_{ave} é a largura média da brecha (m); K_0 é uma constante que depende do modo de falha (1,4 para galgamento e 1 para *piping*); V_W O volume contido no reservatório no momento da falha (m^3); h_b a altura final da brecha (m) e t_f o tempo de formação da brecha (s) e g a aceleração gravitacional (m/s^2).

Outro valor importante nessa proposição é m , relacionado ao modo de falha, assume 0,6 para erosão interna ou 1 para galgamento, sendo um parâmetro adimensional, obtido pela parametrização dos casos analisados (FROEHLICH, 2016).

2.3.2.2 MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)

Consideraram 42 barragens, variando a composição em terra, terra com núcleo de argila e terra enrocamento e as equações proposta para o tipo de barragem. A proposição considera um fator de formação da brecha, que está associado ao volume e altura de água contido no reservatório no momento do rompimento. Os autores propuseram essa regressão a partir do volume erodido do talude da barragem, como mostram as equações 2.10 para barragens de terra e a equação 2.11 para barragens de terra com núcleo de argila ou terra enrocamento. O tempo de formação da brecha é calculado da mesma forma, independente do material.

$$V_{eroded} = 0,0261 * (V_{out} * h_w)^{0,769} \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$V_{eroded} = 0,00348 * (V_{out} * h_w)^{0,852} \quad \text{Eq. 2.11}$$

$$t_f = 0,0179 * (V_{eroded})^{0,364} \quad \text{Eq. 2.12}$$

na qual V_{eroded} representa o volume de material erodido do talude da barragem em (m^3); V_{out} o volume de água que passa pela brecha durante o processo (m^3), h_w o nível de água em relação à largura de fundo da brecha (m); e t_f o tempo de formação da brecha (h).

Como não há precisão no controle de todo o volume contido no reservatório escoar apenas pela brecha, pois não é considerado o que passa pelo vertedor ou a perda no processo de galgamento, MacDonald e Langridge-Monopolis propuseram em 1992 uma adequação, assumindo uma brecha de geometria trapezoidal, cuja largura de fundo W_b pode ser obtida pela equação:

$$W_b = \frac{V_{eroded} - h_b^2 * (C * Z_b + h_b * Z_b * Z_3/3)}{h_b * (C + h_b * Z_3/2)} \quad \text{Eq. 2.13}$$

na qual V_{eroded} continua sendo obtido pela anterior (caracterizando o processo de retroanálise, h_b a altura do topo da barragem até o fundo da brecha (m), C a largura de topo da crista da barragem (m); $Z_3 = Z_1 + Z_2$, representa a soma das inclinações médias do talude a montante (Z_1) e do talude a jusante (Z_2); Z_b é o valor da inclinação média da brecha, admitindo o valor de 0,5 para o método de MacDonald.

2.3.2.3 Von Thun e Gillette (1990)

Consideraram 57 barragens, além das proposições de Froehlich (1987) e MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), obtenção da largura média (B_{ave}) e do tempo de formação (t_f) da brecha:

$$B_{ave} = 2,5 * h_w + C_b \quad \text{Eq. 2.14}$$

Em que h_w é a altura de água acima do fundo da brecha (m); C_b é um coeficiente relacionado ao tamanho do reservatório (Tabela 5). Para Von Thun e Gillette o tempo de formação (t_f) da brecha está relacionado à resistência do barramento à erosão. Os autores também apresentaram duas equações, uma relacionando a altura da água ao fundo da brecha (h_w) (Eq. 15 e 17) e outra considerando também a largura média da brecha (B_{ave}) (Eq. 16 e 18), ambas em metro.

Tabela 5 Valores de C_b em relação ao tamanho do reservatório

Tamanho do reservatório (10^6 m^3)	C_b (m)
<1,23	6.1
1,23 a 6,17	18.3
6,17 a 12,3	42.7
>12,3	54.9

Fonte: (USACE, 2014).

Para barramentos resistentes à erosão:

$$t_f = 0,02 * h_w + 0,25 \quad \text{Eq. 2.15}$$

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4 * h_w} \quad \text{Eq. 2.16}$$

Para barramentos facilmente erodíveis:

$$t_f = 0,015 * h_w \quad \text{Eq. 2.17}$$

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4 * h_w + 6} \quad \text{Eq. 2.18}$$

Os modelos paramétricos para definição dos parâmetros, assumem que a evolução da brecha ocorre de forma linear ao longo do tempo, com geometrias pré-estabelecidas de acordo com o tipo de barramento, assim como a escolha do modo de falha. As dimensões finais são obtidas a partir de tratamento estatístico que leva em consideração protótipos pautados em rupturas históricas (VISEU, 2015).

Os modelos de erosão baseados em métodos físicos, utilizados para simular a evolução da brecha ao longo do tempo, são aplicados em barragens de aterro, considerando os princípios de mecânica dos solos, transporte de sedimentos e escoamento hidráulico. Como resultado retornam a vazão efluente pelo hidrograma resultante do rompimento da barragem (VISEU, 2015). Estão baseados nas equações do regime variável de escoamento, erosão e transporte de sólido, os principais modelos computacionais apresentados na Tabela 6 (USACE, 2014).

Tabela 6 Modelos computacionais para determinação dos parâmetros da brecha

Modelo	Transporte de Sedimento	Morfologia da Brecha	Parâmetros
Cristofano (1965)	Empírica	Largura constante	Ângulo de repouso
Harris e Wagner (1967)	Schoklitsch	Formato parabólico	Dimensões da brecha e sedimentos
BRDAM (Brown e Rogers, 1977)			
Lou (1981)	Meyer-Peter e Müller	Relacionado ao tipo de regime	Tensão de cisalhamento crítico, sedimentos
Ponce e Tsivoglou (1981)			
BREACH (Fread, 1988)	Meyer-Peter e Müller por Smart	Retangular, triangular ou trapezoidal	Cisalhamento crítico, sedimentos
BEED (Singh e Scarlatos, 1985)	Einstein Brown	Retangular ou trapezoidal	sedimentos
FLOW SIM 1 e 2 (Bodine,)	Erosão linear predeterminada ou Schoklitsch	Retangular, triangular ou trapezoidal	Dimensões da brecha e sedimentos

Fonte: (USACE, 2014).

2.3.3 Trânsito de cheia

O hidrograma de ruptura apresenta a vazão efluente que será liberada pela ruptura da barragem. É obtido através de um estudo de balanço hídrico que considera os seguintes dados: conhecimento dos afluentes ao reservatório, características do reservatório, volumes de precipitação, evapotranspiração e vazão no exutório. Para curtos intervalos de tempo finito, o balanço hídrico pode ser calculado pela equação 2.19 em que ΔV é a variação do volume em metros cúbicos (m^3), Δt o intervalo de tempo em segundos (s), P a precipitação, EVT a evapotranspiração e Q a vazão no exutório da bacia, esses três valores em metros cúbicos por segundo (m^3/s). Para estudos de longo prazo, intervalos de tempo maiores como medidas anuais, o balanço hídrico é descrito pela equação 2.20.

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = P - EVT - Q \quad \text{Eq. 2.19}$$

$$P = EVT + Q \quad \text{Eq. 2.20}$$

A equação da continuidade aplicada a um reservatório fornece a variação do volume no tempo em função da diferença entre vazão de entrada e saída (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013). A vazão de entrada, denominada vazão

afluente, corresponde à soma dos fluxos que abastecem o reservatório como afluentes (rios e córregos), que podem ser superficiais ou subterrâneos e a contribuição da precipitação direta na área do reservatório. A vazão de saída corresponde as retiradas de água relacionadas às finalidades do reservatório, como abastecimento de cidades, geração de energia elétrica a partir do acionamento de turbinas e a passagem pelos vertedores em caso de o nível ultrapassar o valor máximo (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

A topografia atualizada do reservatório é um dado importante para qualquer simulação hidrológica e monitoramento de reservatórios, pois permite o conhecimento da deposição de sedimentos no fundo carregados pelas descargas afluentes, geram alteração da capacidade suportada pelo reservatório (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

2.3.4 Propagação efluente à jusante da barragem

Os três modelos existentes para propagação da cheia efluente são: modelo simplificado, modelo hidrológicos e modelos hidrodinâmicos baseados nas equações do escoamento (VISEU, 2015). Os escoamentos classificados como livres destacam-se pela atuação da pressão atmosférica na camada de interação água-ar (linha d'água) e pela grande atuação das forças gravitacionais para ocorrência do movimento do fluido (CHOW, 1959). Os escoamentos livres são classificados quanto a manutenção ou não das suas condições hidráulicas (velocidade, vazão e nível de água) em relação a escala de tempo (s) em regime permanente ou transiente e quanto a manutenção ou não em relação a escala espacial (m) em regime uniforme ou variado (PORTO, 2006).

Dentro da ocorrência da não manutenção das condições hidráulicas mencionadas anteriormente, pode surgir a chamada onda hidrodinâmica, que é a variação temporal e espacial da altura do escoamento, também chamado de tirante d'água, e da taxa de vazão (PORTO, 2006). O conhecimento do comprimento (L), da amplitude (a) e da altura da onda (H), aliado ao uso de modelos matemáticos, permite a previsão de áreas atingidas por cheias, ou o tempo de chegada de uma onda em uma cidade a jusante de um reservatório caso ocorra a falha de uma barragem (CHOW, 1959).

A classificação dos tipos de onda pode ser feita com relação à força que responsável pelo movimento. Assim, as ondas capilares são geradas por tensão superficial do fluido e as ondas de gravidade são geradas pela atração gravitacional. Quanto a relação entre o comprimento da onda L e a profundidade da água y , as ondas podem ser classificadas como ocorrendo em águas rasas, quando $L/y > 20$, ou como em águas profundas $L/y < 20$. Em relação ao transporte de massa, as ondas podem ser oscilatórias, quando não há transporte de massas líquidas ao longo da direção de propagação, é o caso típico das ondas marítimas, provocadas pela força do vento. Havendo o deslocamento de massas líquidas, as ondas são de translação. Normalmente, este tipo de onda é assumido em problemas de cheia em rios naturais (PORTO, 2006; TUCCI et al., 2003).

A medida da velocidade relativa da onda em relação ao meio líquido é denominada celeridade (c), é uma variável importante na análise da propagação. O cálculo da celeridade depende dos valores de L e y e irá variar para cada tipo de onda. A celeridade absoluta ou velocidade da onda V_w por sua vez é determinada em relação à margem do canal. O tratamento matemático para as ondas de translação depende do modo como o regime varia. Para o regime lentamente variado, como a propagação de ondas de cheia, são utilizadas as equações hidrodinâmicas, já o regime rapidamente variado, caracterizados pela mudança brusca no nível do escoamento como fechamento de comportas, são utilizadas simplificações das equações hidrodinâmicas (TUCCI et al., 2003).

O tratamento matemático das ondas de translação para escoamentos no regime não permanente lentamente variável, tem como fundamentação as leis da mecânica, que garantem os princípios de conservação da massa e quantidade de movimento (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013). Assim, o matemático francês Saint-Venant desenvolveu as equações (Eq. 2.21 e 2.22) para o escoamento livre em canais, , que descrevem os efeitos de translação e amortecimento em regimes de escoamento variáveis, respeitando os princípios da física (PORTO, 2006; TUCCI et al., 2003).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{dQ}{dx} = 0 \quad \text{Eq.2.21}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} * (\beta * Q * V) + g' * A * \frac{\partial y}{\partial x} + g * A * S_f - g * A * S_0 = 0 \quad \text{Eq. 2.22}$$

na qual A é a área da seção transversal (m^2), g a aceleração da gravidade (m/s^2), x é a distância ao longo do rio (m), Q a vazão (m^3/s), t o intervalo de tempo (s), β um coeficiente de correção do momento linear que se relaciona à variação da velocidade, V a velocidade da água (m/s), y a profundidade (m), S_0 a declividade de fundo e S_f a declividade de atrito (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

A variação da seção transversal dos canais atribui aos escoamentos livres um elevado grau de incertezas em relação à determinação do coeficiente de rugosidade, assim como os materiais que os constituem. Além disso, a rugosidade está relacionada também ao contato da superfície livre com o ar (CHOW, 1959).

A onda gerada pelo rompimento da estrutura de contenção de uma barragem, pode ser simulada considerando as formulações para o escoamento gradualmente variado, aplicando as equações de Saint-Venant e considerando equações para o cálculo da velocidade como a equação de Manning (CHOW, 1959).

2.4 ESCOAMENTOS LIVRES E SUAS CLASSIFICAÇÕES

A classificação dos tipos de escoamento existentes se dá considerando as variáveis tempo e espaço (CHOW, 1959). Com relação ao tempo, o escoamento pode ser classificado como permanente, quando as principais características do regime em uma determinada seção de análise não varia ao longo do tempo, ou transiente, quando ocorre variação. Em relação ao espaço, os escoamentos podem ser classificados em uniforme, quando as principais características do regime se mantem constante ao longo do percurso principal do escoamento, ou variado (PORTO, 2006).

Os escoamentos também podem ser classificados quanto a relação entre forças viscosas e inerciais através do número de Reynolds (Re) (Eq. 2.23):

$$Re = \frac{V * L}{\nu} \quad \text{Eq. 2.23}$$

na qual L é o parâmetro relacionado ao comprimento e pode ser considerado o valor do raio hidráulico e ν a viscosidade cinética do fluido. De acordo com este número, o

escoamento é classificado em em laminar ($Re < 500$) ou turbulento ($Re > 2000$) (PORTO, 2006).

Outro adimensional utilizado na classificação do regime do fluido é o número de Froude (Fr) (Eq. 2.24), que compara as forças gravitacionais com as inerciais:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * L}} \quad \text{Eq. 2.24}$$

Assim, o escoamento pode ser classificado em Subcrítico ($Fr < 1$), Crítico ($Fr = 1$) ou supercrítico ($Fr > 1$). O conhecimento do regime permite prever o comportamento do fluido e as implicações nos parâmetros do escoamento como velocidade e turbulência (CHOW, 1959).

Os parâmetros geométricos da seção utilizada são fundamentais para a caracterização do escoamento (TUCCI et al., 2003). Esses parâmetros dependem da geometria do canal, que no caso dos canais naturais como leitos de rios, são utilizadas aproximações de formas geométricas cuja área é conhecida (PORTO, 2006; CHOW, 1959). A geometria do canal influencia na distribuição da velocidade ao longo do trecho de escoamento (CHOW, 1959). Os principais parâmetros geométricos das seções transversais do canal são: Área molhada (A) (m^2); Perímetro molhado (P) (m); Raio hidráulico (R_h) (m); Largura de topo (B) (m) e profundidade média (y_m) (m) (PORTO, 2006).

O escoamento permanente uniforme, caracterizado pela profundidade e velocidades constantes ao longo das seções, é o tipo de escoamento que permite com maior facilidade a determinação da velocidade do escoamento (CHOW, 1959), com fórmulas consagradas como a de Chézy e Manning, como apresentado a seguir.

2.4.1 Equação de Manning

A primeira formulação datada para a determinação da velocidade em escoamentos uniformes é de 1769, conhecida como fórmula de Chézy (Eq.2.25). Proposta pelo engenheiro francês, ela assume que a resistência do fluido por unidade de área é proporcional à velocidade ao quadrado (CHOW, 1959):

$$V = C * \sqrt{R * S} \quad \text{Eq. 2.25}$$

na qual C um coeficiente adimensional relacionado à resistência ao escoamento (Chézy) e S a inclinação da linha de energia do escoamento (CHOW, 1959).

Segundo Porto (2006), existem diversas proposições para o cálculo do coeficiente de Chézy, que o relacionam ao raio hidráulico da seção, sendo a proposição de Manning (Eq. 2.26) amplamente difundida:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad \text{Eq. 2.26}$$

na qual n é o coeficiente adimensional de rugosidade de Manning (PORTO, 2006). A vantagem em termos de aplicação do coeficiente de Manning é que este permanece constante para determinada rugosidade, enquanto o coeficiente de Chézy é relativo à seção, considerando escoamentos uniformes e turbulentos rugosos (PORTO, 2016; CHOW, 1959).

Substituindo a equação 2.26 na 2.25 chega-se à fórmula de Manning para o escoamento (Eq. 2.27) (PORTO, 2006).

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * I_0^{1/2} \quad \text{Eq. 2.27}$$

na qual I_0 a declividade de fundo do canal (PORTO, 2006). Os valores para o coeficiente de Manning são tabelados, porém a determinação e caracterização das condições de contorno para simulações de escoamento, são subjetivas e podem atribuir erros aos resultados (CHOW, 1959; MROKOWSKA et al., 2015). No anexo I são apresentadas imagens retiradas de Chow (1959), que exemplificam uma das maneiras de se determinar o valor da rugosidade de canais a partir da comparação visual.

2.4.1.1 Coeficiente de rugosidade de Manning

Uma das problemáticas no estudo do escoamento uniforme é a avaliação dos fatores de rugosidade que ocasionam a perda de carga. Assim a maior incerteza na solução da equação de Manning (Eq. 2.27) está na determinação do coeficiente de rugosidade (TUCCI et al., 2003).

Existem diversas formas para a determinação do coeficiente de Manning. A mais precisa é realizada diretamente, a partir da medição de vazões e das

características geométricas das seções no trecho em análise, porém na maioria das vezes é inviável ou mesmo inexecutável (TUCCI et al. 2003).

Chow (1959) ressalta que diversos fatores influenciam na determinação do coeficiente de rugosidade de Manning (n), como a largura do canal, irregularidades da superfície, tamanho e forma das seções (Tabela 7), presença de vegetação e a sinuosidade do canal. Considerando os efeitos desses componentes, a equação 2.28 foi proposta para determinar o valor de n a partir de um valor base, permitindo assim a melhor caracterização das seções quanto ao fator de atrito (CHOW, 1959):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad \text{Eq. 2.28}$$

na qual n_0 é um valor base para o coeficiente, considerando um canal estreito, uniforme, suave, constituído de materiais naturais; n_1 é a correção das irregularidades superficiais; n_2 é a variação na forma e tamanho da seção transversal; n_3 é o valor para obstruções; n_4 é o valor para vegetação e condições de fluxo e m_5 é o valor de correção para meandros do canal. Os valores possíveis para cada variável estão apresentados na tabela (CHOW, 1959).

A vegetação, como parâmetro que influencia a rugosidade, afeta o escoamento não apenas pela altura, mas também pela densidade, distribuição e tipo, sendo esses fatores importantes para a compreensão ao longo do regime anual e determinação da planície de inundação (CHOW, 1959).

Outro método empregado na determinação do coeficiente n são tabelas ou imagens que possibilitam a escolha de valores com base na semelhança do material presente na base do canal, tipo de seção ou mesmo seleção visual com base em fotografias de trechos de canais cuja rugosidade é conhecida (TUCCI et al., 2003). O anexo I consiste de imagens retiradas do livro *Open-Channel Hydraulics* (CHOW, 1959) e exemplificam a subjetividade na escolha do coeficiente n . O anexo II apresenta uma tabela comumente empregada em na determinação dos parâmetros em estudos de escoamentos hidráulicos (PORTO, 2006).

Tabela 7 Valores assumidos para as variáveis na proposição de Cowan.

Condições do Canal		Valores	
Material envolvido	Terra	n_0	0,020
	Rocha		0,025
	Cascalho Fino		0,024
	Cascalho Grosseiro		0,028
Grau de Irregularidade	Suave	n_1	0,000
	Pequeno		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variação das Seções Transversais do Canal	Gradual	n_2	0,000
	Ocasional		0,005
	Frequente		0,010 a 0,015
Efeitos relativos às obstruções	Insignificante	n_3	0,000
	Pequeno		0,010 a 0,015
	Considerável		0,020 a 0,030
	Severo		0,040 a 0,060
Vegetação	Baixa	n_4	0,005 a 0,010
	Média		0,010 a 0,025
	Alta		0,025 a 0,050
	Muito Alta		0,050 a 0,100
Meandros	Pequeno	m_5	1,000
	Considerável		1,150
	Severo		1,300

Fonte: (CHOW, 1959).

No estudo de rompimento hipotético de barragem, a determinação do coeficiente de rugosidade de Manning se dá para o canal e para as margens que serão preenchidas pela mancha de inundação (USACE, 2014). Nos modelos de simulação unidimensionais os valores de Manning são distribuídos ao longo de seções transversais, são considerados basicamente 3 valores: Margem esquerda, canal e margem direita. Nas simulações bidimensionais, é possível atribuir um valor de Manning para cada célula da malha, considerando um valor padrão para toda extensão, ou associando o coeficiente de rugosidade a mapas setorizados de uso e ocupação (USACE, 2016).

2.5 FERRAMENTAS DE GEOPROCESSAMENTO PARA CLASSIFICAÇÃO DE IMAGENS

Sensoriamento remoto é definido como a atividade da ciência e da arte que coleta informações de um determinado alvo utilizando a radiação eletromagnética sem

estabelecer contato físico com o mesmo (LILLESAND et al., 2018). Os princípios de sensoriamento remoto estão embasados no registro, observação e percepção, a partir de sensores que não entram em contato direto com objetos ou eventos analisados, tendo como principal resultado uma imagem. Um conceito mais restrito está relacionado à ciência ou tecnologia destinada à aquisição de informações da superfície terrestre (WENG, 2012).

A captação das informações se faz por meio de radiação eletromagnética na maioria das vezes. Assim, Weng (2012) classifica as formas de utilização do sensoriamento remoto em 5 grupos: sensoriamento remoto por satélite; fotografia ou fotogrametria (quando as imagens são geradas pela faixa do visível do espectro de radiação eletromagnético); Termal (em que utiliza-se a faixa do infravermelho); radar, (em que são utilizadas as micro-ondas); *Light Detecting And Ranging* (LiDAR), em que o pulso é gerado pelo emissor, atravessa, normalmente o solo, e a distância entre o objeto e o sensor é estimada pelo tempo de retorno da onda refletida.

Os sensores podem ser classificados quanto à radiação eletromagnética em passivos, quando utilizam a radiação emitida por outra fonte, normalmente o sol (heliossíncrono), ou ativos, quando emitem a radiação. Quanto ao movimento realizado, os sensores podem estar parados em relação à Terra, nesse caso são chamados de geoestacionários e empregados comumente em observações meteorológicas, ou descrevendo uma órbita de polo a polo terrestre (JENSEN, 2009).

A resolução do produto do sensoriamento remoto pode ser espacial, temporal, espectral e radiométrica. A resolução espacial diz respeito à qualidade da imagem quanto à distância de medida entre os pixels, sendo o pixel a menor unidade da imagem gerada. Normalmente, o uso de pixel menor é atribuído à análises mais minuciosas (JENSEN, 2009).

A resolução temporal refere-se ao tempo gasto pelo sensor para passar novamente pelo objeto observado, irá depender da órbita realizada pelo mesmo. A resolução espectral está relacionada à capacidade do sensor captar diversas bandas, escalas do espectro eletromagnético e a radiométrica aos bits da imagem, relacionados à escala de cinza, quanto maior o número de bits mais nítida e fácil a percepção dos componentes da imagem (JENSEN, 2009).

O Processamento Digital de Imagens (PDI) se mostra como uma fundamental ferramenta de caracterização espacial. As imagens de satélite passam por diversas transformações controladas como correção geométrica, correção radiométrica e eliminação de ruídos. Essas transformações visam melhorar a sua visualização e normalizar os dados radiométricos, sobretudo, quando se trata de imagens de diferentes épocas, minimizando possíveis influências atmosféricas ou de posicionamento do satélite (WENG, 2012).

Devido a urbanização alarmante vivenciada em todo mundo, com a construção de habitações, instalações industriais, comerciais, dentre outros, sem o devido planejamento adequado, comumente órgãos públicos municipais e estaduais assim como companhias privadas despendem grande quantidade de recursos na intenção de mapear e filtrar as informações urbanas necessárias, por meio, por exemplo, de fotografias aéreas e obtenção de dados de sensores remotos (JENSEN, 2009).

Segundo Jensen (2009), o termo uso da terra relaciona-se ao modo como a terra é usada pelos seres humanos. Já a terminologia cobertura da terra concerne aos materiais biofísicos encontrados sobre a superfície terrestre. Além disso, é fundamental a organização, por meio de um esquema padronizado de classificação de cobertura e uso da terra, da informação urbana derivada de dados de sensores remotos para sua melhor aplicação.

O “Padrão de Classificação Baseado na Terra” (*Land-Based Classification Standard* – LBCS) é, atualmente, o sistema mais abrangente de classificação hierárquica de uso da terra urbana/periurbana. Para seu funcionamento de forma eficaz, se faz necessária uma extensiva coleta de dados, seja em campo, fotografias aéreas e dados de sensores remotos orbitais para obter informação em nível de lote a respeito das cinco seguintes características: atividade, função, propriedade, sítio, estrutura (WENG, 2012).

Menciona-se o Sistema de Classificação de Uso da Terra/Cobertura da Terra para Utilização com Dados de Sensores Remotos, o qual busca suprir uma lacuna da necessidade de um sistema de classificação orientado a recursos. Por meio do referido sistema, tem-se uma classificação de Uso da Terra/Cobertura da Terra em níveis I a IV (WENG, 2012).

2.6 MÉTODO DE MONTE CARLO

Os escoamentos hidráulicos podem ser considerados processos determinísticos uma vez que resultam da aplicação direta de leis da Física e podem ser explicados por um número limitado de variáveis. Entretanto, dependendo da escala do escoamento a ser estudado e das incertezas envolvidas nesse processo, devem ser tratados de forma estocástica, ou seja, governados por leis de probabilidade.

Processos estocásticos são constituídos por famílias de variáveis aleatórias, considerando uma variável aleatória real, definida como uma função que associa um número real a cada resultado de um experimento aleatório, podendo assumir valores discretos ou contínuos (ATUNCAR, 2011). Aleatório pode ser compreendido como o oposto a determinístico, sendo uma variável determinística possível de replicar conhecendo o valor) e a regra de construção. Variáveis aleatórias são sequências formadas a partir da probabilidade de ocorrência dos valores, sendo os processos estocásticos uma representação de uma situação de aleatoriedade (KOENIGSDORF, 2009).

Os processos estocásticos são classificados em relação à distribuição da variável tempo. As cadeias de Markov ou processos Markovianos, consistem na análise de variáveis aleatórias que evoluem no tempo, sendo esse discreto (WASSERMAN, 2010).

O Método de Monte Carlo (MMC) é um processo estocásticos de simulação de movimentos aleatórios, considerando que a densidade de probabilidade das variáveis aleatórias corresponde a uma determinada distribuição. Quanto maior o número de simulações, mais o resultado se aproxima da representação da realidade, reduzindo o erro associado (LANDAU; BINDER, 2009).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Serão apresentados os métodos de abordagem adotados na pesquisa e os procedimentos para alcançar os resultados esperados.

3.1 MÉTODOS DE ABORDAGEM

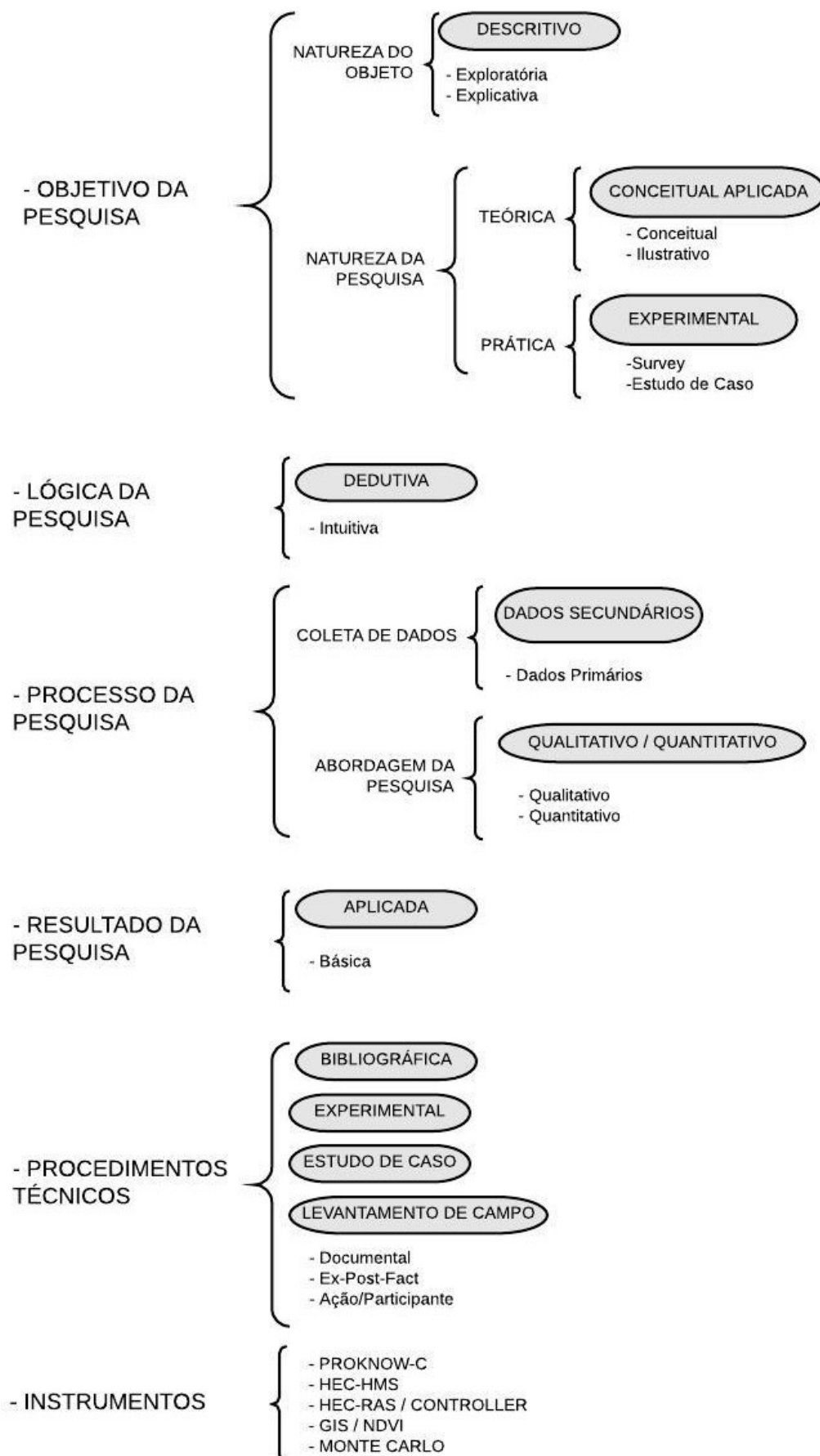
Segundo Kauark e Medeiros (2010), a classificação da pesquisa depende da natureza, do assunto abordado, dos objetivos e meios de se obter resultados, assim de acordo com a natureza a pesquisa pode ser dividida em básica ou aplicada. Quanto à abordagem do problema a pesquisa pode ser classificada como quantitativa (factual) ou qualitativa (fenomênica). O fluxograma apresentado na figura 4, indica o enquadramento metodológico da presente pesquisa, como proposto pelos autores.

O presente trabalho pode ser classificado como uma pesquisa de natureza aplicada, pois é previsto uma aplicação prática de conhecimentos existentes em hidráulica, avaliados como ferramenta de análise de um estudo de caso. Quanto à forma de investigação do problema, a pesquisa é classificada como quantitativa ou factual, uma vez que serão coletados dados trabalhados de forma numérica, a avaliação do uso e ocupação do solo será associada à valores de coeficiente de rugosidade e os resultados obtidos serão tratados com ferramentas estatísticas.

Considerando os objetivos traçados para solução das perguntas de pesquisa, a pesquisa é classificada como descritiva e exploratória, pois inicialmente será realizado um levantamento de informações referentes ao reservatório, ao barramento e à área a jusante da barragem. Os dados obtidos serão trabalhados com equações e inferências à luz dos fundamentos de mecânica dos fluidos e hidráulica.

Em relação aos procedimentos realizados para alcançar os objetivos, a pesquisa realizada no presente trabalho é classificada como bibliográfica, experimental e estudo de caso a partir de um modelo numérico. O levantamento de informações referente à região do reservatório de Três Marias, consultas ao referencial teórico e a análise do estado da arte, atribuem ao trabalho essa classificação. Os dados selecionados serão aplicados em simulações de rompimento hipotético de barragem, observando a interferência da variação do coeficiente de rugosidade nas áreas atingidas pela mancha de inundação, o que caracteriza a classificação experimental e o estudo de caso.

Figura 4 Enquadramento metodológico da pesquisa



3.2 MÉTODOS DE PROCEDIMENTO

Após a definição do local de estudo, foram realizadas simulações determinísticas preliminares para análise de sensibilidade da malha do modelo hidrodinâmico (Figura 5) e simulações dentro da análise probabilística de variação do coeficiente de Manning (Figura 6).

Figura 5 Fluxograma para o cenário determinístico

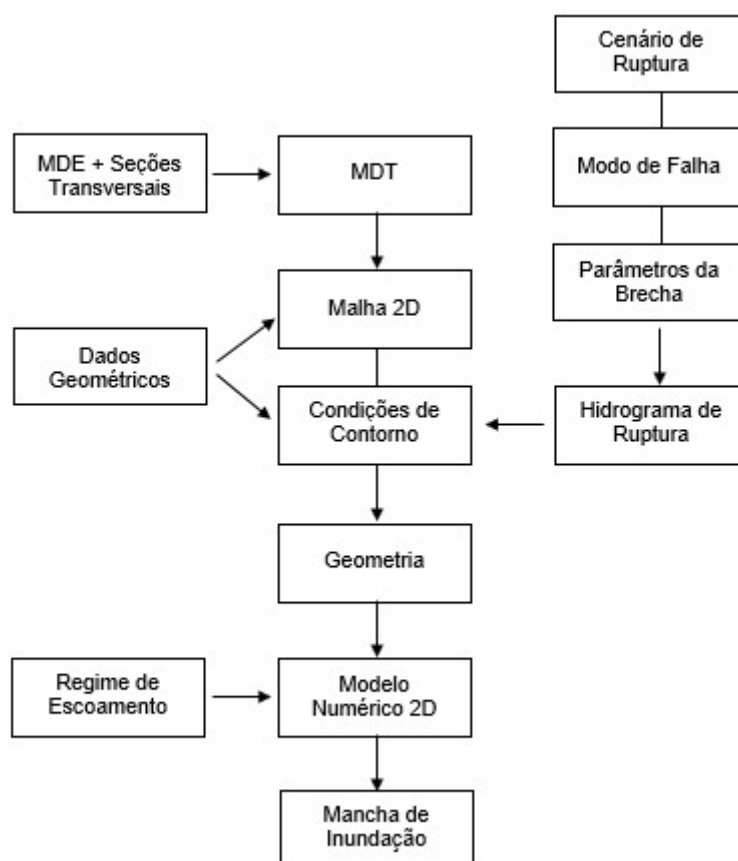
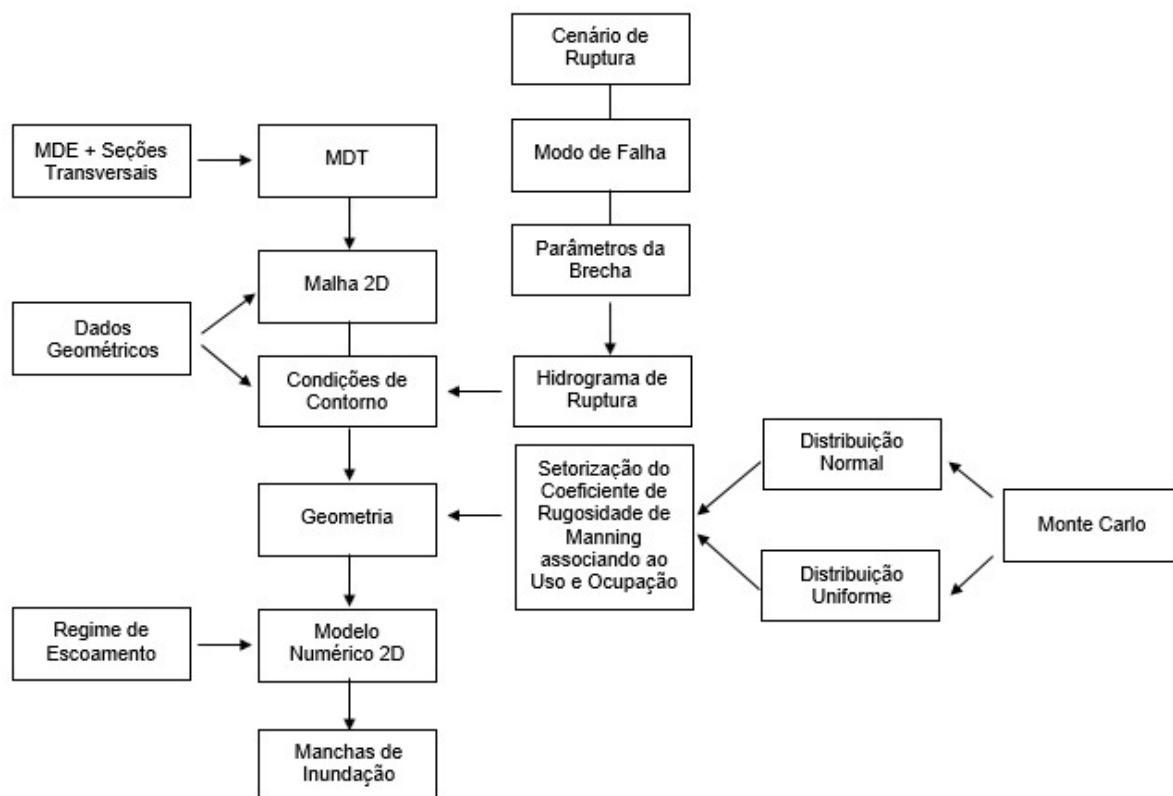


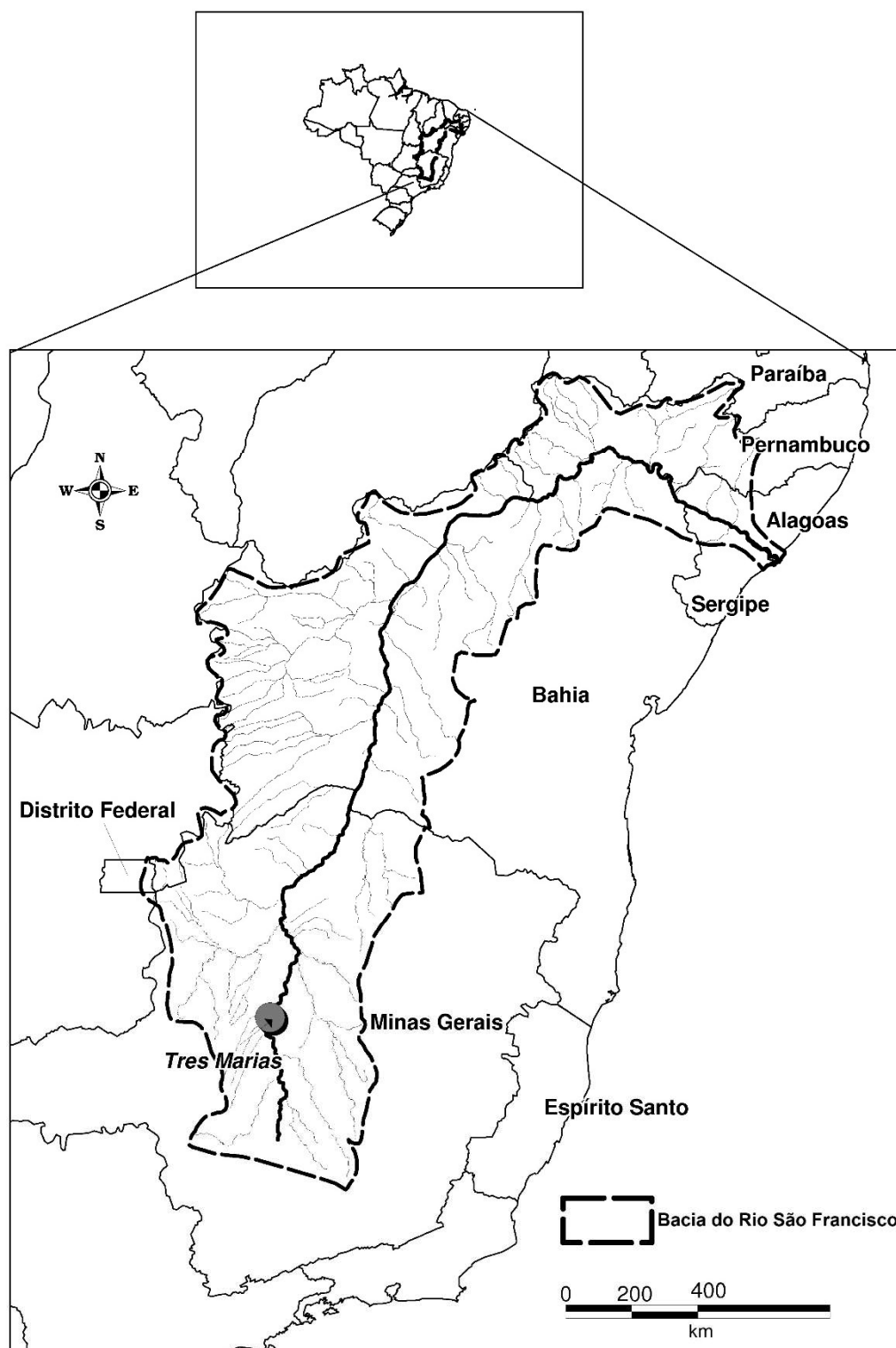
Figura 6 Fluxograma para o cenário probabilístico



3.3 ÁREA DE ESTUDO

Para modelagem do escoamento gerado pelo rompimento hipotético de barragem, adotou-se o estudo de caso da UHE de Três Marias instalada no trecho médio da Bacia do São Francisco (Figura 7). Localizada inteiramente em território brasileiro, essa bacia percorre 521 municípios em seis estados e atende importantes demandas de geração de energia, irrigação e navegação para o Brasil (ANA, 2020). A barragem da UHE de Três Marias está à 570 km da nascente rio São Francisco (UFV, 2020).

Figura 7 Localização da Bacia do Rio São Francisco, Brasil.



3.3.1 Barragem de Três Marias

A represa de Três Marias ($18^{\circ}12' 18''$ Sul e $45^{\circ}13' 57''$ Oeste) está a cerca de 250 km de Belo Horizonte, capital de Minas Gerais (Figura 7). Na década de 50, a

Tabela 8 Dados Técnicos Barragem de Três Marias

Reservatório	Localização	Alto São Francisco
	Cota de elevação	500 m
	Área da bacia de contribuição	~48000 km ²
	Chuva média anual	1400 mm
	Área alagada	1040 km ²
	Capacidade	21 x 109 m ³
	Vazão afluente média (jul/2020)	211 m ³ /s
	Vazão efluente média (jul/2020)	594 m ³ /s
Barragem	Tipo	Aterro Homogêneo
	Altura	75 m
	Comprimento da crista	2700 m
	Cota de elevação da crista	572 m
	Largura máxima da base	550 m
	Nível máximo de água a montante	569,50 m
	Nível mínimo de água a montante	543 m
	Volume escavado	1500000 m ³
	Volume de terra para aterro	13000000 m ³
	Volume do filtro	250000 m ³
	Volume de rocha para aterro	950000 m ³
Vertedor	Tipo	Ogiva controlada por comporta
	Comprimento da soleira	550 m
	Cota de elevação da soleira	554,30 m
	Cota de elevação da base	508,60 m
	Largura	93 m
	Comportas	7 (11 x 13 m)
	Capacidade de descarga	8800 m ³
	Volume de concreto	96000 m ³

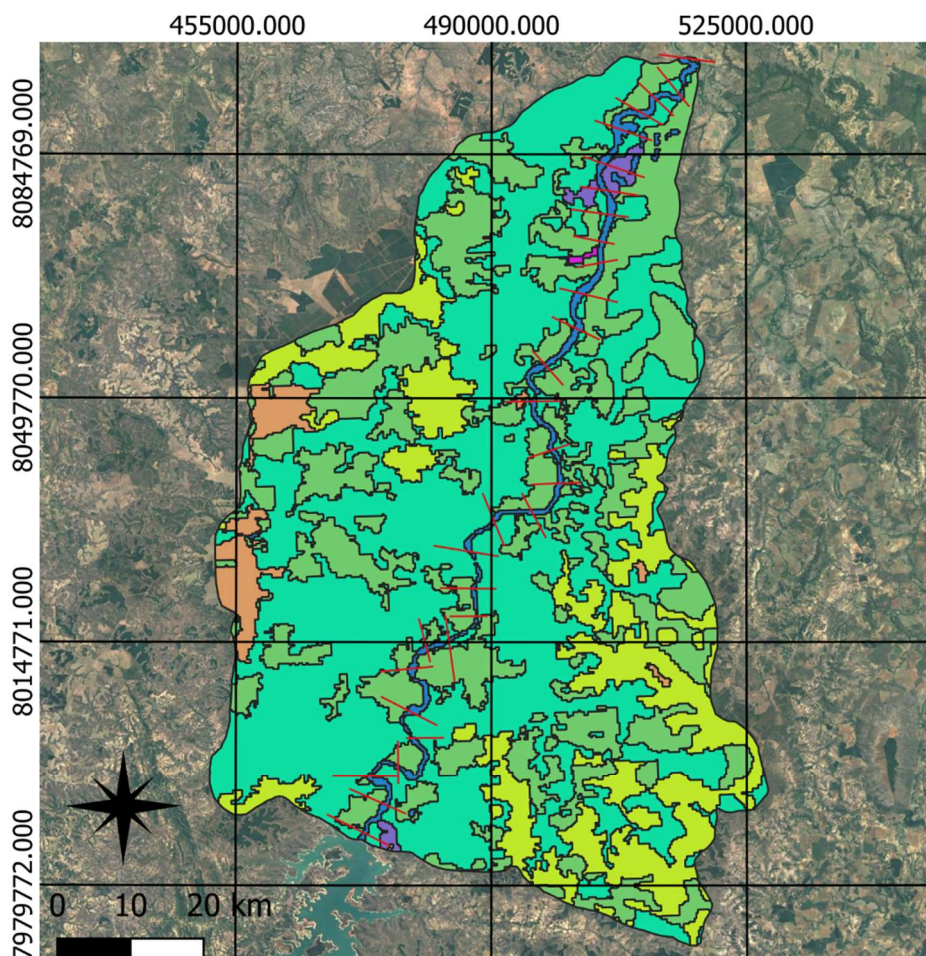
3.3.2 Trecho estudado a jusante da UHE de Três Marias

A área a ser simulada foi traçada com base no Modelo Digital do Terreno (MDT), que será detalhado nos próximos itens, e buscou-se respeitar a topografia. Parte da bacia do Rio Abaeté foi considerada dentro do perímetro da área de simulação, tendo em vista a proximidade da barragem e o efeito de remanso. A extensão da área simulada foi de cerca de 110 km, considerando uma linha reta a partir da barragem de Três Marias até a foz do Rio das Velhas em Barra do Guaicuí no Rio São Francisco (Figura 10). A extensão do trecho de jusante foi determinada pela entrada de contribuição do afluente rio das Velhas (critério de parada). O encontro de afluentes gera outros fenômenos hidráulicos que não podem ser precisamente representados pelos modelos 2D.

3.3.3 Uso e Ocupação da bacia jusante da UHE de Três Marias

Para o presente trabalho foi utilizada classificação de uso e ocupação da bacia (IDE-SISEMA, 2020) proposta pelo Sistema Estadual de Meio Ambiente de Minas Gerais (SISEMA). De acordo com essa classificação, a região a jusante do reservatório de Três Marias possui sete classificações: área agrícola, área artificial, corpo d'água continental, mosaico de vegetação florestal com áreas agrícolas, pastagem natural, pastagem plantada e silvicultura (Figura 9). Mais da metade da região compreende pastagem natural e ao longo do curso do Rio São Francisco há predominância de pastagem plantada.

Figura 9 Uso e Ocupação IDE- Sisema



— Seções Transversais - HEC-RAS

Dados: IDE-Sisema

SRC: Sirgas 2000 UTM 23S

Uso e Ocupação

Área agrícola

Área artificial

Corpo d'água continental

Mosaico de vegetação florestal com Áreas Agrícolas

Pastagem natural

Pastagem plantada

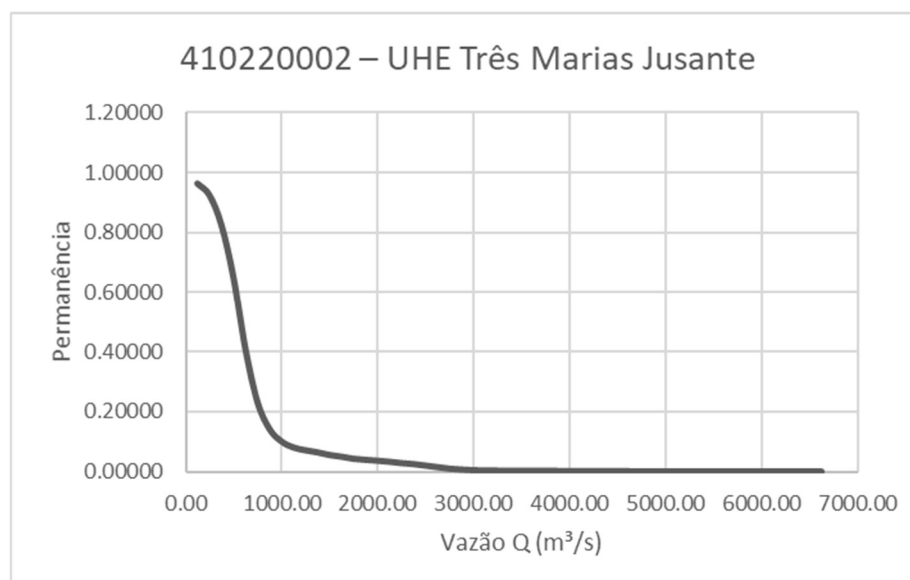
Silvicultura

3.4 VARIÁVEIS DE ENTRADA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

3.4.1 Modelo Digital do Terreno

O Modelo Digital do Terreno (MDT) foi obtido a partir de imagens do Modelo Digital de Elevação (MDE) pelo satélite ALOS utilizando o sensor PALSAR com resolução de 12.5 m. A ausência de informações referentes à batimetria no trecho estudado determinou a aproximação da geometria da calha do rio à seção trapezoidal calculada a partir da vazão com 2 anos de tempo retorno. Assim, dados da estação fluviométrica UHE Três Marias – Jusante (código 410220002), que compreenderam o período de 01/01/1957 a 01/10/2006, geraram uma curva de permanência (Figura 10). A vazão utilizada para todo o trecho foi de 578,65 m³/s.

Figura 10 Curva de Permanência - UHE Três Marias Jusante



Para construção da batimetria, foram traçadas 30 seções transversais (Figura 10 e Tabela 9) ao longo do Rio São Francisco no trecho entre o barramento de Três Marias e o Rio das Velhas. Os espaçamentos entre as seções possuem cerca de 10km, buscou-se escolher locais que abrangessem diferentes classificações de Uso e Ocupação que foram associados ao coeficiente de rugosidade de Manning. As contribuições ao longo do trecho, e entre as seções transversais, foram calculadas pelo método de regionalização de vazões (Eq. 3.1) em 15 áreas de contribuição (A em m²) ao longo do trecho do rio São Francisco de acordo com (PINTO; ALVES, 2001).

$$Q_{50} = 0,00051 * A^{1,243} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Tabela 9 Seções transversais utilizadas como entrada de informação de batimetria e análise de dados.

Seção Transversal	Distância do Barramento (m)	Seção Transversal	Distância do Barramento (m)
Seção 01	1313,6	Seção 16	81535,3
Seção 02	6357,5	Seção 17	88778
Seção 03	11079,9	Seção 18	94289,8
Seção 04	15625,4	Seção 19	100926,9
Seção 05	24111,7	Seção 20	105499,5
Seção 06	29602,3	Seção 21	110148,9
Seção 07	36803,6	Seção 22	113391,8
Seção 08	41796	Seção 23	117294,5
Seção 09	45119,9	Seção 24	120808
Seção 10	50250,8	Seção 25	124557,1
Seção 11	53974,3	Seção 26	129978,4
Seção 12	59182,2	Seção 27	133683,3
Seção 13	65198,1	Seção 28	136811,8
Seção 14	70554,4	Seção 29	139940,3
Seção 15	76407,9	Seção 30	144240,2

Adotou-se o formato trapezoidal para a seção transversal do talvegue. Foi considerado o estudo de regionalização da vazão da CPRM supracitado, e o valor da vazão média verificado na estação pluviométrica Jusante Três Marias. O Modelo Digital do Terreno foi construído no HEC-RAS v6.0 (USACE, 2020), a partir da alteração do arquivo raster, acrescentado o talvegue do Rio São Francisco, com a seção estimada.

Com auxílio do *software* SisCCoH v1.1 (ÁVILA; UFMG, 2019), obteve-se a largura (*b*) e profundidade do trecho do rio (*y*) entre as seções consideradas na simulação (Tabela 9). Foi considerado o coeficiente de Manning de 0,03 (leitos arenosos) constante ao longo da calha e assumiu a seção transversal trapezoidal (H:V igual a 2) para todo trecho. Os valores de largura e profundidade foram inseridos em seguidas no HEC-RAS v6.0 (USACE, 2021) com auxílio da ferramenta de ajuste do terreno no RAS Mapper.

Tabela 10 Largura (b) e profundidade da calha do rio (y) obtida pelo SisCCoH com base na Q_{50} .

Área	Área (km ²)	Q_{50} (m ³ /s)	b (m)	y (m)
1	116,9	578,9	206,6	1,6
2	402,2	579,6	279,6	1,3
3	3655,4	593,5	288	1,3
4	3954,1	595,0	151,6	1,9
5	5388,6	602,6	136,5	2,1
6	5884,4	605,4	132	2,1
7	6017,2	606,2	124,3	2,2
8	6557,6	609,3	173,5	1,8
9	6957,3	611,6	176,3	1,8
10	7048,6	612,2	152,5	1,9
11	7493,0	614,8	199,8	1,6
12	8516,2	621,0	305,8	1,3
13	8793,4	622,7	135,6	2,1
14	8963,0	623,8	158,5	1,9
15	16192,4	672,8	173,4	1,9

3.4.2 Hidrograma de ruptura

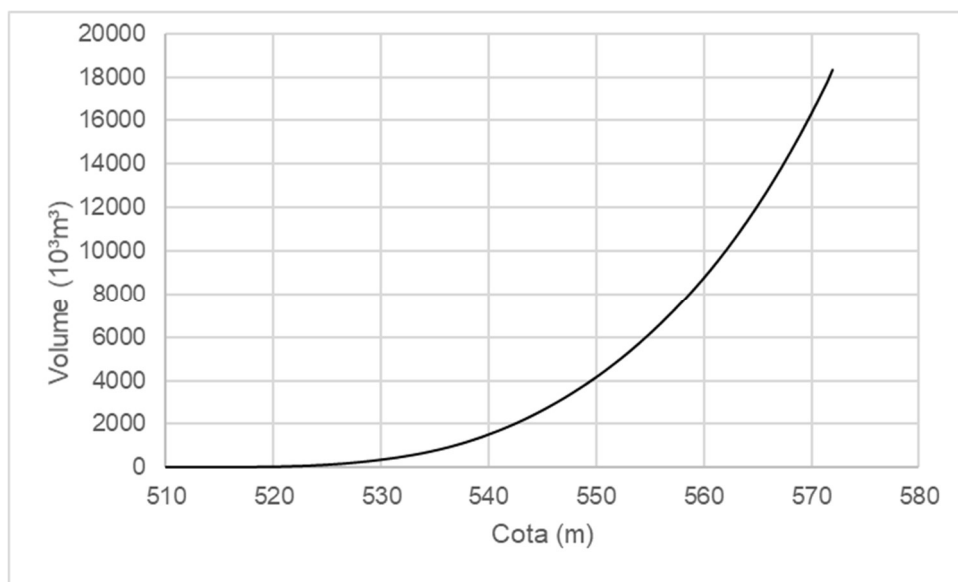
O hidrograma de ruptura foi construído com o *software* HEC-HMS v4.4.1 (USACE, 2020). Entre 2012 e 2019, a bacia do rio São Francisco enfrentou, valores de precipitação abaixo da média histórica, o que tem resultado em uma redução significativa nas vazões afluentes aos reservatórios das hidrelétricas da bacia do rio São Francisco, colocando em risco o atendimento continuado aos usos múltiplos da água (CEMIG, 2020).

O vertedor da barragem (Tabela 8) foi dimensionado para uma chuva histórica com tempo de retorno de 10 mil anos, com duração de 72 horas e um pico de vazão de 23.400 m³/s, que reduz a chance de um rompimento por galgamento (ÁVILA et al., 1982). Essas características justificam a escolha do cenário hipotético de rompimento da barragem promovido por meio do mecanismo de *Piping* em dia sem precipitação. A escolha desse cenário também é motivada pela operação do reservatório em níveis a abaixo do nível do vertedor por cerca de 8 anos (2012 a 2020) (CEMIG, 2020).

A avaliação do desenvolvimento da brecha em barragens de terra, como o caso de Três Marias, pressupõe uma geometria trapezoidal. Para modelar esse tipo de falha, considerou-se a abertura de uma brecha inicial causada pela erosão interna da

barragem (*Piping*) a partir da elevação média do barramento. O volume de água do reservatório considerado para o estudo de rompimento hipotético foi determinado com auxílio da curva Cota x Volume (Figura 11).

Figura 11 Curva Cota x Volume Três Marias



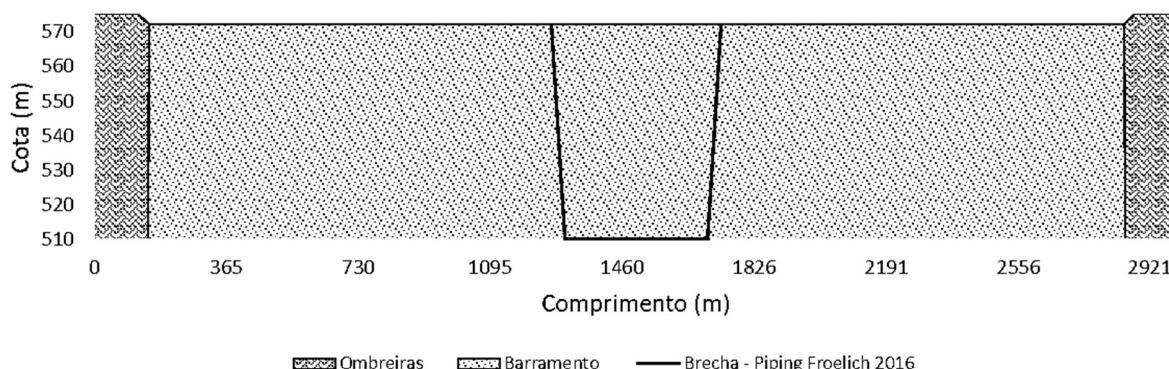
Fonte: (SÁ, 2016).

Os parâmetros da brecha (Tabela 11) foram determinados com base na metodologia simplificada de Froehlich (2016). A largura final foi determinada considerando a inclinação lateral da brecha de 0,6H:V. O posicionamento da brecha com relação ao barramento está ilustrado Figura 12.

Tabela 11 Parâmetros da brecha

Nível do reservatório no momento da ruptura	554,30
Volume do reservatório na elevação	$5,8 \times 10^8 \text{ m}^3$
Elevação da Crista	572,00
Elevação do Fundo	510,00
Largura Média	414,09 m
Altura da brecha	62,00 m
Largura do fundo	395,49 m
Tempo de formação	6,56 h

Figura 12 Ilustração da brecha em relação ao barramento



3.4.3 Coeficiente de Manning

Os valores de coeficiente de rugosidade de Manning foram selecionados com base na classificação feita por Curtis (2016), que utilizou o software HEC-RAS v5.0.7 (USACE, 2020b) para calibração da rugosidade ao longo de um rio no Kansas. Para cada classificação de Uso e Ocupação foi associado um intervalo de coeficiente de rugosidade de Manning (Tabela 12).

Tabela 12 Relação Uso Ocupação e Manning

Uso e Ocupação	Manning (n)
Pastagem Natural	0,025--0,050
Pastagem Plantada	0,025--0,050
Corpo d'água continental	0,025--0,050
Silvicultura	0,10--0,16
Área artificial	0,06--0,14
Mosaico de Vegetação	0,07--0,16
Área agrícola	0,025--0,050

Para responder as duas perguntas de pesquisa, foram realizadas duas variações do coeficiente de Manning dentro de cada faixa de uso e ocupação, visando: (1) analisar efeito da adoção do uso e ocupação da bacia, portanto adotando simulações determinísticas e (2) propagar o efeito da variação do coeficiente de Manning, escolhido com base no uso e ocupação da bacia, no modelo hidrodinâmico.

A primeira variação do coeficiente de Manning foi criada em três configurações: (1) coeficiente Manning fixo de 0,06 para toda área inundada. O valor de 0,06 é tido

como default no software HEC-RAS 6.0 (USACE, 2021), corresponde a uma área com variação de espaço construído e vegetação (CURTIS, 2016). (2) coeficiente mínimo dentro da faixa que considera o uso e ocupação da bacia e (3) coeficiente máximo dentro da faixa que considera o uso e ocupação da bacia (Tabela 13). Essa análise também foi empregada dentro do estudo de sensibilidade de malha que será detalhado nos próximos itens.

Tabela 13 Intervalos para o coeficiente de rugosidade de Manning utilizados.

Uso e Ocupação	Fixo	Mínimo	Máximo
Pastagem Natural	0,06	0,025	0,050
Pastagem Plantada		0,025	0,050
Corpo d'água continental		0,025	0,050
Silvicultura		0,10	0,16
Área artificial		0,06	0,014
Mosaico de Vegetação		0,07	0,16
Área agrícola		0,025	0,050

A segunda variação do coeficiente de Manning foi gerada pelo Método de Monte Carlo dentro dos limites por faixa de uso e ocupação do solo (Tabela 9) e seguiu dois tipos de distribuição: normal e uniforme. Para cada distribuição foram gerados 30 conjuntos de valores de Manning (7 valores para cada faixa de uso e ocupação), como haviam intervalos iguais, foram criadas distribuições consideram 4 intervalos (0,025 a 0,050 / 0,10 a 0,16 / 0,06 a 0,14 / 0,07 a 0,16). O número de conjuntos foi escolhido com base na análise de tempo de simulação necessário para rodar cada cenário (em torno de 4 horas). A geração dos números aleatórios foi feita pelo método de Monte Carlo no software Excel v2019 MSO (MICROSOFT, 2019) sendo a distribuição normal construída a partir da média de cada intervalo de Manning e a distribuição uniforme a partir dos limites dos intervalos (Tabela 14).

Tabela 14 Valores de Manning gerados por Monte Carlo

	Distribuição Normal				Distribuição Uniforme			
	0,025- 0,050	0,10- 0,16	0,06- 0,14	0,07- 0,16	0,025- 0,050	0,10- 0,16	0,06- 0,14	0,07- 0,16
1	0,0513	0,1676	0,0961	0,1102	0,0485	0,1361	0,0782	0,1377
2	0,0610	0,0799	0,0514	0,0360	0,0366	0,1584	0,1150	0,0913
3	0,0470	0,1011	0,1117	0,1474	0,0445	0,1255	0,0906	0,1087
4	0,0291	0,1229	0,1056	0,2246	0,0480	0,1248	0,0732	0,1335
5	0,0348	0,1297	0,0933	0,0046	0,0356	0,1489	0,0942	0,1096
6	0,0517	0,1915	0,0907	0,2036	0,0260	0,1504	0,1148	0,1315
7	0,0279	0,1711	0,1124	0,0939	0,0403	0,1356	0,1119	0,1347
8	0,0385	0,1768	0,1081	0,1856	0,0442	0,1488	0,0937	0,1159
9	0,0576	0,0123	0,1329	0,1518	0,0446	0,1187	0,0601	0,1031
10	0,0332	0,1968	0,0942	0,2179	0,0376	0,1022	0,0917	0,1438
11	0,0376	0,1258	0,1326	0,2573	0,0475	0,1363	0,1243	0,1357
12	0,0290	0,0948	0,1041	0,2161	0,0478	0,1563	0,0863	0,1298
13	0,0376	0,1400	0,1413	0,1273	0,0284	0,1307	0,0960	0,1575
14	0,0475	0,1338	0,0575	0,1100	0,0394	0,1306	0,1131	0,1505
15	0,0285	0,2088	0,0644	0,0084	0,0439	0,1327	0,1224	0,1197
16	0,0460	0,1395	0,1148	0,0886	0,0424	0,1182	0,0767	0,1527
17	0,0144	0,1179	0,1175	0,1919	0,0489	0,1055	0,1369	0,1119
18	0,0469	0,1060	0,1421	0,2201	0,0471	0,1053	0,1373	0,1059
19	0,0334	0,1183	0,0688	0,1384	0,0415	0,1506	0,1012	0,1447
20	0,0114	0,0783	0,1109	0,0990	0,0287	0,1208	0,1094	0,1136
21	0,0213	0,0429	0,0892	0,1401	0,0318	0,1008	0,0793	0,0942
22	0,0502	0,0551	0,1095	0,1540	0,0375	0,1319	0,1035	0,1053
23	0,0215	0,1191	0,0496	0,0765	0,0356	0,1464	0,1167	0,1521
24	0,0203	0,1436	0,0810	0,2792	0,0299	0,1058	0,1172	0,0896
25	0,0486	0,1747	0,1210	0,0761	0,0418	0,1104	0,1035	0,1243
26	0,0260	0,1244	0,0180	0,0467	0,0258	0,1433	0,1359	0,1021
27	0,0195	0,1102	0,1459	0,1842	0,0394	0,1302	0,0822	0,1086
28	0,0139	0,1643	0,1432	0,2060	0,0417	0,1069	0,1014	0,1169
29	0,0541	0,1262	0,0908	0,1960	0,0481	0,1114	0,0623	0,1505
30	0,0247	0,1435	0,1028	0,1163	0,0476	0,1237	0,1056	0,1240

3.5 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE MALHA

A escolha do tamanho da malha foi feita a partir de uma análise de sensibilidade. Três malhas (Tabela 15) com diferentes espaçamentos entre os elementos (50, 100 e 150 m) foram escolhidas, baseando-se na resolução das imagens de satélite e da distância do trecho em análise.

Tabela 15 Característica das malhas utilizadas na análise de sensibilidade

Malha	Nº de elementos	Área média por elemento (m²)	Área Mínima de um elemento (m²)	Área Máxima de um elemento (m²)
50	1952738	2503,05	1205,88	149702,6
100	487906	10017,92	7597,28	23203,76
150	216626	22563,32	18092,54	49978,98

Assim, o domínio total (Figura 13) foi discretizado em tamanhos de 50 m (MA 1), 100 m (MA 2) e 150 m (MA 3). Para simulação determinística da análise de sensibilidade de malha, inicialmente foi realizada a simulação da vazão de 2 anos de tempo de retorno. Após o atingimento da condição de permanência (vazão entrada no modelo igual a vazão de saída), simulou-se o cenário determinístico de ruptura. Foram simulados nove cenários que consideraram as três malhas escolhidas e três configurações de coeficiente de *Manning* para área, de acordo com o detalhamento do item 3.4.2).

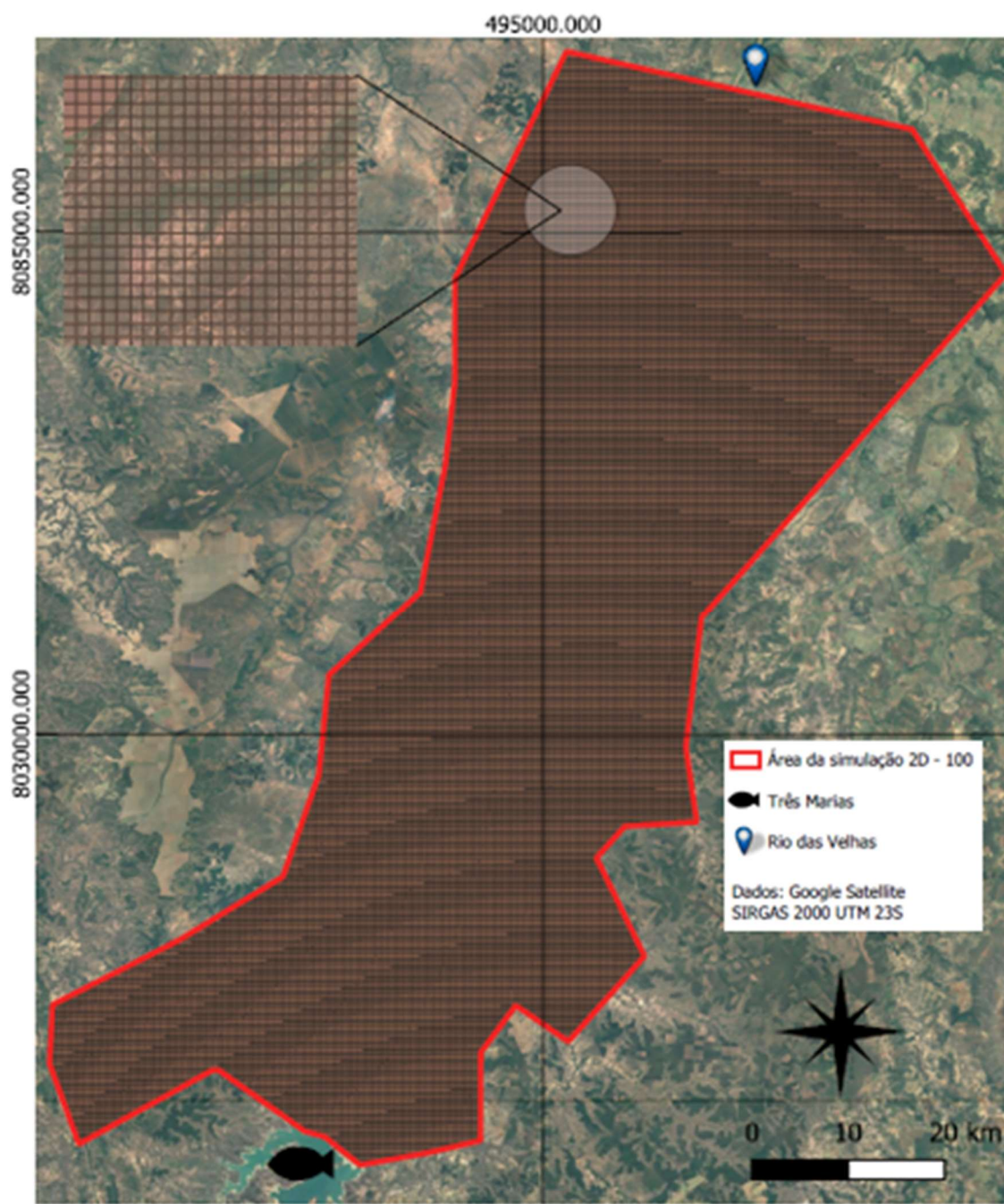
O objetivo dessa combinação de cenários foi avaliar se havia efeito combinado do tamanho da malha com a adoção do coeficiente de *Manning*. A análise de sensibilidade de malha foi baseada nos critérios da ASME (CELIK *et al.*, 2008). O erro relativo aproximado entre duas malhas (por exemplo, malhas 1 e 2 - Eq. 3.2) e o índice de convergência de grade fina (em inglês, *fine-grid convergence GCI*) Eq. 3.3 foram calculados para as variáveis velocidade máxima, profundidade máxima e largura máxima ao longo das 30 seções transversais (Tabela 9). Desse modo,

$$e_a^{21} = \left| \frac{\phi_1 - \phi_2}{\phi_1} \right| \quad \text{Eq. 3.2}$$

$$GCI_{fine}^{21} = \frac{1.25 * e_a^{21}}{r_{21}^{p_a} - 1} \quad \text{Eq. 3.3}$$

na qual ϕ_i é a solução na i-ésima grade (neste estudo, é a velocidade ou profundidade ou a largura máxima de cada seção), p_a é a ordem aparente e r é o fator de refinamento dos elementos entre duas malhas (CELIK *et al.*, 2008). Adotou-se o critério de avaliação do GCI de 10% e 22% para o erro relativo.

Figura 13 Delimitação das malhas utilizadas na simulação



3.6 MODELO HIDRODINÂMICO DO ESCOAMENTO E TOLERÂNCIAS

Todas as simulações de propagação do escoamento gerado pelo rompimento hipotético da barragem da UHE de Três Marias utilizaram as equações de Onda Difusiva e foram configuradas com os limites de tolerância e iteração descritos Tabela 16, uma vez que o decaimento do hidrograma de ruptura se dá de forma lenta, ou seja, uma variação suave da velocidade, o que permite aplicar as simplificações das equações de Saint-Venant.

A convergência da vazão de entrada e saída no cenário de preenchimento da calha (cenário inicial antes da simulação da propagação do hidrograma de ruptura) ocorreu após 15 dias da entrada da vazão na seção de entrada. Já para análise dos resultados da propagação do hidrograma de ruptura, considerou-se o atingimento do pico do hidrograma na seção mais a jusante do trecho estudado, o que foi em torno de 4 dias após o rompimento hipotético da barragem. A análise probabilística dos 30 cenários de coeficiente de Manning determinados por cada distribuição foi realizada por meio da configuração manual de cada cenário. Foi inserido o critério de parada de *Normal Depth* igual a 0,001m, ou seja, caso a profundidade ao longo do trecho atingisse tal valor, a simulação se encerraria antes do tempo máximo de simulação.

Tabela 16 Limites de tolerância, modelo hidrodinâmico e solver utilizados no estudo de propagação do escoamento devido ao rompimento da barragem de Três Marias.

Tolerância do nível d'água	0,003
Tolerância do volume	0,003
Máximo de iterações	20
Equação	Onda Difusiva
Condição inicial fração de Ramp-Up	0,1
Matriz solver	PARDISO (direct)

3.7 ANÁLISE DE DADOS E ESTATÍSTICA

A análise de dados envolveu 1) comparação da área inundada gerada nos cenários determinísticos criados com adoção do uso e ocupação da bacia e sem essa adoção e 2) análise estatística da mancha de inundação ao longo do trecho estudado, comparando as respostas do modelo à variação do coeficiente de *Manning* pelas duas distribuições adotadas: normal e uniforme.

A área inundada foi obtida por meio do RAS Mapper HEC RAS v6.0 (USACE, 2021). Foram gerados os mapas de envoltória máxima das áreas inundadas, sendo que o próprio Ras Mapper fornece a área das envoltórias. Para a análise estatística, foram selecionadas cinco seções transversais para análise do efeito das variações de *Manning* sobre as variáveis de velocidade e profundidade máxima: 1) seção 01 a 1313,6 m do barramento; 2) seção 09 a 45119,9 m; 3) seção 14 a 70554,4 m; 4) seção 19 a 100926,9 m e 5) seção 24 a 120808 m.

A seção 1 compreende a região próxima ao barramento; a seção 9 abrange um trecho entre meandros; a seção 14 um trecho sem a variação do Manning; a seção 19

um trecho longo retilíneo; por fim, a seção 24 um trecho com maior variação do *Manning* ao longo da seção. Além disso, para as 30 simulações realizadas no conjunto de cada distribuição foi calculada a diferença entre área da mancha de inundação gerada em cada simulação e a gerada pela simulação determinística com o coeficiente de Manning fixo. O tempo de simulação fornecido no resumo de cada simulação de cenário foi considerado como parâmetro de gasto computacional.

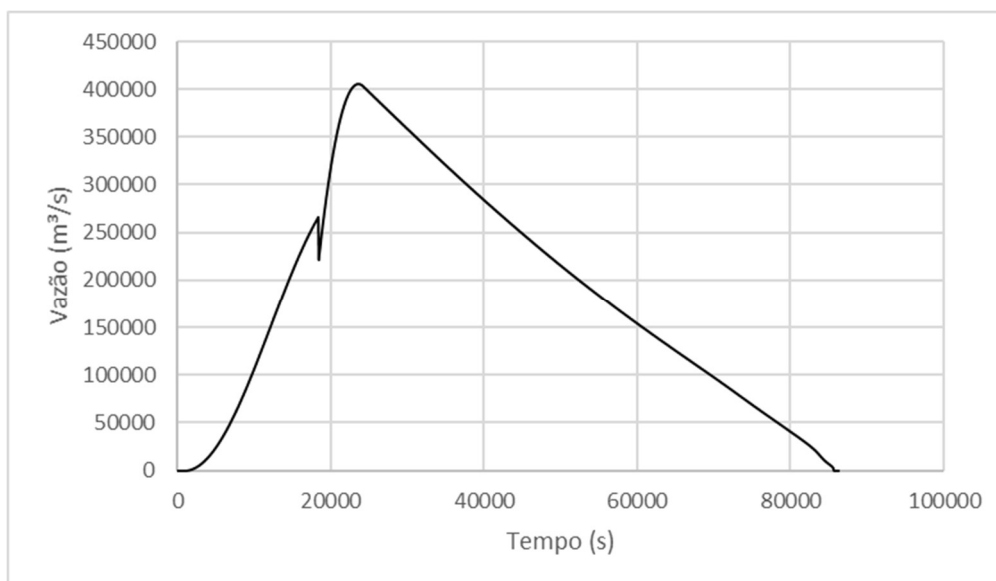
A variação das respostas do modelo hidrodinâmico foi analisada por meio de testes de normalidade (Shapiro Wilk) e Wilcoxon, realizados no *software* R (LUCENT TECHNOLOGIES, 2019). Para todos os testes, o nível de significância foi de 0,05. Boxplots foram construídos e os principais parâmetros estatísticos (média, mediana, desvio padrão e variação interquartil (em inglês *interquartile range* - IQR) foram calculados para comparação os resultados obtidos com a variação do coeficiente de Manning pelas duas distribuições.

4 RESULTADOS

4.1 HIDROGRAMA DE RUPTURA

A brecha do rompimento calculada gerou um hidrograma de ruptura cujo pico ocorreu em 6,34 horas e teve vazão de 405518,8133 m³/s (Figura 14).

Figura 14 Hidrograma de ruptura gerado pela brecha calculada para cenário de piping



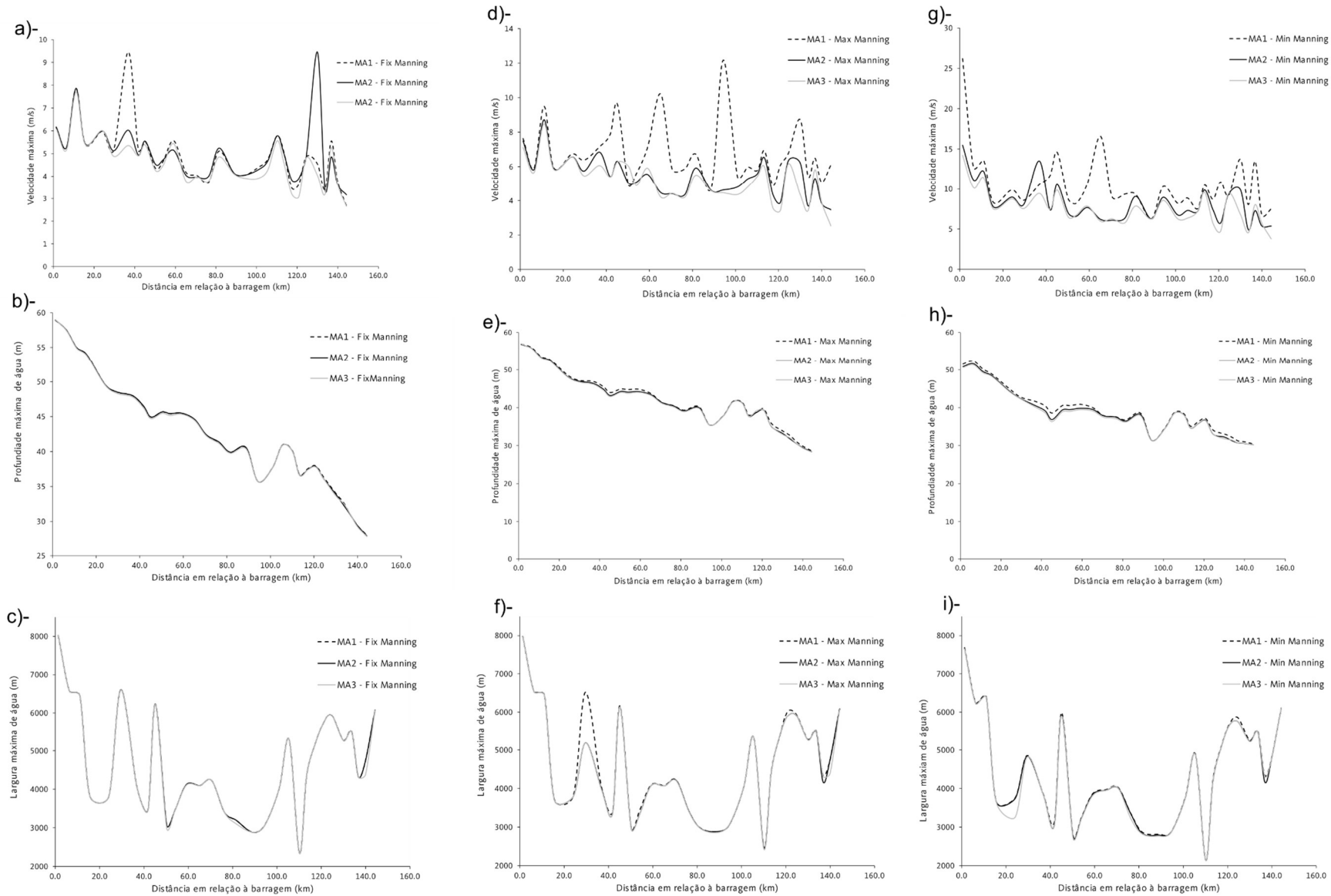
4.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE MALHA

A variável velocidade máxima nas seções transversais apresentou maior diferença entre as três malhas em algumas seções (Figura 15) e também apresentou os maiores erros (Tabela 17) em comparação às variáveis profundidade e largura máxima da seção transversal. Considerando o mesmo coeficiente de Manning para toda área, as três malhas apresentaram boa convergência (GCI médio de 10,23% entre as malhas 2 e 1 e 9,66% entre as malhas 2 e 3) de acordo com Celik et al. (2008). Para os cenários que consideraram a variação do coeficiente de Manning, as malhas 2 e 3 (coeficiente GCI23 de médio entre 9.14% e 10.94%) apresentaram melhor convergência em termos de velocidade máxima nas seções transversais do que a comparação entre as malhas 1 e 2 (coeficiente GCI21 de médio entre 22.66% e 26.11%). Dessa forma, adoção das malhas 2 ou 3 apresentaram convergência de acordo com critérios ASME. Assim, optou-se pela malha 2 (espaçamento de 100 metros).

Tabela 17 Erro relativo aproximado entre duas malhas e o índice de convergência de malha fina para a largura, profundidade e velocidade máxima da água em todas as 30 seções transversais.

Variável	Coefficiente de Manning		e21a (%)	e32a (%)	GCI21 (%)	GCI23 (%)
Velocidade máxima	Fixo	Máximo	108,09	57,29	135,12	71,61
		Média	7,93	7,51	10,23	9,66
	Mínimo	Máximo	62,64	31,10	78,30	38,88
		Média	22,07	8,91	26,11	10,94
	Máximo	Máximo	62,04	29,90	77,55	37,38
		Média	18,15	7,26	22,66	9,14
Profundidade máxima	Fixo	Máximo	1,07	0,73	1,34	0,91
		Média	0,15	0,30	0,19	0,38
	Mínimo	Máximo	4,43	1,48	5,53	1,85
		Média	1,57	0,59	1,95	0,74
	Máximo	Máximo	2,72	1,05	3,40	2,10
		Média	0,91	0,39	1,15	0,55
Largura máxima	Fixo	Máximo	0,30	7,63	0,00	0,00
		Média	0,04	0,49	0,00	0,00
	Mínimo	Máximo	3,91	13,03	0,00	0,00
		Média	0,73	0,84	0,00	0,00
	Máximo	Máximo	20,52	7,54	0,00	0,00
		Média	1,26	0,54	0,00	0,00

Figura 15 Resultados das malhas em relação aos parâmetros de Velocidade, Profundidade e Largura para o teste de malha



4.3 EFEITO DA ADOÇÃO DO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE MANNING

A utilização de valores para o coeficiente de Manning a partir de dados de uso e ocupação gera a redução da área da mancha em relação ao cenário de Manning Fixo. A utilização dos valores máximos do intervalo de Manning proporcionou uma redução menor (entre 1,22% e 3,69%), já os valores mínimos retornaram manchas em média 7% menor que a adoção do Manning Fixo para as três malhas (Tabela 188). Nota-se que a malha de 50 sofre mais alteração na área da mancha aplicando os intervalos de Manning e as malhas de 100 e 150 apresentam porcentagens de redução semelhantes.

Tabela 18 Relação entre a variação dos Manning por malha e a área da mancha de inundação

	Área (10^6 m^2)			% de redução em relação ao fixo		
	Malha 50	Malha 100	Malha 150	Malha 50	Malha 100	Malha 150
Manning						
Fixo	1121,78	1084,79	1083,04	-	-	-
Mínimo	1022,32	1006,79	1004,15	8,87	7,19	7,28
Máximo	1080,35	1072,18	1069,88	3,69	1,16	1,22

4.4 PROPAGAÇÃO DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE MANNING NOS RESULTADOS DA MANCHA DE INUNDAÇÃO

4.4.1 Área inundada

O teste de normalidade de Shapiro-Wilk (Tabela 19) para as áreas obtidas a partir das 60 simulações, indica que os valores de área para a distribuição normal dos coeficientes de Manning seguem normalidade (P-Valor = 0,053), já os valores para a distribuição uniforme dos coeficientes não seguem distribuição normal (P-Valor<0,05).

Tabela 19 Teste de normalidade das áreas obtidas pelas distribuições Normal e Uniforme para o coeficiente de Manning

Distribuição	P-Valor
Normal	0,053
Uniforme	< 0,05

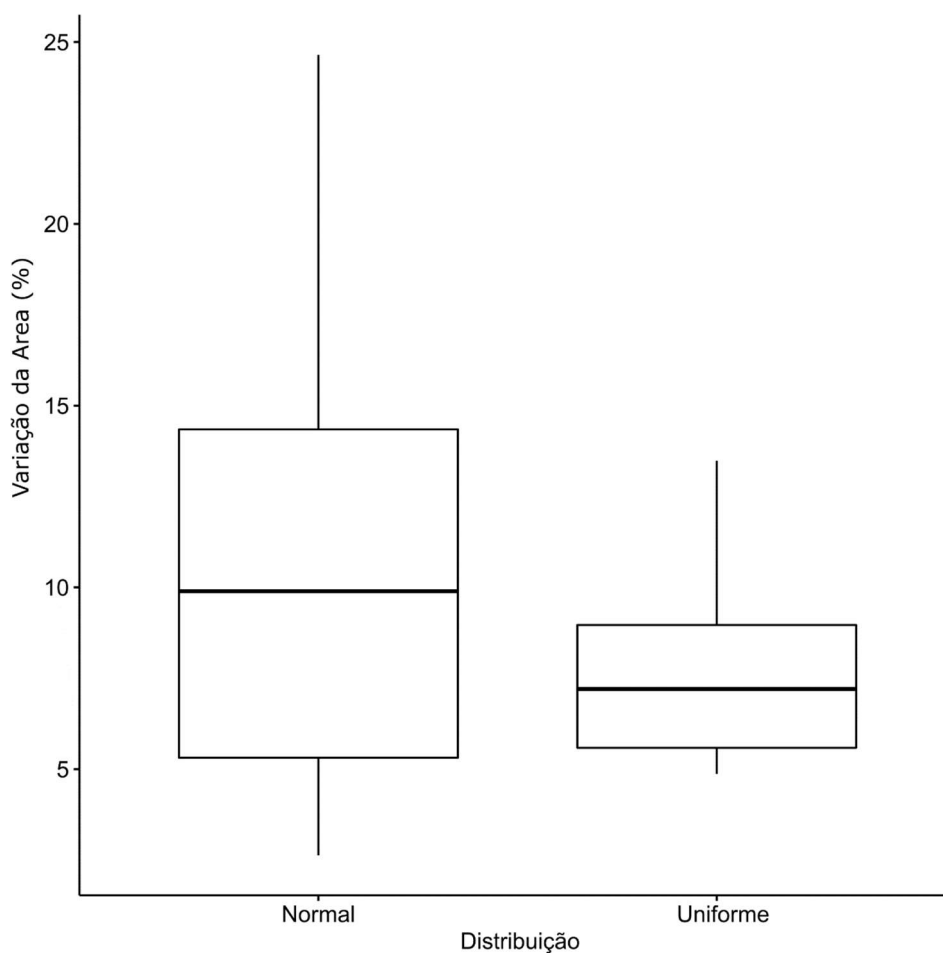
A diminuição área da mancha de inundação gerada pela propagação da variação dos valores de Manning pela distribuição normal apresentou maior variação (Desvio padrão de 6,10% e IQR de 9,04%) em relação aos mesmos dados resultantes da propagação com distribuição uniforme (Desvio padrão de 2,59% e IQR de 3,38% (Figura 16 e Tabela 20). Os resultados obtidos com duas distribuições não possuem diferença significativa por Wilcoxon (P-Valor = 0,209), porém a mediana relativa à

distribuição uniforme é abaixo da mediana dos valores obtidos com distribuição normal.

Tabela 20 Parâmetros estatísticos das diminuições de áreas obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme

	Distribuição Normal	Distribuição Uniforme
Média	10,6	7,89
Desvio Padrão	6,10	2,59
Mediana	9,90	7,20
IQR	9,04	3,38

Figura 16 *Boxplot* das diminuições das áreas obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme



4.4.2 Velocidade máxima nas seções

O teste de normalidade de Shapiro-Wilk (Tabela 21) para os valores de velocidade máxima encontrados nas seções escolhidas (1,9,14,19,24) indicou que os dados não seguem distribuição normal.

Tabela 21 Teste de normalidade - Velocidade máxima

Seção	Distribuição	P-Valor
01	Normal	< 0,05
01	Uniforme	< 0,05
09	Normal	< 0,05
09	Uniforme	< 0,05
14	Normal	< 0,05
14	Uniforme	< 0,05
19	Normal	< 0,05
19	Uniforme	< 0,05
24	Normal	< 0,05
24	Uniforme	< 0,05

O teste de Wilcoxon (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) indicou que não há diferença significativa entre os valores de velocidade máxima obtidos para as mesmas seções transversais entre os dados propagados com distribuições diferentes (normal e uniforme). Contudo para distribuição normal há diferença significativa entre as seções 1/14 e 19; 9/14 e 19.

Tabela 22 Wilcoxon aplicado nas seções para verificação de diferenças significativas entre os valores de velocidade máxima obtidos por distribuição normal e uniforme para o coeficiente de *Manning*.

Seção	Distribuição	Seção	Distribuição	P-Valor
01	Normal	09	Normal	0,56
01	Normal	14	Normal	< 0,05
01	Normal	19	Normal	< 0,05
01	Normal	24	Normal	0,06
09	Normal	14	Normal	< 0,05
09	Normal	19	Normal	< 0,05
09	Normal	24	Normal	1,00
14	Normal	19	Normal	1,00
14	Normal	24	Normal	1,00
19	Normal	24	Normal	1,00
01	Uniforme	09	Uniforme	< 0,05
01	Uniforme	14	Uniforme	< 0,05
01	Uniforme	19	Uniforme	< 0,05
01	Uniforme	24	Uniforme	< 0,05
09	Uniforme	14	Uniforme	0,41

Seção	Distribuição	Seção	Distribuição	P-Valor
09	Uniforme	19	Uniforme	1,00
09	Uniforme	24	Uniforme	1,00
14	Uniforme	19	Uniforme	0,45
14	Uniforme	24	Uniforme	1,00
19	Uniforme	24	Uniforme	1,00
01	Normal	01	Uniforme	1,00
09	Normal	09	Uniforme	1,00
14	Normal	14	Uniforme	1,00
19	Normal	19	Uniforme	1,00
24	Normal	24	Uniforme	1,00

A mediana da velocidade máxima nas seções transversais ficou em entre 5,72 e 9,10 m/s (Tabela 23). A variação da velocidade máxima nos cenários simulados com a distribuição normal foi maior (desvio padrão entre 2,08 e 3,32 m/s e IQR entre 2,40 e 3,74 m/s) do que nos cenários realizados com distribuição uniforme (desvio padrão entre 0,71 e 1,19 m/s e IQR entre 0,92 e 1,27 m/s) (

Figura 17 e Tabela 23). As velocidades máximas vão reduzindo ao longo do trecho e na seção 19 há elevação da velocidade em ambas distribuições.

Figura 17 *Boxplot* das velocidades máximas obtidas a partir das distribuições Normal (N) e uniforme (U).

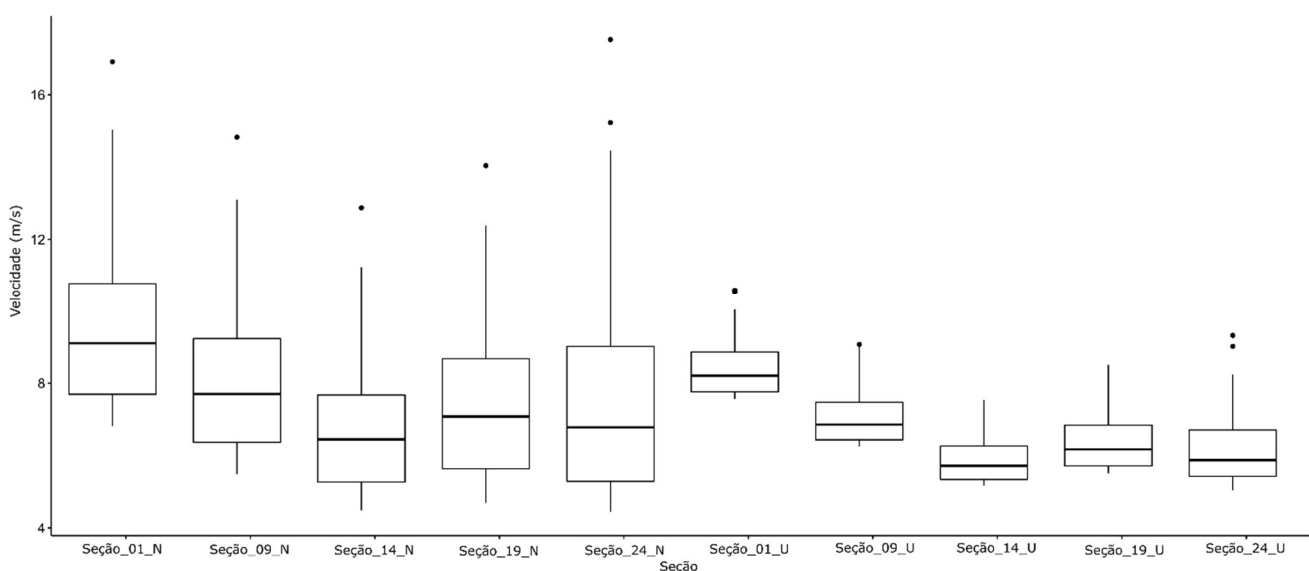


Tabela 23 Parâmetros estatísticos dos valores de velocidade máxima nas seções transversais obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme

Seção	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mediana	IQR
01	Normal	9,70	2,57	9,10	3,08
01	Uniforme	8,51	0,90	8,21	1,10
09	Normal	8,22	2,37	7,70	2,88
09	Uniforme	7,13	0,85	6,85	1,04
14	Normal	6,87	2,08	6,45	2,40
14	Uniforme	5,94	0,71	5,72	0,92
19	Normal	7,55	2,39	7,08	3,04
19	Uniforme	6,46	0,90	6,17	1,13
24	Normal	7,80	3,32	6,78	3,74
24	Uniforme	6,28	1,19	5,87	1,27

Os resultados obtidos por seção no software HEC-RAS v6.0 (USACE, 2021), tanto para velocidade quando profundidade, estão no ANEXO V.

4.4.3 Profundidade máxima nas seções

Os valores de profundidade máxima nas seções para a distribuição uniforme em maioria não seguem distribuição normal em cinco seções transversais com cenários de distribuição diferentes (Seção 1 – Uniforme; Seção 14 – Normal; Seção 14 – Uniforme; Seção 19 – Normal, e Seção 19 – Uniforme).

Tabela 24 Teste de Normalidade - Profundidade máxima

Seção	Distribuição	P-Valor
01	Normal	0,17
01	Uniforme	< 0,05
09	Normal	0,11
09	Uniforme	0,08
14	Normal	< 0,05
14	Uniforme	< 0,05
19	Normal	< 0,05
19	Uniforme	< 0,05
24	Normal	0,07
24	Uniforme	0,42

O teste de Wilcoxon (Tabela 25) indicou que não houve diferença significativa entre os valores de profundidade máxima obtidos para as mesmas seções transversais entre os dados propagados com distribuições diferentes (normal e uniforme). Contudo para a distribuição normal há diferença significativa ($P < 0,05$)

entre as seções transversais (1/9,14,19,24 e 9/19) e para a uniforme (1/9,14,19,24 e 9/1,14,19,24).

Tabela 25 Wilcoxon aplicado nas seções para verificação de diferenças significativas entre os valores de profundidade máxima obtidos por distribuição normal e uniforme para o coeficiente de *Manning*.

Seção	Distribuição	Seção	Distribuição	P-Valor
01	Normal	09	Normal	< 0,05
01	Normal	14	Normal	< 0,05
01	Normal	19	Normal	< 0,05
01	Normal	24	Normal	< 0,05
09	Normal	14	Normal	1,00
09	Normal	19	Normal	< 0,05
09	Normal	24	Normal	1,00
14	Normal	19	Normal	1,00
14	Normal	24	Normal	1,00
19	Normal	24	Normal	1,00
01	Uniforme	09	Uniforme	< 0,05
01	Uniforme	14	Uniforme	< 0,05
01	Uniforme	19	Uniforme	< 0,05
01	Uniforme	24	Uniforme	< 0,05
09	Uniforme	14	Uniforme	< 0,05
09	Uniforme	19	Uniforme	< 0,05
09	Uniforme	24	Uniforme	< 0,05
14	Uniforme	19	Uniforme	0,86
14	Uniforme	24	Uniforme	1,00
19	Uniforme	24	Uniforme	1,00
01	Normal	01	Uniforme	1,00
09	Normal	09	Uniforme	1,00
14	Normal	14	Uniforme	1,00
19	Normal	19	Uniforme	1,00
24	Normal	24	Uniforme	1,00

A mediana da velocidade máxima nas seções transversais ficou em entre 34,3 e 50 m (Figura 18 e Tabela 26). Nota-se que ao longo do escoamento ocorre a redução da profundidade máxima nas seções (velocidades vão reduzindo ao longo do escoamento, na seção 19 há elevação da profundidade em ambas distribuições). Além disso, a distribuição normal dos coeficientes de Manning forneceu valores de profundidade máxima com maior variação do que os cenários gerados pela distribuição uniforme.

Figura 18 *Boxplot* das profundidades máximas obtidas a partir das distribuições normal (N) e uniforme (U).

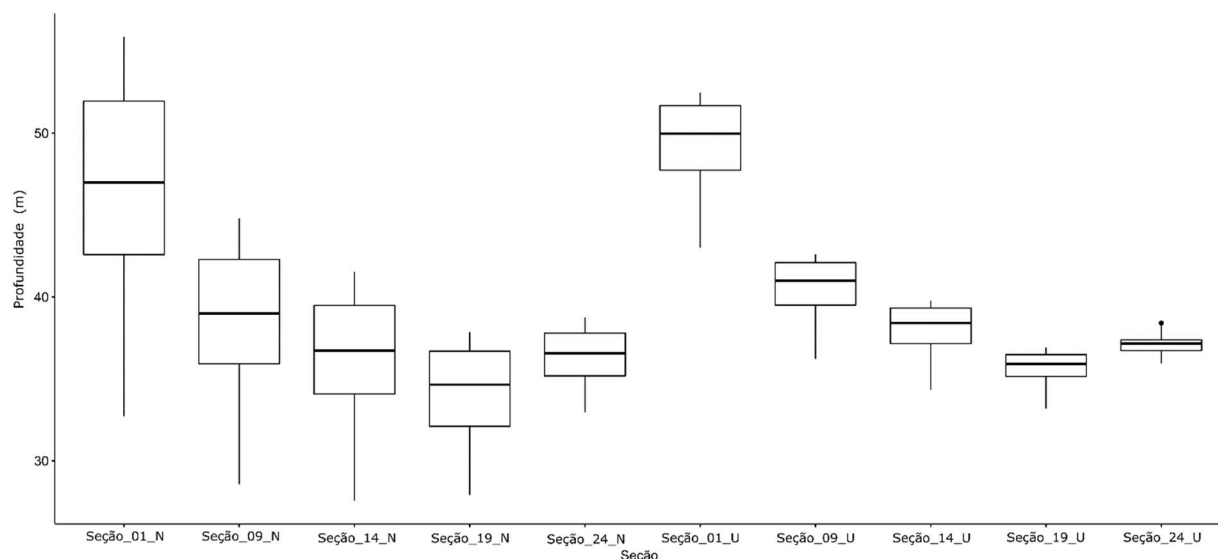


Tabela 26 Parâmetros estatísticos dos valores de profundidade máxima nas seções transversais obtidas por meio propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme

Seção	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mediana	IQR
01	Normal	46,6	6,35	47,0	9,37
01	Uniforme	49,2	2,88	50,0	3,94
09	Normal	38,6	4,40	39,0	6,36
09	Uniforme	40,4	1,94	41,0	2,59
14	Normal	36,3	3,78	36,7	5,41
14	Uniforme	37,9	1,64	38,4	2,18
19	Normal	34,3	2,72	34,6	4,58
19	Uniforme	35,6	1,11	35,9	1,34
24	Normal	36,3	1,64	36,6	2,61
24	Uniforme	37,1	0,65	37,2	0,65

4.5 TEMPO COMPUTACIONAL

Aplicando o teste de Shapiro-Wilk para avaliação da normalidade dos tempos de cada simulação, percebeu-se que tanto a distribuição uniforme quanto a normal para os valores de Manning, não seguem distribuição normal em relação ao tempo computacional ($P < 0,05$).

Aplicou-se o teste de Wilcoxon para avaliação da significância de distribuição diferente da normal. Observou-se que não há diferença significativa entre os tempos de simulação para os valores de Manning distribuídos de forma uniforme e normal (P -

valor = 0,16). Nota-se que a variação do tempo computacional pela distribuição normal de Manning apresenta maior desvio padrão (4722 segundos) e também maior IQR (5366 segundos) que a distribuição uniforme (desvio padrão igual a 1360 segundos e IQR igual a 1605 segundos).

Tabela 27 Parâmetros estatísticos dos valores de tempo Computacional (segundos) dos cenários de propagação da variação do coeficiente de Manning com distribuições normal e uniforme

	Distribuição Normal	Distribuição Uniforme
Média	17737.0	15792.0
Desvio Padrão	4722.0	1360.0
Mediana	16140.0	15540.0
IQR	5366.0	1605.0

5 DISCUSSÕES

A utilização de modelos computacionais para compreensão dos processos hidrodinâmicos do escoamento gerado pelo rompimento de barragens, são essenciais para medidas preventivas e mitigatórias relacionadas ao dano potencial das estruturas. Tendo em vistas as incertezas das variáveis de entrada de modelos hidrodinâmicos, torna-se cada vez mais necessária a adoção de análises probabilísticas na elaboração dos estudos de rompimento hipotético (PAPAIOANNOU et al., 2017; TENG et al., 2017; PAPPENBERGER et al., 2005; BATES et al., 2004; ROMANOWICZ; BEVEN, 2003). Poucos são os estudos que avaliam a variação das manchas de inundação com viés probabilístico em modelos bidimensionais (QI; ALTINAKAR, 2012a; BATES et al. 2004;) e estudos que analisam a interferência da variação do coeficiente de rugosidade de Manning estão voltados para a calha de rio em sazonalidade de cheias naturais (PAPPENBERGER et al., 2005).

O presente trabalho mostrou que a incerteza do coeficiente de Manning, se propagada de acordo com diferentes distribuições e considerando um número de 30 simulações, gera incertezas na mancha de inundação sem diferenças estatísticas em termos de mediana, mas com diferenças em termos de amplitude e desvio padrão. A adoção do uso e ocupação da bacia gera uma redução da área inundada quando comparado com cenários determinísticos que adotam coeficiente de Manning fixo. Por fim, o tamanho da malha em modelos numéricos bidimensionais de escoamento tem influência nos valores de velocidade máximo obtidos nas seções transversais e

quando combinado com diferentes cenários de coeficiente de Manning podem levar diferenças nos valores de área inundada obtida.

A adoção de diferentes distribuições para a variação do coeficiente de Manning de acordo com o uso e ocupação do solo de uma bacia gera uma variação da mancha de inundação com diferentes padrões (ou distribuições). Poucos estudos detalham qual melhor tipo distribuição pode representar a variação do coeficiente de Manning dentro das faixas propostas na literatura tradicional. Papaioannou et al. (2017) verificou que, entre várias distribuições testadas (Normal, Lognormal, Exponential, Gamma, Beta, Uniform, Logistic, Cauchy and Weibull) para o coeficiente de Manning em uma planície de seixos secos na Grécia, a distribuição Log-Normal seguida da Gamma foram as que melhor representam a probabilidade empírica desse coeficiente nessas condições.

O número de simulações realizado está diretamente relacionado com a potencial incerteza da mancha de inundação gerada pela propagação da variação da rugosidade por métodos de Monte Carlo (BATES et al., 2004). No presente estudo a não automatização das simulações do modelo hidrodinâmico 2D, que utilizou o HEC-RAS, representou uma limitação que deve ser considerada em estudos probabilísticos futuros de mancha de inundação.

A utilização de dados de uso e ocupação se mostrou um importante fator na variação da mancha de inundação e pode representar medida para redução da imprecisão das manchas de inundação geradas em modelos hidrodinâmicos bidimensionais. Entretanto, é importante ressaltar que as bases de uso e ocupação muitas das vezes não são atuais (a utilizada no presente estudo é de 2012), o que pode gerar incertezas nas manchas de inundação. Mudanças da vegetação e mesmo alterações geomorfológicas, que ocorrerem com elevada frequência, são fatores significativos na caracterização do coeficiente de rugosidade e, portanto, devem ser considerados nessas análises. Além disso, sugere-se processos de calibração do coeficiente de Manning a partir de cheias anteriores registradas por imagens de satélite, como proposto por Forzieri et al. (2010).

A escolha do tamanho da malha utilizada nas modelagens é fundamental para aderência dos resultados com a realidade e poucos trabalhos relacionados a

simulação numérica de cheias tratam da variabilidade provocada pela adoção de diferentes tipos de malhas bidimensionais (SHUSTIKOVA et al., 2019). No teste de malha pode-se confirmar que quanto menor a malha maior a área da mancha de inundação, apesar dessa variação não ocorrer de forma linear. Além disso, a combinação das incertezas da discretização da malha junto com a incerteza do coeficiente de Manning tem influência na mancha de inundação gerada.

Falhas de barramentos são processos altamente dependente de várias condições que envolvem alta variabilidade e, portanto, devem ser tratados de forma estocástica e não determinística. A incorporação de ferramentas probabilísticas em modelos hidrodinâmicos bidimensionais para previsão de áreas inundadas por rompimento de barragem é uma medida que pode contribuir para políticas e gestão do risco de falha de barramentos mundialmente.

6 CONCLUSÕES

Análises probabilísticas em modelos hidrodinâmicos bidimensionais para previsão de áreas inundadas por rompimento de barragem são ferramentas eficientes para prever a variabilidade das respostas geradas na propagação das incertezas dos coeficientes de rugosidade de planície de inundação.

A incerteza do coeficiente de rugosidade de Manning, representada pela distribuição normal gera incertezas na mancha de inundação sem diferenças estatísticas em termos de mediana quando comparada com os resultados da propagação do mesmo coeficiente por distribuição uniforme, mas com diferenças em termos de amplitude e desvio padrão.

A adoção do uso e ocupação da bacia gera uma redução da área inundada quando comparado com cenários determinísticos que adotam coeficiente de Manning fixo e pode ser um importante fator redutor de incerteza no valor final da mancha de inundação.

A discretização da área a ser simulada tem influência combinada com a adoção do coeficiente de rugosidade na geração da mancha de inundação, sendo necessária avaliação mais minuciosa para a determinação do tamanho. Por fim, o investimento em estudos probabilísticos de rompimento hipotético é de grande importância para políticas e gestão da Segurança de Barragens.

7 TRABALHOS FUTUROS

Diante dos avanços e desafios discutidos nesse trabalho, sugere-se para estudos futuros:

- Análise probabilística considerando a combinação de incertezas geradas por outras variáveis de entrada (hidrograma, malha, entre outros).
- Análise probabilística com adoção de ferramentas automatizadas (por exemplo o HEC-RAS Controller) o que contribuiria para simulação de maior número de cenários;
- Análise da variação do coeficiente de Manning seguindo outras distribuições, diferentes da Normal e Uniforme.
- Calibração do Coeficiente de Rugosidade de Manning por meio de cheias anteriores.
- Utilização de outros métodos para geração de números aleatórios além de Monte Carlo.

REFERÊNCIAS

ABMS. **História da Engenharia Geotécnica no Brasil**. ABMS, 2010.

ANA. Guia de orientação e formulários do Plano de Ação de Emergência - PAE. , 2016. Brasília - DF. Disponível em: <<http://www.snisb.gov.br/portal/snisb/downloads/publicacoes/ManualEmpreendedor>> . Acesso em: 22/7/2020.

ANA. **Relatório de Segurança de Barragens**. Brasília - DF, 2019.

ANA. Hidroeletricidade. Disponível em: <<https://www.ana.gov.br/usos-da-agua/hidroeletricidade>>. Acesso em: 23/7/2020a.

ANA. São Francisco. Disponível em: <<https://www.ana.gov.br/sala-de-situacao/sao-francisco/sao-francisco-saiba-mais>>. Acesso em: 31/5/2020b.

ATUNCAR, G. S. Conceitos Básicos de Processos Estocásticos. **Conceitos Básicos de Processos Estocásticos**, 2011.

ÁVILA, J. P. DE; BICUDO, R. I.; PIERRE, L. F. (ORGS.). **Main Brazilian Dams: Design, Construction and Performance**. 1º ed. São Paulo: BCOLD, 1982.

ÁVILA, P. DE; UFMG. SisCCoH 1.1. , 2019.

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M. M. L. P. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. 3ª ed. Editora UFMG, 2010.

BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; ARONICA, G.; BEVEN, K. Bayesian updating of flood inundation likelihoods conditioned on flood extent data. **Hydrological Processes**, v. 18, n. 17, p. 3347–3370, 2004.

BRASIL. **LEI Nº 9.433, DE 8 DE JANEIRO DE 1997**. Brasília - DF: Presidência da República, 1997.

BRASIL. **LEI Nº 9.984 DE 17 DE JULHO DE 2000**. Brasília - DF, Brasil: Presidência da República, 2000.

BRASIL. **LEI Nº 12.334, DE 20 DE SETEMBRO DE 2010**. Brasília - DF, Brasil: Presidência da República, 2010.

BRASIL. **Resolução nº143 de 10 de julho de 2012**. Brasília - DF, Brasil: Ministério do Meio Ambiente - Conselho Nacional de Recursos Hídricos, 2012.

CELIK, I. B.; GHIA, U.; ROACHE, P. J.; et al. Procedure for estimation and reporting of uncertainty due to discretization in CFD applications. **Journal of Fluids Engineering, Transactions of the ASME**, v. 130, n. 7, p. 0780011–0780014, 2008.

CEMIG. CEMIG informa a abertura parcial das comportas de Três Marias, no São Francisco. Disponível em: <<http://www.cemig.com.br/sites/Imprensa/pt-br/Paginas/02.03.20-cemig-informa-a-abertura-parcial-das-comportas-de-tres-marias.aspx>>. Acesso em: 9/8/2020.

CHOW, V. TE. **Open-Channel Hydraulics**. 1º ed. Tokyo: McGraw-Hill Book Company, 1959.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para Engenharia**. 2ª ed. Porto Alegre: ABRH, 2013.

CORREIA, R. **Relatório técnico do rompimento da barragem B1 da mina Córrego**

do Feijão. 2019.

COSTA, O.; SÁ, J. Curso Ruptura Hipotética de Barragens. , 2019. Belo Horizonte: Geofast.

COSTA, W. D. **Geologia de Barragens**. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

CRUZ, P. T. DA. **100 Barragens Brasileiras**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2014.

CURTIS, J. Manning's n Values for Various Land Covers. To Use for Dam Breach Analyses by NRCS in Kansas. , , n. February, p. 1–2, 2016. Disponível em: <[https://www.wcc.nrcs.usda.gov/ftpref/wntsc/H&H/HecRAS/NEDC/lectures/docs/Manning%92s n-values for Kansas Dam Breach Analyses - Adopted 071216.pdf](https://www.wcc.nrcs.usda.gov/ftpref/wntsc/H&H/HecRAS/NEDC/lectures/docs/Manning%92s%20n-values%20for%20Kansas%20Dam%20Breach%20Analyses%20-%20Adopted%20071216.pdf)>. .

FORZIERI, G.; MOSER, G.; VIVONI, E. R.; CASTELLI, F.; CANOVARO, F. Riparian vegetation mapping for hydraulic roughness estimation using very high resolution remote sensing data fusion. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 136, n. 11, p. 855–867, 2010.

FROELICH, D. C. Empirical model of embankment dam breaching. **River Flow - Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, RIVER FLOW 2016**, , n. June 2016, p. 1821–1829, 2016.

GOTELLI, N. J.; ELLISON, A. M. **Princípios de estatística em ecologia**. Artmed, 2011.

HERNÁNDEZ, J. (USACE). **SERVIÇOS ANALÍTICOS E CONSULTIVOS EM SEGURANÇA DE BARRAGENS**. Brasília - DF, 2013.

ICOLD. Constitution Statuts [Online]. , , n. July, p. 1–21, 2011. Disponível em: <https://www.icold-cigb.org/userfiles/files/CIGB/INSTITUTIONAL_FILES/Constitution2011.pdf>. .

JENSEN, J. R. **Sensoriamento remoto do ambiente**: 2009.

KOENIGSDORF, M. A. L. **Avaliação de Projetos de Exploração e Produção de Petróleo via Opções Reais: Abordagem por Mínimos Quadrados de Monte Carlo**, 2009. PUC-RIO.

LANDAU, D. P.; BINDER, K. **A Guide to Monte Carlo Simulations in Statistical Physics**. 3ª ed. Cambridge University Press, 2009.

LI, Z.; ZHANG, J. Calculation of field manning's roughness coefficient. **Agricultural Water Management**, v. 49, n. 2, p. 153–161, 2001.

LUCENT TECHNOLOGIES. R 2019. , 2019. Disponível em: <<https://www.r-project.org/>>. .

MASSAD, F. **Obras de Terra**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MATOS, A.; PIOLTINE, A.; MAUAD, F.; BARBOSA, A. Metodologia para a Caracterização do Coeficiente de Manning Variando na Seção Transversal e ao Longo do Canal Estudo de Caso Bacia do Alto Sapucaí-MG. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 16, n. 4, p. 21–28, 2011.

MEDEIROS, C. H. DE A. C. Curso de Segurança de Barragem. , 2016. ANA.

MICROSOFT. Excel 2019. , 2019.

MIN. Manual de segurança e inspeção de barragens. , 2002. Brasília - DF.

MPF. **AÇÃO PENAL Nº 874/DF (2017/0200337-1)**. 2019.

MROKOWSKA, M. M.; ROWIŃSKI, P. M.; KALINOWSKA, M. B. A methodological approach of estimating resistance to flow under unsteady flow conditions. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 19, n. 10, p. 4041–4053, 2015. Katlenburg-Lindau: Copernicus GmbH. Disponível em: <<https://search.proquest.com/docview/1958415159?accountid=26629>>. .

PAPAIIOANNOU, G.; VASILIADES, L.; LOUKAS, A.; ARONICA, G. T. Probabilistic flood inundation mapping at ungauged streams due to roughness coefficient uncertainty in hydraulic modelling. **Advances in Geosciences**, v. 44, p. 23–34, 2017.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; HORRITT, M.; BLAZKOVA, S. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**, v. 302, n. 1–4, p. 46–69, 2005.

PORTO, R. DE M. **Hidráulica Básica**. 4º ed. São Carlos: EESC, 2006.

QI, H.; ALTINAKAR, M. S. GIS-based decision support system for dam break flood management under uncertainty with two-dimensional numerical simulations. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 138, n. 4, p. 334–341, 2012a. American Society of Civil Engineers (ASCE). Disponível em: <https://www.engineeringvillage.com/share/document.url?mid=cpx_6e3d6013e7fecda2eM48302061377553&database=cpx>. .

QI, H.; ALTINAKAR, M. S. GIS-Based Decision Support System for Dam Break Flood Management under Uncertainty with Two-Dimensional Numerical Simulations. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 138, n. 4, p. 334–341, 2012b. American Society of Civil Engineers (ASCE). Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000192>>. Acesso em: 24/6/2019.

ROMANOWICZ, R.; BEVEN, K. Estimation of flood inundation probabilities as conditioned on event inundation maps. **Water Resources Research**, v. 39, n. 3, p. 1–12, 2003.

SHUSTIKOVA, I.; DOMENEGHETTI, A.; NEAL, J. C.; BATES, P.; CASTELLARIN, A. Comparing 2D capabilities of HEC-RAS and LISFLOOD-FP on complex topography. **Hydrological Sciences Journal**, 2019.

SILVA, A. E. T. DA; SALES, J. C. Barragem de Algodões I: Uma breve análise sobre o laudo pericial da tragédia. XIV World Water Congress. **Anais...** . p.1–14, 2011. Porto de Galinhas: IWRA.

VON SPERLING, E. Hydropower in Brazil: Overview of positive and negative environmental aspects. Energy Procedia. **Anais...** . v. 18, p.110–118, 2012. Elsevier BV.

TENG, J.; JAKEMAN, A. J.; VAZE, J.; et al. Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. **Environmental Modelling and Software**, v. 90, p. 201–216, 2017. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2017.01.006>>. .

TSAI, C. W.; YEH, J. J.; HUANG, C. H. Development of probabilistic inundation mapping for dam failure induced floods. **Stochastic Environmental Research and Risk Assessment**, v. 33, n. 1, p. 91–110, 2019. Springer Berlin Heidelberg.

TSCHIEDEL, A. DA F.; FAN, L. C. DA S. T. F. M. F.; PAIVA, R. C. D. DE. XXIII

SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRÍCOS BARRAGENS E ROMPIMENTOS: COMPILAÇÃO HISTÓRICA NACIONAL E INTERNACIONAL. , p. 1–10, 2019.

TUCCI, C. E. M.; NASCIMENTO, N. D. O.; PORTO, R. L. L.; VIEIRA, V. D. P. P. B. **Hidráulica Aplicada**. 2º ed. Porto Alegre: ABRH, 2003.

UFV. Atlas Digital das Águas de Minas. Disponível em: <http://www.atlasdasaguas.ufv.br/alto_sao_francisco/resumo_alto_sao_francisco.html>. Acesso em: 31/5/2020.

USACE. Using HEC-RAS for Dam Break Studies. , 2014. Davis: United States Army Corps of Engineers.

USACE. **HEC-RAS River Analysis System User ' s Manual**. 2016.

USACE. HEC-HMS 4.4.1. , 2020a. Disponível em: <<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/downloads.aspx>>. .

USACE. HEC-RAS 5.0.7. , 2020b.

USACE. HEC-RAS 6.0. , 2021. Disponível em: <<https://www.hec.usace.army.mil/>>. .

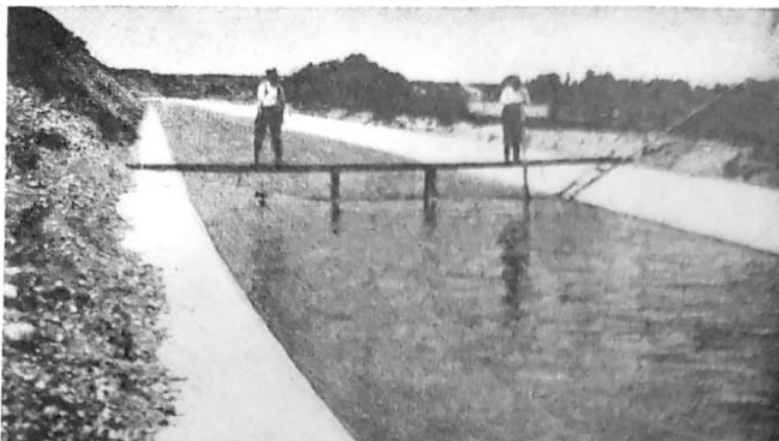
WISEU, M. T. Curso de treinamento do PAE. , 2015.

WASSERMAN, L. **All of Statistics: A Concise Course in Statistical Inference (Springer Texts in Statistics)**. 2010.

WENG, Q. **Remote Sensing and GIS Integration**. 2012.

ANEXO I

Imagens retiradas do livro Open-Channel Hydraulics, Ven Te Chow, que exemplificam a escolha do coeficiente de rugosidade de Manning (Páginas 116 a 123).



1 - $n=0,012$



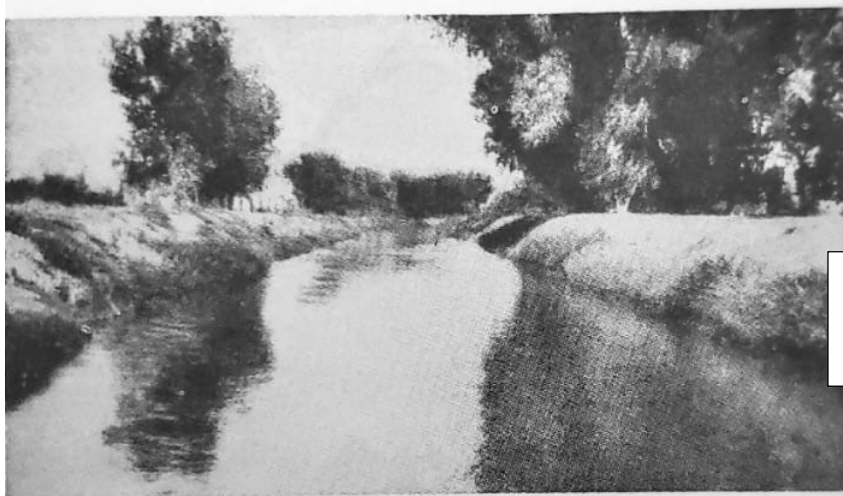
2 - $n=0,014$



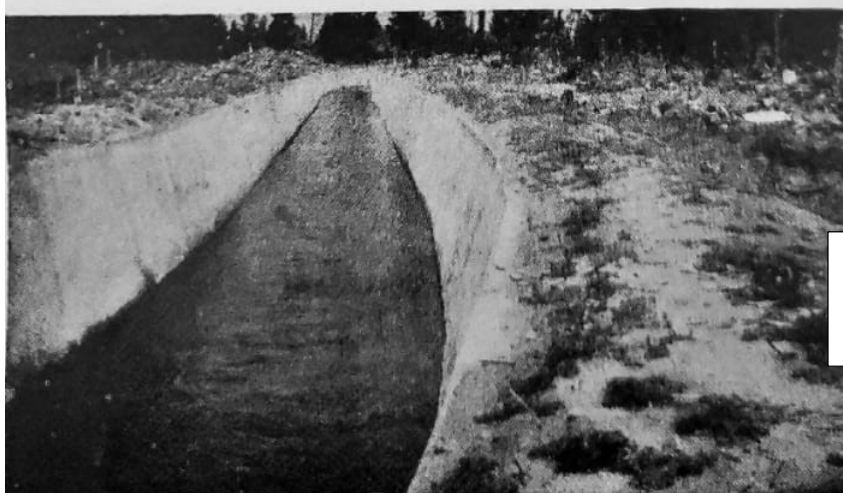
3 - $n=0,016$



4 - $n=0,018$



5 - $n=0,018$



6 - $n=0,020$



7 - $n=0,020$



8 - $n=0,022$



9 - $n=0,024$



10 - $n=0,024$



11 - $n=0,026$



12 - $n=0,028$



13 - $n=0,029$



14 - $n=0,030$



15 - $n=0,035$



16 - $n=0,040$



17 - $n=0,040$



18 - $n=0,045$



19 - $n=0,050$



20 - $n=0,060$



21 - $n=0,080$



22 - $n=0,110$



23 - $n=0,125$



24 - $n=0,150$

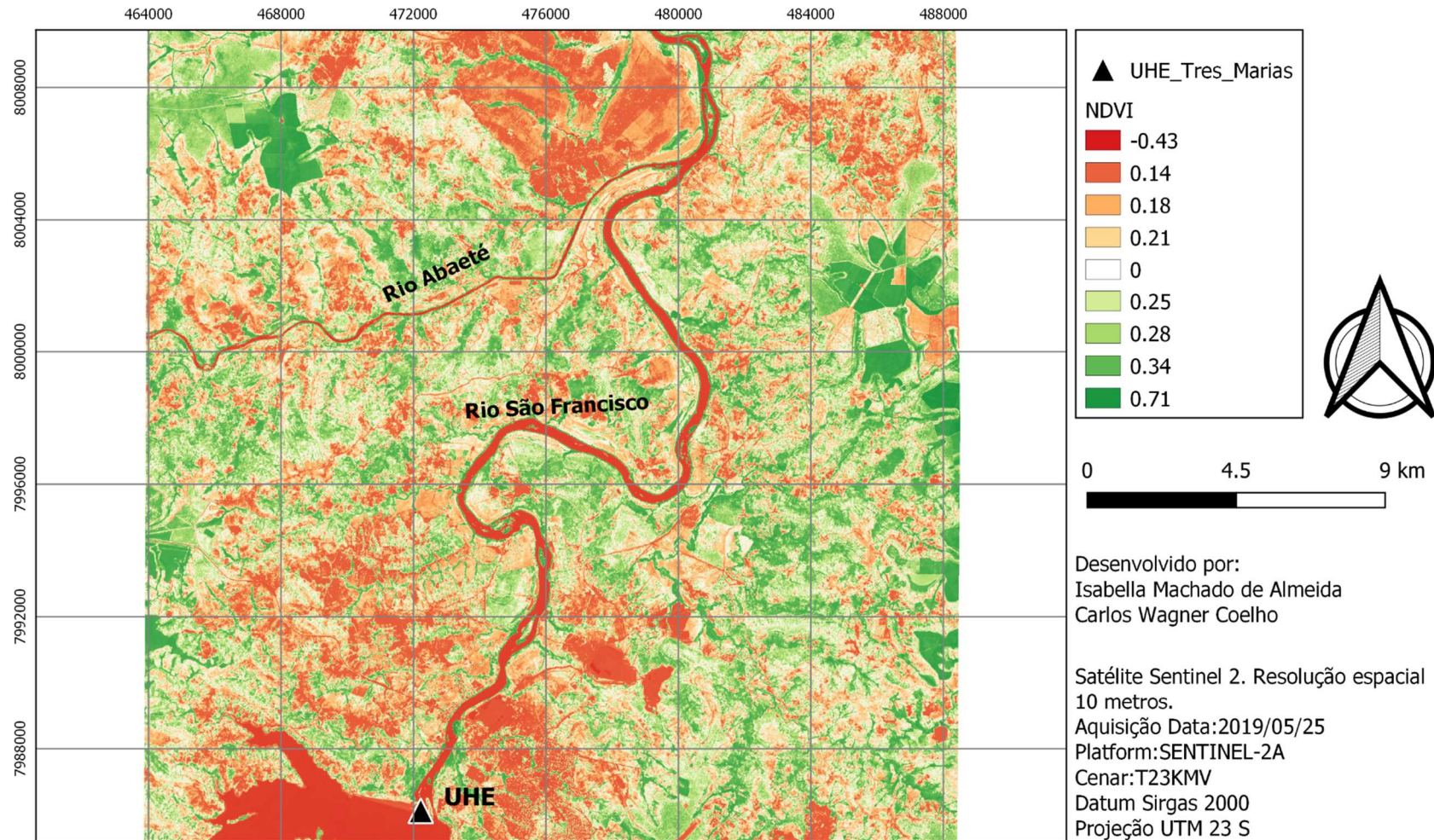
ANEXO II

Tabela retirado do livro Hidráulica Básica (PORTO, 2006), para exemplificação das tabelas utilizadas em dimensionamento e estudos de canais hidráulicos (Página 273).

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundido sem revestimento.....	0,012	0,013	0,014	0,015
Idem, com revestimento de alcatrão.....	0,011	0,012*	0,013*	---
Tubos de ferro galvanizado.....	0,013	0,014	0,015	0,017
Tubos de bronze ou de vidro.....	0,009	0,010	0,011	0,013
Condutos de barro vitrificado, de esgotos.....	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de barro, de drenagem.....	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento: condutos de esgoto, de tijolos.....	0,012	0,013	0,015*	0,017
Superfícies de cimento alisado.....	0,010	0,011	0,012	0,013
Superfícies de argamassa de cimento.....	0,011	0,012	0,013*	0,015
Tubos de concreto.....	0,012	0,013	0,015	0,016
Condutos e aduelas de madeira.....	0,010	0,011	0,012	0,013
Calhas de prancha de madeira aplainada.....	0,010	0,012*	0,013	0,014
Idem, não aplainada.....	0,011	0,013*	0,014	0,015
Idem, com pranchões.....	0,012	0,015*	0,016	---
Canais com revestimento de concreto.....	0,012	0,014*	0,016	0,018
Alvenaria de pedra argamassa.....	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra seca.....	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de pedra aparelhada.....	0,013	0,014	0,015	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares).....	0,011	0,012	0,013	0,015
Idem, corrugadas.....	0,023	0,025	0,028	0,030
Canais de terra, retílicos e uniformes.....	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes.....	0,025	0,030	0,033*	0,035
Canais abertos em rocha, irregulares, ou de paredes de pedra irregulares e mal-arrumadas.....	0,035	0,040	0,045	---
Canais dragados.....	0,025	0,028	0,030	0,033
Canais curvilíneos e lamosos.....	0,023	0,025*	0,028	0,030
Canais com leito pedregoso e vegetação aos taludes.....	0,025	0,030	0,035*	0,040
Canais com fundo de terra e taludes empedrados.....	0,028	0,030	0,033	0,035
ARROIOS E RIOS				
1. Limpos, retílicos e uniformes.....	0,025	0,028	0,030	0,033
2. Como em 1, porém com vegetação e pedras.....	0,030	0,033	0,035	0,040
3. Com meandros, bancos e poços pouco profundos, limpos.....	0,035	0,040	0,045	0,050
4. Como em 3, águas baixas, declividade fraca.....	0,040	0,045	0,050	0,055
5. Como em 3, com vegetação e pedras.....	0,033	0,035	0,040	0,045
6. Como em 4, com pedras.....	0,045	0,050	0,055	0,060
7. Com margens espraiadas, pouca vegetação.....	0,050	0,060	0,070	0,080
8. Com margens espraiadas, muita vegetação.....	0,075	0,100	0,125	0,150
* Valores aconselhados para projetos.				

ANEXO IV

Índice de Vegetação por Diferença Normalizada - NDVI
Região da barragem da UHE Três Marias (jusante) - Minas Gerais



ANEXO V

Resultado das simulações realizadas no HEC-RAS v6.0 (USACE, 2021), nas seções escolhidas para análise probabilística quanto a profundidade e velocidade.

