

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO
AMBIENTAL

MEL OLIVEIRA GUIRRO

RECONSTRUÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE EVENTO DE
INUNDAÇÃO, TESTANDO A HIPÓTESE DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM
NATURAL, NA REGIÃO DO MUNICÍPIO DE ROLANTE (RS)

PORTO ALEGRE

2020

MEL OLIVEIRA GUIRRO

RECONSTRUÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE EVENTO DE INUNDAÇÃO,
TESTANDO A HIPÓTESE DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM NATURAL, NA REGIÃO DO
MUNICÍPIO DE ROLANTE (RS)

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de mestra.

Orientador: Prof. Dr. Gean Paulo Michel

PORTO ALEGRE

MAIO DE 2020

CIP - Catalogação na Publicação

Guirro, Mel Oliveira

Reconstrução hidrológica e hidrodinâmica de evento de inundação, testando a hipótese de rompimento de barragem natural, na região do município de Rolante (RS) / Mel Oliveira Guirro. -- 2020.

144 f.

Orientador: Gean Paulo Michel.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2020.

1. Barragem natural. 2. Rompimento de barragem. 3. Reconstrução de evento de inundação. 4. Modelagem hidrológica. 5. Modelagem hidrodinâmica. I. Michel, Gean Paulo, orient. II. Título.

MEL OLIVEIRA GUIRRO

RECONSTRUÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE EVENTO DE INUNDAÇÃO,
TESTANDO A HIPÓTESE DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM NATURAL, NA REGIÃO DO
MUNICÍPIO DE ROLANTE (RS)

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de mestra.

Aprovado em: Porto Alegre, 22 de maio de 2020.

Prof. Dr. Gean Paulo Michel – IPH / UFRGS
Orientador

Prof^a. Dra. Ana Luiza Coelho Netto – UFRJ
Examinadora

Prof. Dr. Fernando Mainardi Fan – IPH / UFRGS
Examinador

Prof. Dr. Masato Kobiyama – IPH / UFRGS
Examinador

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, à universidade pública, gratuita e de qualidade em que pude concretizar essa pesquisa. Agradeço também o apoio financeiro da CAPES e do CNPq para poder realizar as atividades necessárias para realizar esse estudo.

Agradeço ao Grupo de Pesquisas em Desastres Naturais (GPDEN) do IPH/UFRGS pelas discussões acadêmicas, pelo compartilhamento de conhecimento e pela amizade. Assim como agradeço a toda comunidade do IPH pelo menos motivo.

Agradeço ao meu orientador, Gean, pela presença e disponibilidade em me auxiliar e discutir as questões levantadas nesse trabalho, além do companheirismo.

Agradeço aos membros da banca, Masato, Fernando e Ana, pelas contribuições. Trocar ideias com vocês, pesquisadores e professores, é sempre um aprendizado valioso.

Agradeço o suporte que nosso grupo recebeu nas saídas de campo do Corpo de Bombeiros Voluntários de Rolante e do morador Noel, pela receptividade e explicações do que ocorreu no dia do evento de inundação.

Agradeço aos meus pais, Cris e Celso, pelo suporte em toda minha vida que me fizeram alcançar meus objetivos. O apoio de vocês foi e é fundamental.

Agradeço àqueles que me auxiliaram a terminar a pesquisa durante uma pandemia, com a universidade fechada. Minhas idas à universidade nesse momento não teriam sido possíveis sem as inúmeras caronas do meu querido irmão Danilo e da ajuda do Louidi.

Agradeço a todos os meus amigos pelos momentos leves e divertidos, além dos momentos de desabafo e apoio durante essa jornada. Em especial, agradeço à Renata, Joana, Aline, Natália, Alexia, Tomás, Jessica, Matheus e Bonneau. Também agradeço a minhas queridas amigas do tecido acrobático, que a amizade se fortaleceu nesses últimos anos.

RESUMO

Eventos hidrometeorológicos extremos podem levar à ocorrência de movimentos de massa, que eventualmente bloqueiam vales, criando barragens naturais. Grande parte das barragens naturais se rompe pouco depois de sua formação, causando inundações extremas a jusante. A reconstrução e o entendimento de eventos extremos, especialmente de rompimento de barragens naturais, podem ser desafiadores devido à frequente ausência de dados conhecidos, como as características físicas da barragem. Em janeiro de 2017 ocorreu um evento de chuva que deflagrou escorregamentos e inundação na região do município de Rolante (RS). O objetivo deste trabalho foi reconstruir o evento que levou a essa inundação, testando a hipótese de que ocorreu rompimento de barragem natural criada por escorregamentos. Para isso, primeiro foram estabelecidos sete pontos de possível barramento e foram determinadas quais seriam as características geométricas destas barragens. Em seguida, três modelos computacionais foram utilizados em sequência para simular o evento: HEC-HMS, para a simulação de chuva-vazão; BRCH, para a simulação dos rompimentos de barragem; e Nays2D Flood, para a simulação da propagação da onda de cheia gerada. Foram testados cenários de rompimento de barragens e cenários sem a presença de barragem. Como resultado, foi encontrado que a resposta hidrológica natural da bacia a uma precipitação intensa como a do evento reconstruído, já seria capaz de gerar uma grande inundação na zona urbana de Rolante, mesmo sem rompimentos de barragem. O cenário sem barragem gerou uma inundação maior ou igual aos cenários com rompimento de barragem. Este resultado está atrelado a limitação em considerar a contribuição de vazão dos rios tributários a jusante da barragem com o modelo Nays2D Flood, mas foi verificado que a resposta hidrológica da bacia atenua a vazão de pico de rompimento ao longo do percurso de quase 30 km entre a região dos possíveis barramentos e a cidade de Rolante. Ainda assim, foi verificado que o rompimento de barragens naturais nessa região também pode causar inundações na cidade. Conclui-se que, mesmo com a possibilidade de formação e posterior rompimento de barragens naturais, a resposta hidrológica natural da bacia à chuva intensa foi o fator preponderante na inundação do município de Rolante em 2017, pois é provável que o rompimento não causaria um aumento significativo de vazão na cidade de acordo com os cenários testados.

Palavras-chave: Barragem natural. Rompimento de barragem. Reconstrução de evento de inundação.

ABSTRACT

Title: Hydrological and hydrodynamic reconstruction of a flood event, testing the hypothesis of landslide dam, in the region of the municipality of Rolante (RS), Brazil

Extreme hydrometeorological events can lead to the occurrence of mass movements, which eventually block valleys, creating natural dams called landslide dams. Most landslide dams fail shortly after their formation, causing an extreme flood downstream. The reconstruction and understanding of extreme events, especially those involving landslide dam failures, can be challenging due to the frequent lack of data, such as the physical characteristics of the dam. In January 2017 there was a strong rainfall event that triggered landslides and an expressive flood in the region of the municipality of Rolante (RS), Brazil. The objective of this study was to reconstruct the event that led to this flood, analyzing a hypothesis of landslide dam failure. Thus, seven sites of possible landslide dam formation were established, and the supposed geometric characteristics of these dams were determined. Then, three computational models were used in sequence to simulate the event: HEC-HMS, for hydrologic simulation; BRCH, for dam failure simulation; and Nays2D Flood, to simulate the propagation of the flood wave. Six scenarios of dam failure and two non-dam scenarios were simulated and analyzed. As a result, it was found that the natural hydrological response of the basin to intense rainfall, such as that of the reconstructed event, would already be able of generating a major flood in the urban area of Rolante, even without dam failures. The non-dam scenarios generated a larger or equal flood than the scenarios with dam failure. This result may be related to the limitation in considering the flow contribution of the tributary rivers downstream of the dam with the Nays2D Flood model, but it was verified that the hydrological response of the basin attenuates the peak discharge of the dam failure along the course of almost 30 km between the region of possible landslide dams and the town of Rolante. Nonetheless, it was found that the landslide dam failures in this region can also cause a significant flood in the town. It is concluded that, even with the possibility of formation and subsequent failure of landslide dams, the natural hydrological response of the basin to an intense rainfall was the predominant factor to explain the flood happened in the municipality of Rolante in 2017, as it is likely that the failure would not cause a significant increase in discharge flow in the town according to the tested scenarios.

Keywords: Landslide dam. Dam Failure. Reconstruction of Flood Event.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Ocorrência de rompimentos de barragens naturais no mundo (Adaptado de Zhang <i>et al.</i> , 2016).....	16
Figura 2 – Exemplo de barragem natural que se formou em 2016 na Nova Zelândia (GEONET, 2016)	17
Figura 3 – Diferenças entre barragens formadas por terremotos e chuvas intensas (Adaptado de CHEN <i>et al.</i> , 2011).....	18
Figura 4 – Tipos de barragens naturais com base na morfologia: tipo 1 não bloqueiam todo o rio; tipo 2 se estendem por todo o vale, bloqueando o leito do rio; tipo 3 bloqueiam o leito e conseguem preencher o vale a montante e a jusante no rio (COSTA; SCHUSTER, 1987) .	19
Figura 5 – Visão em planta dos parâmetros de largura do movimento de massa (W) e largura do canal (B)	20
Figura 6 – Visão transversal da barragem de formato triangular com os parâmetros de volume (V), volume crítico (V_{SC}), largura da base (L_B), largura da base crítica (L_{BSC}) e ângulo do leito do canal (θ)	21
Figura 7 – Visão transversal da barragem de formato trapezoidal com os parâmetros de altura máxima da barragem (D_{max}), largura da crista (L_T), largura da base (L_B), ângulo a montante (ψ_{mon}) e ângulo a jusante (ψ_{jus}) e ângulo do leito do canal (θ)	22
Figura 8 – Processo de rompimento por galgamento (HAHN; HANSON; COOK, 2000)	27
Figura 9 – Comportamento reológico para diferentes tipos de fluidos	29
Figura 10 – Fluxograma do método de trabalho.....	43
Figura 11 – Localização e altimetria da bacia hidrográfica de Rolante (RS).....	44
Figura 12 – Mapa de uso e cobertura do solo da bacia hidrográfica de Rolante	46
Figura 13 – Mapa de solos da bacia hidrográfica de Rolante (Adaptado de: KÄMPF <i>et al.</i> , 2008)	47
Figura 14 – Mapa geológico da bacia hidrográfica de Rolante (Adaptado de: CPRM, 2008).....	48
Figura 15 – Classificação da ordem do sistema de drenagem por Strahler (1952)	49
Figura 16 – a) Vista aérea da localização de um dos pontos de escorregamento que pode ter gerado uma barragem natural do rio; b) Vista detalhada do local do rio dias após o evento (SEMA/RS, 2017)	50
Figura 17 – a) Inundação na cidade de Rolante; b) Região dos escorregamentos (SEMA/RS, 2017)	51
Figura 18 – Localização das estações pluviométricas de fluviométricas na bacia hidrográfica	53
Figura 19 – Localização dos escorregamentos e pontos analisados de possível formação de barragem natural	54
Figura 20 – Fluxograma da simulação hidrológica no HEC-HMS.....	56
Figura 21 – Estações pluviométricas e fluviométricas utilizadas no HEC-HMS e os Polígonos de Thiessen	59
Figura 22 – Localização das sub-bacias Mascarada, Riozinho e Arroio Areia na bacia hidrográfica de Rolante.....	62
Figura 23 – Localização dos dados de precipitação oficiais do INMET e de não-oficiais dos agricultores (CENSI e MICHEL, 2018).....	63
Figura 24 – Junção de Polígonos de Thiessen oficiais e não oficiais	64
Figura 25 – Distribuições temporais de chuva de acordo com o método de Huff (1990)	65
Figura 26 – Fluxograma da simulação de rompimento de barragem no modelo BRCH	67
Figura 27 – Comparação da largura e formato da barragem artificialmente construída e barragem natural (FREAD, 1988)	70
Figura 28 – Fluxograma da simulação da propagação da onda utilizando o Nays2D Flood.....	73
Figura 29 – Mancha de inundação definida a partir do uso do HAND	77

Figura 30 – Mancha de inundação definida a partir da interpolação dos pontos coletados em campo.....	78
Figura 31 – Matriz de confusão para análise ROC e como calcular suas performances métricas (Adaptado de FAWCETT, 2006).....	79
Figura 32 – Exemplo de análise ROC.....	80
Figura 33 – Índice geomorfométrico MOI aplicado para os escorregamentos em Rolante... 84	
Figura 34 – Índice geomorfométrico HDSI aplicado para os escorregamentos em Rolante . 84	
Figura 35 – Análise de formação de barragem natural e instabilidade de acordo com os índices MOI e HDSI	85
Figura 36 – Curva-chave de nível (h) versus vazão (Q) do rio na estação Mascarada.....	87
Figura 37 – Hidrograma do escoamento subterrâneo e total na estação Mascarada utilizados para a calibração da simulação chuva-vazão	88
Figura 38 – Hidrogramas dos eventos 1, 2, 3 e 4 calibrados da simulação chuva-vazão.....	89
Figura 39 – Hidrogramas dos eventos 5, 6 e 7 validados da simulação chuva-vazão	90
Figura 40 – Hidrograma resultante do evento de janeiro de 2017 no ponto da Estação Mascarada para dois cenários de distribuições temporais de chuva.....	92
Figura 41 – Tendência encontrada dos parâmetros (a) CN; (b) Tempo de concentração; e (c) Coeficiente de armazenamento das sub-bacias calibradas e validadas.....	93
Figura 42 – Hidrogramas resultantes logo após a junção com: (a) sub-bacia Riozinho; (b) sub-bacia Arroio Areia; e os hidrogramas das suas respectivas sub-bacias	94
Figura 43 – Hidrogramas resultantes da simulação chuva-vazão para os pontos de possível formação de barragem.....	97
Figura 44 – Hidrogramas de rompimento simulados das cinco barragens que romperam (1, 2, 3, 5 e 7) e que podem ter causado a inundação	101
Figura 45 – Hidrograma da onda de cheia do rompimento da barragem 7 no ponto da estação Mascarada, sendo o utilizado para o cenário “B7 – Est. Masc.”.....	106
Figura 46 – Distância entre os pontos de partida dos cenários para as simulações de propagação do fluxo até a cidade de Rolante	107
Figura 47 – Análise ROC da área de inundação simulada para vários cenários comparando com a mancha de inundação observada a partir da interpolação dos dados medidos em campo.....	111
Figura 48 – Análise ROC da área da inundação simulada para vários cenários comparando com a mancha de inundação observada gerada pelo modelo HAND	111
Figura 49 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário sem barragens com a chuva concentrada no 4º quartil de Huff (C0 – Q4), com detalhe aumentado no início da cidade.....	114
Figura 50 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 7 (B7), com detalhe aumentado no início da cidade	115
Figura 51 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 7 com simulação de propagação iniciada na Estação Mascarada (B7 – Est. Masc.), com detalhe aumentado no início da cidade	116
Figura 52 – Gráfico da correlação de Absorção Inicial (IA) versus precipitação antecedente de 7 dias (Pant 7 dias) feito do software <i>Statística</i>	137
Figura 53 – Índice BI aplicado para possíveis locais de formação de barragem: A_b é a área da sub-bacia a montante ($\times 10^6$ m ²); V_d é o volume do escorregamento (m ³)	138
Figura 54 – Índice DBI aplicado para possíveis locais de formação de barragem: A_b é a área da sub-bacia a montante ($\times 10^6$ m ²); V_d é o volume do escorregamento (m ³) e H_d é a altura da barragem (m).....	138
Figura 55 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário sem barragens com a chuva concentrada no 3º quartil de Huff (C0 – Q3).....	140

Figura 56 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 1 (B1).....	141
Figura 57 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 2 (B2).....	142
Figura 58 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 3 (B3).....	143
Figura 59 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 5 (B5).....	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limiares propostos para formação de barragem pelo índice BI (ERMINI; CASAGLI, 2003)	23
Tabela 2 – Limiares propostos para estabilidade de barragem pelo índice DBI (ERMINI; CASAGLI, 2003)	24
Tabela 3 – Limiares propostos para formação de barragem do índice MOI (STEFANELLI <i>et al.</i> , 2016).....	25
Tabela 4 – Limiares propostos para estabilidade de barragem do índice HDSI (STEFANELLI <i>et al.</i> , 2016).....	25
Tabela 5 – Resumo de índices geomorfométricos de análise da estabilidade de barragens naturais.....	26
Tabela 6 – Equações empíricas para tempo de falha da brecha (t_f), em horas	32
Tabela 7 – Equações empíricas para vazão de pico (Q_p) gerada pelo rompimento de barragem natural, em m^3/s	33
Tabela 8 – Estações de monitoramento da bacia hidrográfica de Rolante com operação do GPDEN/UFRGS	52
Tabela 9 – Outras estações de monitoramento da bacia hidrográfica de Rolante.....	52
Tabela 10 – Valores utilizados do parâmetro CN na simulação hidrológica da bacia hidrográfica de Rolante (Adaptado de Tucci, 2004)	57
Tabela 11 – Áreas das principais sub-bacias da bacia hidrográfica de Rolante	62
Tabela 12 – Cenários básicos de precipitação a simulação hidrológica do evento de 2017 ..	66
Tabela 13 – Valores de parâmetros do material das barragens naturais.....	69
Tabela 14 – Dados de entrada utilizados no Nays2D Flood.....	73
Tabela 15 – Valores do coeficiente n de rugosidade de Manning	74
Tabela 16 – Cenários simulados na propagação do fluxo que causou a inundação	82
Tabela 17 – Parâmetros e índices MOI e HDSI das sete localidades com tendência de formação de barragem instável na bacia hidrográfica de Rolante	86
Tabela 18 – Eventos de precipitação calibrados para a simulação de chuva-vazão	89
Tabela 19 – Eventos de precipitação validados para a simulação de chuva-vazão	91
Tabela 20 – Metodologia de determinação de parâmetros das sub-bacias sem curva-chave disponível	93
Tabela 21 – Vazão máxima para dois cenários de distribuição de chuva do evento de 2017 para diferentes localidades	95
Tabela 22 – Características geométricas das barragens	98
Tabela 23 – Características do reservatório das barragens	99
Tabela 24 – Análise de sensibilidade a parâmetros utilizados no BRCH e verificação da influência na vazão máxima do hidrograma	102
Tabela 25 – Vazão máxima do hidrograma de rompimento para equações empíricas e pelo modelo BRCH.....	103
Tabela 26 – Tempo para vazão máxima de rompimento para equações empíricas e pelo modelo BRCH.....	103
Tabela 27 – Comparação entre volumes de hidrogramas da modelagem hidrológica do HEC-HMS e do rompimento de barragem do BRCH	104
Tabela 28 – Vazão máxima do hidrograma e ponto de partida de cada cenário simulado ..	107
Tabela 29 – Avaliação da profundidade da inundação encontrada nos cenários simulados	109
Tabela 30 – Análise ROC e índice Kappa para a área de inundação simulada em diferentes cenários comparando com a mancha de inundação observada a partir da interpolação dos dados medidos em campo.....	112

Tabela 31 – Análise ROC e índice Kappa para a área de inundação simulada em diferentes cenários comparando com a mancha de inundação observada gerada pelo modelo HAND	112
Tabela 32 – Coeficiente de correção R entre a precipitação antecedente (P_{ant}) e a absorção inicial (IA). Em vermelho, a melhor correlação encontrada	137
Tabela 33 – Índices geomorfométricos MOI, HDSI, BI e DBI aplicados para 20 pontos. Em vermelho, possibilidade de formação de barragem, embora seja incerto	139

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal do rio	m^2
A_b	Área da bacia hidrográfica	m^2
$A_{obs,inund}$	Área de inundação observada	m^2
$A_{obs,seca}$	Área seca observada	m^2
$A_{sim,dentro}$	Área de simulação dentro da área de inundação observada	m^2
$A_{sim,fora}$	Área de simulação fora da área de inundação observada	m^2
B	Largura do canal	m
C_f	Coefficiente de atrito do leito	-
CN	Parâmetro de <i>Curve Number</i>	-
D	Profundidade do fluxo	ft
D_{30}	Diâmetro de percentil 30	mm
D_{50}	Diâmetro mediano do grão	mm
D_{90}	Diâmetro de percentil 90	mm
D_{max}	Altura máxima da barragem	m
FN	Área de inundação observada fora da área simulada	m^2
FP	Área de inundação simulada fora da área observada	m^2
g	Aceleração da gravidade	m/s^2
h	Profundidade do fluxo	m
H	Altura	m
H_b	Altura da brecha de rompimento da barragem	m
H_d	Altura da barragem	m
$h_{i,obs}$	Profundidade observada no i-ésimo dia do evento	m
$h_{i,sim}$	Profundidade simulada no i-ésimo dia do evento	m
$h_{médio}$	Média dos valores de profundidade observados	m
H_w	Altura da água	m
I_a	Absorção inicial	mm
k	Índice Kappa de Cohen	-
L	Comprimento do rio principal	km
L_B	Comprimento da base da barragem	m
L_T	Comprimento da crista da barragem	m

n	Coeficiente de rugosidade de Manning	-
NSE	Coeficiente de Eficiência Nash-Sutcliffe	-
P	Perímetro molhado	m
$PBIAS$	Viés percentual	%
P_{exp}	Concordância entre mancha aleatória esperada	-
PI	Índice de plasticidade	-
P_{obs}	Concordância entre mancha observada	
POD	<i>Probability of Detection</i>	%
$POFD$	<i>Probability of False Detection</i>	%
q	Vazão por unidade de área	$m^3 \cdot s^{-1} / m^2$
Q_b	Vazão de saída da brecha	ft ³ /s
Q_i	Vazão de entrada no reservatório	ft ³ /s
$Q_{i,obs}$	Vazão observada ou medida no i-ésimo dia do evento	m ³ /dia
$Q_{i,sim}$	Vazão simulada pelo modelo no i-ésimo dia do evento	m ³ /dia
$Q_{médio}$	Média dos valores de vazão observados	m ³ /dia
Q_o	Vazão da crista do reservatório	ft ³ /s
Q_p	Vazão de pico do hidrograma	m ³ /s
Q_s	Vazão de sedimentos	cfs
r	Chuva	mm
R^2	Coeficiente de determinação	-
S	Declividade do leito do rio	m/m
S_a	Área da superfície de água do reservatório	acre
S_{jus}	Declividade da face a jusante da barragem	m/m
t	Tempo	s
t_c	Tempo de concentração	min
t_f	Tempo de falha (rompimento) da barragem	h
TN	Área de inundação não simulada e não observada	m ²
TP	Área de inundação simulada dentro da observada	m ²
u	Velocidade média do fluido na direção x	m/s
v	Velocidade média do fluido na direção y	m/s
ν_t	Coeficiente da viscosidade de turbulência (<i>eddy viscosity</i>)	m ² /s
V	Volume de solo	m ³

V_{er}	Volume de solo erodido	m^3
V_{sc}	Volume de solo crítico	m^3
V_w	Volume de água do reservatório	m^3
W	Largura da cicatriz	m
W_v	Largura do vale	m
y	Distância	m
β	Ângulo de declividade das paredes da brecha	$^\circ$
Δt	Intervalo de tempo	$s; h$
μ	Viscosidade dinâmica do fluido	$N.s/m^2$
μ_L	Viscosidade dinâmica laminar	$N.s/m^2$
μ_T	Viscosidade dinâmica turbulenta (<i>eddy viscosity</i>)	$N.s/m^2$
τ	Tensão de cisalhamento	N/m^2
τ'_c	Tensão de cisalhamento crítica de Shields	-
τ_x	Tensão de cisalhamento do leito do rio na direção x	N/m^2
τ_y	Tensão de cisalhamento do leito do rio na direção y	N/m^2
τ_{ys}	Tensão de cisalhamento crítica inicial (<i>yield stress</i>)	N/m^2
θ	Ângulo de inclinação leito do canal	$^\circ$
K	Constante de Von Kármán	-
φ	Ângulo de repouso do solo	$^\circ$
ρ	Massa específica da água	kg/m^3
ψ_{jus}	Ângulo a jusante da barragem	$^\circ$
ψ_{mon}	Ângulo a montante da barragem	$^\circ$

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
2. OBJETIVOS	12
2.1 GERAL	12
2.2 ESPECÍFICOS	12
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
3.1 RECONSTRUÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE EVENTOS DE INUNDAÇÕES PASSADAS	13
3.2 O QUE SÃO BARRAGENS NATURAIS	14
3.3 FORMAÇÃO DAS BARRAGENS NATURAIS	18
3.4 FORMATO DA BARRAGEM NATURAL	19
3.5 ÍNDICES GEOMORFOMÉTRICOS	22
3.6 ROMPIMENTO DE BARRAGENS NATURAIS	26
3.7 INUNDAÇÃO E REOLOGIA DO FLUIDO	28
3.8 MODELAGEM DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM NATURAL	30
3.8.1 Modelos de chuva-vazão	30
3.8.2 Modelos de rompimento de barragens	31
3.8.3 Modelos de propagação	35
3.8.4 Incertezas envolvidas	40
3.9 CONSIDERAÇÕES	42
4. METODOLOGIA	43
4.1 FLUXOGRAMA	43
4.2 ÁREA DE ESTUDO	44
4.2.1 Uso e cobertura do solo	45
4.2.2 Tipo de solo	46
4.2.3 Geologia e geomorfologia	47
4.2.4 Evento de precipitação de janeiro de 2017	49
4.3 LOCAIS DE FORMAÇÃO DE BARRAGEM	53
4.4 SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO	55
4.4.1 Calibração e validação do modelo HEC-HMS	56
4.4.2 Sub-bacias não-calibradas	61
4.4.3 Simulação do evento de janeiro de 2017	63
4.5 SIMULAÇÃO DO ROMPIMENTO DAS BARRAGENS	66
4.6 SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA	72
4.8 VERIFICAÇÃO DA INUNDAÇÃO SIMULADA	77
4.7 CENÁRIOS	81
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	84

5.1	LOCAIS DE FORMAÇÃO DE BARRAGEM.....	84
5.2	SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO.....	86
5.2.1	Calibração e validação do modelo HEC-HMS.....	86
5.2.2	Simulação do evento de estudo.....	91
5.3	CARACTERÍSTICAS DAS BARRAGENS	97
5.4	SIMULAÇÃO ROMPIMENTO DA BARRAGEM.....	99
5.4.1	Simulação do modelo BRCH	99
5.4.2	Análise do resultado do modelo BRCH.....	102
5.4.3	Cenário especial do rompimento da barragem 7 – Estação Mascarada (B7 – Est. Masc.).....	105
5.5	SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE ONDA DE CHEIA	106
5.5.1	Comparação dos hidrogramas de entrada de cada cenário	106
5.5.2	Análise da profundidade da inundação em cada cenário	108
5.5.3	Análise da área máxima inundada em cada cenário	110
5.5.4	Considerações sobre a reconstrução do evento e os diferentes cenários	117
5.6	INCERTEZAS ASSOCIADAS À RECONSTRUÇÃO DO EVENTO.....	117
6.	CONCLUSÕES	121
	REFERÊNCIAS	123
	APÊNDICE A – Análise da precipitação antecedente para determinação do parâmetro de absorção inicial (IA) no HEC-HMS.....	137
	APÊNDICE B – Índices geomorfométricos BI e DBI.....	138
	APÊNDICE C – Resultado da mancha de inundação para vários cenários	140

1. INTRODUÇÃO

Desastres naturais como escorregamentos e inundações envolvem a dinâmica da água e, portanto, são considerados como desastres hidrológicos. Além da água, esses fenômenos envolvem sedimentos e podem apresentar uma complexa classificação, pois há uma variação gradativa no seu teor de água e sedimentos. Kobiyama *et al.* (2010) classificaram os desastres hidrológicos de acordo com a concentração de sedimentos e a velocidade de transporte deles. O escorregamento e a inundação gradual apresentam velocidades menores quando comparados com o fluxo de detrito, o fluxo hiperconcentrado e a inundação brusca, que apresentam um movimento muito rápido e foram aqui citados em ordem de maior para menor concentração de sedimentos. Esses fenômenos rápidos apresentam maior poder destrutivo, são mais difíceis de serem previstos e ocorrem principalmente em bacias montanhosas e pequenas. Para uma boa prevenção desses desastres, é necessário ter uma gestão integrada de medidas estruturais, como construção de canais artificiais, barragens de concentração, e não-estruturais que envolvem a população local, como sistema de alerta, mapeamento de perigo e educação de moradores (KOBİYAMA *et al.*, 2018).

Outra interação entre desastres que envolvem água e sedimentos é o rompimento de barragens naturais. Eventos hidrometeorológicos extremos podem levar à ocorrência de movimentos de massa, que por sua vez podem bloquear vales, criando barragens naturais. Os movimentos de massa capazes disso são conhecidos na literatura por *valley block landslides* (escorregamentos que bloqueiam vales, em tradução livre) e a barragem formada é chamada de *landslide dam* (barragem de escorregamento, em tradução livre). Ainda não há consenso na literatura desses nomes em português, mas neste presente estudo essas barragens formadas por movimentos de massa são chamadas de barragens naturais. Grande parte das barragens naturais se rompe pouco depois de sua formação, causando inundações extremas a jusante (COSTA; SCHUSTER, 1987; CLAGUE; EVANS, 1994).

Os desastres hidrológicos são os que causam os maiores transtornos no mundo (KOBİYAMA *et al.*, 2010). O maior desastre devido ao rompimento de uma barragem natural ocorreu em 1786 na China, o qual causou mais de 100.000 mortes (DAI *et al.*, 2005). A maior barragem natural conhecida está localizada no Tajiquistão e tem 600 metros de altura, sendo a maior barragem, natural ou artificial, existente no planeta. O possível rompimento dessa barragem gera preocupação, pois sua onda de inundação pode alcançar até 2000 km de distância (SCHUSTER; ALFORD, 2004).

No Brasil, praticamente não há registros na literatura científica de formação e rompimento de barragens naturais, sendo encontrado somente o estudo de Neves (2019), em que moradores relataram que se formaram barragens temporárias no desastre de 2011 na região serrana do Rio de Janeiro, que resultou na morte de 984 pessoas devido a uma chuva extrema que desencadeou escorregamentos, sendo conhecido como o pior desastre natural brasileiro. Além disso, apesar de serem considerados desastres tecnológicos e não naturais, também ocorreram os rompimentos das barragens de rejeito de mineração em Mariana e Brumadinho (MG) em 2015 e 2019, respectivamente. O desastre em Mariana causou 19 mortes e o em Brumadinho causou 110 mortes e 238 pessoas desaparecidas, até oito dias após o evento (PEREIRA; CRUZ; GUIMARÃES, 2019). Esses desastres geraram enormes prejuízos sociais, ambientais e econômicos.

Existem muitas dificuldades para prever a ocorrência de formação e de rompimento de barragens naturais (STEFANELLI; CATANI; CASAGLI, 2015). Além de serem efêmeras e geralmente não serem conhecidas as características físicas da barragem, as barragens naturais ocorrem em bacias hidrográficas de pequeno porte e montanhosas, que em geral não há monitoramento de chuva e vazão adequado.

Para contornar essas dificuldades devido à escassez de dados de monitoramento em bacias, as pesquisas em bacias sem monitoramento receberam uma iniciativa da Associação Internacional de Ciências Hidrológicas (IAHS), chamada de PUB (*Predictions in Ungauged Basins*), que iniciou em 2003 (SIVAPALAN *et al.*, 2003). As recomendações dos estudos foram conhecer a paisagem da bacia, analisar bacias próximas com similaridades, usar modelos para descrever os processos hidrológicos e hidráulicos e, posteriormente, analisar as incertezas envolvidas na simulação (BLÖSCHL, 2016).

Outra forma de melhorar o conhecimento sobre formação e rompimento de barragens naturais é estudar episódios desses fenômenos que já ocorreram. A reconstrução de eventos hidrometeorológicos extremos passados pode ser utilizada para melhorar o entendimento dos processos deflagradores de desastres e costuma ter como limitação a indisponibilidade de dados. Para reconstruir eventos passados, modelos hidrológicos e hidrodinâmicos são usados em sequência, não necessariamente nessa ordem, para determinar a vazão ou até mesmo a precipitação durante o evento, dependendo de qual dado não é conhecido. Exemplos de estudos de reconstrução de eventos extremos são os trabalhos de Balasch *et al.* (2010), Remo e Pinter (2007) e Velásquez *et al.* (2018) no exterior e Ribeiro Neto *et al.* (2016) e Vanelli (2019) no Brasil.

Em 5 de janeiro de 2017, houve um evento hidrometeorológico extremo na região do município de Rolante (RS) que desencadeou movimentos de massa e uma inundação (SEMA/RS, 2017; PAIXÃO *et al.*, 2018; ZANANDREA *et al.*, 2019). Os movimentos de massa ocorreram na parte alta da bacia hidrográfica, caracterizada por alta declividade, enquanto a inundação ocorreu na planície a jusante, onde se localiza a área urbana de Rolante.

Devido à magnitude incomum do evento de inundação no local, foi levantada a hipótese de que os escorregamentos a montante da cidade criaram uma ou mais barragens naturais no rio, que perduraram por curto período, e, logo depois, romperam-se, gerando a inundação na cidade (PAIXÃO *et al.*, 2018). Essa hipótese até foi noticiada na mídia (FAVERO, 2017). Confirmar ou refutar essa hipótese é um desafio, principalmente por se tratar de uma bacia pouco monitorada e a precipitação do evento ter se concentrado nas partes altas, não havendo dados confiáveis quantitativos da precipitação local (CENSI; MICHEL, 2018; PAIXÃO *et al.*, 2018)

A região próxima à costa brasileira nas regiões sudeste e sul apresenta uma das maiores declividades do país e alta densidade populacional, além de existir uma tendência de aumento do uso e ocupação desses ambientes montanhosos, inclusive para a construção de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs) (KOBAYAMA *et al.*, 2018). Além disso, existe um aumento da atração ao ecoturismo nessa região, especialmente por causa de suas cachoeiras. Devido à grande diferença de altitude, nesses ambientes geralmente ocorrem chuvas orográficas, aumentando o perigo de um desastre natural acontecer.

O município de Rolante sofreu prejuízos econômicos de 70 milhões de reais com a inundação brusca de janeiro de 2017, que foi um fenômeno de magnitude atípica para a região, levantando a hipótese de que teria ocorrido um rompimento de barragem natural (PAIXÃO *et al.*, 2018). Rolante e diversos outros locais no Brasil apresentam condições climáticas e geomorfológicas favoráveis para a formação e rompimento de barragens naturais, um fenômeno que ainda é pouco estudado e notificado no Brasil. Portanto, considerando o que foi apresentado, esse trabalho tem o objetivo de reconstruir o evento de inundação na região do município de Rolante, testando a hipótese de rompimento de barragens naturais. Além disso, espera-se promover o conhecimento desse tipo de desastre, a fim de aumentar a prevenção e diminuir os danos sociais, ambientais e econômicos.

2. OBJETIVOS

2.1 GERAL

O presente trabalho teve como objetivo reconstruir a inundação ocorrida no dia 5 de janeiro de 2017 na região do município de Rolante (RS), testando a hipótese de rompimento de barragem natural formada por movimentos de massa.

2.2 ESPECÍFICOS

- Avaliar a formação de barragens naturais relacionadas aos movimentos de massa de 2017 na área de estudo;
- Calibrar e validar um modelo hidrológico para a área de estudo, a fim de verificar como a resposta hidrológica natural da bacia responde ao evento de chuva;
- Verificar a influência do rompimento de barragens naturais na onda de inundação gerada a jusante.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este item do trabalho está dividido em apresentar o que é uma barragem natural, como elas são formadas e rompidas e, por fim, descrever trabalhos que simularam esses processos, a fim de criar uma base de informação a ser usada para reconstruir um evento de inundação testando a hipótese de rompimento de barragem natural.

3.1 RECONSTRUÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA DE EVENTOS DE INUNDAÇÕES PASSADAS

Inundações são um dos fenômenos naturais que mais afetam pessoas no mundo, trazendo grandes perdas econômicas. Há indícios de que as mudanças climáticas e nossa expansão do uso do solo para atividades humanas possam estar modificando o padrão de chuvas intensas e consequentes inundações, criando mais variabilidade nesses fenômenos (BLÖSCHL *et al.*, 2017). Eventos hidrológicos extremos podem ocorrer em locais onde há um baixo monitoramento dos parâmetros hidrológicos, como precipitação e nível dos rios, o que muitas vezes ocorre em bacias hidrográficas pequenas e montanhosas, dificultando a gestão de risco a esses desastres. Ainda, mesmo quando a bacia hidrográfica é bem monitorada, o monitoramento desses eventos de chuva extraordinária que geram grandes inundações podem conter muitas incertezas na medição de dados devido à incapacidade do instrumento medir dados tão extremos, do próprio evento destruir o instrumento de medição e por não haver uma curva-chave hidrológica calibrada para valores de vazão tão altos (BRÁZDIL; KUNDZEWICZ; BENITO, 2006; CORATO; AMMARI; MORAMARCO, 2014; OLIVEIRA *et al.*, 2016; MCMILLAN; WESTERBERG; KRUEGER, 2018).

Estudos que realizam uma reconstrução hidrológica e hidrodinâmica de eventos hidrológicos extremos passados, como de inundações históricas, são úteis para analisar e compreender como ocorre a dinâmica hidrológica e hidrodinâmica nessas condições extremas. Geralmente, a reconstrução de inundações históricas sofre com uma escassez de dados e, portanto, utiliza vários tipos de dados e evidências registrados, como marcas da inundação, deposição de sedimentos, registros escritos, notícias de jornais e dados de estações de medição de nível do rio e chuva (BOMERS *et al.*, 2019; HIMMELSBACH *et al.*, 2015; ZHANG *et al.*, 2018). Por essas reconstruções de eventos passados conter grandes incertezas, muitos estudos costumam trabalhar com possíveis cenários e hipóteses (BALASCH; RUIZ-BELLET; TUSET, 2011; BOMERS *et al.*, 2019).

Uma forma de diminuir essas incertezas é utilizar modelos hidrológicos e hidrodinâmicos que simulam a chuva e a inundação para diferentes cenários.

Há estudos de reconstrução de inundação passadas que utilizaram somente modelos hidrológicos (BÜRGER *et al.*, 2006), outros utilizaram somente modelagem hidrodinâmica (BOMERS *et al.*, 2019; REMO; PINTER, 2007), enquanto outros utilizaram os dois tipos de modelagem em diferentes sequências (BALASCH *et al.*, 2010; BALASCH; RUIZ-BELLET; TUSET, 2011; RIBEIRO NETO *et al.*, 2016; VANELLI, 2019; VELÁSQUEZ *et al.*, 2018). É comum que o principal dado medido disponível seja o nível máximo que o rio alcançou e geralmente não há informação da vazão do rio, sendo geralmente esta uma das informações que se quer descobrir, além da precipitação do evento (BOMERS *et al.*, 2019).

Estudos de reconstrução de eventos de inundação históricos são importantes para melhorar a gestão de desastres nas bacias hidrológicas, compreendendo as condições hidrometeorológicas necessárias para causar uma inundação extrema. Os estudos encontrados na literatura reconstruíram inundações testando várias hipóteses e cenários. Entretanto, não foram encontrados estudos de reconstrução de inundação que testa a hipótese de rompimento de barragem natural. Portanto, essa revisão bibliográfica tem o objetivo de fornecer o conhecimento básico dos processos envolvidos em um rompimento de barragem natural, para futuramente ser possível testar essa hipótese para a reconstrução de um evento de inundação extremo.

3.2 O QUE SÃO BARRAGENS NATURAIS

Movimentos de massa são fenômenos naturais que podem causar barramento de rios. Varnes (1978) classificou os movimentos de massa em sete categorias, de acordo com o tipo de movimento: queda, tombamento, escorregamento rotacional, escorregamento translacional, espalhamentos laterais, fluxos e complexos. O material transportado pelo movimento de massa pode se depositar em um curso da água, barrando o fluxo e gerando uma represa natural. Existem diversos riscos associados a essa represa natural, como uma inundação a montante, onde o reservatório se forma. Caso a barragem natural se rompa, ocorre uma inundação com poder de destruição ainda maior a jusante (COSTA; SCHUSTER, 1987).

A formação e a evolução de barragens naturais são complexas, sendo resultado da interação entre a dinâmica do rio e da vertente. Essa dinâmica ainda não está bem compreendida, gerando uma imprevisibilidade na formação e na evolução de uma

barragem natural, trazendo riscos à sociedade (STEFANELLI; CATANI; CASAGLI, 2015).

Costa e Schuster (1991) catalogaram 463 barragens naturais ao redor do mundo, registrando informações como tipo de movimento de massa, gatilho do movimento, volume do material transportado, tipo de barragem, características da barragem, tempo para o rompimento da barragem e tipo de rompimento, entre outros.

Entre os países nos quais já foi feito um inventário de formação de barragens naturais, destacam-se os feitos por Costa e Schuster (1987) nos Estados Unidos, com 73 rompimentos de barragens naturais, por Adams (1981) e Korup (2004) na Nova Zelândia, com mais de 232 casos, e por Clague e Evans (1994) no Canadá, com pelo menos 22 casos. Além disso, Ermini e Casagli (2003) fizeram um inventário de 350 barragens naturais para diversos países, como Itália, Japão, Canadá, Estados Unidos, entre outros. Fan *et al* (2012a) catalogaram 828 barragens naturais que se formaram após um terremoto na China em 2008. Na América Latina, Stefanelli *et al.* (2018) inventariaram 28 barragens naturais no Peru. No Brasil, não há inventários de barragens naturais.

Reunindo informações de vários estudos, Zhang *et al* (2016) criaram uma base de dados com 1044 casos de rompimentos de barragens naturais ao redor do mundo (Figura 1). A formação de barragens naturais se concentra nas regiões montanhosas do mundo e os casos na base de dados são principalmente de países onde há estudos científicos sobre barragens naturais.



Figura 2 – Exemplo de barragem natural que se formou em 2016 na Nova Zelândia (GEONET, 2016)

Na Indonésia, em 2012, foi formada uma barragem natural com 140 metros de altura (ISHIZUKA *et al.*, 2017). Após um ano, essa barragem rompeu. Mais da metade da cidade próxima da barragem foi evacuada e, devido a isso, somente três pessoas perderam suas vidas.

Eventos de chuvas ou terremotos podem gerar diversas barragens naturais em uma mesma bacia hidrográfica. Quando uma barragem a montante rompe, pode ocorrer o rompimento de outras barragens a jusante em efeito cascata, como ocorreu no Tajiquistão em 2008 (SHI *et al.*, 2015). Após um terremoto, foram geradas pelo menos 257 barragens naturais, a maioria em série nos rios.

Exemplos de formação e rompimento de barragens naturais ocorreram na América do Sul (BONNARD, 2011; STEFANELLI *et al.*, 2018). No Peru, em 1974, um escorregamento causou 450 mortes e formou uma barragem de 150 metros. Após 44 dias, essa barragem rompeu. No Equador, em 1993, uma barragem foi formada por um escorregamento gerado por um longo período de chuva, causando 80 mortes. Após 33 dias a barragem rompeu por erosão interna. Em ambos os casos não houve mortes devido ao rompimento, pois o governo se precaveu para esses desastres.

3.3 FORMAÇÃO DAS BARRAGENS NATURAIS

Existem dois tipos de fenômenos principais que deflagram movimentos de massa capazes de formar barragens naturais: terremotos e chuvas intensas. Ermini e Casagli (2003) expuseram que a maioria das barragens de 207 casos analisados se formou como consequência de precipitação intensa, e que 80% destas eram barragens instáveis e tendiam ao rompimento. O inventário de Costa e Schuster (1987) indica que 40% das barragens se rompem no primeiro dia em que elas se formam.

Barragens formadas por movimento de massa sob chuvas intensas tendem a ser mais instáveis que as formadas por terremoto, pois, além de gerarem menor volume de material, e conseqüentemente partículas mais finas, a alta umidade do solo facilita o rompimento da barragem (ERMINI; CASAGLI, 2003). Além disso, barragens formadas durante eventos de chuvas intensas estão sujeitas a um maior fluxo de água no canal que drena o vale barrado, portanto exibem maior tendência ao rompimento. Na Figura 3 estão ilustradas as diferenças entre os dois tipos de barragem formadas.

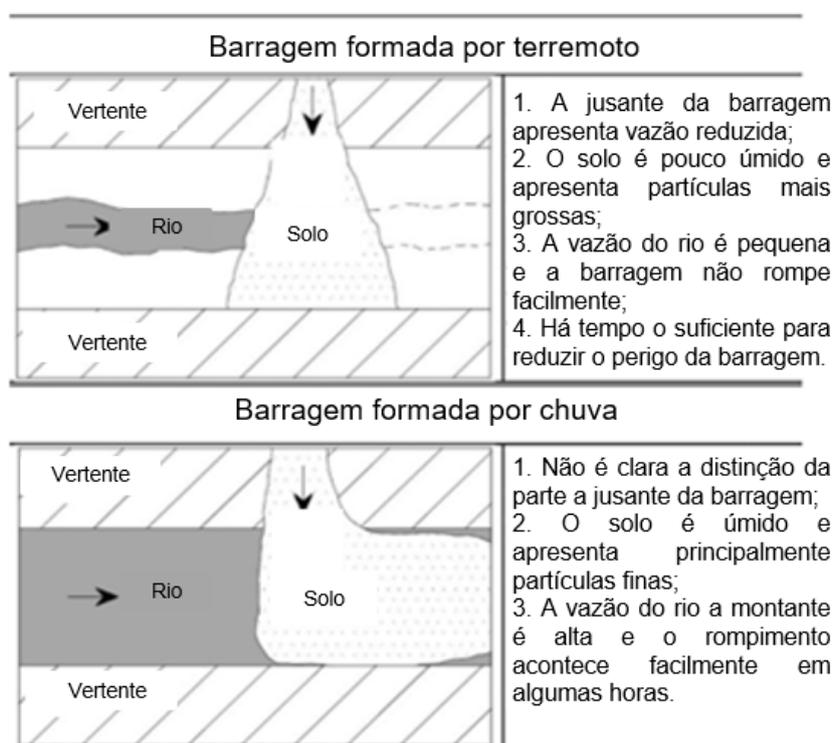


Figura 3 – Diferenças entre barragens formadas por terremotos e chuvas intensas (Adaptado de CHEN *et al.*, 2011)

A ocorrência de barragens naturais é mais comum em vales estreitos e íngremes (CLAGUE; EVANS, 1994; COSTA; SCHUSTER, 1987), pois em planícies aluviais o material gerado por movimentos de massa se espalha mais facilmente. Sendo assim, em vales estreitos, a barragem pode ser formada com um volume menor de material. Prever se um movimento de massa pode bloquear a passagem de um rio em um vale é bastante complexo por depender de diversos parâmetros, como a largura do vale, o tamanho do grão do material que compõe a barragem, a velocidade do escorregamento, o volume do material da barragem, a tensão de cisalhamento deste material e a capacidade de transporte de sedimentos do rio (ERMINI; CASAGLI; FARINA, 2006).

3.4 FORMATO DA BARRAGEM NATURAL

Existem diversos tipos de barragens naturais que foram classificadas conforme sua morfologia. Costa e Schuster (1987) determinaram seis tipos de barragens naturais, sendo que na Figura 4 estão expostos os três tipos de barragens naturais mais comuns. As barragens mais comuns do inventário de Costa e Schuster (1987) foram do Tipo 2, correspondendo a 44%, e do Tipo 3, 41%.

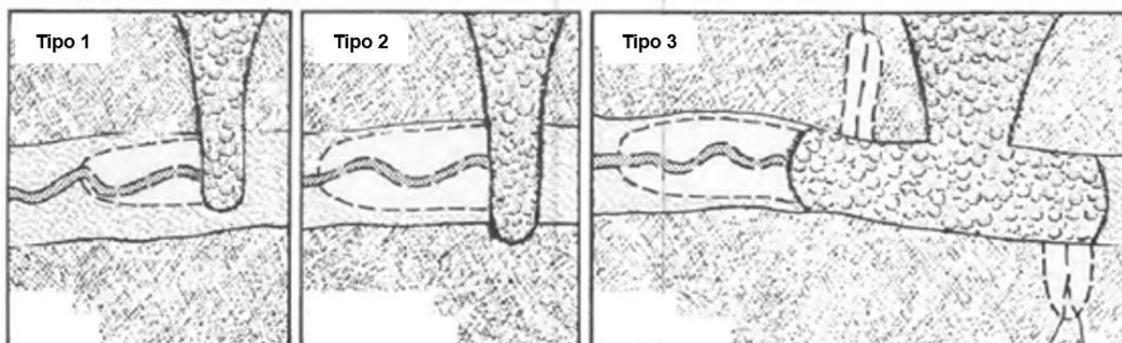


Figura 4 – Tipos de barragens naturais com base na morfologia: tipo 1 não bloqueiam todo o rio; tipo 2 se estendem por todo o vale, bloqueando o leito do rio; tipo 3 bloqueiam o leito e conseguem preencher o vale a montante e a jusante no rio (COSTA; SCHUSTER, 1987)

Os outros tipos de barragens naturais mencionados por Costa e Schuster (1987) envolvem mais de um movimento de massa que se juntam no fundo do vale para barrar o fluxo do rio, sendo essas situações mais raras de acordo com o inventário analisado. Hermanns (2013) considerou a classificação de Costa e Schuster (1987) simplificada por não avaliar a morfologia do vale e, assim, propôs uma nova classificação mais

complexa com 23 tipos, considerando a formação de múltiplas barragens no vale e confluências dos rios, devido ao perfil longitudinal e transversal do vale.

Takahashi (2014) determinou fórmulas geométricas de formatos prováveis de barragens naturais, nas condições em que o solo transportado pelo movimento de massa contém pouca água, o ângulo do movimento é quase perpendicular ao canal e o ângulo de abertura da seção transversal do rio é pequeno. Essas equações foram presunções geométricas que foram confirmadas após experimentos (TAKAHASHI, 2014).

Se o movimento de massa transporta um elevado volume de solo, a barragem se torna triangular em sua seção transversal (perfil longitudinal do rio), e se o volume é pequeno, a forma da barragem é trapezoidal. Para determinar se a barragem tem geometria triangular ou trapezoidal, calcula-se o volume de solo crítico V_{sc} pelas Equações (1) e (2).

$$V_{sc} = 2 \left(\frac{W}{\cos \theta} \right)^2 \left(\frac{B}{K} \right) \quad (1)$$

sendo:

$$K = \frac{\cos \theta}{\tan(\varphi + \theta)} + \sin \theta + \frac{\sin(90^\circ + \varphi)}{\sin(\varphi - \theta)} \quad (2)$$

onde W é a largura do bloco de solo (da cicatriz do movimento de massa ao chegar no rio) (m); B é a largura do canal (m); θ é o ângulo do leito do canal ($^\circ$); e φ é o ângulo de repouso do solo transportado ($^\circ$). Esses parâmetros estão expostos na Figura 5.

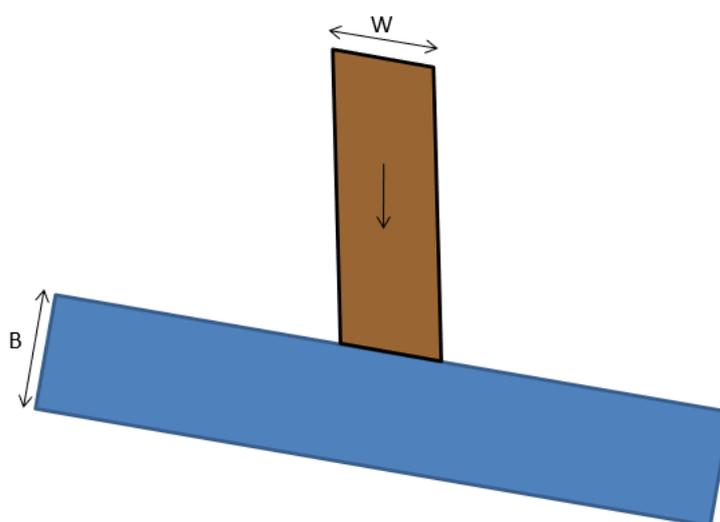


Figura 5 – Visão em planta dos parâmetros de largura do movimento de massa (W) e largura do canal (B)

Se o volume de solo transportado pelo movimento de massa for maior que o volume de solo crítico ($V \geq V_{sc}$), uma barragem triangular é formada com ângulo próximo ao ângulo de repouso. O comprimento da base (L_B) é dado pelas Equações (3) e (4).

$$L_B = \left(\frac{V}{V_{sc}} \right)^{1/2} L_{Bsc} \quad (3)$$

$$L_{Bsc} = \frac{W}{\cos \theta} + \frac{V_{sc} \operatorname{sen} \theta}{2BW} K \quad (4)$$

onde L_B é o comprimento da base da barragem (m); e L_{Bsc} é o comprimento da base de solo crítico (m), conforme exposto na Figura 6.

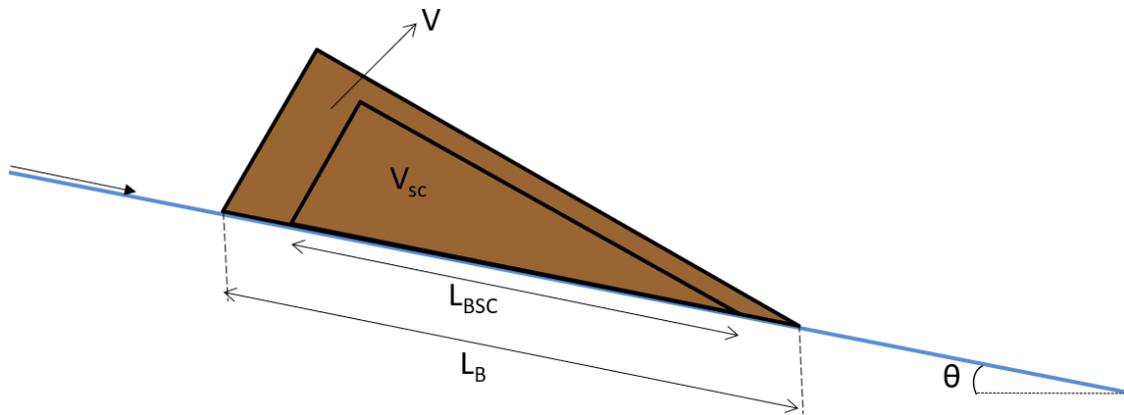


Figura 6 – Visão transversal da barragem de formato triangular com os parâmetros de volume (V), volume crítico (V_{sc}), largura da base (L_B), largura da base crítica (L_{Bsc}) e ângulo do leito do canal (θ)

Se o volume de solo transportado for menor que o volume de solo crítico ($V < V_{sc}$), uma barragem em formato trapezoidal é formada e o comprimento da base (L_B), o comprimento da crista (L_T) e a altura máxima (D_{max}) seguem as equações (5), (6) e (7). O esboço dessa barragem está exposto na Figura 7.

$$L_B = \frac{W}{\cos \theta} + \frac{V \cos \theta}{2BW} K \quad (5)$$

$$L_T = \frac{W}{\cos \theta} - \frac{V \cos \theta}{2BW} K \quad (6)$$

$$D_{max} = \frac{2V}{B(L_B + L_T)} \quad (7)$$

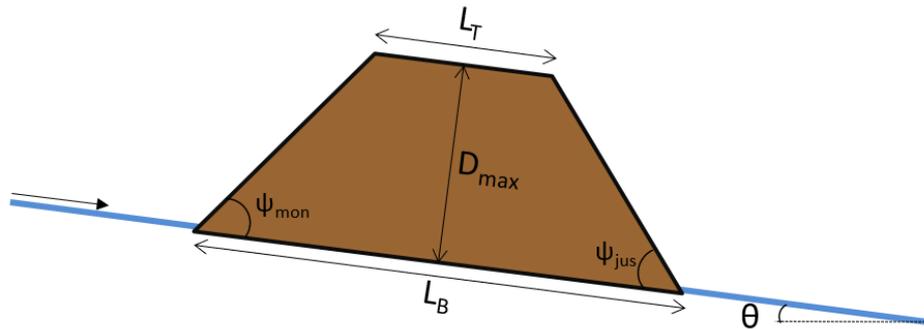


Figura 7 – Visão transversal da barragem de formato trapezoidal com os parâmetros de altura máxima da barragem (D_{max}), largura da crista (L_T), largura da base (L_B), ângulo a montante (ψ_{mon}) e ângulo a jusante (ψ_{jus}) e ângulo do leito do canal (θ)

Para determinar os ângulos de montante (ψ_{mon}) e jusante (ψ_{jus}) da barragem trapezoidal, as Equações (8), (9), (10), (11) e (12) são usadas.

$$\psi_{mon} = \arctan\left(\frac{4\alpha \cos^2 \theta}{K + 2\alpha M}\right) - \theta \quad (8)$$

$$\psi_{mon} = \arctan\left(\frac{4\alpha \cos^2 \theta}{K + 2\alpha N}\right) + \theta \quad (9)$$

sendo:

$$M = \frac{\cos \theta}{\tan(\varphi + \theta)} - \text{sen} \theta \quad (10)$$

$$N = \frac{\text{sen}(90^\circ + \varphi)}{\text{sen}(\varphi - \theta)} + 2\text{sen} \theta \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{V}{V_{sc}} \quad (12)$$

onde ψ_{mon} é o ângulo da parede de montante da barragem ($^\circ$); ψ_{jus} é o ângulo da parede de jusante ($^\circ$).

3.5 ÍNDICES GEOMORFOMÉTRICOS

A formação e a estabilidade de uma barragem natural depende de propriedades hidrológicas e geotécnicas do material do movimento de massa, como o tamanho do grão, permeabilidade e fluxo subterrâneo, que são parâmetros difíceis de serem obtidos (HERMANNNS, 2013). Por causa dessa complexidade da previsão de formação e de rompimento de barragens naturais, diversos autores sugeriram índices geomorfométricos para prever o comportamento delas (CANUTI *et al.*, 1998; CASAGLI

e ERMINI, 1999; ERMINI e CASAGLI, 2003; KORUP, 2004; DAL SASSO *et al.*, 2014; CHEN e CHANG, 2016; STEFANELLI *et al.*, 2016). Características como altura e volume da barragem, volume do reservatório, área da bacia a montante e topografia são os principais fatores na formação e estabilidade das barragens (CHEN; CHANG, 2016).

Canuti *et al.* (1998) e Casagli e Ermini (1999) sugeriram o *Blockage Index* (BI), que é uma relação entre o volume da barragem (V) e a área da bacia hidrográfica (A_b), conforme a Equação (13).

$$BI = \log\left(\frac{V}{A_b}\right) \quad (13)$$

onde V é o volume da barragem (m^3); e A_b é a área da bacia hidrográfica (m^2).

A partir da aplicação do índice BI em um inventário de barragens naturais, Ermini e Casagli (2003) determinaram valores limiares para formação da barragem, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Limiares propostos para formação de barragem pelo índice BI (ERMINI; CASAGLI, 2003)

BI < 3	Não há formação de barragem
3 < BI < 5	Formação da barragem é incerta
BI > 5	Formação de barragem

A fim de criar um índice adimensional, Ermini e Casagli (2003) sugeriram o *Dimensionless Blockage Index* (DBI), que é uma relação da altura (H_d) e volume da barragem (V) com a área da bacia hidrográfica (A_b), conforme a Equação (14).

$$DBI = \log\left(\frac{A_b \cdot H_d}{V}\right) \quad (14)$$

onde H_d é a altura da barragem. Na Tabela 2 estão definidos os valores limiares que indicam a estabilidade da barragem.

Tabela 2 – Limiares propostos para estabilidade de barragem pelo índice DBI
(ERMINI; CASAGLI, 2003)

DBI < 2,75	Barragem é estável
2,75 < DBI < 3,08	Comportamento da barragem é incerto
DBI > 3,08	Barragem é instável

Stefanelli *et al.* (2016) criticaram os índices anteriores, porque eles classificaram a estabilidade da barragem natural interpretando-a como uma barragem artificial, sem considerar o ambiente em torno da barragem. Assim, foram sugeridos dois novos índices, que incluem o formato do vale em que a barragem se encontra. Os índices sugeridos foram o *Morphological Obstruction Index* (MOI) e o *Hydromorphological Dam Stability Index* (HDSI), conforme as Equações (15) e (16).

$$MOI = \log\left(\frac{V}{W_v}\right) \quad (15)$$

$$HDSI = \log\left(\frac{V}{A_b \cdot S}\right) \quad (16)$$

onde V é o volume de solo transportado no movimento de massa (m^3); W_v é a largura do vale (m); A_b é a área da sub-bacia a montante (m^2); e S é a declividade do leito do rio (m/m).

O MOI é utilizado para verificar se a barragem é formada ou não, relacionando o volume do material proveniente da vertente e a largura do vale. Se a barragem é formada, pode-se utilizar o HDSI para definir sua estabilidade, relacionando o volume do material, a área da bacia hidrográfica e a declividade do leito do rio. Stefanelli *et al.* (2016) também sugeriram uma equação para determinar o volume mínimo mobilizado capaz de formar uma barragem. Os limiares propostos para os índices MOI e HDSI estão expostos na Tabela 3 e na Tabela 4.

Tabela 3 – Limiares propostos para formação de barragem do índice MOI
(STEFANELLI *et al.*, 2016)

MOI < 3	Não há formação de barragem
3 < MOI < 3,83	Formação de barragem instável
MOI > 3,83	Formação de barragem estável

Tabela 4 – Limiares propostos para estabilidade de barragem do índice HDSI
(STEFANELLI *et al.*, 2016)

HDSI < 5,74	Barragem é instável
5,74 < HDSI < 7,44	Comportamento da barragem é incerto
HDSI > 7,44	Barragem é estável

Conforme visto, diferentes autores sugeriram valores limites de índices que indicam a formação ou a estabilidade da barragem natural (CHEN; CHANG, 2016; DAL SASSO *et al.*, 2014; ERMINI; CASAGLI, 2003; STEFANELLI *et al.*, 2016; STANCANELLI; MUSUMECI, 2018). Entretanto, esses valores limites são empíricos, baseados em diferentes inventários de barragens. Sendo assim, esses valores podem não ser adequados quando aplicados a diferentes ambientes (BRAUN *et al.*, 2018; STEFANELLI *et al.*, 2016). Outra questão relacionada aos índices é que a escolha dos parâmetros para analisar a estabilidade da barragem é bastante subjetiva (STEFANELLI *et al.*, 2016). Como exemplo, nenhum desses índices considera a distribuição granulométrica do material da barragem como um fator importante para a estabilidade, gerando incertezas sobre a aplicabilidade dos índices, já que o tamanho do grão do material da barragem influencia bastante a sua estabilidade (CASAGLI; ERMINI; ROSATI, 2003).

Na Tabela 5 estão listados os índices geomorfométricos citados que analisam a estabilidade de barragens naturais, assim como seus limiares.

Tabela 5 – Resumo de índices geomorfométricos de análise da estabilidade de barragens naturais

Autores	Índice	Equação	Condição de barragem instável
Casagli e Ermini (1999)	<i>Blockage Index</i>	$BI = \log\left(\frac{V}{A_b}\right)$	BI < 5
Ermini e Casagli (2003)	<i>Dimesionless Blockage Index</i>	$DBI = \log\left(\frac{A_b \cdot H_d}{V}\right)$	DBI > 3,08
Stefanelli <i>et al.</i> (2016)	<i>Morphological Obstruction Index</i>	$MOI = \log\left(\frac{V}{W_v}\right)$	MOI > 3
Stefanelli <i>et al.</i> (2016)	<i>Hydromorphological Dam Stability Index</i>	$HDSI = \log\left(\frac{V}{A_b \cdot S}\right)$	HDSI > 5,74

3.6 ROMPIMENTO DE BARRAGENS NATURAIS

Como as barragens naturais não são planejadas, não há um vertedouro como aqueles construídos em barragens artificiais. Consequentemente, uma quantidade significativa de barragens naturais se rompe rapidamente após a sua formação. Galgamento (*overtopping*) é o tipo de rompimento mais comum, sendo o motivo de aproximadamente 51% dos rompimentos de barragens naturais conforme consta exposto no inventário de Costa e Schuster (1987). A segunda causa mais com comum que leva ao rompimento de barragens naturais é a erosão interna (*piping*).

A longevidade de uma barragem natural costuma estar associada ao fluxo de entrada de água no reservatório. Quando o nível do reservatório alcança a crista da barragem, há um grande risco de rompimento por galgamento. Barragens com baixa permeabilidade tendem a romper por galgamento (CHEN *et al.*, 2011) e barragens formadas por partículas grandes e coesas resistem melhor à erosão interna (COSTA; SCHUSTER, 1987).

Embora semelhante a um rompimento de barragem de terra construída artificialmente, o processo de rompimento de barragens naturais por galgamento não tem simetria perfeita como muitos modelos determinam. O experimento em laboratório de rompimento de barragens artificiais de terra que foi exposto por Hahn, Hanson e Cook (2000) exemplifica um rompimento por galgamento. Na Figura 8 encontra-se ilustrado esse processo, iniciando com a) a barragem intacta; b) escavação de

pequenos sulcos de erosão; c) um sulco erosivo se torna o principal e se transforma em uma cascata em degraus; d) a abertura se torna uma queda só; e) a abertura se alarga pela crista; f) o rompimento está completo. Esse processo depende das propriedades do material da barragem.

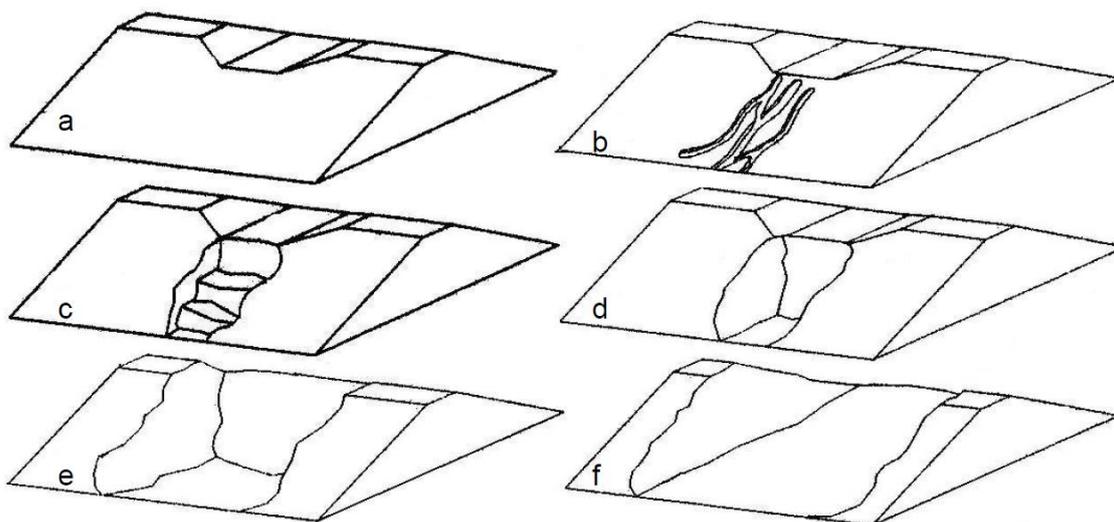


Figura 8 – Processo de rompimento por galgamento (HAHN; HANSON; COOK, 2000)

Outra diferença entre barragens naturais e artificiais é o fato da altura não ser constante (FREAD, 1988). A altura da barragem natural tende a diminuir conforme a seção transversal do rio, ou seja, tende a diminuir a partir do ponto de aporte do fluxo de massa (DO *et al.*, 2016). Quando a água alcança a parte mais baixa da crista da barragem natural, a tendência é ocorrer rompimento por galgamento. No caso especial de bacias hidrográficas de áreas montanhosas sob tempestade intensa, as barragens naturais tendem a romper rapidamente, como em minutos ou horas após sua formação (CLAGUE; EVANS, 1994).

A resistência da barragem ao rompimento depende de diversos fatores como o volume, a textura e o tipo de material da barragem, a taxa de infiltração da barragem, características geotécnicas da barragem e vazão do rio a montante (COSTA; SCHUSTER, 1987). Quanto maior a coesão do material da barragem, maior é sua resistência. De forma semelhante, quanto maior a resistência ao cisalhamento do material, a barragem é mais duradoura. Barragens com blocos de rocha tendem a ser mais estáveis devido a maior resistência à erosão deste tipo de sedimento (CLAGUE; EVANS, 1994). Sendo assim, barragens formadas por escorregamento ou fluxos de detrito tendem a ser mais instáveis que as formadas por outros movimentos de massa, como quedas de blocos, como demonstrado pelo inventário de Ermini e Casagli (2003).

3.7 INUNDAÇÃO E REOLOGIA DO FLUIDO

A inundação que ocorre a jusante do ponto de rompimento de uma barragem depende do volume de água do reservatório, características da barragem (altura, largura, estrutura interna e textura do material), mecanismo de rompimento e topografia a jusante (CLAGUE; EVANS, 1994). A vazão máxima do rompimento de barragem   influenciada principalmente pelo volume de água do reservatório e pela altura da barragem (TAKAHASHI; NAKAGAWA, 1994). A estimativa dessa vazão de pico pode ser feita por rela es empíricas, como uma curva envelope (CLAGUE; EVANS, 1994; COSTA; SCHUSTER, 1987).

Geralmente, barragens naturais são mais largas e têm maiores volume de material do que barragens construídas artificialmente (FREAD, 1988). Esse material   levado pela água durante o rompimento. Assim, o fluxo tende a ter grande concentra o de sólidos, modificando as características reológicas do fluido, podendo ser considerado um fluxo de detritos (*debris flow*) (CLAGUE; EVANS, 1994). Takahashi (2014) definiu fluxo de detritos como um fluxo de uma mistura de água e sedimentos, conduzido pela gravidade como um fl ido contínuo, que tem grande mobilidade. Em bacias hidrográficas montanhosas e preservadas, a presença de troncos e vegeta o no fluxo   comum. Clague e Evans (1994) relataram que esses fluxos de detrito lenhosos (*woody debris flow*) envolvem maior perigo em rela o aos demais.

Assim, o estudo da reologia do fluido propagado após o rompimento da barragem natural   relevante para reconstruir uma inunda o. A reologia determina o comportamento de deforma o do fluido quando submetido a uma tensão, sendo a viscosidade uma medida de resistência interna a essa deforma o. Para fluidos newtonianos, como a água com baixa concentra o de sedimentos, há uma rela o linear entre a tensão de cisalhamento aplicada e a deforma o gerada, apresentando uma viscosidade dinâmica (μ) constante. Na Equa o (17)   exposta a rela o de tensão e deforma o em um fluido newtoniano.

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (17)$$

onde τ   a tensão de cisalhamento (N/m^2), μ   a viscosidade dinâmica do fluido ($N.s/m^2$); e du/dy   a taxa de deforma o (gradiente de velocidade).

Entretanto, fluidos com grande concentra o de sedimentos, como aqueles formados após o rompimento de uma barragem de terra, podem não apresentar uma

relação linear entre tensão e deformação. Esses fluidos são chamados de fluidos não-newtonianos. Na Figura 9 encontra-se exposta a diferença na relação constitutiva entre fluidos newtonianos e diversos fluidos não-newtonianos como os dilatantes, pseudoplásticos e o plástico de Bingham.

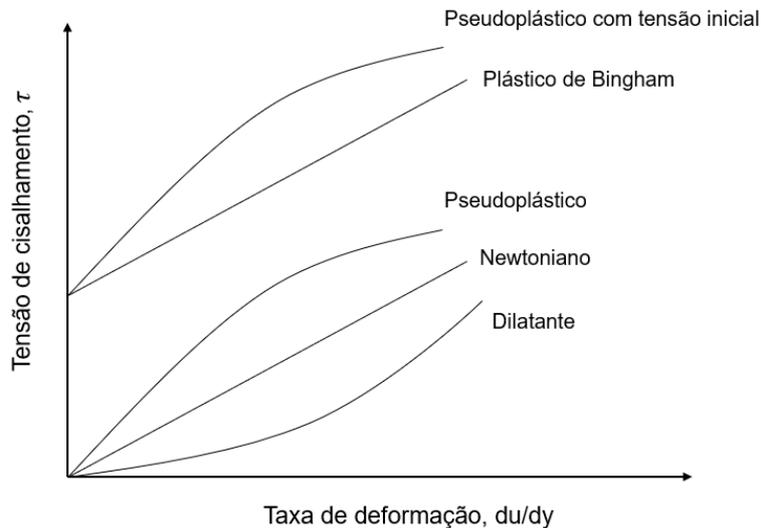


Figura 9 – Comportamento reológico para diferentes tipos de fluidos

Assim, a equação geral que expressa a reologia dos fluidos é a Equação (18).

$$\tau = \tau_{ys} + \mu \cdot \left(\frac{du}{dy} \right)^n \quad (18)$$

onde τ é a tensão de cisalhamento (N/m^2), τ_{ys} é a tensão de cisalhamento crítica inicial (N/m^2), μ é a viscosidade do fluido (N.s/m^2); du/dy é a taxa de deformação; e n é uma constante.

Por exemplo, o fluido plástico de Bingham tem comportamento semelhante ao newtoniano, mas necessita alcançar uma tensão inicial para começar a se deformar. Essa tensão inicial para o escoamento é chamada de tensão de cisalhamento crítica inicial (chamada de *yield stress* em inglês). Assim como o fluido newtoniano, o fluido plástico de Bingham possui coeficiente n igual a 1, apresentando uma proporção linear entre tensão de cisalhamento e deformação.

Quando a proporção entre tensão de cisalhamento e deformação não é linear, o fluido pode ser classificado como pseudoplástico ou dilatante. Quanto maior a tensão de cisalhamento aplicada a um fluido pseudoplástico, menor sua viscosidade aparente.

De forma oposta, à medida que aumenta a tensão de cisalhamento aplicada a um fluido dilatante, maior será sua viscosidade aparente.

Outro fator que modifica a tensão de cisalhamento é a mudança de viscosidade de fluxos laminares e turbulentos. Para fluxos laminares, a viscosidade é devida somente ao atrito entre as camadas laminares em direção ao escoamento. Entretanto, fluxos de alta velocidade e turbulentos apresentam um movimento caótico e, portanto, existe uma viscosidade a mais devido aos pequenos vórtices existentes no fluxo. Essa viscosidade gerada em fluxos turbulentos é chamada de viscosidade turbulenta (também chamada de *eddy viscosity* em inglês), que é uma viscosidade existente devido ao atrito interno que se encontra entre as partículas do fluido que se movem aleatoriamente. A viscosidade turbulenta é uma propriedade do fluxo, não do fluido. Portanto, a tensão de cisalhamento total em fluxos pode estar relacionada tanto à viscosidade laminar (μ_L) quanto à viscosidade turbulenta (μ_T), como demonstrada na Equação (19).

$$\tau_{total} = (\eta_L + \eta_T) \cdot \left(\frac{du}{dy} \right) \quad (19)$$

3.8 MODELAGEM DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM NATURAL

Modelos hidrológicos e hidrodinâmicos descrevem fenômenos dos processos físicos que envolvem água em bacias hidrográficas. Sendo assim, alguns desses modelos podem ser usados para simular a inundação causada por um rompimento de barragem natural. Exemplos desses modelos estão descritos a seguir.

3.8.1 Modelos de chuva-vazão

A modelagem hidrológica é usada para prever, entender e representar o comportamento de processos hidrológicos. Modelos de chuva-vazão estimam a vazão gerada pela chuva em uma bacia hidrográfica. Modelos do tipo empíricos, como o hidrograma unitário, é um modelo de chuva-vazão simples. Modelos fisicamente embasados utilizam um conjunto de equações para representar diferentes partes do ciclo hidrológico. Dentre os processos representados menciona-se a precipitação, a interceptação, a transformação dessa precipitação em escoamento superficial, o escoamento subterrâneo, entre outros.

Um modelo de chuva-vazão com alguns componentes fisicamente embasados é o HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – *Hydrologic Modeling System*), desenvolvido pela *US Army Corps of Engineers* (USACE). Fornecido gratuitamente, o modelo é capaz de simular hidrogramas a partir da precipitação, sendo distribuído por sub-bacias e pode ser aplicado para eventos discretos ou para uma simulação contínua. Diversos métodos de perda pela infiltração, de transformação de precipitação para escoamento superficial, de escoamento subterrâneo e de propagação do escoamento podem ser selecionados para representar os processos hidrológicos da bacia.

O HEC-HMS é um modelo hidrológico bastante empregado em diversos estudos, como para reconstrução de eventos. Walega (2013) aplicou o modelo HEC-HMS para reconstruir um evento de inundação em uma bacia não monitorada, encontrando resultados satisfatórios, especialmente utilizando o método de hidrograma unitário de Snyder. Zhao *et al.* (2018) também utilizaram o modelo para uma bacia não monitorada e alcançaram bons resultados para representar um evento de chuva que causou uma inundação brusca em uma pequena bacia montanhosa na China.

Diversos outros autores utilizaram o HEC-HMS para simular inundações bruscas, alcançando resultados satisfatórios após o modelo ser calibrado e validado (AMENGUAL *et al.*, 2007; HAQUE *et al.*, 2017; MANDAL; CHAKRABARTY, 2016; YUCEL; KESKIN, 2011). Portanto, o uso do HEC-HMS pode ser apropriado para reconstruir eventos extremos em bacias montanhosas. Alguns desses autores utilizaram também o modelo hidrodinâmico HEC-RAS para propagar essa inundação brusca (MANDAL; CHAKRABARTY, 2016; YUCEL; KESKIN, 2011). Modelos hidrodinâmicos estão descritos adiante.

3.8.2 Modelos de rompimento de barragens

Os modelos que representam o rompimento de barragens podem ser subdivididos entre paramétricos ou físicos (ZHU; VISSER; VRIJLING, 2004). Os modelos paramétricos utilizam alguns parâmetros chave para representar os processos hidráulicos de forma simplificada. Equações empíricas determinadas a partir de um inventário de rompimentos monitorados são exemplos de modelos paramétricos. Esses modelos são mais práticos de serem aplicados, especialmente quando há poucos dados da barragem disponíveis, mas podem gerar dúvidas quanto à adequação da sua aplicação (ZHU; VISSER; VRIJLING, 2004). Outra desvantagem é que as equações não relacionam a erodibilidade da barragem com o desenvolvimento do sulco erosivo que se transforma em uma brecha cada vez maior (WAHL, 2010).

Na Tabela 6 estão listados exemplos de equações empíricas da literatura que podem ser utilizadas para determinar o tempo de rompimento da falha da barragem (abertura da brecha). De forma semelhante, na Tabela 7 estão expostas equações empíricas empregadas para calcular o pico da vazão gerado no hidrograma de rompimento. Com esses dados é possível gerar um hidrograma de rompimento de uma barragem.

Tabela 6 – Equações empíricas para tempo de falha da brecha (t_f), em horas

Autores	Equação	Parâmetros
MacDonald e Langridge- Monopolis (1986)	$t_f = 0,0179 \cdot (V_{er})^{0,364}$	V_{er} é o volume erodido pela brecha (m ³);
Froehlich (1995)	$t_f = 0,0254 \cdot V_w \cdot 0,53 \cdot H_b^{-0,9}$	V_w é o volume de água do reservatório (m ³); H_b é a altura da brecha (m);
Saberri e Zenz (2015)	$t_f = \left(0,1214 \cdot \ln\left(\frac{V_w}{H_w}\right) + 0,79 \right)$ (para $V_w/H_w \leq 1$) $t_f = \left(0,5063 \cdot \ln\left(\frac{V_w}{H_w}\right) + 0,85 \right)$ (para $V_w/H_w > 1$)	V_w é o volume de água do reservatório (10 ⁶ m ³); H_w é a altura da água ou altura da barragem (m);
Froehlich (2016a)	$t_f = 60 \cdot \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}}$	V_w é o volume de água do reservatório (m ³); g é a gravidade (m/s ²); H_b é a altura da barragem (m ³ /s).

Tabela 7 – Equações empíricas para vazão de pico (Q_p) gerada pelo rompimento de barragem natural, em m^3/s

Autores	Equação	Parâmetros
SCS (1981)	$Q_p = 16,6 \cdot (H_w)^{1,85}$	H_w é a altura da água ou altura da barragem (m);
Evans (1986)	$Q_p = 0,72 \cdot (V_w)^{0,53}$	V_w é o volume de água do reservatório (m^3);
Costa (1985)	$Q_p = 0,763 \cdot (H_w \cdot V_w)^{0,42}$	t_f é o tempo de falha (s);
Saberi e Zenz (2015)	$Q_p = \frac{2 \cdot V_w}{t_f \cdot (2\alpha + \beta - \alpha\beta)}$	α e β são parâmetros de largura e altura do hidrograma, sendo sugerido $\alpha = 0,1$ e $\beta = 1$.
Froehlich (2016b)	$Q_p = 0,0175 \cdot k_M k_H \sqrt{\frac{g V_w H_w H_b^2}{W_{\text{médio}}}}$ <p>sendo</p> $k_H = \left(\frac{H_b}{6,1}\right)^{\frac{1}{8}}$	k_M é 1,85 para falha por galgamento e 1 para outras falhas; V_w é o volume de água do reservatório (m^3); g é a gravidade (m/s^2); H_b é a altura da barragem (m); H_w é altura da água (m); e $W_{\text{médio}}$ é a largura média da brecha.

Diferentemente das equações empíricas, os modelos de rompimento fisicamente embasados usam os princípios da hidráulica, transporte de sedimentos e da mecânica do solo. Esses modelos são mais complexos para serem aplicados por exigirem mais dados de entrada, mas têm o potencial de descrever e analisar os processos mais detalhadamente. A desvantagem se refere à falta de dados que costuma existir em rompimento de barragens, prejudicando a calibração e validação dos resultados (ZHU; VISSER; VRIJLING, 2004).

Takahama; Fujita e Kondo (2000) desenvolveram um modelo fisicamente embasado para representar o rompimento de barragens naturais a partir de duas camadas: uma camada inferior com alta concentração de sedimentos, representando o fluxo de detritos, e uma camada superior com baixa concentração de sedimentos, representando o fluxo de água. Para cada equação foi proposta uma equação de movimento. Mizuyama *et al.* (2006) aplicaram esse modelo de duas camadas em descobriram que quanto mais alta a barragem, maior a instabilidade, e quanto maior o comprimento longitudinal da barragem, maior a estabilidade.

Mori *et al.* (2010) também utilizaram o modelo de duas camadas. Eles observaram que o tamanho do grão do material da barragem é um parâmetro importante para determinar a vazão máxima de rompimento: quanto menor o tamanho do grão, maior a vazão de rompimento. Entretanto, observaram que esse parâmetro é relevante somente na região próxima ao rompimento, pois após 5 km do fluxo propagado, o tamanho do grão já não tem grande influência no aumento da vazão do rio.

Em 2010, o RiverMechanichs Group (RM) lançou o modelo BRCH, que até 1999 era denominado de NWS BREACH e foi desenvolvido por Fread (1988). O modelo BRCH é fisicamente embasado em equações hidráulicas, de transporte de sedimentos, de mecânica do solo, em características físicas da barragem e nas propriedades do reservatório. O modelo é empregado para determinar as características da abertura da brecha da barragem natural ou artificial de terra durante o rompimento (tamanho e tempo de formação da brecha), além do hidrograma gerado após o rompimento.

O modelo BRCH e suas versões anteriores já foram aplicados em diversos estudos de rompimento de barragens naturais, assim como foram comparados com as fórmulas empíricas. Bricker *et al.* (2017) analisaram a performance de diferentes modelos que simulam um rompimento de barragem natural que gerou uma inundação brusca no Nepal. Primeiro, o modelo BREACH foi utilizado para gerar o hidrograma a montante. O hidrograma foi comparado com diversas fórmulas empíricas de pico máximo. A conclusão foi que o modelo BREACH precisa de bons dados de entrada com as características da barragem para alcançar bons resultados.

Nourani e Mousavi (2013) recomendaram o uso de equações empíricas para comparar com os modelos fisicamente embasados. Além disso, eles ressaltaram que a altura da barragem é o parâmetro mais importante e sensível na propagação, especialmente na simulação de rompimento por galgamento no modelo BREACH. Ferreira e Andrzejewski (2015) compararam o uso de equações empíricas com uso do modelo físico BREACH e concluíram que o modelo físico alcançou resultados superiores.

Davies *et al.* (2007) simularam rompimentos de barragens naturais na Nova Zelândia, comparando os resultados das fórmulas empíricas com o modelo BREACH. Eles identificaram que as fórmulas empíricas produziram resultados menos confiáveis, sendo que os resultados entre elas apresentaram bastante variabilidade. O modelo BREACH alcançou melhor resultado, mas mesmo assim um pouco subestimado, devido a incapacidade do modelo de representar a alta declividade da face a jusante da barragem. Khanal *et al.* (2015) também aplicaram várias fórmulas empíricas para

determinar o hidrograma de rompimento de barragens naturais e, similarmente, encontraram uma grande variabilidade nos resultados das fórmulas.

Fan *et al.* (2012) aplicaram modelos para representar vários cenários de rompimento de barragens naturais na China. Os resultados das equações empíricas foram comparados com o modelo BREACH e foi observado que o BREACH produziu melhor resultado, pois as equações subestimaram o pico do hidrograma. Um cenário de rompimento em cascata foi testado, mas foi revelado que o efeito da cascata se tornou insignificante devido ao tamanho pequeno das barragens testadas.

Peng e Zhang (2012) analisaram o risco de rompimento de uma barragem natural no Tajiquistão e advertiram que o emprego de modelos que foram desenvolvidos visando o rompimento de barragens artificialmente construídas tem divergências em relação à quando são aplicados para barragens naturais. Essa divergência ocorre devido aos parâmetros da erodibilidade do solo na barragem natural serem variados e devido à dificuldade de estimar o formato do rompimento das barragens naturais, diferentemente das barragens artificiais.

Tanto os modelos paramétricos quanto os modelos fisicamente embasados descritos apenas indicam o hidrograma gerado pela ruptura da barragem. Estudos que pretenderam propagar essa onda e analisar a inundação gerada utilizaram também modelos hidrodinâmicos, como Fan *et al.* (2012), Bricker *et al.* (2017) e Peng e Zhang (2012) demonstraram. Os modelos hidrodinâmicos de propagação são descritos a seguir.

3.8.3 Modelos de propagação

Modelos hidrodinâmicos simulam o movimento da água de forma detalhada, como um escoamento não permanente, utilizando métodos numéricos para solucionar equações diferenciais de continuidade e de quantidade de movimento, como as equações de Saint-Venant. São capazes de simular a propagação de hidrogramas, como aqueles gerados a partir de um rompimento da barragem, simulando a consequente inundação. Para isso, o hidrograma gerado pelo rompimento da barragem geralmente é necessário como dado de entrada.

O HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center – River Analysis System*) é um modelo hidrodinâmico fornecido pela *US Army Corps of Engineers* (USACE), que pode simular a propagação da onda de um rompimento de barragem e a inundação. Como

resultado, ele fornece a profundidade e a velocidade do escoamento ao longo de diversos pontos da área modelada.

O HEC-RAS já foi utilizado em diversos estudos para propagar fluxos de rompimento de barragens naturais. Butt, Umar e Qamar (2013) simularam a vazão de pico para a hipótese de rompimento de uma barragem natural no Paquistão. Nesse caso, como a barragem não rompeu, foi possível adquirir dados das características da barragem e da represa. Fórmulas empíricas que estimam a vazão de pico gerada pela ruptura foram usadas e, em seguida, foi utilizado o HEC-RAS para simular a inundação, usando três cenários possíveis de vazão de pico de rompimento barragem. Concluíram que o HEC-RAS pode estimar o potencial de uma catástrofe devido a um rompimento de barragem com êxito.

Mota (2017) simulou um rompimento hipotético de uma barragem de terra artificialmente construída em Uberlândia (MG), criando o hidrograma no HEC-HMS e usando o HEC-RAS para propagar o rompimento. Ele determinou que a vazão aumenta com o aumento da largura da brecha e do aumento lateral, enquanto diminuiu com o aumento da altura da brecha.

Bricker *et al.* (2017) utilizaram o modelo HEC-RAS para simular a propagação da inundação brusca causada por um rompimento de barragem natural. As simulações foram validadas usando vídeos gravados pela população durante a inundação. A conclusão foi que modelos bidimensionais geram resultados melhores do que o HEC-RAS unidimensional, embora o HEC-RAS tenha alcançado resultados mais conservadores. Foi ressaltada a importância de um MDT processado, sem depressões, para alcançar bons resultados.

O HEC-RAS representa uma propagação hidráulica para fluidos newtonianos padrões. Bandurraga e Gusman (2011) e Travis *et al.* (2012) recomendaram a utilização de modelos que simulam o escoamento de fluidos com alta concentração de sólidos para alcançar resultados mais precisos. Exemplos de modelos hidrodinâmicos que simulam fluxos não-newtonianos são o FLO-2D, Nays2DH e Nays2D Flood, sendo todos bidimensionais. Uma grande diferença entre eles é que o FLO-2D é um modelo pago, enquanto o Nays2DH e Nays2DFlood são modelos gratuitos, livres e abertos.

O FLO-2D (O'BRIEN; JULIEN; FULLERTON, 1993) é um modelo fisicamente embasado e, como já mencionado, tem distribuição bidimensional capaz de simular propagações de fluidos com diferentes tipos de concentração de sedimentos, como fluidos não-newtonianos. O modelo é integrado com SIG, sendo definido um sistema de *grid* que descreve a topografia local. Além da topografia e do tamanho dos elementos

do *grid*, outros dados de entrada do modelo são o hidrograma e o coeficiente de rugosidade de Manning.

O modelo FLO-2D tem sido aplicado para propagar escoamentos com alta concentração de sedimentos, como de rompimentos de barragens de terra. Haltas *et al.* (2016) utilizaram o HEC-RAS para gerar parcialmente o rompimento de barragem e o hidrograma e, logo após, o FLO-2D para propagar a inundação no vale. O modelo conseguiu simular a profundidade do fluxo em diferentes pontos com sucesso, comparando com os dados coletados da bacia hidrográfica na Turquia. Peng e Lu (2013) também utilizaram o FLO-2D para simular um fluxo de lama causado por um escorregamento em Taiwan. Concluíram que o modelo pode ser usado para prevenção de desastres.

Pilotti *et al.* (2014) utilizaram fórmulas empíricas para determinar o hidrograma de rompimento de uma barragem na Itália e compararam os resultados do modelo FLO-2D com modelos unidimensionais. Encontraram que o FLO-2D foi satisfatório, sendo menos sensível ao parâmetro de rugosidade de Manning do que modelos unidimensionais.

D'Agostino e Tecca (2006) utilizaram o FLO-2D para simular fluxos de detritos na Itália. O resultado da simulação foi consistente com as profundidades e áreas inundadas observadas em campo. Eles notaram que a calibração da reologia do fluido é importante, pois o modelo é sensível a esse parâmetro, modificando fortemente os resultados.

Chen *et al.* (2004) utilizaram o modelo FLO-2D para reproduzir um rompimento de barragem natural em Taiwan e compararam com os resultados investigativos do campo e auxílio de SIG. O rompimento de barragem gerou um fluxo de detritos que foi modelado como sedimento hiperconcentrado. Concluíram que a topografia e o gradiente foram os principais mecanismos para controlar a deposição do fluxo.

Li *et al.* (2011) utilizaram o modelo de rompimento de barragem BREACH integrado com o FLO-2D para simular a formação e o rompimento de uma barragem natural que resistiu uma hora em Taiwan. Primeiro, foi feita uma simulação chuva-vazão com o FLO-2D para determinar o hidrograma a montante prévio da barragem. Foram determinados cinco cenários diferentes de características geométricas da barragem. O modelo BREACH foi utilizado para prever o hidrograma de rompimento para cada um desses cinco cenários. A altura da crista da barragem foi considerada como o fator principal que controla o pico de hidrograma de rompimento. Por fim, o FLO-2D foi usado novamente para determinar a reologia do fluido e as manchas de inundação a jusante

da barragem. As restrições hidrológicas para a validação do modelo foram os dados observados das estações fluviométricas a jusante e manchas de inundação/depósito. O resultado obtido foi que a profundidade dos sedimentos computada era muito menor que a observada, ou seja, foi subestimada.

Os modelos hidrodinâmicos Nays2DH e Nays2D Flood fornecem a possibilidade de mudança de viscosidade do fluxo propagado, assim como o FLO-2D, mas são gratuitos. O Nays2DH e o Nays2D Flood fazem parte da plataforma iRIC (*International River Interface Cooperative*), que foi uma plataforma desenvolvida a partir de 2017 pela parceria do Dr. Jonathan Nelson (USGS) com o Prof. Yasuyuki Shimizu, da Universidade de Hokkaido, apresentando diversos modelos de simulação numérica de fluxo e mudanças morfológicas do leito do rio (NELSON *et al.*, 2016). Todos os modelos disponíveis no iRIC são gratuitos e possuem código aberto em linguagem C ou Fortran. Dentre esses modelos, encontra-se o Nays2DH, que foi criado com o auxílio do Prof. Hiroshi Takebayashi, da Universidade de Kyoto, e simula fluxos transientes em duas dimensões, transporte de sedimentos e mudanças morfológicas nos rios. Muitos dos modelos inseridos na plataforma iRIC são utilizados para avaliar a mudança morfológica dos rios (SHIMIZU *et al.*, 2020).

O modelo Nays2DH já foi utilizado diversas vezes para propagar fluxos intransientes, sendo que sua principal diferença para o modelo Nays2D Flood é apresentar um modelo de transporte de sedimentos. Muhammad (2017) aplicou o Nays2DH para verificar mudanças hidrogeomorfológicas do rio Sandy, nos Estados Unidos, para diferentes cenários de eventos extremos de chuva. Ele constatou que o modelo demandava um uso computacional extremo e testou diferentes tamanhos de *grid* para que ocorra a mais eficiente convergência dos resultados. Assim, foi possível fazer a análise de áreas de erosão e deposição de sedimentos com o uso do modelo, com um *grid* de 4 m, para um trecho de rio de 1,8 km e tempo de simulação de 4h. Como conclusão, algumas incertezas no modelo foram levantadas. Observou-se que um modelo 3D poderia representar melhor a erosão e deposição nos bancos de areia do rio e que a rugosidade da superfície foi um parâmetro sensível aos resultados. Também foi ressaltado que o modelo utiliza somente um tamanho uniforme dos sedimentos, o que é uma simplificação que gera incertezas no transporte. Apontou-se o fato da falta de informação sobre a vegetação e a dificuldade de calcular os efeitos da vegetação sobre o transporte de sedimentos. Também foi discutido como a falta de dados dificultou a validação do modelo.

Kafle e Shakya (2018) também utilizaram o modelo Nays2DH para prever parâmetros de inundações de diferentes tempos de retorno no rio Koshi, na Índia. Após calibração do parâmetro de elevação da água medida em campo em 74 pontos, o modelo alcançou um resultado satisfatório. Eles apontaram como incertezas associadas ao resultado a precisão do MDE e a aproximação usada pelo modelo nos dados hidrológicos, de sedimentos e de vegetação.

O modelo Nays2D Flood é uma versão simplificada do Nays2DH, mas com funções específicas para análise de inundações. Por ser um modelo que exige poucos dados de entrada, ele é bastante utilizado para reconstruir inundações em países em desenvolvimento, onde geralmente há menos dados disponíveis (SHIMIZU, 2015). Apesar dessa vantagem, o modelo Nays2D Flood demanda um alto tempo computacional para alcançar resultados precisos em escalas médias (MAIDMENT *et al.*, 2016). Além disso, estudos com resoluções grandes de MDT, como de 90 metros, tiveram resultados imprecisos (IRIE; OULD AHMED; KOMATSU, 2015; SHOKORY; TSUTSUMI; SAKAI, 2016), evidenciando o fato de necessitar boas resoluções de MDT para um bom resultado, mesmo em bacias hidrográficas de tamanho médio.

Com esses cuidados citados, o modelo Nays2D Flood também apresenta aplicações com resultados adequados. Shaieqfrotan *et al.* (2018) utilizaram o modelo Nays2D Flood para prever uma inundação no rio Balkhab, no Afeganistão, para auxiliar na gestão de risco a inundações. O modelo foi aplicado para uma extensão de 7 km do rio. O resultado da simulação após a calibração foi condizente com a área de inundação observada. Assim, o modelo foi descrito com uma ferramenta útil para determinar áreas de inundação, sendo que foi explicitado que a precisão do modelo depende tanto do MDE quanto da correta utilização da estrutura hidrológica e hidráulica do modelo. Foi ressaltado que, para melhorar os resultados, seriam necessárias mais informações hidrológicas, como fluxos de superfície e subsuperfície, dados de chuva, escoamento e infiltração.

Um exemplo de uso ainda mais prático do Nays2DH Flood foi feito por Supomo *et al.* (2019). Eles utilizaram o modelo para analisar um cenário de construção de um canal secundário para diminuir o pico de vazão de um canal principal. Foi feita a análise em escala pequena e média, após a calibração do modelo, e bons resultados foram encontrados.

Pode-se observar que todos os modelos aqui citados (HEC-RAS, FLO-2D, Nays2DH e Nays2D Flood) já foram bastante utilizados e sua eficiência foram comprovados, quando aplicados de forma adequada. Embora o HEC-RAS seja o mais

frequentemente utilizado, ele não fornece a possibilidade de avaliação de mudança de viscosidade do fluxo propagado. Comparando o FLO-2D com os modelos da plataforma iRIC, destacam-se os do iRIC por serem livres, abertos e gratuitos, enquanto o FLO-2D é pago. Entre o Nays2DH e o Nays2D Flood, o primeiro descreve melhor o transporte de sedimentos, ao passo que o segundo é focado em análise de inundações.

3.8.4 Incertezas envolvidas

Incertezas estão presentes em todas as etapas na simulação de inundações causados por rompimento de barragens naturais. O reconhecimento e quantificação das diversas fontes de incertezas auxiliam no alcance de melhores resultados. Além disso, é possível entender o quanto ainda se está longe de conhecer e descrever os sistemas.

Em geral, os modelos carregam incertezas devido aos parâmetros de entrada e aos métodos utilizados para descrever a realidade. Essas incertezas podem gerar uma propagação de erros. Quanto aos parâmetros de entrada dos modelos, os dados hidrológicos gerados por equipamentos, como a precipitação e o nível do rio, contêm imprecisões e estão passíveis de erros e falhas. Além disso, esses parâmetros podem estar relacionados a uma variação espacial e temporal, gerando incertezas nos dados (VILLARINI *et al.*, 2008).

A determinação do volume transportado pelo movimento de massa, que se torna o volume da barragem, está relacionado à profundidade do solo, um parâmetro variável espacialmente. Assim, este volume e, conseqüentemente, a determinação da formação e da estabilidade da barragem contém incertezas. Os índices propostos para analisar a estabilidade da barragem e as equações que determinam a geometria da barragem foram validadas para uma determinada condição de ambiente, podendo ser inadequados para um outro ambiente aplicado (STEFANELLI *et al.*, 2016; TAKAHASHI, 2014).

Os modelos hidrológicos apresentam incertezas estruturais devido à complexidade dos processos, que apresentam interações não lineares e dependem das condições de umidade do solo anteriores (EFSTRATIADIS *et al.*, 2014). A determinação de diversos parâmetros usados nos modelos envolve incertezas. Por exemplo, Efsrtratiadis *et al.* (2014) afirmaram que o tempo de concentração, o tempo de retorno e o pluviograma envolvem diversas incertezas. As estimativas das diferentes fórmulas empíricas do tempo de concentração variam consideravelmente entre si e são influenciadas pela vazão dos rios. O tempo de retorno é estimado por dados estatísticos,

o que gera incertezas. O pluviograma depende de uma estimativa espacial e temporal da chuva, o que não é possível descrever com veracidade.

Além disso, muitos métodos utilizados pelos modelos são equações empíricas que geralmente foram criadas e testadas para ambientes com características climáticas e geomorfológicas diferentes do local a ser aplicado. É necessário calibrar os valores para fazer a regionalização destes métodos em bacias não monitoradas (EFSTRATIADIS *et al.*, 2014).

Wahl (2004) analisou as incertezas na previsão dos parâmetros de brecha de uma barragem e apontou que a suposição das dimensões e o tempo de desenvolvimento da brecha são as maiores fontes de incerteza para modelos fisicamente embasados, como o BREACH. As equações empíricas também apresentam incertezas para a largura da brecha, o tempo para a falha e o pico do hidrograma gerado.

Fan *et al.* (2012) analisaram as incertezas do modelo BREACH e perceberam que a variabilidade das propriedades do material da barragem, como o tamanho do grão, o peso unitário e a porosidade, modificam fortemente o pico de inundação e o tempo para alcançar esse pico, embora quase não tenham modificado a área e a profundidade de inundação.

Tschiedel e Paiva (2018) analisaram incertezas associadas às simulações de rompimento de barragem. Fatores importantes que influenciam no resultado são o coeficiente de Manning, a formação da brecha e a topografia a jusante, onde a onda de inundação é propagada. Quanto à formação da brecha que leva ao rompimento da barragem, o formato da barragem e o volume do reservatório são os principais determinantes do formato e da intensidade do hidrograma. Assim, incertezas da entrada desses dados no modelo geram resultados imprecisos.

Os modelos hidrodinâmicos possuem incertezas associadas aos dados de entrada, que foram gerados pelos modelos hidrológicos. Além disso, há outras incertezas associadas às opções de condição de fluxo, como ser considerado como estado permanente ou não permanente, além de outras suposições específicas dos modelos. Dimitradis *et al.* (2016) apontaram que a origem da maioria das incertezas nos modelos de propagação de fluxo ocorre devido ao atrito do canal e da planície de inundação. O FLO-2D e o HEC-RAS se mostraram bastante sensíveis aos coeficientes de rugosidade de Manning (PAGANA *et al.*, 2013). Kafle e Shakya (2018) apontaram como incertezas associadas ao uso do Nays2DH a precisão do MDE e a simplificação que o modelo faz nos parâmetros hidrológicos, de sedimento e de vegetação. Da mesma forma, estudos apontam como uma grande fonte de erro a imprecisão de MDE

no uso do Nays2D Flood (IRIE; OULD AHMED; KOMATSU, 2015; SHAIEQFROTAN *et al.*, 2018; SHOKORY; TSUTSUMI; SAKAI, 2016).

3.9 CONSIDERAÇÕES

A partir de trabalhos encontrados na literatura, esta revisão bibliográfica buscou esclarecer como ocorrem as barragens naturais e métodos para identificar essas barragens, além de como simular rompimentos de barragens naturais. Nesse processo, ficou evidente que é bastante comum que falte dados e informações de barragens naturais existentes, já que essas barragens costumam ser efêmeras.

No caso deste presente trabalho, o objetivo é reconstruir a inundação da região de Rolante em 2017, testando a hipótese de rompimento de barragem natural e, portanto, não há certeza que de fato este rompimento ocorreu, ou que influenciou significativamente na inundação. Há poucos vestígios e dados disponíveis, gerando uma tarefa difícil pela escassez de informações. Sendo assim, a proposta é reconstruir o evento de inundação, testando a hipótese de que houve um rompimento de barragem natural. Não foi encontrado esse tipo de reconstrução na literatura e, conseqüentemente, a metodologia proposta para esse trabalho é singular, embora seja baseada nessa revisão bibliográfica.

4. METODOLOGIA

4.1 FLUXOGRAMA

O fluxograma do método do trabalho executado está exposto na Figura 10. A reconstrução do evento de chuva e inundação, supondo que ocorreu um barramento natural do rio, começou com duas frentes: aplicação dos índices geomorfométricos, a fim de definir os pontos de barramento, e determinação do hidrograma inicial do evento, gerado por uma simulação chuva-vazão. Após reunir essas duas frentes e determinar as características da barragem, a simulação de rompimento de barragem pode ser iniciada.

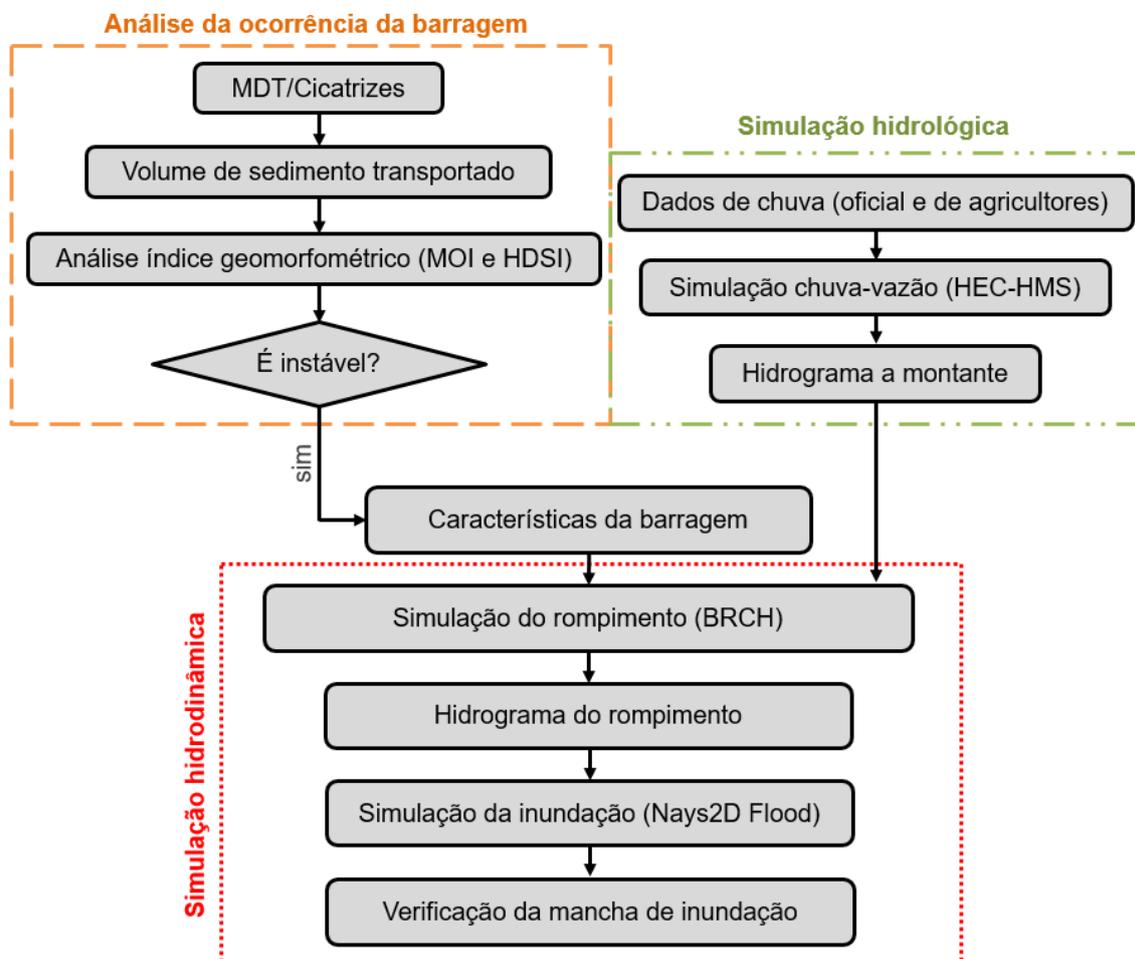


Figura 10 – Fluxograma do método de trabalho

A simulação da inundação foi repetida para diferentes cenários de reconstrução do evento, sendo que os dados de chuva e os rompimentos de barragens foram variados

nas simulações para os diferentes cenários. Em seguida, as etapas do método de trabalho utilizadas são detalhadas.

4.2 ÁREA DE ESTUDO

O local de estudo é a bacia hidrográfica do rio Rolante, com área de 771 km², localizada nos municípios de Rolante, Riozinho e São Francisco de Paula, no nordeste do estado do Rio Grande do Sul (Figura 11). O rio Rolante é formado pela junção do rio Mascarada e arroio Riozinho, sendo que esses rios fazem parte da grande bacia do rio dos Sinos. Após uma forte chuva em janeiro de 2017, ocorreram diversos escorregamentos na região nordeste da bacia e uma inundação na zona urbana do município de Rolante, na qual concentra aproximadamente 78% de seus 21 mil habitantes (PREFEITURA MUNICIPAL DE ROLANTE, 2018).

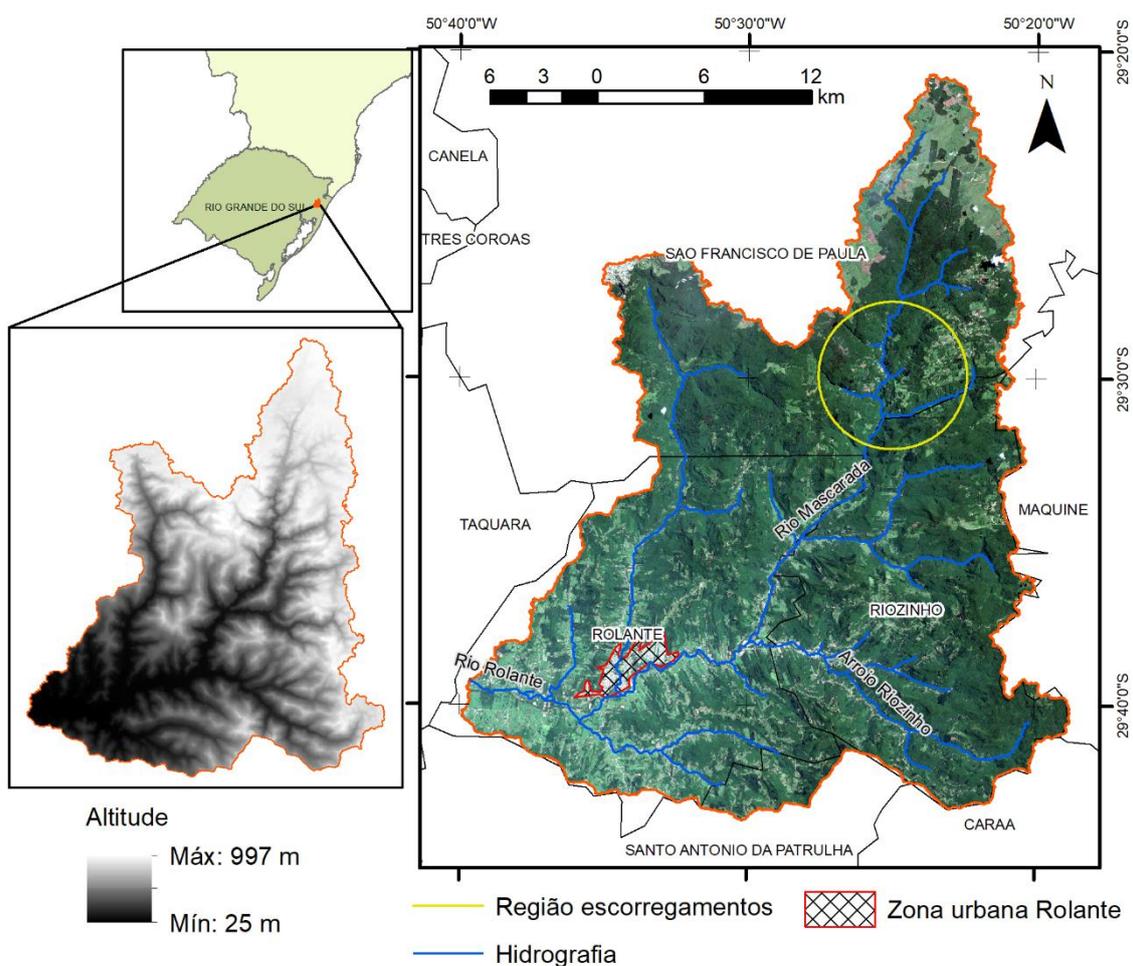


Figura 11 – Localização e altimetria da bacia hidrográfica de Rolante (RS)

A região tem clima Cfa pela classificação de Köppen-Geiger, caracterizado por ser subtropical úmido, com chuvas distribuídas ao longo do ano (WREGGE *et al.*, 2012). Apresenta temperatura média anual por volta de 20°C, variando entre média máxima próxima a 30°C e média mínima a 10°C, e precipitação média por volta de 1500 mm/ano (MATZENAUER; RADIN; ALMEIDA, 2011). A precipitação média para o mês de janeiro é de 180 mm, sendo que o evento de menos de um dia de duração ocorrido em 05 de janeiro de 2017 apresentou valores semelhantes ao acumulado do mês inteiro (SEMA/RS). Nesta bacia, a chuva pode ocorrer de forma bastante localizada devido ao efeito orográfico provocado pela grande diferença de altitude na cabeceira da bacia hidrográfica.

4.2.1 Uso e cobertura do solo

O uso e cobertura do solo na bacia hidrográfica de Rolante estão expostos na Figura 12. A maior parte da bacia é coberta por floresta nativa mata atlântica (53%), principalmente na região de elevada declividade, havendo regiões de silvicultura de eucalipto (floresta implantada – 15%) e áreas destinadas para a agropecuária (20%), além de pequenas áreas urbanas (2%) das cidades de Rolante, Riozinho e parte de São Francisco de Paula na região noroeste da bacia. Áreas de solo exposto abrangem por volta de 9% da bacia, enquanto 1% da área consiste em água, composta principalmente por rios e açudes.

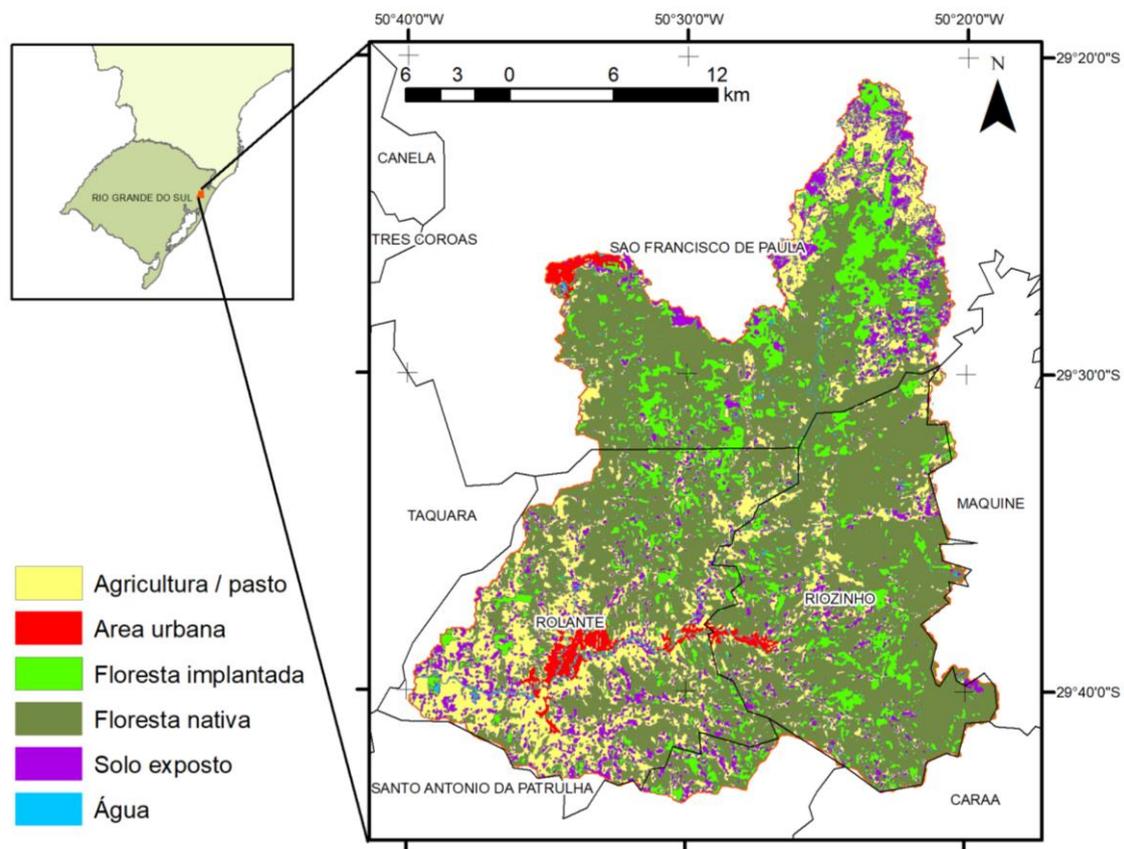


Figura 12 – Mapa de uso e cobertura do solo da bacia hidrográfica de Rolante

4.2.2 Tipo de solo

O solo é predominantemente do tipo cambissolo na parte alta, neossolo na escarpa e nitossolo, cambissolo e argissolo na parte baixa, conforme exposto na Figura 13.

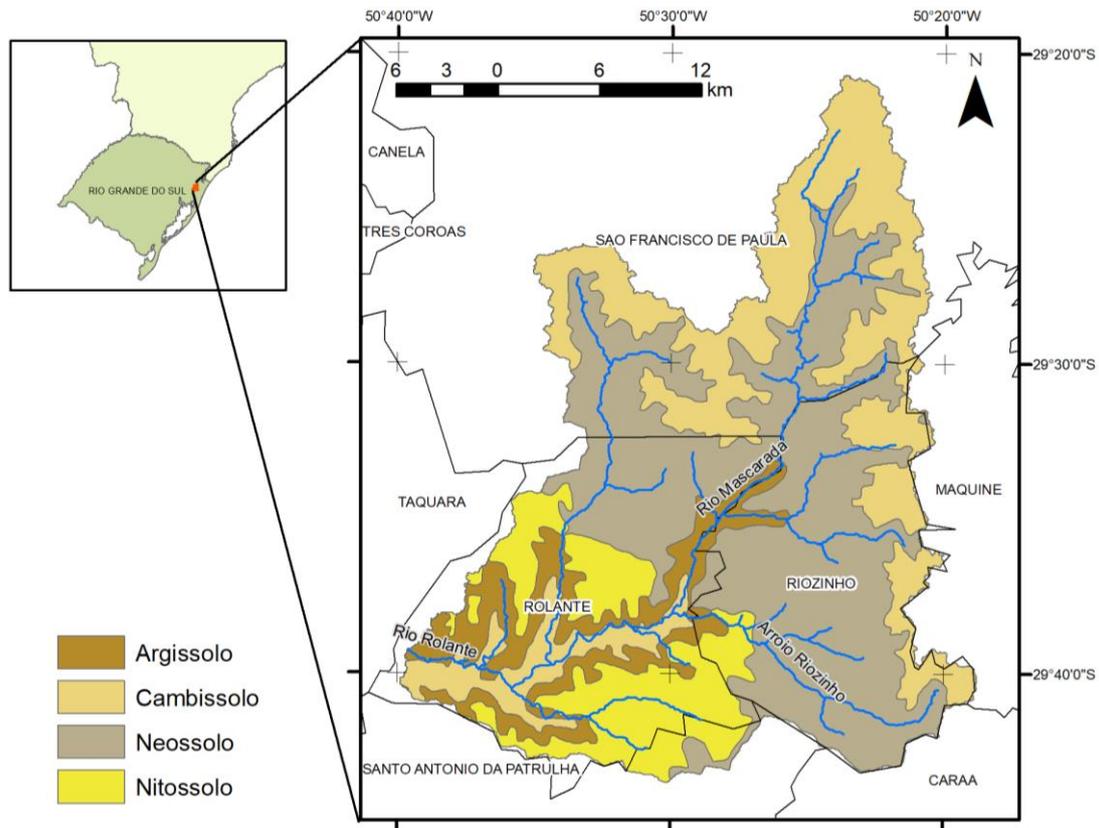


Figura 13 – Mapa de solos da bacia hidrográfica de Rolante (Adaptado de: KÄMPF *et al.*, 2008)

4.2.3 Geologia e geomorfologia

Quanto à geologia (Figura 14), a região estudada situa-se na bacia sedimentar do Paraná, na qual afloram rochas vulcânicas da Formação Serra Geral nas altitudes médias e altas, e arenitos da Formação Botucatu, nas altitudes baixas. Há áreas recobertas por depósitos coluviais e aluviais na região baixa da bacia. O intenso fraturamento das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral na zona de alta declividade pode ter contribuído para a concentração e acúmulo de água, induzindo a ocorrência dos escorregamentos (SEMA/RS, 2017). Em relação à geomorfologia, na área ocorrem vales fluviais erosivos que demarcam a extremidade sul do Planalto Meridional.

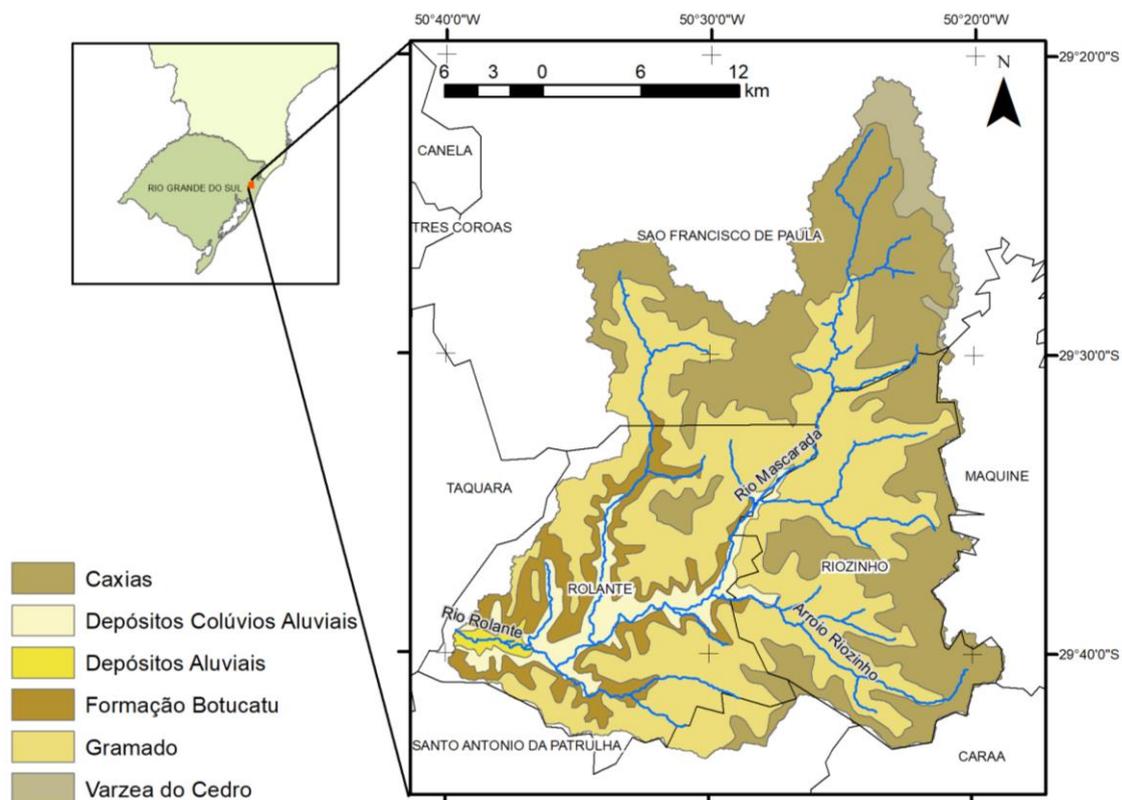


Figura 14 – Mapa geológico da bacia hidrográfica de Rolante (Adaptado de: CPRM, 2008)

O sistema de drenagem da bacia hidrográfica de Rolante foi classificado de acordo com Strahler (1952), conforme exposto na Figura 15. O rio Rolante apresenta ordem 4 ao chegar ao exutório.

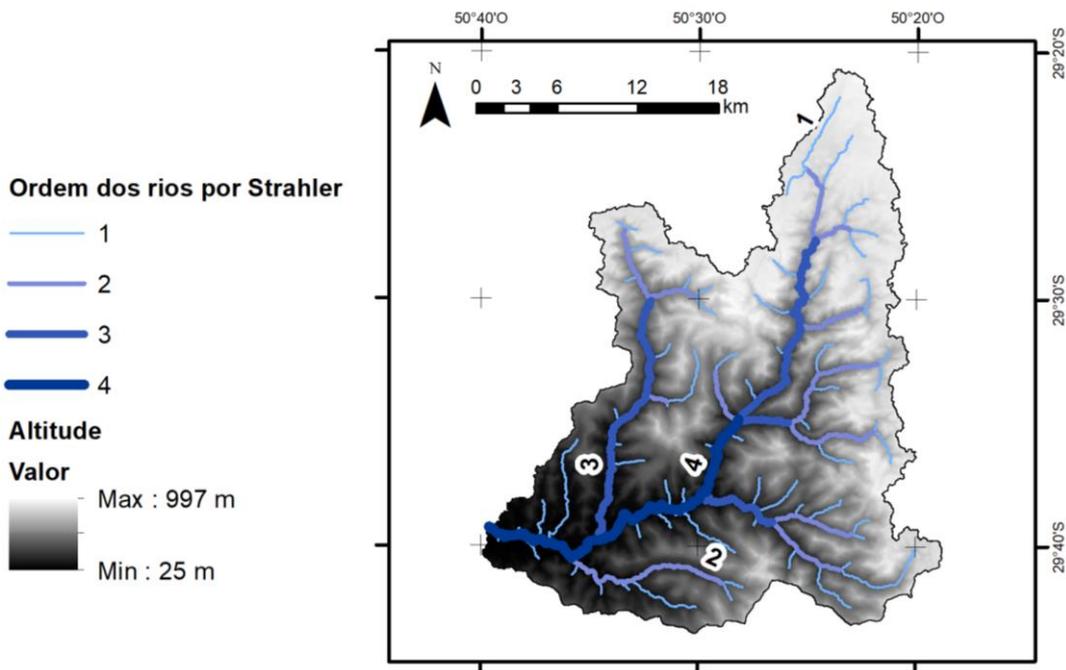


Figura 15 – Classificação da ordem do sistema de drenagem por Strahler (1952)

4.2.4 Evento de precipitação de janeiro de 2017

O evento de chuva estudado desencadeou centenas de escorregamentos. Nesta região que ocorreram os escorregamentos, o vale é bastante encaixado, com altitudes que variam de quase 1000 metros para 200 metros e apresentam inclinações próximas a 70° (SEMA/RS, 2017; ZANANDREA; MICHEL; KOBIYAMA, 2020). Há indícios de que nesse local ocorreu uma chuva bastante concentrada de elevado volume no evento de janeiro de 2017, porém não existiam pluviômetros oficiais para medir a precipitação no local (CENSI; MICHEL, 2018; PAIXÃO *et al.*, 2018; SEMA/RS, 2017). Nessa região ocorreram mais de 400 escorregamentos rasos, com profundidade de 1 a 2 metros, carregando solo, blocos de rocha e vegetação (CARDOZO *et al.*, 2018; ZANANDREA; MICHEL; KOBIYAMA, 2020). Moradores locais relatam que viram uma grande quantidade de água nos rios, como se os rios tivessem sido barrados. Um exemplo de um possível local de formação de barragem é mostrado na Figura 16.

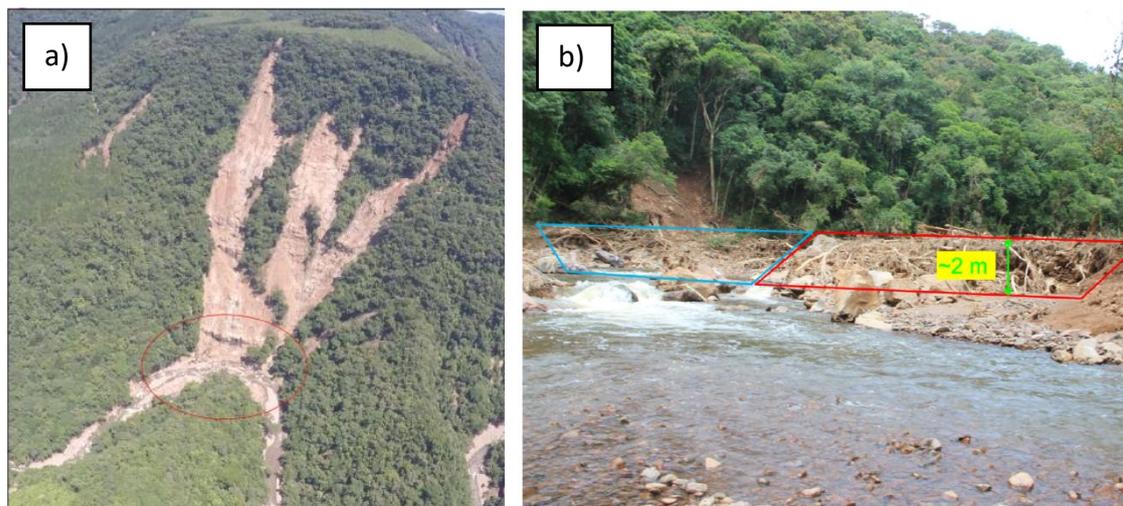


Figura 16 – a) Vista aérea da localização de um dos pontos de escorregamento que pode ter gerado uma barragem natural do rio; b) Vista detalhada do local do rio dias após o evento (SEMA/RS, 2017)

Parte do solo, rocha e troncos carregados pelo escorregamento foram depositados no rio, como é possível observar no polígono em vermelho na Figura 16b, enquanto que outra parte foi transportada, alcançando a cidade de Rolante, em uma região relativamente plana.

A chuva forte do evento estudado aconteceu durante a tarde do dia 5 de janeiro de 2017, das 14 horas às 18 horas, e os relatos de inundação começaram por volta das 19 horas na cidade de Rolante. O pico de inundação aconteceu por volta das 23 horas e começou a diminuir às 24 horas (PAIXÃO *et al.*, 2018; SEMA/RS, 2017). Essa inundação foi de grande magnitude para o município. Houve uma suspeita de que algum outro fenômeno além da chuva extrema gerou a inundação.

Outras imagens do evento estão expostas na Figura 17, demonstrando a inundação na cidade de Rolante, localizada na parte baixa da bacia, e a região dos mais de 400 escorregamentos, na parte declivosa e alta da bacia.

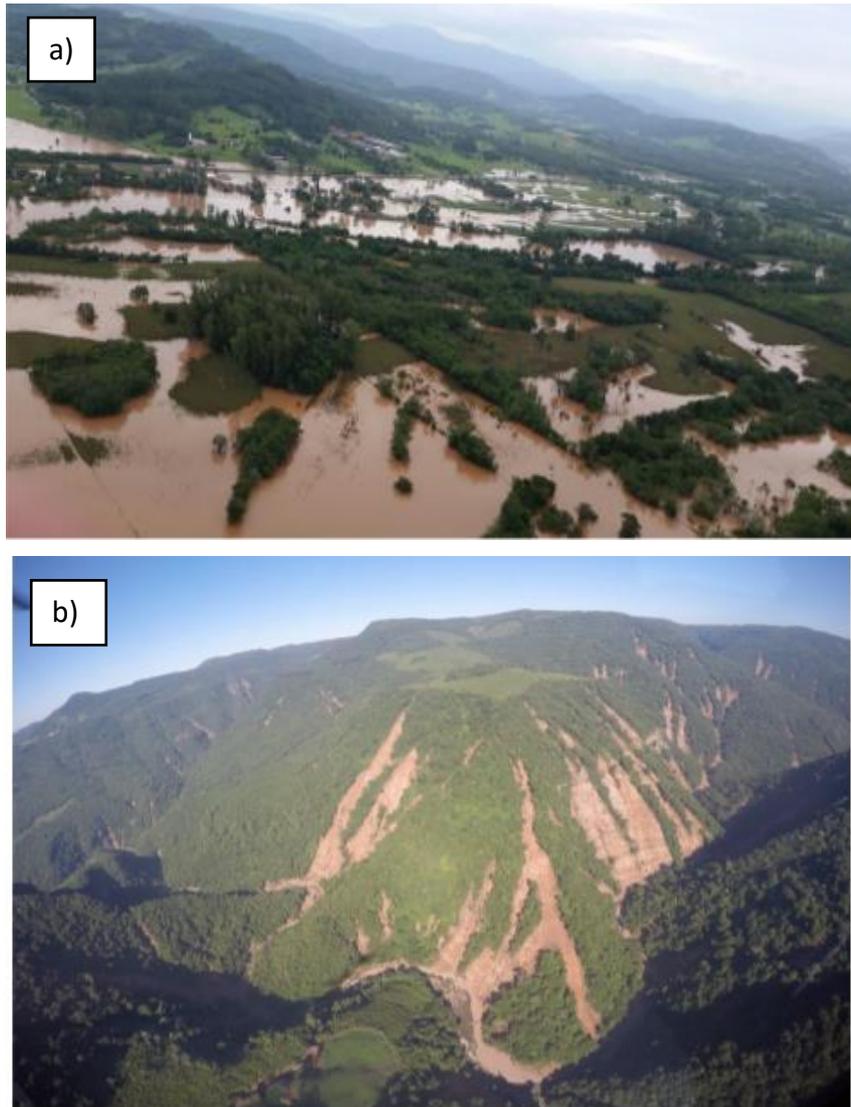


Figura 17 – a) Inundação na cidade de Rolante; b) Região dos escorregamentos (SEMA/RS, 2017)

Após a ocorrência do evento extremo de janeiro de 2017, o Grupo de Pesquisa de Desastres Naturais (GPDEN) da UFRGS passou a monitorar esta bacia em quatro pontos, conforme encontra-se detalhado na Tabela 8. Estas estações foram instaladas devido ao interesse de estudo e monitoramento na área.

Tabela 8 – Estações de monitoramento da bacia hidrográfica de Rolante com operação do GPDEN/UFRGS

Estação	Tipo	Início do monitoramento	Intervalo de coleta	Dias de falhas/válidos (até 19/02/2020)
Noel	Pluviométrica	18/12/2018 ao presente	5 minutos	0/428
Mascarada	Pluviométrica, fluviométrica e sedimentométrica	04/02/2018 ao presente	10 minutos	190/146
Bombeiros	Meteorológica	19/12/2018 ao presente	10 minutos	82/232
Evandro	Pluviométrica	04/02/2019 ao presente	10 minutos	0/364

A Estação Noel e Evandro estão localizadas em altas altitudes, enquanto a estação Bombeiros situa-se a jusante das demais estações, já na cidade de Rolante. As estações apresentaram falhas devido a imprevistos e dificuldades de operação, mas, no decorrer do tempo, estas falhas foram reduzidas. Existem outras estações operadas por outras instituições, conforme exposto na Tabela 9.

Tabela 9 – Outras estações de monitoramento da bacia hidrográfica de Rolante

Código	Estação	Responsável	Tipo	Início/fim do monitoramento	Intervalo de coleta
2950098/87350000	Alto Rolante	SEMA/RS	Pluviométrica e fluviométrica	01/7/2017 ao presente	15 minutos
431575001A	Riozinho Centro	CEMADEN	Pluviométrica	01/01/2014 ao presente	1 hora
431600605H	Rolante	CEMADEN	Pluviométrica e fluviométrica	01/01/2014 a 03/11/2017	1 hora
431600602A	Fazenda Passos	CEMADEN	Pluviométrica	01/01/2014 ao presente	1 hora
431820001A	São Francisco de Paula	CEMADEN	Pluviométrica	01/01/2014 ao presente	1 hora

As localizações de todas estas estações na bacia de Rolante estão expostas na Figura 18.

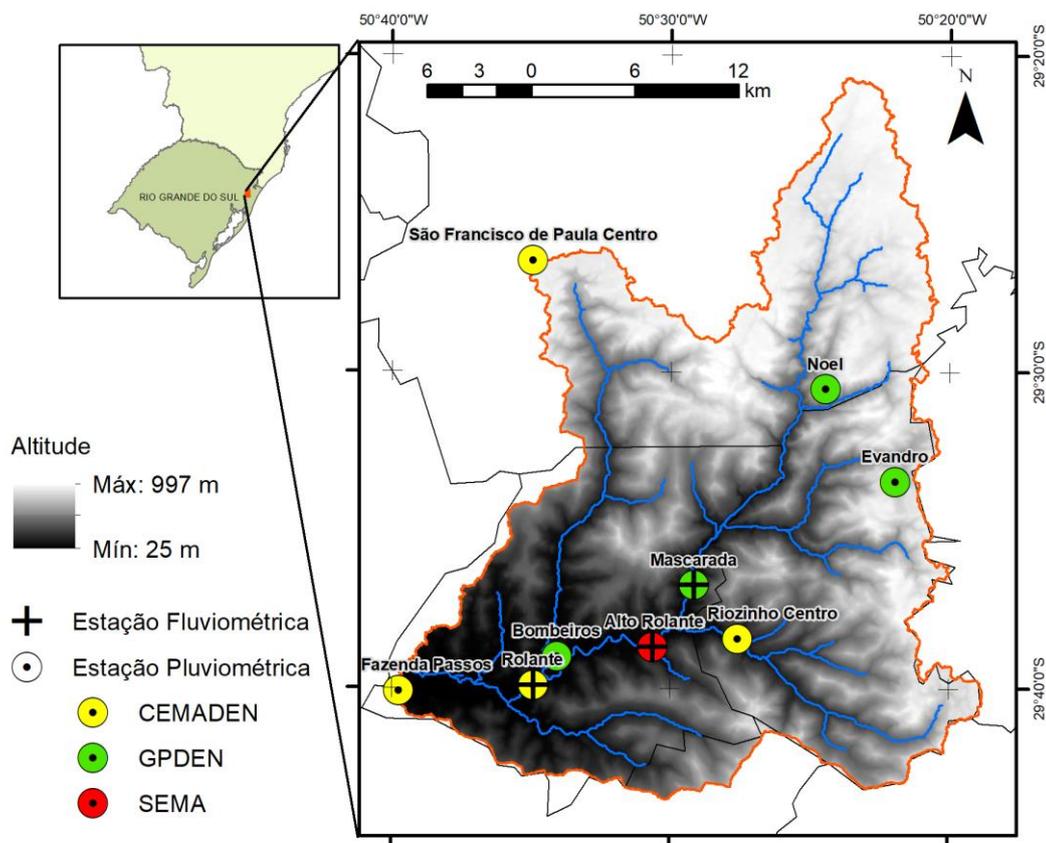


Figura 18 – Localização das estações pluviométricas e fluviométricas na bacia hidrográfica

A fim de auxiliar na pesquisa nessa área, o GPDEN adquiriu um Modelo Digital de Terreno (MDT), sendo um modelo obtido pelo satélite *DigitalGlobe – WorldView* e processado pela empresa AW3D. Este MDT tem resolução espacial de 1 metro e abrange a bacia hidrográfica do rio Mascarada, que é a sub-bacia de Rolante onde ocorreram os escorregamentos. Para o restante da bacia do rio Rolante, foi utilizado o Modelo Digital de Elevação (MDE) gerado pelo sensor PALSAR do satélite ALOS. As imagens corrigidas e reamostradas estão disponíveis na plataforma Alaska Satellite Facility – ASF, possuem resolução espacial de 12,5 metros e foram adquiridas pelo satélite no ano de 2011, ou seja, antes do evento extremo.

4.3 LOCAIS DE FORMAÇÃO DE BARRAGEM

A partir da determinação das cicatrizes dos escorregamentos por sensoriamento remoto, foram escolhidos 20 pontos para analisar a possibilidade de formação de

barragem, conforme indicado na Figura 19. Esses pontos foram escolhidos a partir da observação de locais que houve a convergência de diversos escorregamentos para um mesmo ponto do rio ou locais em que o escorregamento foi expressivo, aumentando a possibilidade de barramento.

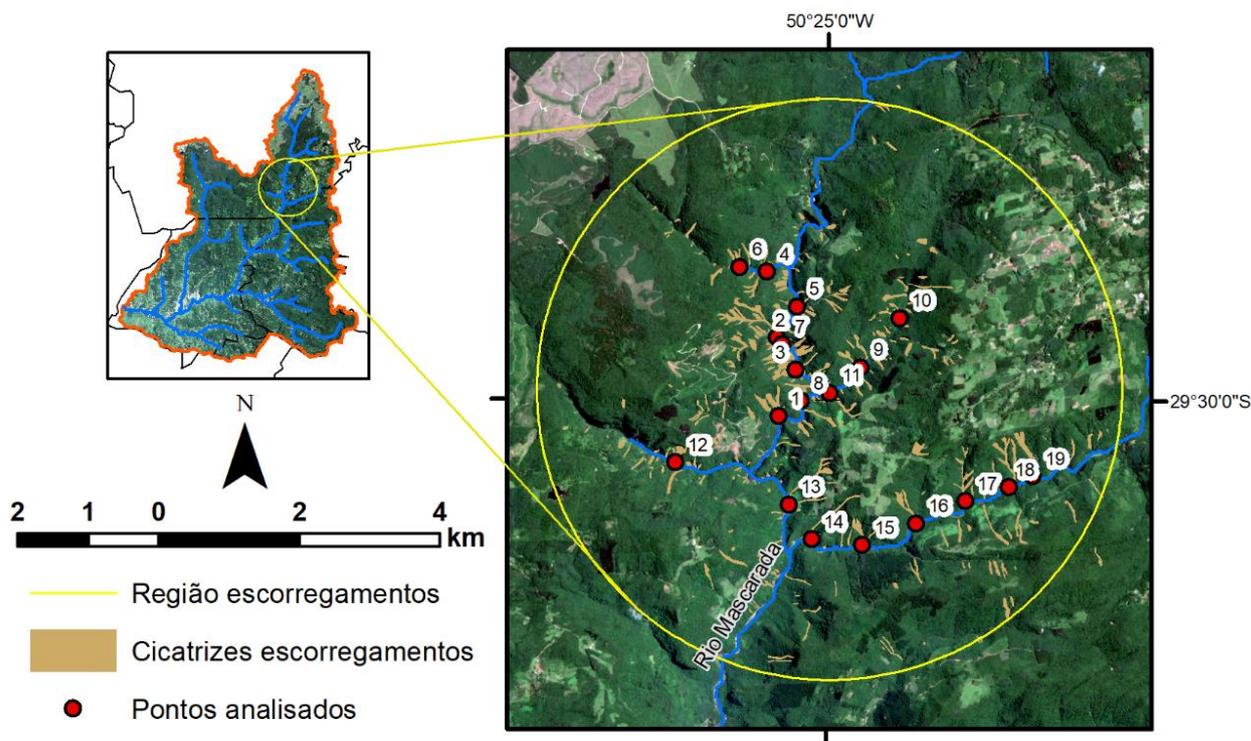


Figura 19 – Localização dos escorregamentos e pontos analisados de possível formação de barragem natural

Com o uso do *software* ArcGIS 10.3, as áreas das cicatrizes de escorregamento foram calculadas. Considerando uma média constante de profundidade de solo de 1 metro, como observado em campo, foi determinado o volume do solo transportado pelos escorregamentos, considerado como o volume da barragem.

Para determinar a formação de barragens, foram calculados índices geomorfométricos. O primeiro índice geomorfométrico analisado foi o *Morphological Obstruction Index* (MOI), proposto por Stefanelli *et al.* (2016). Para a aplicação desse índice, foi utilizada as curvas de níveis geradas pelo MDT de resolução de 1 metro. A largura do vale foi estipulada como a distância perpendicular as curvas de nível na região plana próxima ao rio, antes do início da escarpa iniciar – onde há o aumento da declividade. Com o volume de solo do escorregamento e a largura do vale determinados, foi possível calcular o índice MOI, analisando se há o potencial de formação de barragem, conforme as limitações determinadas por Stefanelli *et al.* (2016).

Para analisar a estabilidade da barragem, o índice *Hydromorphological Dam Stability Index* (HDSI), também proposto por Stefanelli *et al.* (2016), foi utilizado, com os parâmetros de área da sub-bacia a montante do ponto analisado e de inclinação do leito do rio. Também utilizando o MDT de resolução de 1 metro, foram calculadas as áreas das sub-bacias e a inclinação média do trecho de 100 metros do leito do rio, ao redor do ponto de encontro do escorregamento com o rio.

Os índices BI e DBI propostos por Ermini e Casagli (2003) também foram aplicados a fim de comparação. Deste modo, analisando os valores limiares dos índices MOI e HDSI e, comparando com os índices BI e DBI, foram determinados os pontos de provável ocorrência de barragens naturais devido aos escorregamentos ocorridos em 5 de janeiro de 2017.

4.4 SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO

Com o objetivo de determinar a vazão do rio gerada pelo evento de chuva de 5 de janeiro de 2017, o modelo chuva-vazão HEC-HMS foi utilizado para a bacia hidrográfica de Rolante. A modelagem hidrológica passou primeiramente pelo processo de calibração, seguido pela validação para posterior simulação do evento chuvoso estudado. O objetivo foi definir o hidrograma em diferentes pontos da bacia: pontos de possível barramento e na estação fluviométrica Mascarada, onde o GPDEN faz o monitoramento do nível do rio. Um fluxograma explicando como foi o uso do HEC-HMS está exposto na Figura 20. A seguir, esses passos são detalhados.

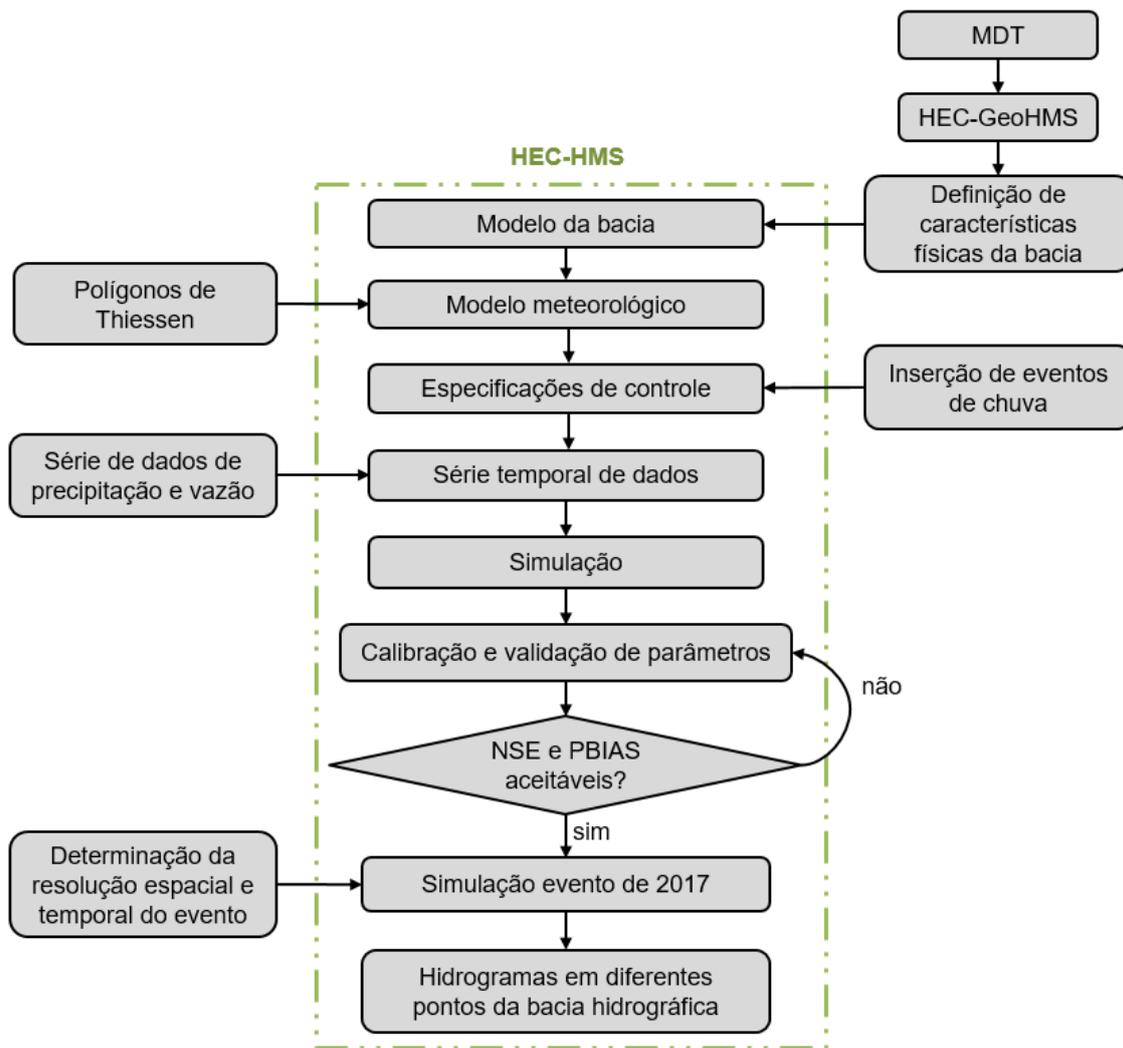


Figura 20 – Fluxograma da simulação hidrológica no HEC-HMS

4.4.1 Calibração e validação do modelo HEC-HMS

Para utilizar o modelo HEC-HMS, inicialmente foram definidas as características físicas da bacia, definindo quantas sub-bacias havia conforme a drenagem, as áreas das sub-bacias e os comprimentos, as larguras e as declividades dos rios. Para determinar essas características físicas, foi utilizado o HEC-GeoHMS, que é uma ferramenta integrada com SIG, disponível no ArcGIS. O MDE de resolução de 12,5 metros foi utilizado para determinar as características físicas da bacia hidrográfica de Rolante. Esses dados foram inseridos no HEC-HMS 4.2.1, no componente modelo da bacia (*Basin Model*). Os métodos escolhidos para a representação das sub-bacias e dos rios foram:

- SCS Curva Número (*SCS Curve Number*), para o método de perdas (*Loss Method*);

- Hidrograma Unitário de Clark (*Clark Unit Hydrograph*), para o método de transformação (*Transformation Method*);
- Onda cinemática (*Kinematic Wave*), para o método de propagação (*Route Method*).

Para determinação do parâmetro CN, foi feita uma junção dos mapas de uso de solo e tipo de solo e foi analisada a porcentagem de cada tipo e uso do solo em cada sub-bacia. A Tabela 10 foi utilizada para determinar o valor médio do CN de cada sub-bacia, o qual foi inserido no HEC-HMS. Esse valor de CN foi usado como aproximação inicial, sendo um parâmetro posteriormente calibrado para mais ou menos 5 do valor de aproximação inicial, pois se considera que o valor tabelado pela literatura contém incertezas.

Tabela 10 – Valores utilizados do parâmetro CN na simulação hidrológica da bacia hidrográfica de Rolante (Adaptado de Tucci, 2004)

Uso de Solo	Tipo de Solo			
	A	B	C	D
Floresta nativa	26	52	62	69
Floresta implantada	36	60	70	76
Agricultura/pasto	45	64	80	85
Área urbana	51	68	79	84
Solo exposto	39	61	74	80

Para determinação do tempo de concentração do rio principal de cada sub-bacia, a Equação de Kirpich foi utilizada (Equação 20). Novamente, esse valor foi utilizado como aproximação inicial, sendo posteriormente calibrado para mais ou menos 30% dessa aproximação inicial.

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} \quad (20)$$

onde t_c é o tempo de concentração (min); L é o comprimento do rio principal (km); e ΔH é o desnível do rio principal (m).

O coeficiente de armazenamento foi calculado conforme orientação do manual do HEC-HMS (USACE, 2000), em que é uma porcentagem 60% maior do tempo de concentração da sub-bacia. Esse valor também foi usado como aproximação inicial e foi posteriormente calibrado livremente. De forma semelhante, a absorção inicial foi

determinada a partir do valor do CN da sub-bacia, conforme o manual da USACE (2000) e a Equação 21.

$$I_a = 0,2 \cdot \left(\frac{25400 - 254 \cdot CN}{CN} \right) \quad (21)$$

onde I_a é a absorção inicial (mm); CN é o parâmetro de *curve number* da sub-bacia.

O coeficiente n de rugosidade de Manning foi determinado inicialmente como 0,04 para todos os rios, considerando a quantidade de rochas e blocos do leito. Posteriormente esse parâmetro foi calibrado livremente para poder contabilizar outras características do rio que não é contabilizada no modelo, como a sinuosidade do rio.

O escoamento de base (escoamento subsuperficial) também foi calculado para a série de dados medidos. Assim, o escoamento de base foi retirado da série de vazão medido na estação fluviométrica. Portanto, o HEC-HMS simulou somente o escoamento superficial na bacia. O método de determinação do escoamento de base utilizado foi o filtro digital de Eckhardt (ECKHARDT, 2005), utilizando a metodologia proposta por Collischonn e Fan (2013) de utilizar um filtro inverso para determinar o parâmetro de maior índice de escoamento de base (*BFImax*).

O segundo componente definido no HEC-HMS foi o modelo meteorológico (*Meteorologic Model*), no qual foi inserida a precipitação sobre a bacia. As estações pluviométricas utilizadas foram as que tinham uma série temporal disponível, coincidentes e sem falhas. Portanto, as estações pluviométricas utilizadas foram: Mascarada, Evandro, São Francisco de Paula e Riozinho, conforme apresentado na Figura 21, sendo descartadas o uso das estações sem dados. Foi escolhido distribuir a precipitação sobre a bacia utilizando o método dos Polígonos de Thiessen, que é uma divisão geográfica a partir da distância entre as estações.

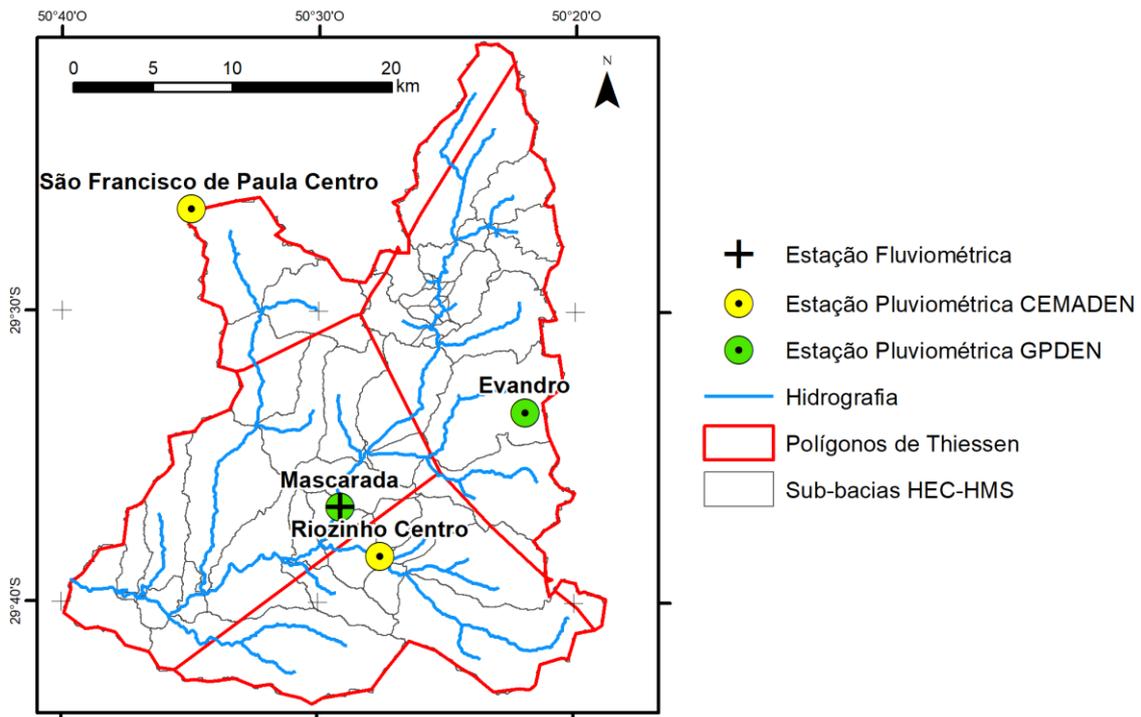


Figura 21 – Estações pluviométricas e fluviométricas utilizadas no HEC-HMS e os Polígonos de Thiessen

O terceiro componente inserido no HEC-HMS consistiu nas especificações de controle (*Control Specifications*), que definem a data e o intervalo de tempo envolvido na simulação, podendo ser eventos discretos ou uma série contínua. No caso deste estudo, foi escolhido simular eventos discretos. Para escolher os eventos a serem simulados, foram analisadas as séries de dados medidos de nível do rio e de precipitação na estação Mascarada. Observou-se que a chuva na bacia hidrográfica muitas vezes ocorre de forma localizada, pois havia situações em que choveu somente na cabeceira da bacia, gerando aumento do nível do rio no local da estação, sem que houvesse chuva nesta estação. Por causa dessa grande variabilidade espacial da chuva sobre a bacia e pouca disponibilidade de dados monitorados, foram escolhidos somente eventos em que se observou uma chuva que abrangia uma área grande da região.

Por fim, o último componente colocado no HEC-HMS foi a série temporal de dados (*Time-Series Data*), sendo inseridos os dados observados medidos nas estações pluviométricas e fluviométricas da bacia. A estação fluviométrica de Mascarada foi utilizada para a calibração e validação com os dados medidos em campo. Infelizmente, não havia mais dados de estações fluviométricas que coincidiam com os dados das estações pluviométricas escolhidas e com a possibilidade de ajustar a curva-chave de vazão *versus* o nível do rio da estação. Assim, decidiu-se calibrar somente a estação

fluviométrica de Mascarada, após a construção da sua curva-chave. Quando foram escolhidos os eventos de calibração e validação, foram escolhidos somente eventos em que o nível do rio estava compreendido dentro desse ajuste da curva-chave, a fim de diminuir possíveis erros.

A calibração automática foi feita para eventos de chuva, com os parâmetros: tempo de concentração (*time of concentration*), coeficiente de armazenamento (*storage coefficient*), absorção inicial (*initial abstraction*), Curva Número (*Curve Number - CN*) e *n* de Manning (*Manning's n*). A variação permitida de calibração para os parâmetros de CN foi de ± 5 e de tempo de concentração foram de $\pm 30\%$ do valor inicial. Os parâmetros restantes foram livremente calibrados. Para a escolha dos eventos de calibração e validação, foram analisados e utilizados os dados das estações pluviométricas e fluviométricas sem falhas.

Para avaliar a calibração e validação do modelo, o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE) e o viés percentual (PBIAS) foram utilizados, conforme as Equações (22) e (23).

$$NSE = 1 - \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{i,sim} - Q_{i,obs})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{i,obs} - Q_{médio})^2} \right] \quad (22)$$

$$PBIAS = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{i,obs} - \sum_{i=1}^n Q_{i,sim}}{\sum_{i=1}^n Q_{i,obs}} \times 100 \quad (23)$$

onde $Q_{i,obs}$ é a vazão observada ou medida no *i*-ésimo dia do evento; $Q_{i,sim}$ é a vazão simulada pelo modelo no *i*-ésimo dia; $Q_{médio}$ é a média dos valores observados; e *n* é o número total de dias do evento simulado.

O coeficiente de Eficiência de Nash Sutcliffe (NSE) indica a variância do resíduo comparado com a variância dos dados medidos, sendo que seu valor varia de $-\infty$ a 1. Valores satisfatórios de NSE são iguais ou superiores que 0,5 (MORIASI *et al.*, 2007). Já o viés percentual (PBIAS), também chamado de erro de volume, indica a tendência média dos dados simulados serem maiores ou menores que os dados observados. Valores satisfatórios de PBIAS são $\pm 25\%$ para escoamento (MORIASI *et al.*, 2007).

Assim, decidiu-se que havia eventos calibrados o suficiente quando foram encontrados quatro eventos com valores de Eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE) e viés percentual (PBIAS) aceitáveis. A validação dos eventos foi feita com a média dos

parâmetros calibrados para cada sub-bacia. Houve a dificuldade de determinar o parâmetro de absorção inicial das sub-bacias na validação, pois este varia bastante conforme a umidade do solo ao iniciar o evento de chuva. Assim, decidiu-se determinar o parâmetro de absorção inicial a partir de uma análise da chuva antecedente anterior aos eventos calibrados. Foi feita uma análise estatística de qual Índice de Precipitação Antecedente (12 horas, 1 dia, 3 dias, 5 dias, 7 dias ou 10 dias) apresentava melhor correlação com a absorção inicial calibrada. Foi encontrado que o Índice de Precipitação Antecedente de 7 dias apresentou melhor correlação (Apêndice A). Portanto, essa correlação de índice de 7 dias de chuva antecedente foi utilizada para determinar a absorção inicial de cada evento testado para validação. Finalmente, após três eventos de validação terem encontrados valores de erros aceitáveis, considerou-se que a simulação chuva-vazão da sub-bacia hidrográfica do Mascarada tinha parâmetros prontos para simular o evento de estudo.

4.4.2 Sub-bacias não-calibradas

Conforme já dito, a única estação com curva-chave de vazão ajustada na região é a estação Mascarada, localizada na maior sub-bacia do rio Rolante. Portanto, somente as sub-bacias localizadas a montante dessa estação puderam ser devidamente calibradas. Outras duas grandes sub-bacias localizadas em Rolante são a do arroio Riozinho e a do arroio Areia, demonstradas na Figura 22, e suas respectivas áreas estão expostas na Tabela 11.

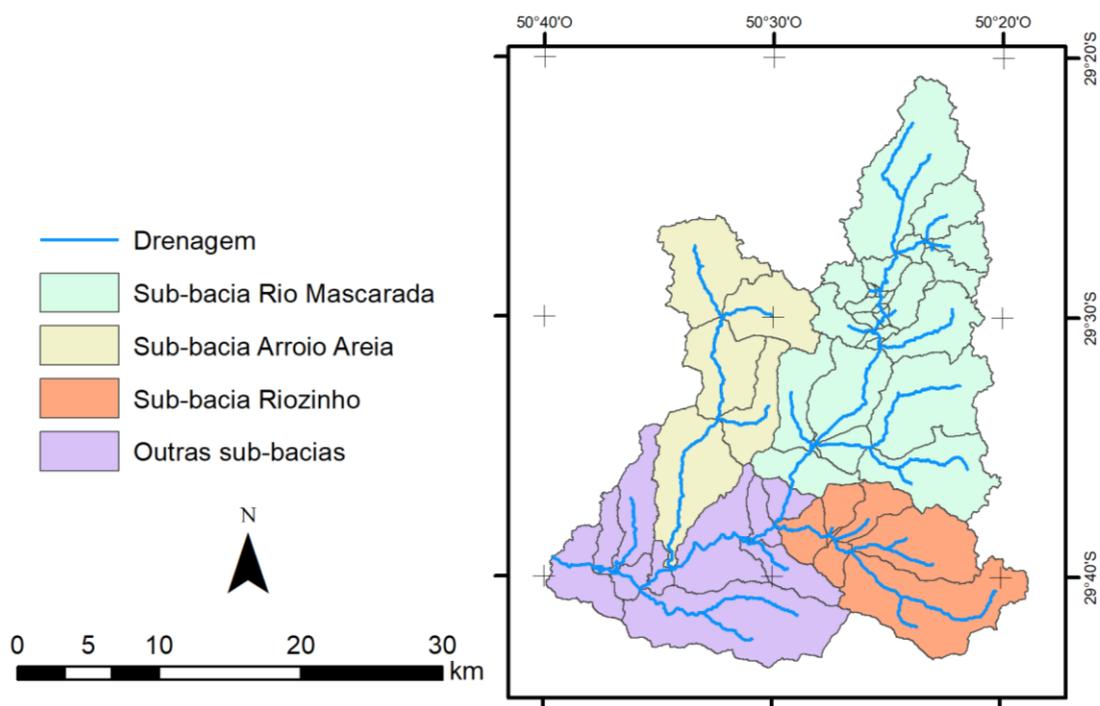


Figura 22 – Localização das sub-bacias Mascarada, Riozinho e Arroio Areia na bacia hidrográfica de Rolante

Tabela 11 – Áreas das principais sub-bacias da bacia hidrográfica de Rolante

Sub-bacia	Área (km ²)
Mascarada	311
Riozinho	125
Arroio Areia	151
Outras	184
Total	771

Para contornar o problema de falta de dados para calibração destas demais sub-bacias, os parâmetros delas foram definidos baseados nos valores validados da sub-bacia Mascarada. Para os parâmetros de tempo de concentração e coeficiente de armazenamento, foi feito um ajuste no gráfico dos valores calibrados *versus* as áreas das sub-bacias do Mascarada. De forma similar, para determinar o parâmetro CN, foi feito um ajuste de curva no gráfico CN *versus* porcentagem de área de floresta das sub-bacias do Mascarada. Por fim, os parâmetros de absorção inicial e coeficiente de rugosidade foram determinados a partir da média dos valores validados da sub-bacia do Mascarada.

4.4.3 Simulação do evento de janeiro de 2017

Após a estimativa e validação dos parâmetros de todas as sub-bacias da bacia hidrográfica de Rolante, os dados de precipitação registrados no evento de 5 de janeiro de 2017 foram aplicados, a fim de determinar os hidrogramas em diferentes pontos da bacia. Entretanto, a determinação da resolução espacial e temporal dessa chuva foi um desafio, pois não havia muitos dados oficiais medidos na região.

Os dados oficiais mais próximos medidos foram de cerca de 50 mm de precipitação em média das 16h às 21h, o que foi considerado como subestimado observando as consequências do evento (SEMA/RS, 2017). Isso ocorreu devido à falta de estações de medição de precipitação oficiais próximas a região e por ter sido um evento de chuva espacialmente restrito. Assim, a SEMA/RS (2017) coletou dados de precipitação não-oficiais de sete pluviômetros rurais, de agricultores da região, no qual o valor mais alto encontrado foi de 272 mm acumulados para aquele dia do evento. As localizações dos pluviômetros oficiais e dos agricultores estão expostas na Figura 23.

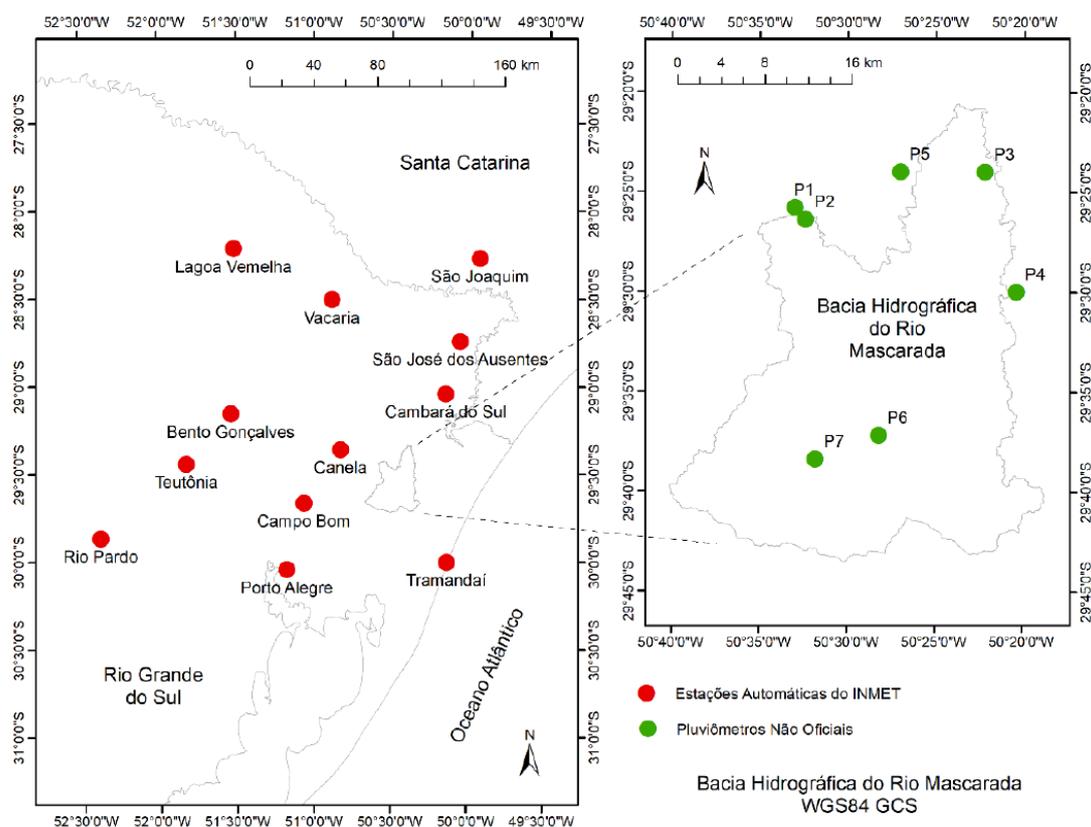


Figura 23 – Localização dos dados de precipitação oficiais do INMET e de não-oficiais dos agricultores (CENSI e MICHEL, 2018)

Mesmo assim, constata-se que na região que ocorreu a grande maioria dos escorregamentos não há dados de precipitação, nem dos dados não-oficiais dos agricultores. Censi e Michel (2018) afirmaram, via imagens de satélite GPM IMERG, que embora a precipitação tenha sido bastante elevada nessa região, os valores de chuva estimados a partir de dados de satélite também subestimaram os valores ocorridos na região.

Não havendo alternativa, decidiu-se utilizar esses dados não-oficiais dos agricultores para determinar a resolução espacial da chuva. Foram determinados os Polígonos de Thiessen das estações pluviométricas não-oficiais dos agricultores junto com a estação de Riozinho, que registrou a precipitação desse evento de chuva. Após isso, foi feita uma junção desses polígonos não-oficiais com os polígonos anteriormente utilizados na calibração e validação do modelo, conforme demonstrado na Figura 24. Assim, foram definidos pesos de acordo com as áreas dos polígonos.

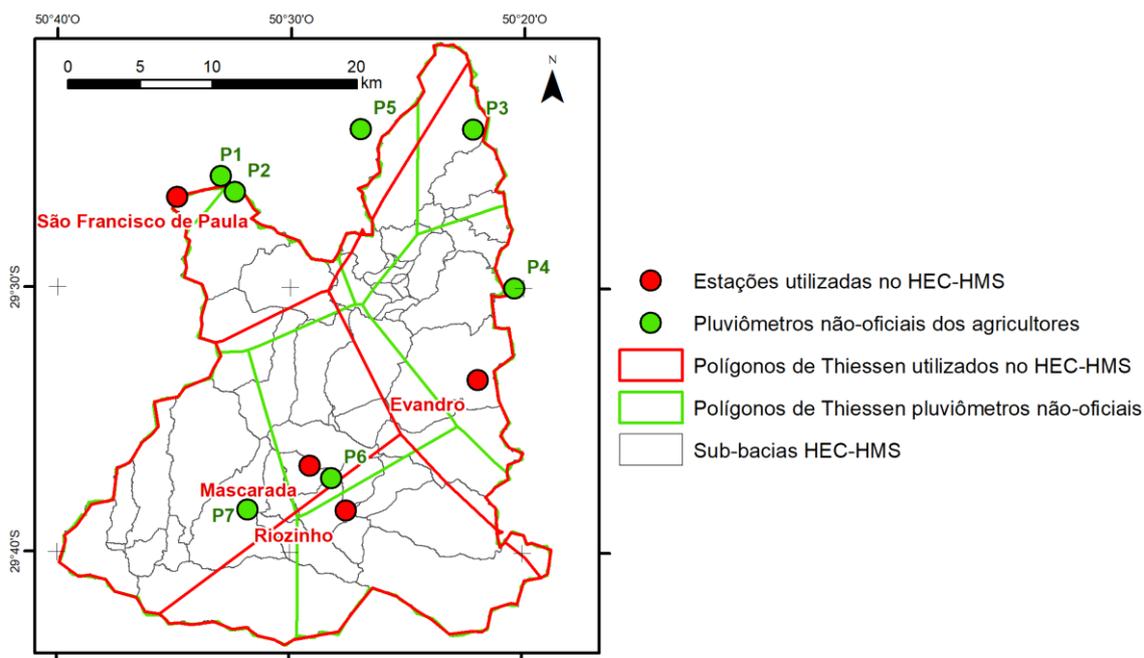


Figura 24 – Junção de Polígonos de Thiessen oficiais e não oficiais

Para determinar a resolução temporal da chuva, foi utilizada a estação pluviométrica oficial de Riozinho, com resolução de 10 minutos, e as estações não-oficiais dos agricultores, que registram a chuva uma vez por dia. Por não haver disponível a resolução temporal dos dados dos agricultores, decidiu-se criar chuvas hipotéticas de acordo com a distribuição de Huff (1990), conforme demonstrado na Figura 25. Huff (1990) criou quatro distribuições temporais hipotéticas de chuva, cada uma com um quartil que tem a maior intensidade da chuva.

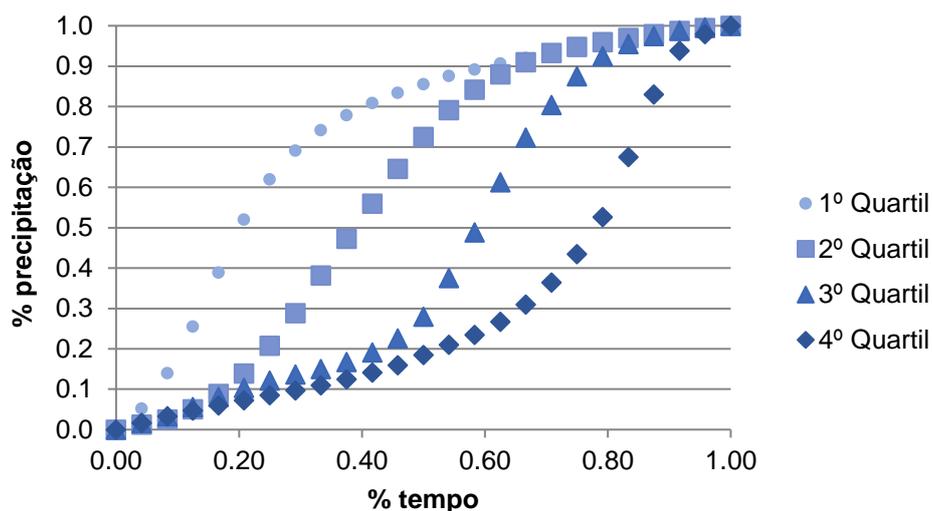


Figura 25 – Distribuições temporais de chuva de acordo com o método de Huff (1990)

Diferenças na distribuição temporal da chuva podem gerar resultados consideravelmente diferentes: embora haja uma conservação do volume total escoado no hidrograma, a tendência é que as vazões de pico sejam maiores para a chuva concentrada no 4º quartil da distribuição de Huff. Além disso Monteiro e Kobiyama (2014) indicaram que o maior impacto da mudança da distribuição temporal da chuva é nas velocidades e profundidades médias, não afetando tanto a profundidade máxima inundada.

O relato de um morador da região dos escorregamentos auxiliou na escolha dos diferentes quartis na distribuição temporal da chuva de Huff. O relato é de que a chuva começou pelas 13h, aumentando aos poucos e ficando cada vez mais forte, sendo que pelas 16h, a intensidade da chuva diminuiu um pouco. A partir desse relato, foi definido que os cenários mais próximos ao que ocorreu no evento seriam os concentrados no 3º quartil e no 4º quartil da distribuição de Huff. Assim, ambas distribuições foram utilizadas para a simulação hidrológica da bacia, criando dois cenários de simulação hidrológica, conforme a Tabela 12.

Tabela 12 – Cenários básicos de precipitação a simulação hidrológica do evento de 2017

Cenário de chuva	Contexto	Precipitação total média (mm)	Intensidade média total (mm/h)
3Q	Precipitação com distribuição de Huff do 3º quartil	127,8	31,9
4Q	Precipitação com distribuição de Huff do 4º quartil		

Os resultados desses dois cenários do HEC-HMS foram utilizados como hidrograma de entrada na simulação hidrodinâmica para analisar a extensão da inundação causada por esse evento de chuva. Além disso, por ser mais parecido com o relato do morador, o cenário de precipitação conforme o 3º quartil de Huff foi escolhido para continuar a simulação de rompimento de barragem e de propagação desse fluxo.

4.5 SIMULAÇÃO DO ROMPIMENTO DAS BARRAGENS

O primeiro passo para simular o rompimento das barragens e obter o hidrograma do rompimento foi determinar as características geométricas das barragens. A metodologia de Takahashi (2014) foi usada para definir os seguintes parâmetros das barragens: altura, largura da base, largura da crista e inclinação da face a montante e a jusante.

Para determinar esses parâmetros, a largura do canal, ou seja, a largura do fundo do vale tem que ser determinada. Essa variável foi estipulada através da ponderação entre a provável altura da barragem e a largura que essa barragem precisa ter para bloquear o vale, sendo feito uma iteração manual entre esses valores e mantendo o volume do solo escorregado que cria a barragem. Assim, inicialmente se propôs uma largura do fundo do vale e, pela metodologia proposta por Takahashi (2014), foi calculada a altura da barragem que bloqueia esse vale mantendo o volume de material escorregado. Partindo do pressuposto que a altura da barragem se mantém por toda a largura do canal para barrar o vale e o volume dessa barragem tem que ser igual ao volume do material do escorregamento, avalia-se se a altura dessa barragem corresponde a largura do vale mantendo o volume. Caso se confirme, esses parâmetros estão estabelecidos e as demais características geométricas da barragem podem ser

determinadas. Se essa altura da barragem não corresponder à largura do vale que a barragem tem que ter para manter o volume do solo escorregado, repete-se o processo propondo uma nova largura do vale.

Após obter esses parâmetros geométricos das barragens, foi possível prosseguir com dois tipos de simulação de rompimento de barragem: a de modelagem baseada em equações físicas e a de modelagem paramétrica, baseada em equações empíricas. O modelo BRCH foi escolhido para simular o rompimento de barragem por ser um modelo fisicamente embasado bastante utilizado. É possível simular o rompimento tanto por galgamento quanto por erosão interna, mas ressalta-se que galgamento é a forma de rompimento de barragem natural mais comum. O dado de saída fornecido pelo modelo é o hidrograma de rompimento, que posteriormente foi inserido no modelo de propagação do fluxo. A Figura 26 apresenta o fluxograma do uso do modelo BRCH para simular rompimentos de barragens. Em seguida, são explicados mais detalhes dessa simulação.

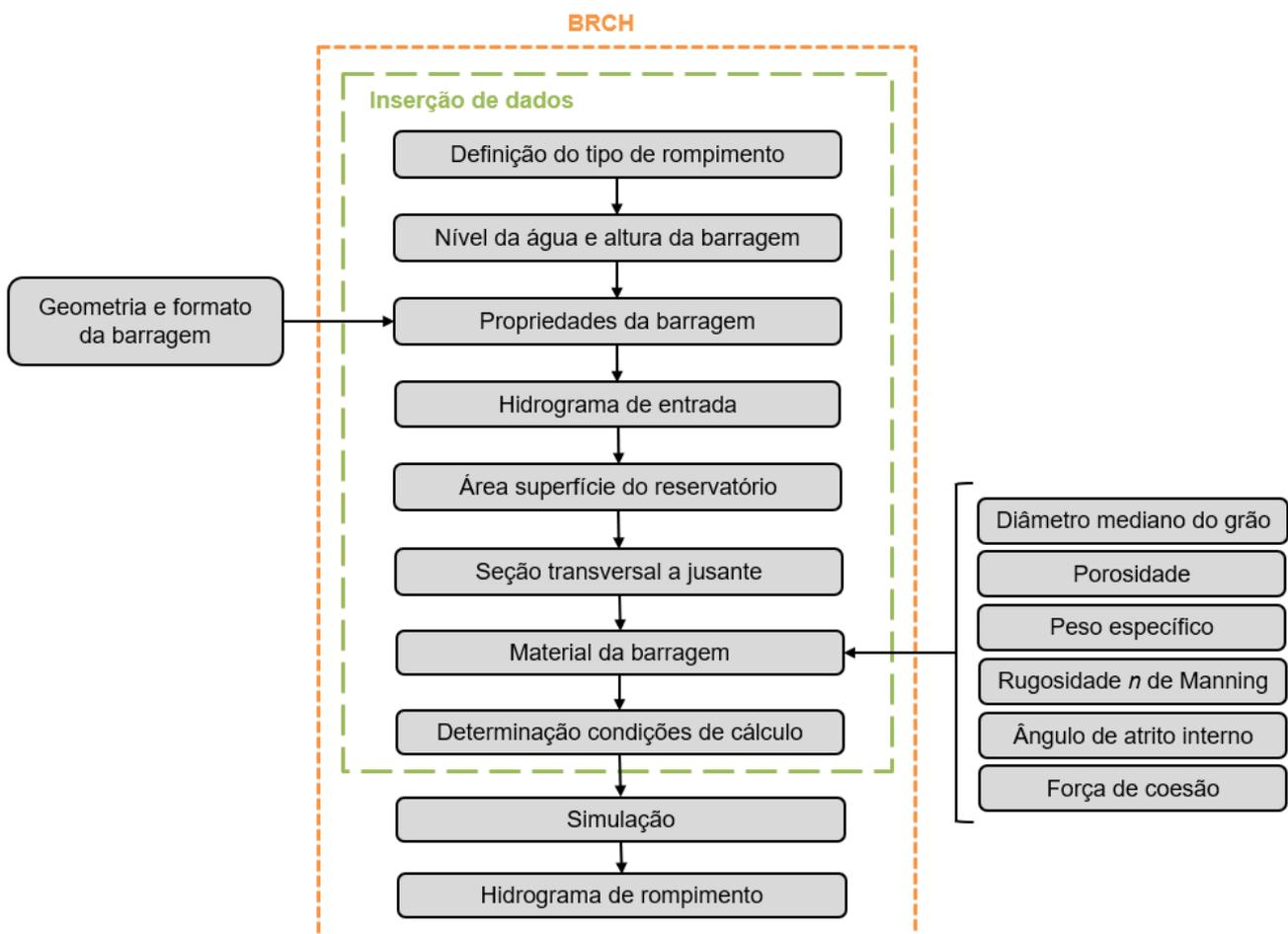


Figura 26 – Fluxograma da simulação de rompimento de barragem no modelo BRCH

Os principais dados necessários de entrada do modelo BRCH são o hidrograma, a curva cota-área, a seção transversal e o formato da barragem, como a elevação do topo da barragem, a elevação do leito do canal, a altura inicial da água, a declividade da face a montante e declividade da face a jusante da barragem. Com o MDT de resolução de 1 metro e as alturas das barragens determinadas pela metodologia de Takahashi (2014), a curva cota-área de cada barragem foi calculada no ArcGIS 10.3. Além disso, também foram inseridas no modelo BRCH as seções transversais do reservatório, indicando sua elevação e sua largura do topo, assim como o coeficiente de rugosidade n do Manning da região. O coeficiente de rugosidade de Manning foi determinado a partir de Chow (1959), sendo considerado como um canal montanhoso com a presença de seixos e blocos, apresentando um valor de 0,05.

Um dos dados de entrada mais importantes no modelo BRCH é o hidrograma, que no caso deste trabalho é o resultado da simulação hidrológica do HEC-HMS. Como nessa reconstrução de evento não há dados de formação da barragem e nem do momento de rompimento dela, neste estudo partimos do pressuposto que a barragem rompe no momento máximo do hidrograma, sendo que a barragem já estaria cheia de água. Sendo assim, o hidrograma de entrada no modelo BRCH foi definido como a descida, a partir do ponto máximo, do hidrograma gerado pelo HEC-HMS.

Outros dados de entrada que o modelo BRCH utiliza estão relacionados ao material da barragem que, nesse caso de barragem natural, é o solo misturado com a vegetação transportada pelos escorregamentos. Para a aplicação do BRCH, as barragens naturais foram consideradas como um material homogêneo. Os parâmetros necessários do material da barragem são: diâmetro mediano do grão, porosidade, peso específico, rugosidade, ângulo de atrito interno e força de coesão. Esses valores foram determinados de acordo com a literatura que avaliou outros casos de barragens naturais, conforme a Tabela 13. Idealmente, deveria ter sido feito uma saída de campo para os locais de formação de barragem, ter coletado amostras de solo e feito uma análise em laboratório. Entretanto, isso não foi possível devido ao difícil acesso aos locais de formação das barragens.

Tabela 13 – Valores de parâmetros do material das barragens naturais

Parâmetro do material da barragem	Valor utilizado no BRCH	Valor da literatura	Fonte
			Fread (1988)
Diâmetro mediano da granulometria	15 mm	10 – 1000 mm	Hu <i>et al.</i> (2014) Casagli, Ermini e Rosati (2003)
Porosidade	55%	50% – 60%	Fread (1988) Okeke e Wang (2016)
Peso específico	20 kN/m ³	15 – 26 kN/m ³	Fread (1988) Mori <i>et al.</i> (2010)
Rugosidade <i>n</i> de Manning	0,05	0,03 – 0,07	Chow (1959) Fread (1988)
Ângulo de atrito interno	32°	25° - 35°	Hu <i>et al.</i> (2014) Mori <i>et al.</i> (2010)
Força de coesão	20 kPa	1 – 30 kPa	Fread (1988) Hu <i>et al.</i> (2014)

Conforme exposto na Tabela 13, a maioria dos valores usados foram baseados em Fread (1988), que é o próprio manual do BRCH e há exemplos de estudos de caso de diferentes rompimentos de barragens, incluindo barragens naturais e seus parâmetros. Ressalta-se que no caso de barragens naturais geradas por chuva, o material da barragem encontra-se com uma grande quantidade de água, o que tende a diminuir a coesão e o ângulo de atrito interno do solo. Barragens naturais apresentam solo pouco agregados, aumentando a porosidade e diminuindo a coesão, e com materiais grandes como blocos de rocha e troncos da vegetação, aumentando o diâmetro médio do grão e o ângulo de atrito interno. A fim de verificar a sensibilidade do modelo a esses parâmetros, foram feitos testes de valores máximos e mínimos encontrados na literatura. A vazão máxima encontrada desses testes foi comparada com a vazão máxima escolhida para a simulação desse estudo.

Barragens naturais costumam ser muito mais largas que barragens de terra artificiais (Figura 27) e costumam romper por galgamento. Portanto, para este trabalho foi considerado modelo BRCH que as barragens naturais não têm vertedouro e romperam por galgamento.

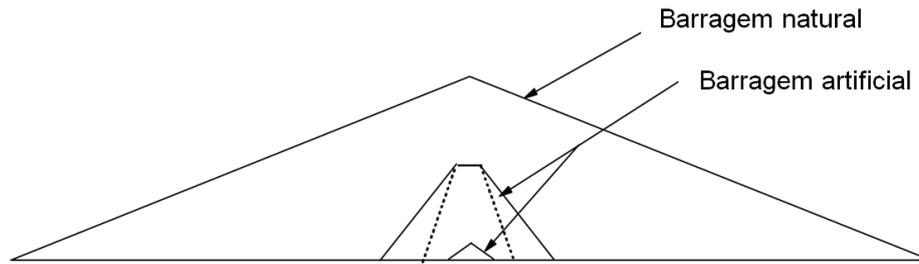


Figura 27 – Comparação da largura e formato da barragem artificialmente construída e barragem natural (FREAD, 1988)

No rompimento por galgamento, a água excede a altura da barragem, gerando um canal que erode a barragem. Inicialmente, esse canal é considerado pelo modelo como retangular, mas, com o aumento da profundidade, a parede do canal tende a colapsar e o canal se torna gradualmente trapezoidal. Um dos dados que podemos definir no modelo é a abertura máxima que o fundo da brecha de rompimento pode alcançar. Esse valor foi determinado pela largura do vale que foi calculada para aplicar o índice geomorfológico que auxiliou na determinação de locais que formam as barragens.

As principais equações utilizadas no modelo estão descritas a seguir, com base em Fread (1988). O BRCH faz os cálculos em unidades inglesas, porém o próprio modelo pode efetuar a conversão para unidades do Sistema Internacional. Para determinar o nível do reservatório, a equação de conservação de massa é utilizada (Equação 24).

$$Q_i - (Q_b + Q_o) = S_a \cdot \frac{43560 \cdot \Delta H}{3600 \cdot \Delta t} \quad (24)$$

onde Q_i é vazão de entrada no reservatório (ft^3/s); Q_b é a vazão de saída da brecha (ft^3/s); Q_o é a vazão da crista (ft^3/s); S_a é a área de superfície (acres) para elevação da água H (ft); e Δt é o intervalo de tempo (h).

A vazão de saída da brecha é considerada como um fluxo uniforme permanente, conforme determinado pela equação de Manning (Equação 25). A profundidade do canal é determinada após a estimativa da vazão Q_p .

$$Q_b = \frac{1,49 \cdot S^{0,5} \cdot A^{1,67}}{n \cdot P^{0,67}} \quad (25)$$

onde Q_b é a vazão de saída da brecha (ft^3/s); A é a área da seção transversal (ft^2); P é o perímetro molhado (ft); n é o coeficiente de rugosidade de Manning; e S é a declividade do leito (m/m).

A taxa de erosão da brecha é definida pela equação de transporte de sedimento Meyer-Peter e Muller modificada por Smart (1984), conforme a Equação (26), utilizando as Equações (27), (28), (29), (30), (31), (32), (33), (34), (35) e (36).

$$Q_s = 3,64 \cdot \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,2} \cdot P \cdot \left(\frac{D^{2/3}}{n} \right) \cdot S_{jus}^{1,1} \cdot (D \cdot S_{jus} - \Omega) \quad (26)$$

Sendo:

$$\Omega = 0,0054 \cdot \tau_c \cdot D_{50} \quad (\text{n\~{a}o coesivo}) \quad (27)$$

$$\Omega = \frac{b'}{62,4} (PI)^{c'} \quad (\text{coesivo}) \quad (28)$$

$$\tau_c = a' \cdot \tau'_c \quad (29)$$

$$a' = \cos \beta \cdot (1 - 1,54 \tan \beta) \quad (30)$$

$$\beta = \tan^{-1} S_{jus} \quad (31)$$

$$\tau'_c = 0,122 / R^{*0,970} \quad (\text{para } R^* < 3) \quad (32)$$

$$\tau'_c = 0,056 / R^{*0,266} \quad (\text{para } 3 \leq R^* \leq 10) \quad (33)$$

$$\tau'_c = 0,0205 / R^{*0,173} \quad (\text{para } R^* > 10) \quad (34)$$

$$S_{jus} = 1/ZD \quad (35)$$

$$R^* = 1524 \cdot D_{50} \cdot (D \cdot S_{jus})^{0,5} \quad (36)$$

onde Q_s é a taxa de transporte de sedimento (cfs), D_{30} , D_{50} , e D_{90} (mm) são os tamanhos do grão em que são 30, 50 e 90 por cento mais finos que o peso total; P é o perímetro molhado (ft); D é a profundidade hidráulica do fluxo (ft); S_{jus} é a declividade da face a jusante da barragem (m/m); ZD é a distância horizontal para cada 1 metro de elevação da face a jusante da barragem (m); β é o ângulo da declividade das paredes da brecha; τ'_c é a tensão de cisalhamento crítica adimensional de Shields; PI é o índice de plasticidade para solos coesivos; b' e c' são coeficientes empíricos com variação entre $0,003 \leq b' \leq 0,019$ e $0,58 \leq c' \leq 0,84$ (CLAPPER; CHEN, 1987).

Ao término da simulação, foi gerado o hidrograma de rompimento como resultado. A fim de comparação com o resultado do BRCH, também foram utilizadas as equações paramétricas, ou empíricas, para determinar o tempo de rompimento da barragem e a vazão de pico gerada, conforme já exposto na Tabela 6 e na Tabela 7 discutidas no referêcia bibliográfico deste trabalho. Uma análise dos volumes dos

hidrogramas gerados pelo modelo BRCH com os hidrogramas de entrada no modelo também foi feita, a fim de verificar a consistência de volume de água na simulação. Além disso, foi feita uma análise da sensibilidade dos parâmetros do material da barragem, da declividade das paredes das barragens e da abertura máxima do fundo da brecha. Essa análise de sensibilidade foi feita para cada cenário de rompimento de barragem e foi feita a média da influência no resultado da vazão máxima dos hidrogramas gerados. Por fim, após o hidrograma resultante do modelo BRCH ter sido considerado adequado, ele pôde ser inserido no modelo de propagação de onda.

4.6 SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA

O modelo Nays2D Flood foi escolhido para simular o fluxo após o rompimento da barragem. O software é dividido em três janelas principais: *pre-processor*, *solver console* e *post-processor*. Na janela de *pre-processor*, são inseridos os dados de entrada e são definidas as condições de cálculo. No *solver console*, é possível acompanhar o andamento dos cálculos durante a simulação. Por fim, no *post-processor*, analisa-se o resultado da simulação através de vídeos, imagens ou gráficos. O Nays2D Flood permite colocar uma imagem de fundo do *Google Earth*. Esses passos foram utilizados na metodologia desse trabalho, como exposto no fluxograma da Figura 28. Em seguida, cada passo é detalhado.

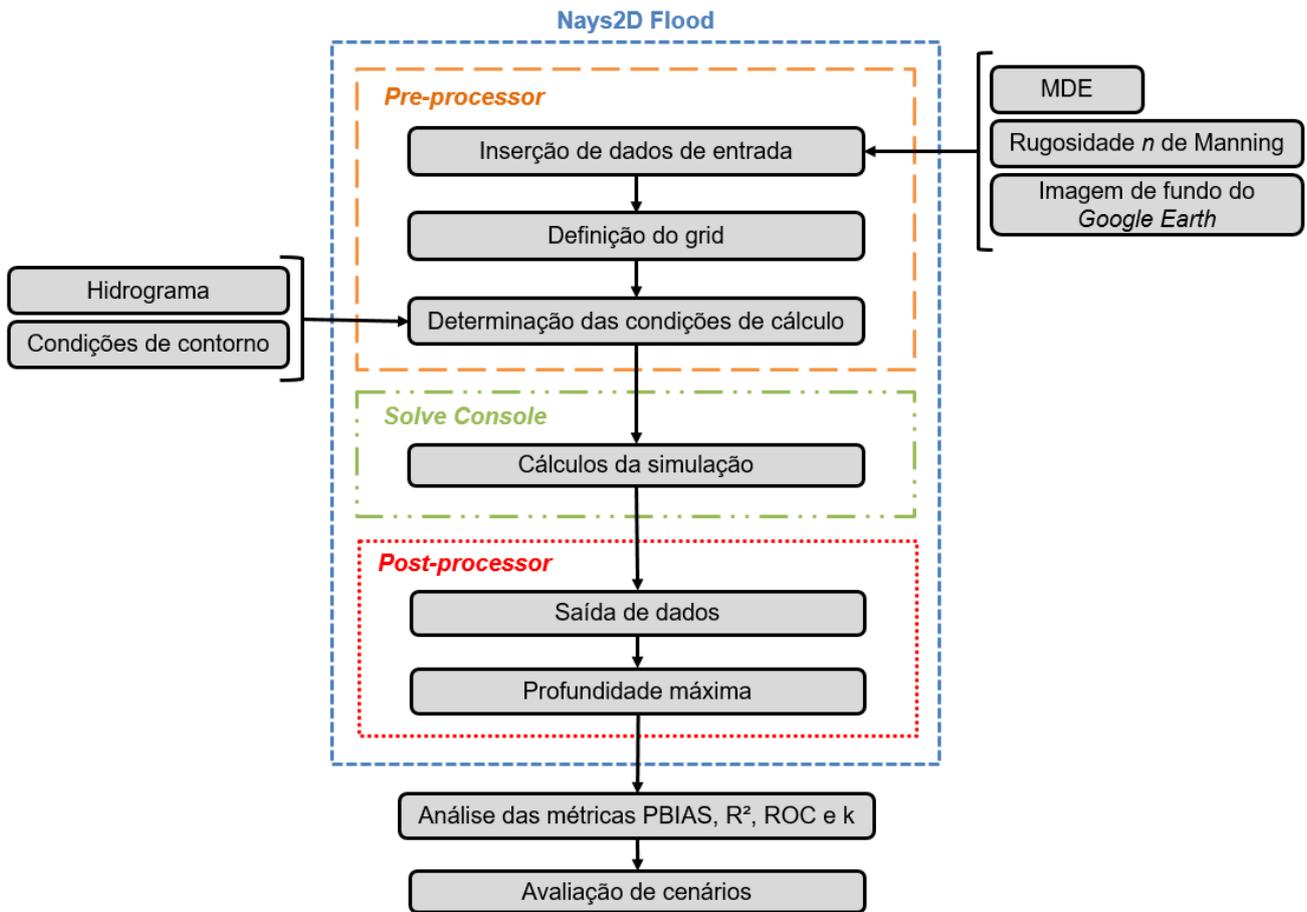


Figura 28 – Fluxograma da simulação da propagação da onda utilizando o Nays2D Flood

Iniciou-se o uso do Nays2D Flood na janela de *pre-processor*, onde foram inseridos os dados de entrada principais: a topografia, o coeficiente de rugosidade Manning da cobertura do solo e o hidrograma a ser propagado. Em resumo, todos os dados de entrada do modelo e suas fontes estão dispostos na Tabela 14 e são detalhados a seguir.

Tabela 14 – Dados de entrada utilizados no Nays2D Flood

Dado de entrada utilizado	Fonte do dado
Topografia	MDT adquirido por GPDEN
Hidrograma	Resultado do HEC-HMS e BRCH
Rugosidade de Manning	Cobertura do solo a partir de imagem de satélite

Como dado de topografia, foi inserido um MDE de resolução de 5 metros em formato TIFF. Esse MDE foi criado a partir da junção do MDT da sub-bacia do rio

Macarada adquirido pelo satélite *DigitalGlobe - WorldView*, de resolução de 1 metro, e o MDE que cobre toda a área de bacia de Rolante gerado pelo satélite ALOS – PALSAR, com 12,5 metros de resolução. Sendo assim, uma manipulação das imagens teve de ser feita para a junção delas, sendo que apesar de o MDE resultante ter cada pixel representado uma área de 5x5 metros, a resolução real do terreno é de 12,5 metros na região com imagem oriunda do satélite ALOS – PALSAR.

Um outro dado de entrada foi a rugosidade do terreno. Foram inseridos polígonos com o valor da rugosidade de Manning para toda a região, determinados a partir do uso e cobertura do solo conferido em imagens de satélite, conforme a Tabela 15.

Tabela 15 – Valores do coeficiente n de rugosidade de Manning

Cobertura da bacia	n	Fonte
Floresta nativa	0,4	Tucci (2004)
Floresta implantada	0,3	Tucci (2004)
Agricultura/pasto	0,03	Chow (1959)
Área urbana	0,2	Chow (1959)
Solo exposto	0,013	Chow (1959)
Água	0,03	Chow (1959)

O próximo passo foi a criação do *grid*, sendo utilizado um espaçamento x e y do *grid* de aproximadamente 5 metros. O *grid* foi utilizado para determinar o valor de elevação e de rugosidade para cada célula a partir de uma interpolação. A partir do *grid*, também foi determinado o hidrograma de entrada a ser simulado e a declividade nesse local. O hidrograma inserido é uma série de algumas horas representando a vazão em m^3/s , conforme foi determinado a partir do HEC-HMS para o fluxo sem barragens e do BRCH para o hidrograma de rompimento das barragens.

Em seguida, foram determinados os parâmetros das condições de cálculo utilizados. Primeiro, foi escolhido o uso do método das diferenças finitas CIP (*Constrained Interpolation Profile*), por simular fluxos intransientes com grande precisão, estabilidade e com passos de tempo relativamente grandes. Como condições de contorno, foi determinada que a superfície de água a jusante é determinada como fluxo livre e que a superfície de água inicial tem profundidade nula. Também foram determinados valores relacionados ao tempo computacional, como o passo de tempo

que o software utiliza para os cálculos. Foi escolhido o valor de 0,05 segundos por convergir os cálculos e gerar um resultado.

Após inserir os dados de entrada e determinar as condições cálculo e de controle, a simulação é iniciada. As equações básicas que representam os processos físicos de propagação do fluxo simulado pelo modelo são: equação de conservação de massa, também chamada de equação de continuidade (Equação 37), e equações de quantidade de movimento em ambas as direções x e y (Equações 38 e 39, com o auxílio das Equações 40, 41, 42 e 43).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q + r \quad (37)$$

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (38)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (39)$$

sendo:

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (40)$$

$$\frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (41)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right) \quad (42)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right) \quad (43)$$

onde h é a profundidade do fluxo (m); t é tempo (s), u e v são a velocidade média do fluxo nas direções x e y (m/s), g é a aceleração da gravidade (m/s²), H é a elevação da superfície da água (m), τ_x e τ_y são os componentes da tensão de cisalhamento no leito do rio nas direções x e y (Pa); C_f é o coeficiente de atrito do leito; v_t é o coeficiente da viscosidade de turbulência (m²/s); ρ é a densidade da água (kg/m³); q é a vazão por unidade de área que entra em uma estrutura como um bueiro, um tubo de comporta, eclusa ou em uma bomba (m³.s⁻¹/m²); e r é a chuva (mm).

As equações acima estão em sistemas de coordenadas cartesianas, mas o modelo Nays2D Flood as transforma para fazer a simulação com um *grid* em sistema de coordenadas curvilíneas. Conforme visto acima nas Equações 40 e 41, a tensão de

cisalhamento no leito do rio é definida a partir de um coeficiente de atrito do leito (C_f). Esse coeficiente é determinado de acordo com a Equação 44, utilizando o coeficiente de Manning que é inserido no modelo em cada célula do grid.

$$C_f = \frac{g \cdot n^2}{h^{1/3}} \quad (44)$$

onde n é o coeficiente de Manning ($s/m^{1/3}$); g é a aceleração da gravidade (m/s^2); e h é a profundidade do fluxo (m)

Para simular fluxos turbulentos, o Nays2D Flood fornece um modelo que representa o fluxo irregular que envolve os pequenos e grandes vórtices que se movem de forma aleatória, gerando uma certa resistência ao fluxo. O modelo de fluxo turbulento se chama Modelo de Equação-Zero (Equação 45), por não utilizar equações de transporte de fluxos turbulento baseado em estatísticas.

$$v_t = A \frac{K}{6} u_* h + B \quad (45)$$

onde v_t é o coeficiente de viscosidade turbulenta (*eddy viscosity*) (m^2/s); K é a constante de Von Kármán, utilizada como 0,4 ; u_* é a velocidade de atrito do fundo do leito (m/s), h é a profundidade do fluxo (m); A e B são parâmetros definidos pelo usuário do modelo, mas o valor padrão é de 1 e 0, respectivamente. Embora seja possível variar os parâmetros A e B para modificar a resistência do fluxo devido a turbulência, esses valores não foram modificados para este presente estudo.

Diferentes simulações com diferentes cenários foram executadas, havendo o cenário com nenhuma barragem e os cenários de cada barragem rompendo separadamente. As diferenças entre esses cenários é o hidrograma de entrada e o local de início da simulação. O hidrograma de entrada é o resultante do HEC-HMS para o cenário sem barragem e os resultados do BRCH para os hidrogramas de rompimento de barragem. O local de início da simulação varia conforme os pontos em que haveria os rompimentos da barragem e, para o cenário sem barragem, é o último ponto com o hidrograma do HEC-HMS validado, na estação Mascarada. As simulações de cada cenário demoraram entre 7 e 10 dias para gerarem os resultados, dependendo da capacidade de processamento dados do computador usado, mas ficou evidente que o modelo exige uma alta capacidade computacional.

O modelo fornece vários dados de saída diferentes para cada pixel do *grid*: profundidade da água, velocidade, número de Froude, tensão de cisalhamento, entre outros. No caso deste trabalho, o dado de saída que foi analisado foi a profundidade

máxima da água independente do tempo, a fim de analisar a inundação máxima alcançada por esse evento em cada ponto. Assim, o resultado da simulação é finalmente comparado com os dados da inundação registrados em campo.

4.8 VERIFICAÇÃO DA INUNDAÇÃO SIMULADA

A SEMA (2017), em conjunto com o GPDEN/IPH, levantou dados do evento de inundação, demarcando a localização de 61 pontos do limite de onde a inundação alcançou em um trecho do rio de mais de 20 km. A área inundada foi determinada com o modelo HAND (RENNÓ *et al.*, 2008) a partir desses pontos coletados, como fornecido por SEMA/RS (2017) e exposto na Figura 29.

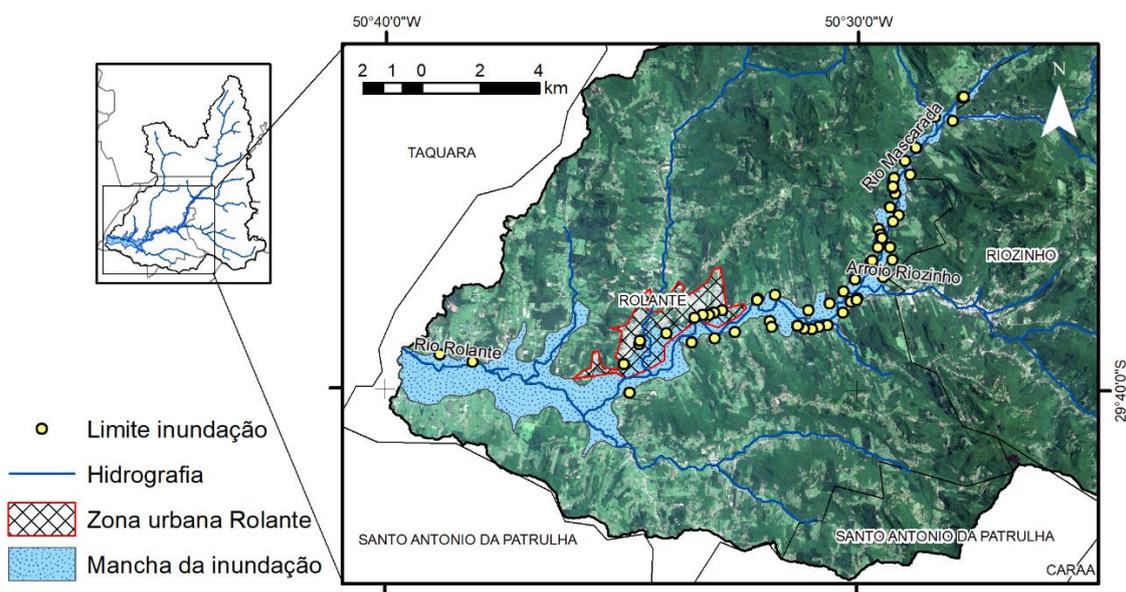


Figura 29 – Mancha de inundação definida a partir do uso do HAND

Os 61 pontos coletados em campo são considerados dados reais, mas a mancha de inundação fornecida pelo modelo HAND é um produto de uma estimativa. Foi feita uma outra aproximação de área de inundação a partir dos 61 pontos coletados em campo e com o uso de SIG, criando uma “superfície” de inundação com a interpolação “*Topo to Raster*” do ArcGIS. Para determinar a altura em cada pixel foi usada a ferramenta “*Raster Calculator*”, onde foi subtraído o MDT da superfície interpolada. Esta mancha de inundação feita pela interpolação dos dados medidos em campo esta exposta na Figura 30.

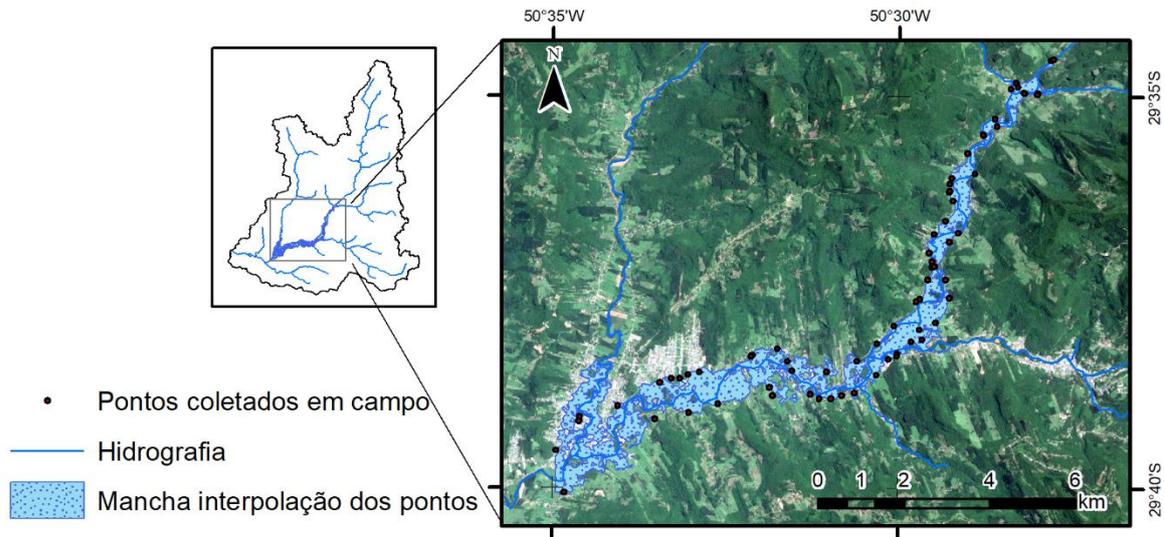


Figura 30 – Mancha de inundação definida a partir da interpolação dos pontos coletados em campo

Assim, foram feitos dois tipos estimativa da área de inundação do evento de 2017, que foram chamadas de “mancha de inundação do HAND” e “mancha de inundação da interpolação dos pontos”. Essas duas áreas de inundação são consideradas a área observada no evento e foram usadas para avaliar o desempenho do resultado da simulação a partir de dois tipos de análises: com a profundidade máxima da inundação e a área máxima inundada.

Primeiramente, foi feita uma análise da profundidade máxima observada e simulada em 1000 pontos aleatórios. Em cada cenário simulado, foi definido o nível da profundidade máxima da água nessa amostra de 1000 pontos, ou 1000 *pixels*, os quais foram posteriormente comparados com a profundidade máxima observada a partir da superfície de inundação interpolada. A comparação entre as profundidades máximas observadas e simuladas foi feita a partir das métricas de viés percentual (PBIAS) e coeficiente de determinação (R^2) para analisar se a profundidade simulada segue a tendência da observada. O viés percentual é o mesmo já aplicado para analisar a simulação de chuva-vazão, mas agora analisado a profundidade de n pontos (Equação 46) enquanto que o coeficiente de determinação (R^2) é calculado conforme a Equação 47.

$$PBIAS = \frac{\sum_{i=1}^n h_{i,obs} - \sum_{i=1}^n h_{i,sim}}{\sum_{i=1}^n h_{i,obs}} \times 100 \quad (46)$$

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (h_{i,obs} - h_{i,sim})^2}{\sum_{i=1}^n (h_{i,obs} - h_{m\u00e9dio})^2} \quad (47)$$

onde $h_{i,obs}$ é a profundidade observada ou medida no i-ésimo ponto; $h_{i,sim}$ é a profundidade simulada pelo modelo no i-ésimo ponto; $h_{m\u00e9dio}$ é o valor m\u00e9dio de profundidade observado; e n \u00e9 o n\u00famero total de pontos avaliados.

O coeficiente de determina\u00e7\u00e3o (R^2) pode variar de 0 a 1 e determina a correla\u00e7\u00e3o linear entre os valores de profundidade m\u00e1ximas simuladas e observadas, com valores pr\u00f3ximos a 1 apresentando menor erro de vari\u00e2ncia. O PBIAS, conforme j\u00e1 dito, analisa o quanto os valores simulados ficaram subestimados ou superestimados comparando com os dados observados.

A segunda an\u00e1lise do desempenho do modelo hidrodin\u00e2mico foi a da \u00e1rea m\u00e1xima de inunda\u00e7\u00e3o, o qual envolveu duas m\u00e9tricas: a an\u00e1lise ROC e o \u00edndice Kappa de Cohen. A primeira m\u00e9trica foi a an\u00e1lise ROC (*Receiver Operating Characteristics*) (FAWCETT, 2006), em que s\u00e3o consideradas a taxa de positivos verdadeiros e a taxa de positivos falsos, tamb\u00e9m chamados de POD (*Probability of Detection*) e o POFD (*Probability of False Detection*), como demonstrados na Figura 31.

		Observado		
		sim	n\u00e3o	
Simulado	sim	TP	FP	$POD = \frac{TP}{(TP+FN)}$
	n\u00e3o	FN	TN	$POFD = \frac{FP}{(FP+TN)}$

Figura 31 – Matriz de confus\u00e3o para an\u00e1lise ROC e como calcular suas performances m\u00e9tricas (Adaptado de FAWCETT, 2006)

Para a simula\u00e7\u00e3o de inunda\u00e7\u00e3o criada pelo modelo, as m\u00e9tricas de POD e POFD s\u00e3o apresentadas pelas Equa\u00e7\u00f5es 48 e 49.

$$POD = \frac{A_{sim,dentro}}{A_{obs,inund}} \cdot 100 \quad (48)$$

$$POFD = \frac{A_{sim,fora}}{A_{obs,sec a}} \cdot 100 \quad (49)$$

onde $A_{sim,dentro}$ é a área simulada que está dentro da área inundada observada (área de acerto) (m^2); $A_{obs,inund}$ é a área observada de inundação (m^2); $A_{sim,fora}$ é a área simulada que está fora da área inundada observada (m^2); e $A_{obs,seca}$ é a área observada seca (m^2).

Após a determinação de POD e POFD, essas variáveis foram dispostas em um gráfico a fim de compará-las e ter uma melhor visualização da performance do modelo, como no exemplo da Figura 32. Quanto mais próximo do ponto (0,1), melhor a performance. A linha diagonal $y = x$ representa uma performance aleatória.

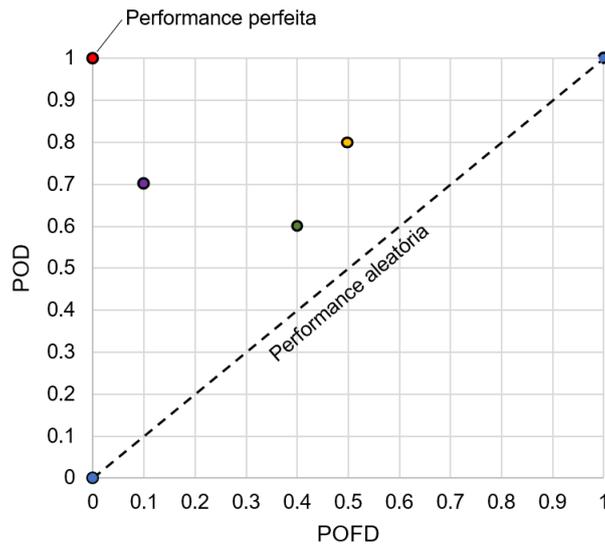


Figura 32 – Exemplo de análise ROC

A segunda métrica utilizada para avaliar o desempenho da área máxima inundada na simulação foi o índice Kappa de Cohen (COHEN, 1960; GUZZETTI *et al.*, 2006). O índice Kappa de Cohen pode apresentar uma análise mais detalhada se a análise ROC das simulações apresentar valores semelhantes (VAKHSHOORI; ZARE, 2018). O índice Kappa de Cohen (k) analisa a concordância entre mancha observada (P_{obs}) com a concordância esperada por aleatoriedade (P_{exp}), conforme as equações 50, 51 e 52.

$$k = \frac{P_{obs} - P_{exp}}{1 - P_{exp}} \quad (50)$$

sendo

$$P_{obs} = \frac{TP + TN}{N} \quad (51)$$

$$P_{\text{exp}} = \frac{(TP + FN)(TP + FP) + (FP + TN)(FN + TN)}{N^2} \quad (52)$$

onde TP a área simulada que está dentro da área inundada observada (área de acerto) (m^2), TN a área sem inundação simulada e observada simultaneamente (m^2); FP é a área simulada que está fora da área inundada observada; FN é a área observada que não foi simulada como inundação (m^2); e N é área total analisada (m^2).

O valor do índice k varia de -1 a 1, sendo de uma simulação totalmente falsa para uma simulação totalmente correta comparando com a área máxima de inundação observada. Por fim, ao analisar a performance de diferentes cenários simulados, foi possível avaliar os cenários que mais se aproximam da realidade.

4.7 CENÁRIOS

As simulações recriaram diferentes cenários, a fim de avaliar as diferentes magnitudes de inundação em cada um deles, visando compreender os cenários mais prováveis que teriam ocorrido. Os cenários simulados do evento de chuva de 2017 em Rolante envolvem a variação dos seguintes parâmetros: cenários sem barragem para duas diferentes intensidades de chuva, chamados de “C0”, e cenários para cada barragem, chamados de “B”. Esses cenários estão descritos na Tabela 16. Observa-se que alguns cenários de possíveis rompimentos de barragens (barragens 4 e 6) foram descartados após a simulação dos rompimentos dessas barragens, por se verificar que essas barragens não teriam sido rompidas com a chuva.

Tabela 16 – Cenários simulados na propagação do fluxo que causou a inundação

Cenário	Descrição	Ponto de partida da simulação hidrodinâmica
C0 – 3Q	Cenário “zero”, onde não há barragem, e a precipitação simulada é do 3º quartil na distribuição de Huff	Estação Mascarada
C0 – 4Q	Cenário “zero”, onde não há barragem, e a precipitação simulada é do 4º quartil na distribuição de Huff	Estação Mascarada
B1	Cenário de propagação de fluxo do rompimento da barragem 1	Ponto de possível barramento 1
B2	Cenário de propagação de fluxo do rompimento da barragem 2	Ponto de possível barramento 2
B3	Cenário de propagação de fluxo do rompimento da barragem 3	Ponto de possível barramento 3
B5	Cenário de propagação de fluxo do rompimento da barragem 5	Ponto de possível barramento 5
B7	Cenário de propagação de fluxo do rompimento da barragem 7	Ponto de possível barramento 7
B7 – Est. Masc.	Cenário de propagação de fluxo do rompimento da barragem 7	Estação Mascarada

O modelo de propagação de fluxo não contabilizou entradas de vazão de rios afluentes e incrementais ao longo do trecho de simulação e, portanto, o local de ponto de partida da simulação é relevante. Os cenários “zero” (C0 – 3Q e C0 – 4Q) iniciam a simulação na estação Mascarada, que foi o local mais a jusante em que há um hidrograma validado pela simulação chuva-vazão. Já os cenários de rompimento de barragem (B1, B2, B3, B5 e B7) iniciam a simulação da propagação do fluxo nos seus respectivos pontos em que haveria a possibilidade de formação de barragem natural, com exceção do cenário “C7 – Est. Masc.”. O hidrograma do cenário “C7 – Est. Masc.” foi inicialmente propagado no HEC-HMS de forma simples (entre o ponto de possível barramento 7 e a estação Mascarada), contabilizando vazões incrementais ao longo desse trajeto, e posteriormente foi propagado no Nays2D Flood a partir da estação Mascarada até a cidade de Rolante. Assim, o cenário “B7 – Est. Masc” pode ser melhor comparado com os cenários de mesmo ponto de partida, ou seja, os cenários C0.

Não foram testados cenários com barragens combinadas, onde haveria rompimentos de barragens em cascata. Para a comparação dos cenários, foi elaborado um diagrama final mostrando qual cenário obteve o melhor desempenho de acordo com as métricas.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 LOCAIS DE FORMAÇÃO DE BARRAGEM

Após a aplicação dos índices geomorfométricos MOI e HDSI em 20 pontos, foram encontradas sete localidades com tendência de formação de barragem instável. O resultado da aplicação do índice MOI está exposto na Figura 33 e do índice HDSI na Figura 34.

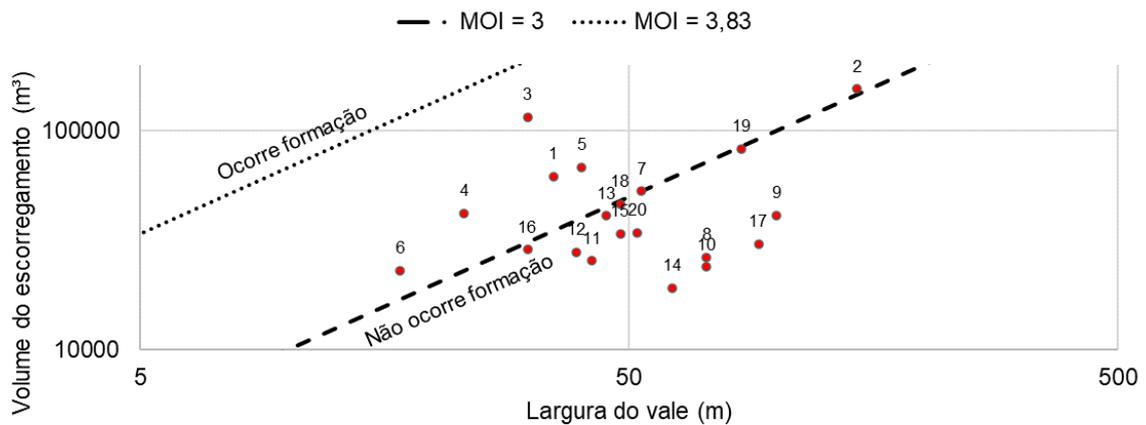


Figura 33 – Índice geomorfométrico MOI aplicado para os escorregamentos em Rolante

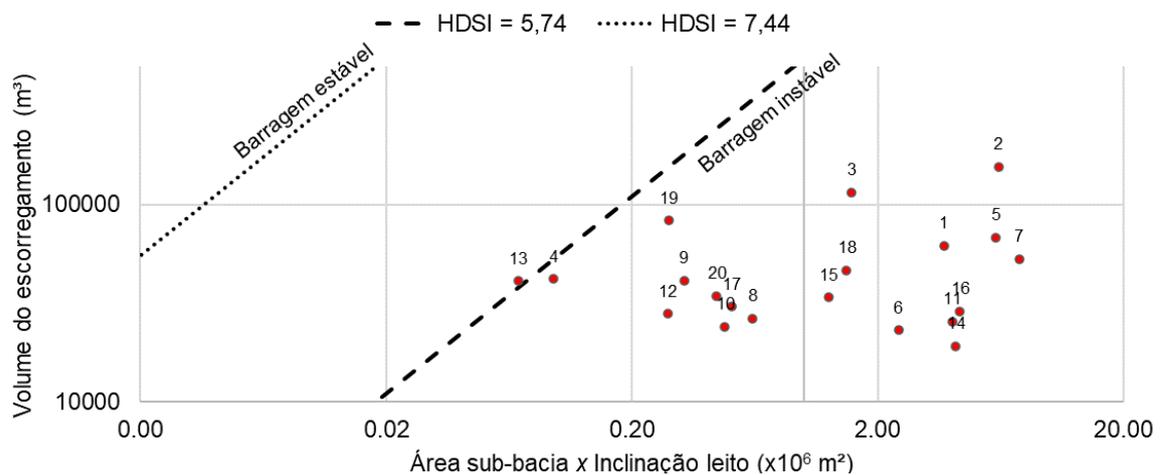


Figura 34 – Índice geomorfométrico HDSI aplicado para os escorregamentos em Rolante

Pelo índice MOI, sete barragens estiveram acima do limiar de valor 3, o que significa que estão em uma região de incerteza, entre a formação ou não de barragens.

Quando aplicado o índice HDSI, observa-se que os escorregamentos levariam a barragens instáveis, se elas foram formadas. Assim, de acordo com esses índices, os escorregamentos que ocorreram nesse evento de chuva não apresentaram uma magnitude suficiente a ponto de gerar uma barragem estável, mas sete deles têm a possibilidade de terem formado uma barragem instável. Uma forma conjunta de avaliar esses índices está exposta na Figura 35.

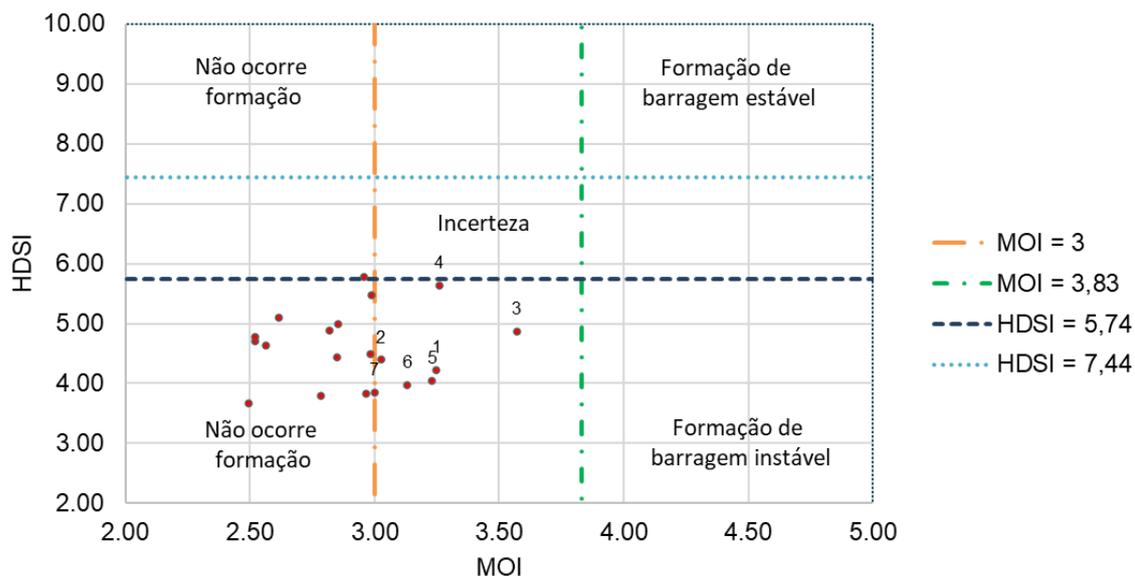


Figura 35 – Análise de formação de barragem natural e instabilidade de acordo com os índices MOI e HDSI

Apesar de não ser certa a formação das barragens, decidiu-se considerar que a inundação causada pelo evento extremo de janeiro de 2017 pode ter ocorrido devido ao rompimento de barragens naturais em sete localidades. Os parâmetros calculados destes sete locais estão dispostos na Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros e índices MOI e HDSI das sete localidades com tendência de formação de barragem instável na bacia hidrográfica de Rolante

Ponto	Volume total (m ³)	Largura do vale (m)	Área da sub-bacia (km ²)	Inclinação do leito (m/m)	MOI	HDSI
1	62.080	35	118,2	0,0316	3,25	4,22
2	154.995	146	107,5	0,0578	3,03	4,40
3	115.273	31	108,0	0,0145	3,57	4,87
4	41.928	23	6,9	0,0140	3,26	5,64
5	68.108	40	105,3	0,0575	3,23	4,05
6	23.039	17	6,4	0,3780	3,13	3,98
7	52.940	53	131,9	0,0570	3,00	3,85

Ressalta-se que diversos autores (BRAUN *et al.*, 2018; STEFANELLI *et al.*, 2016) abordam que esses limiares dos índices são bastante discutíveis, sendo bastante variáveis dependendo da região, por terem sido determinados de forma empírica. Como não há estudos de rompimento de barragens naturais feitos no Brasil, ainda não existe uma correlação regional desses limiares.

Os índices BI e DBI também foram aplicados, mas os resultados foram inconclusivos e estão expostos no Apêndice B. Praticamente todos os pontos avaliados (14 de 20 pontos) apresentaram valor de BI que indica que a formação de barragem é incerta, enquanto a maioria dos resultados do índice DBI (17 de 20 pontos) também indicou que as barragens formadas seriam instáveis. Portanto, os índices MOI e HDSI, especialmente o MOI, se apresentaram mais rigorosos e seletivos do que os índices BI e DBI, indicando um número mais restrito de localidades com tendência de formação de barragem. Assim, decidiu-se utilizar o resultado dos índices MOI e HDSI, aplicando a metodologia de rompimento de barragem natural em sete localidades.

5.2 SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO

5.2.1 Calibração e validação do modelo HEC-HMS

A aplicação feita do modelo HEC-HMS separou a bacia hidrográfica de Rolante em 49 sub-bacias, sendo 26 sub-bacias do rio Mascarada, a montante da estação Mascarada. A curva-chave de vazão utilizada para a estação Mascarada, local que foi feita a calibração e validação dos dados, está exposta na Figura 36.

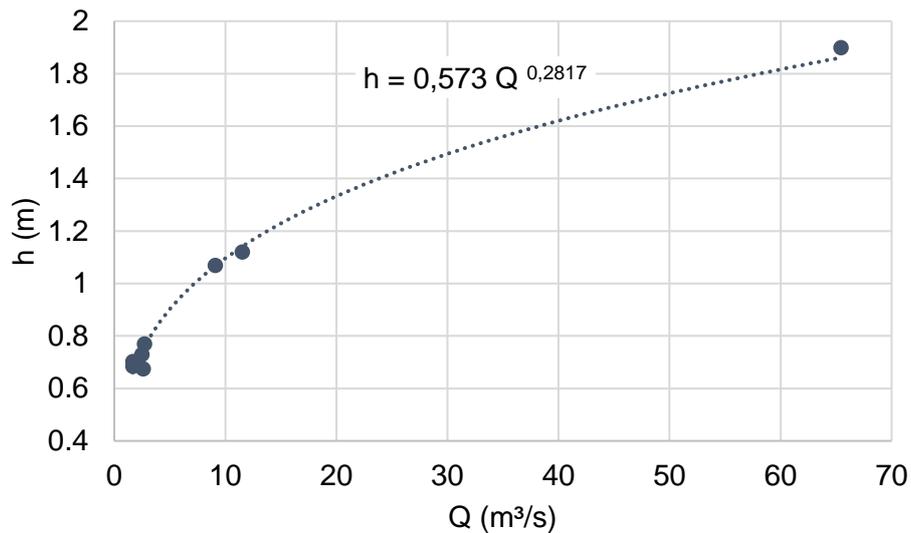


Figura 36 – Curva-chave de nível (h) versus vazão (Q) do rio na estação Mascarada

Observa-se que o valor máximo do dado medido em campo para ajustar a curva-chave é de $65 \text{ m}^3/\text{s}$. Eventos de precipitação que geraram uma vazão no rio acima desse valor apresentaram uma grande incerteza no uso dessa curva-chave. É importante esclarecer que o evento de 2017, que este estudo se propôs a reconstruir, apresentou vazão no rio muito maior do que o medido para a formação dessa curva-chave, gerando imprecisões no uso desta equação. Para a calibração do modelo HEC-HMS, foram escolhidos somente eventos que estavam dentro dessa variação de nível e vazão medidos em campo que geraram a curva-chave, a fim de reduzir incertezas.

Os dados de nível medidos foram transformados em vazão pela curva-chave. A série de dados de vazão na estação Mascarada está exposta na Figura 37, assim como o escoamento subterrâneo dessa série.

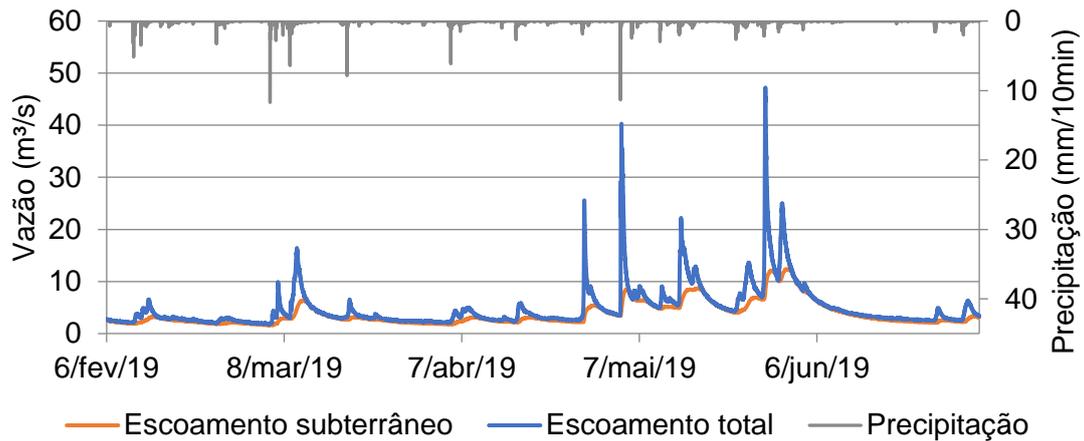
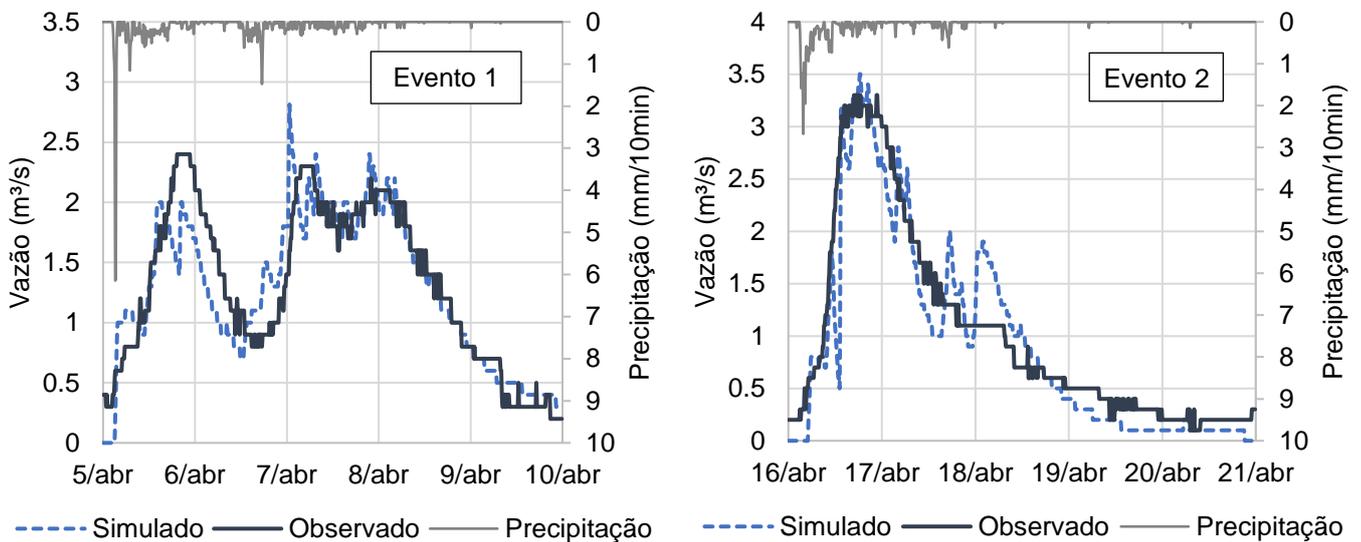


Figura 37 – Hidrograma do escoamento subterrâneo e total na estação Mascarada utilizados para a calibração da simulação chuva-vazão

Quatro eventos de precipitação foram calibrados automaticamente para a vazão observada na estação Mascarada. O resultado encontrado dos hidrogramas dos eventos calibrados está exposto na Figura 38 e a análise da performance das simulações está exposta na Tabela 18. Todos eles encontraram métricas de avaliação de Nash-Sutcliffe (NSE) e viés percentual (PBIAS) dentro do aceitável.



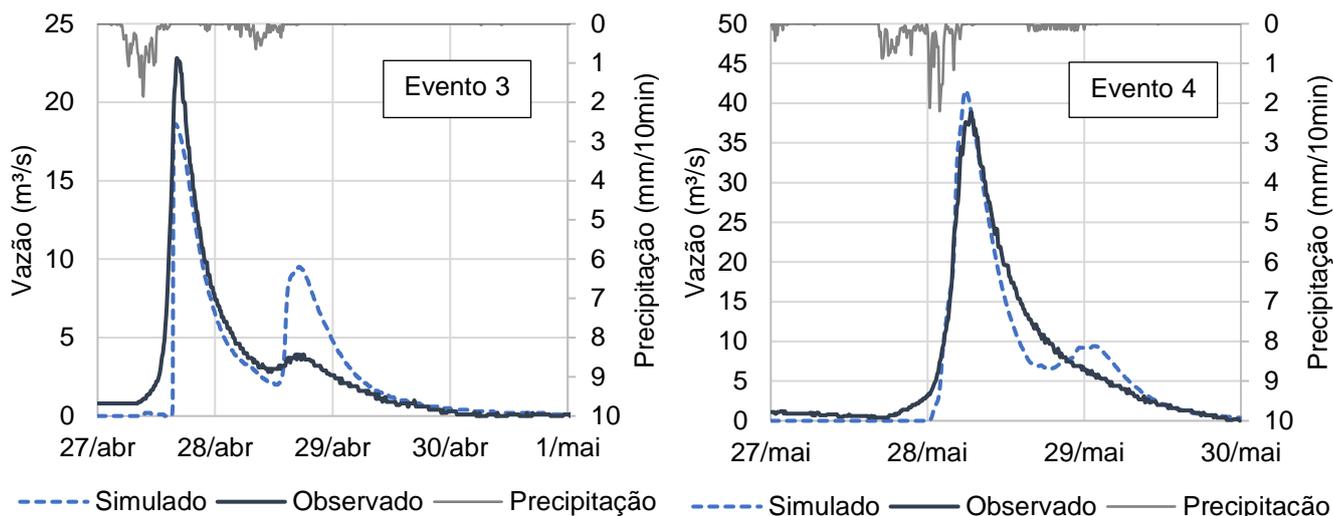


Figura 38 – Hidrogramas dos eventos 1, 2, 3 e 4 calibrados da simulação chuva-vazão

Tabela 18 – Eventos de precipitação calibrados para a simulação de chuva-vazão

Evento Calibrado	Data	Medido na Estação Mascarada		Métrica de avaliação da calibração	
		Precipitação (mm)	Vazão máxima (m³/s)	NSE	PBIAS
Evento 1	05/04/2019 – 09/04/2019	49,0	2,4	0,84	2,5%
Evento 2	16/04/2019 – 20/04/2019	37,8	3,3	0,90	8,8%
Evento 3	27/04/2019 a 30/04/2019	39,2	22,8	0,86	1,9%
Evento 4	27/05/2019 a 29/05/2019	39,4	38,9	0,95	8,3%
		TOTAL		0,91	5,7%

Assim, os valores encontrados dos parâmetros de coeficiente de armazenamento, CN, tempo de concentração, absorção inicial e rugosidade de Manning foram considerados adequados. Utilizando a média desses valores calibrados de cada sub-bacia, três eventos de precipitação foram validados. Os hidrogramas dos eventos validados estão expostos na Figura 39 e as métricas de avaliação da performance estão expostas na Tabela 19.

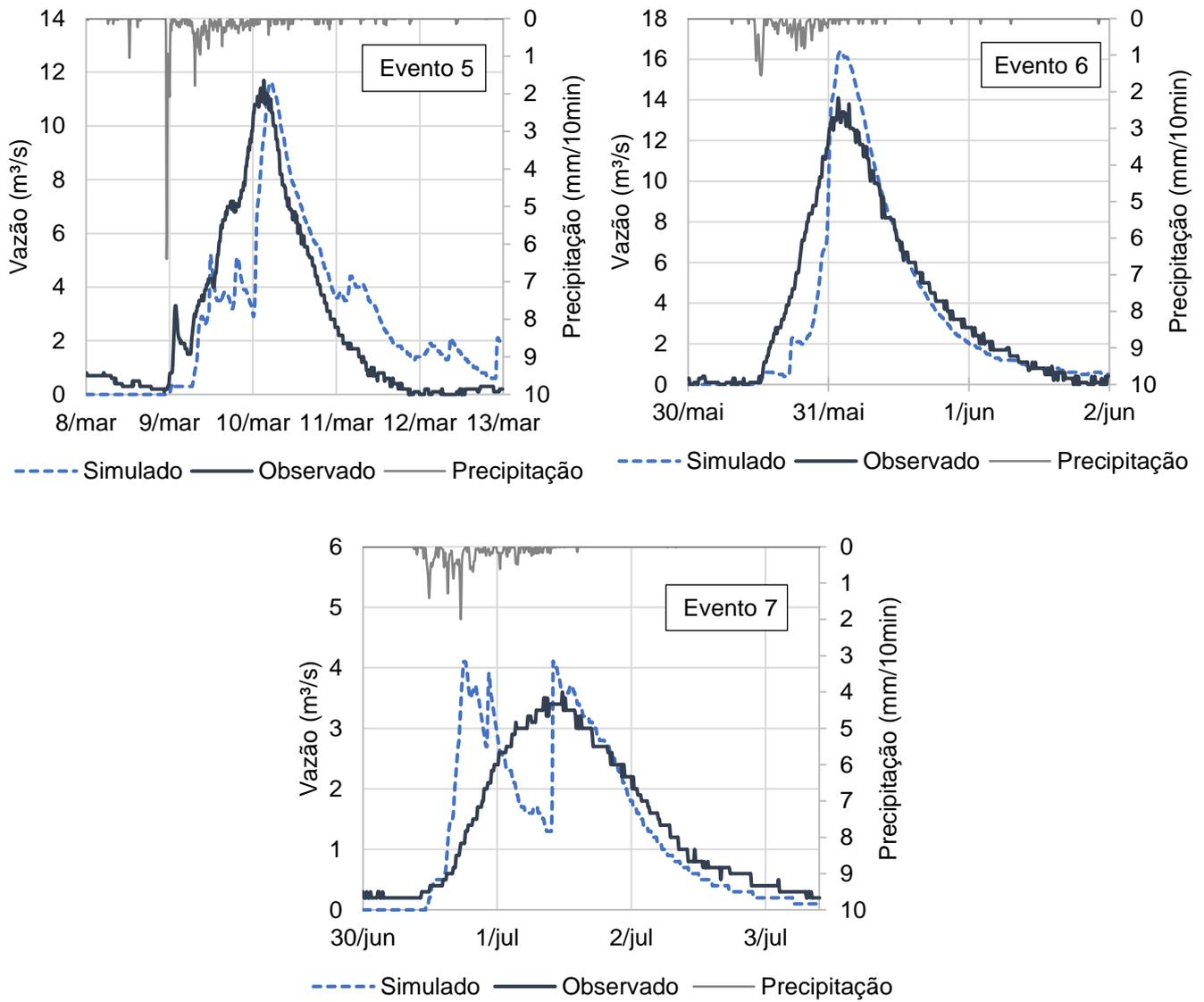


Figura 39 – Hidrogramas dos eventos 5, 6 e 7 validados da simulação chuva-vazão

Tabela 19 – Eventos de precipitação validados para a simulação de chuva-vazão

Evento Validado	Data	Medido na Estação Mascarada		Métrica avaliação da validação	
		Precipitação (mm)	Vazão máxima (m ³ /s)	NSE	PBIAS
Evento 5	08/03/2019 – 12/03/2019	63,6	11,7	0,65	6,3%
Evento 6	30/05/2019 – 01/06/2019	18,4	14,1	0,83	11,3%
Evento 7	30/06/2019 - 03/07/2019	37,2	3,6	0,53	5,3%
			TOTAL	0,76	2,27%

Após essa análise, foi considerado que a bacia hidrográfica de Rolante estava devidamente calibrada e validada até o ponto da estação Mascarada. Essa região compreende a região dos escorregamentos e, portanto, área das prováveis barragens naturais. A fim de determinar o hidrograma em cada ponto de possível barragem, foi feita a simulação do evento de janeiro de 2017.

5.2.2 Simulação do evento de estudo

A estimativa de hidrograma de vazão no ponto da estação Mascarada do evento de 2017 está exposta na Figura 40. Esse hidrograma contém dois cenários: o cenário com distribuição de chuva concentrada no 3º quartil de Huff (Cenário distribuição chuva 3Q) e o cenário com a concentração de chuva concentrada no 4º quartil de Huff (Cenário distribuição chuva 4Q).

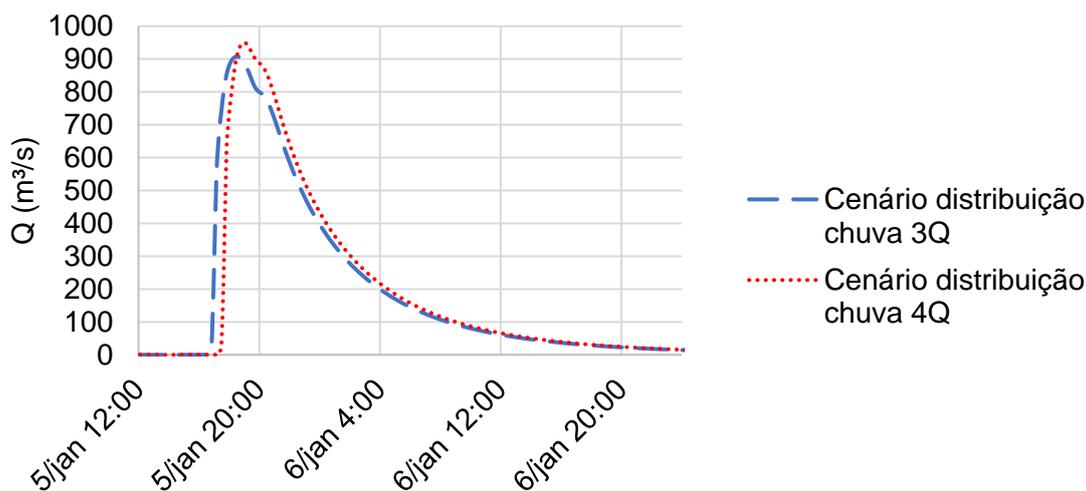


Figura 40 – Hidrograma resultante do evento de janeiro de 2017 no ponto da Estação Mascarada para dois cenários de distribuições temporais de chuva

O cenário de distribuição de chuva concentrada no terceiro quartil apresenta um pico de 907 m³/s às 18h30, enquanto que o cenário de distribuição de chuva concentrada no 4º quartil apresenta um pico de 950 m³/s as 19h. Conforme esperado, o cenário de chuva intensa no fim do período, com o solo mais encharcado, produz um pico maior e mais tardio. Esse local de análise do hidrograma é na estação Mascarada, local onde houve calibração e validação da simulação chuva-vazão e, portanto, o resultado tem menos incertezas. Contudo, também foi feita uma análise da tendência dos parâmetros validados na sub-bacia do rio Mascarada, a fim de estimar os parâmetros das sub-bacias não calibradas, como a sub-bacia do arroio Riozinho e do arroio Areia. A Tabela 20 resume esses métodos de determinação dos parâmetros para as demais sub-bacias da região, baseando-se nos parâmetros validados da sub-bacia do rio Mascarada, e os coeficientes de ajuste de curva encontrados. A Figura 41 expõe esse ajuste das curvas. Para a determinação do CN, foi escolhido analisar a porcentagem de área de floresta na sub-bacia, por considerar que essa cobertura do solo é a mais significativa na região, tendo maior influência no CN.

Tabela 20 – Metodologia de determinação de parâmetros das sub-bacias sem curva-chave disponível

Parâmetro	Metodologia de determinação	Coefficiente de determinação do ajuste (R^2)
Absorção inicial (I_a)	Média das sub-bacias validadas	-
CN	Ajuste de curva no gráfico CN versus % área de floresta de sub-bacias validadas	0,52
Tempo de concentração (t_c)	Ajuste de curva no gráfico T_c versus área de sub-bacias validadas	0,96
Coefficiente de armazenamento (S_c)	Ajuste de curva no gráfico S_c versus área de sub-bacia sub-bacias validadas	0,85
Rugosidade de Manning (n)	Média das sub-bacias validadas	-

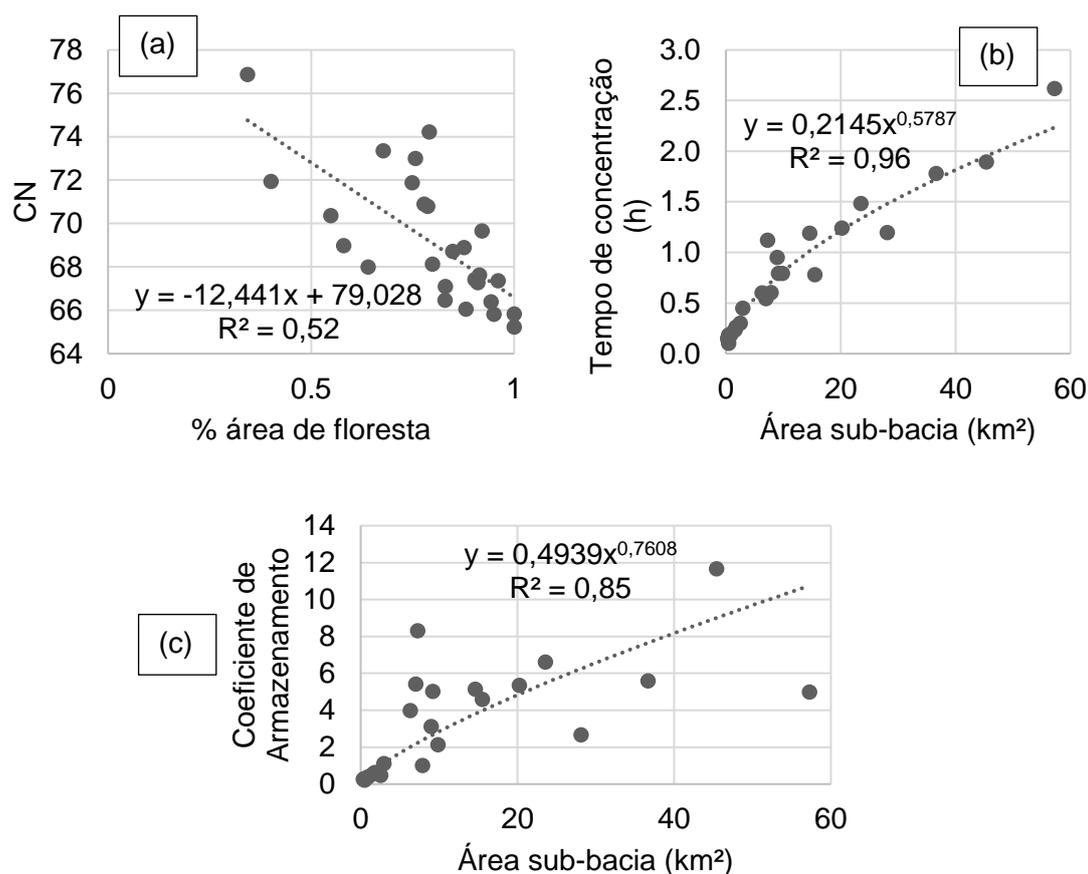


Figura 41 – Tendência encontrada dos parâmetros (a) CN; (b) Tempo de concentração; e (c) Coeficiente de armazenamento das sub-bacias calibradas e validadas

Deste modo, as estimativas de hidrogramas para os locais não validados da sub-bacia do arroio Riozinho e sub-bacia do arroio Areia estão expostas na Figura 42 e na Tabela 21. A área urbana de Rolante fica na região da junção do rio Rolante com o arroio Areia, local em que apresentou uma vazão máxima por volta de 1300 m³/s, dependendo do cenário.

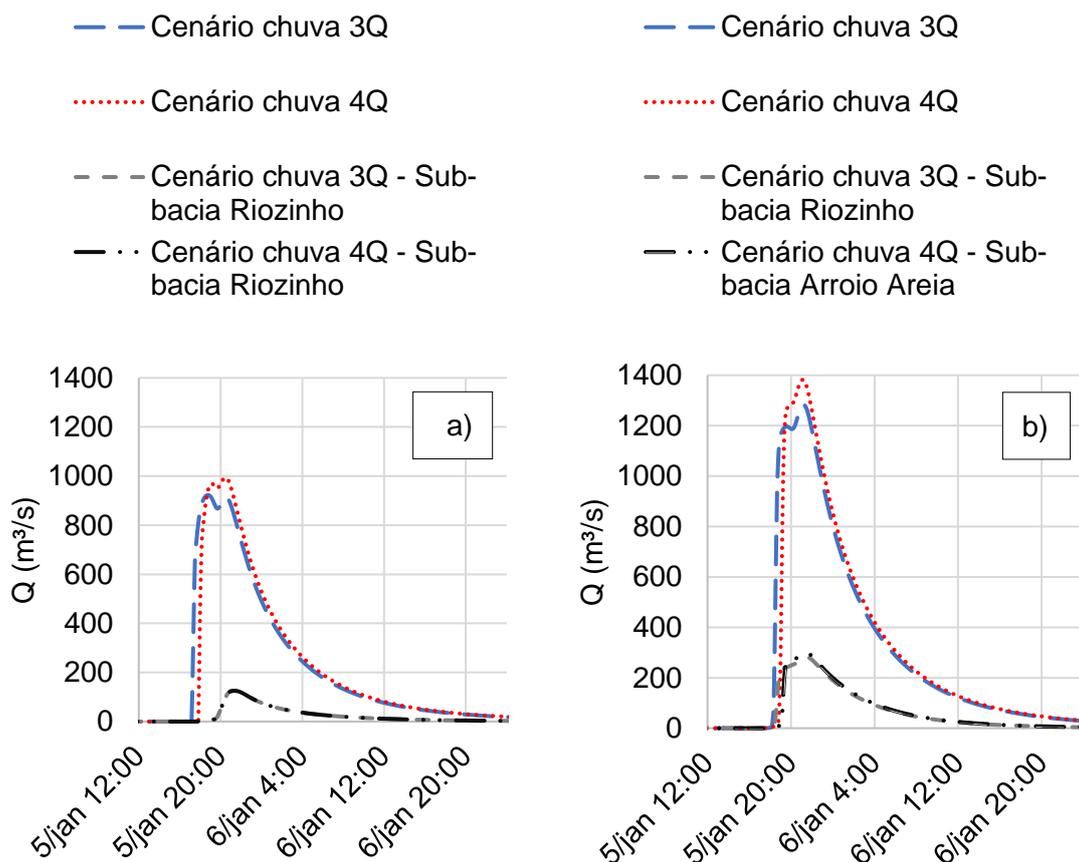


Figura 42 – Hidrogramas resultantes logo após a junção com: (a) sub-bacia Riozinho; (b) sub-bacia Arroio Areia; e os hidrogramas das suas respectivas sub-bacias

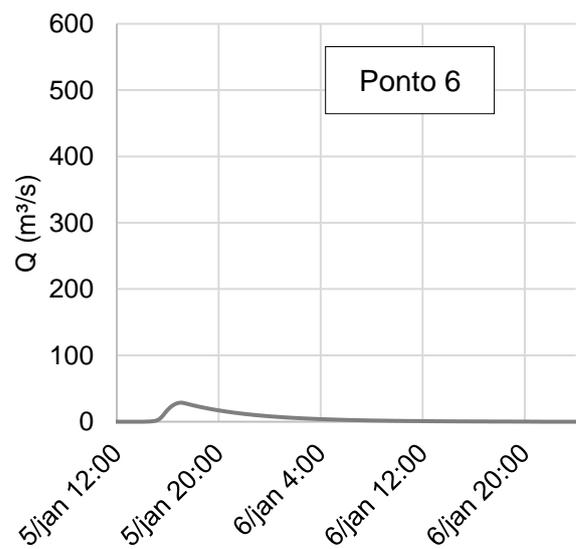
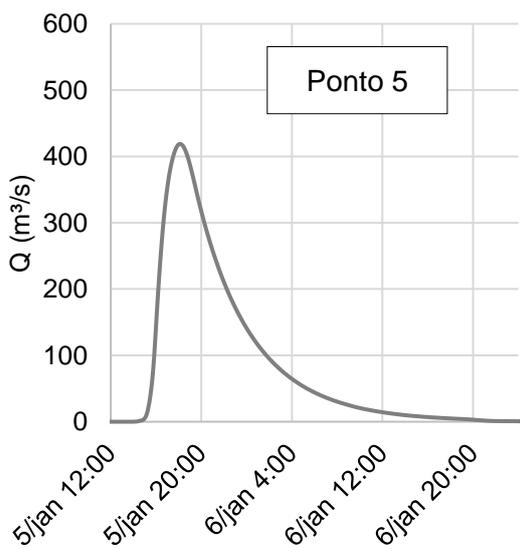
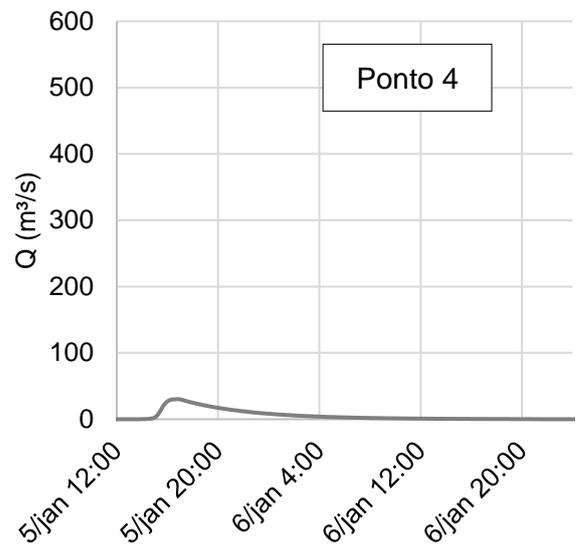
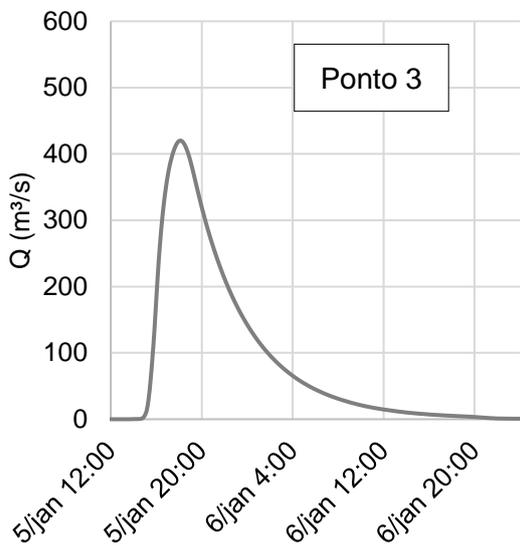
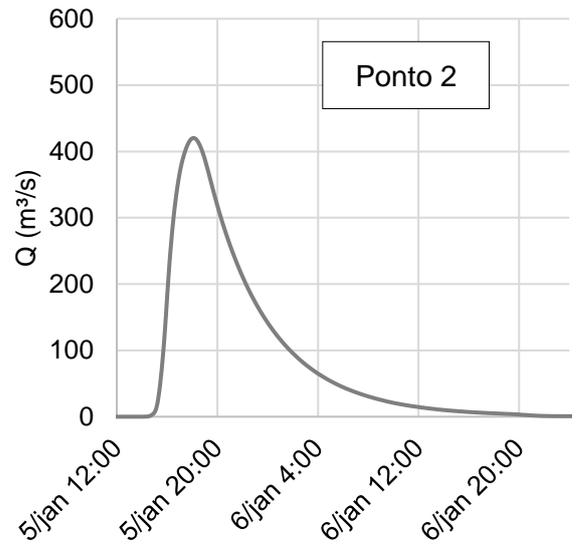
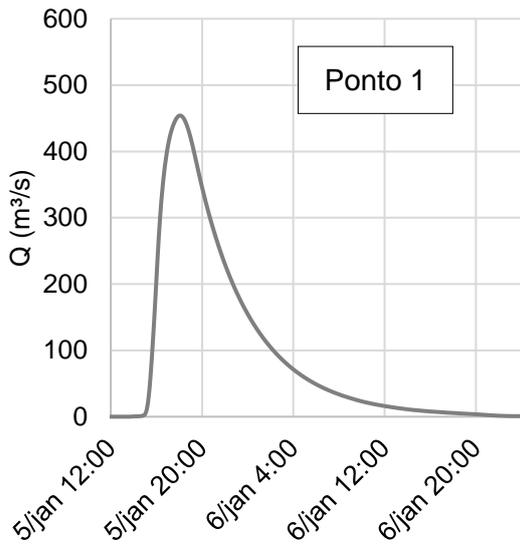
A sub-bacia Riozinho foi o local em que apresentou a menor quantidade de precipitação no evento e, desta forma, não apresentou um acréscimo de volume significativo de vazão ao rio principal – com o valor máximo de 125 m³/s. A sub-bacia Areia apresenta um acréscimo de volume um pouco mais significativo – com máximo de quase 300 m³/s.

Tabela 21 – Vazão máxima para dois cenários de distribuição de chuva do evento de 2017 para diferentes localidades

Local	Cenário chuva 3Q		Cenário chuva 4Q	
	Vazão máxima (m ³ /s)	Hora	Vazão máxima (m ³ /s)	Hora
Estação Mascarada	907	18h30	950	19h00
Exutório da sub-bacia arroio Riozinho	125	21h20	125	20h30
Logo após junção com sub-bacia arroio Riozinho	922	18h50	994	21h20
Exutório da sub-bacia arroio Areia	281	21h30	298	21h10
Logo após junção com sub-bacia arroio Areia	1282	21h10	1382	21h30

O resultado entre os dois cenários de chuva é semelhante, com a chuva concentrada no 4º quartil apresentando maior vazão. O relato dos moradores é que o pico máximo de inundação na cidade de Rolante ocorreu por volta das 23h, diminuindo pela meia noite (SEMA/RS, 2017). O resultado obtido pela simulação foi que o nível máximo do rio ocorreu logo após as 21h, começando a diminuir pelas 22h. Essa diferença entre o constatado e o simulado pode ser explicada pela simplificação do uso do modelo chuva-vazão, como na determinação dos parâmetros usados nas sub-bacias em que não foi possível fazer a calibração do modelo. Entretanto, essa diferença também pode ser explicada por uma possível barragem reter a água por um tempo antes de romper, atrasando a inundação.

Por ser semelhante ao relato de um morador da região dos escorregamentos, o cenário de chuva concentrada no 3º quartil de Huff foi utilizado para determinar os hidrogramas nos pontos de formação de barragem. Estes hidrogramas estão expostos na Figura 43, em que todos apresentam a mesma escala do eixo y, para facilitar a comparação de vazão entre os hidrogramas.



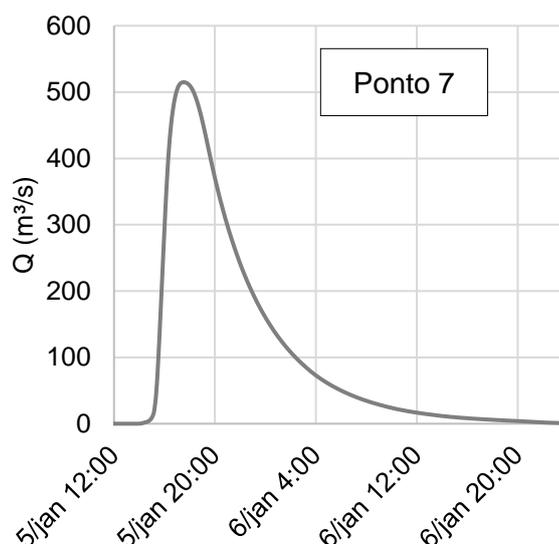


Figura 43 – Hidrogramas resultantes da simulação chuva-vazão para os pontos de possível formação de barragem

Conforme esperado, os hidrogramas apresentam maior volume de vazão quanto mais a jusante estão os pontos. Os pontos 4 e 6, que são os mais a montante na bacia hidrográfica, apresentam uma vazão consideravelmente menor que os outros pontos, com uma vazão máxima de 30 m^3/s e 29 m^3/s respectivamente. O ponto 7, que é o mais a jusante entre os pontos de barramento, apresenta a maior vazão, com a vazão máxima de 515 m^3/s .

5.3 CARACTERÍSTICAS DAS BARRAGENS

Como já explicado na seção “5.1 – Locais de formação de barragem”, sete localidades tiveram tendência de formação de barragem instável. Assim, as características geométricas dessas sete barragens, calculadas conforme a metodologia de Takahashi (2014), estão dispostas na Tabela 22.

Tabela 22 – Características geométricas das barragens

Ponto da barragem	Comprimento da base (m)	Comprimento da crista (m)	Altura máxima (m)	Ângulo montante (°)	Ângulo jusante (°)
1	95,6	61,6	11,8	14,1	13,7
2	73,6	3,5	24,3	35,5	31,5
3	188,5	158,3	10,6	6,4	6,4
4	82,3	37,5	15,7	21,1	20,7
5	105,0	73,3	11,0	12,0	11,6
6	77,3	12,2	14,4	26,9	13,5
7	57,3	0,0	19,9	36,9	32,7

Observa-se que as barragens dos pontos 1, 3 e 5 são as menores, com aproximadamente 11 metros de altura, enquanto a barragem do ponto 2 é a maior, com altura de 24 metros, seguida pela barragem do ponto 7, com 20 metros. A barragem do ponto 7 é a única que tem formato triangular, em que não há uma crista, enquanto as demais são trapezoidais. As barragens naturais tendem a ter a base e a crista mais largas que barragens construídas de concreto. A barragem do ponto 3 é a que tem maior tamanho de crista, com aproximadamente 158 metros de comprimento, devido ao escorregamento ter sido largo, o que influenciou a barragem a ser a mais baixa, mesmo tendo um volume relativamente elevado de solo transportado.

As características geométricas das barragens, especialmente a altura, têm grande influência no hidrograma de rompimento. Essas características foram calculadas a partir do volume do escorregamento, largura do canal, inclinação do leito do rio e ângulo de repouso das partículas. Erros ou imprecisões na determinação desses parâmetros conduzem a erros na geometria das barragens. Uma fonte de imprecisão é que os parâmetros geométricos foram calculados usando como base o MDT de 1 metro de resolução que foi adquirido após o evento de 2017 onde os rios transportaram muitos sedimentos, o que deve ter modificado características como altitude dos leitos dos rios. Mesmo com essas imprecisões, neste trabalho está sendo feita uma investigação de possíveis barragens com os dados que temos e, portanto, foram feitas várias suposições para determinar os parâmetros que não foram medidos. Assim, apesar das incertezas, os valores de geometria encontrados foram utilizados para simular o rompimento. A altura da barragem determina as características do reservatório da barragem, que são apresentadas na Tabela 23.

Tabela 23 – Características do reservatório das barragens

Ponto da barragem	Área superficial reservatório (m ²)	Volume água reservatório (m ³)
1	19.336	114.129
2	68.054	884.634
3	18.072	227.492
4	3.239	27.192
5	18.355	108.738
6	1.078	9.470
7	44.293	331.417

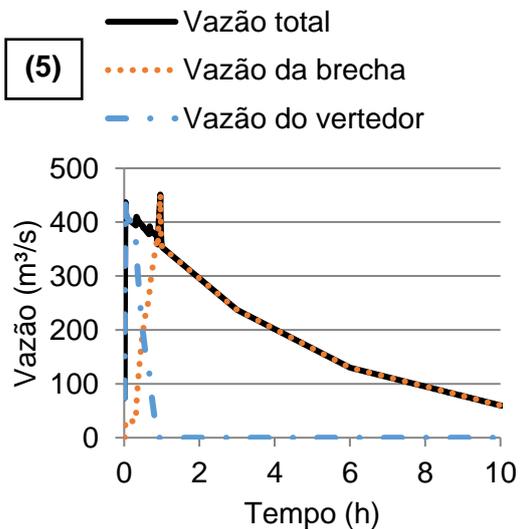
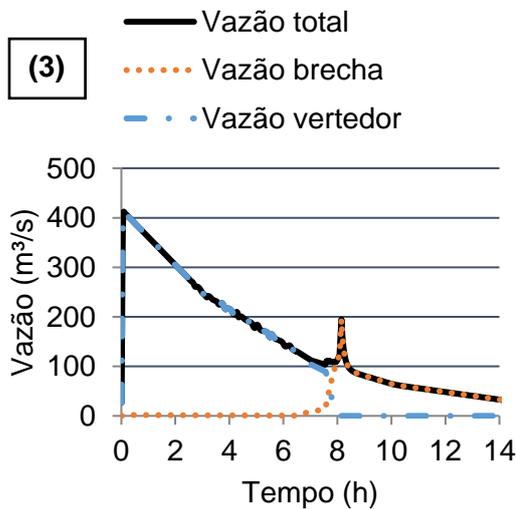
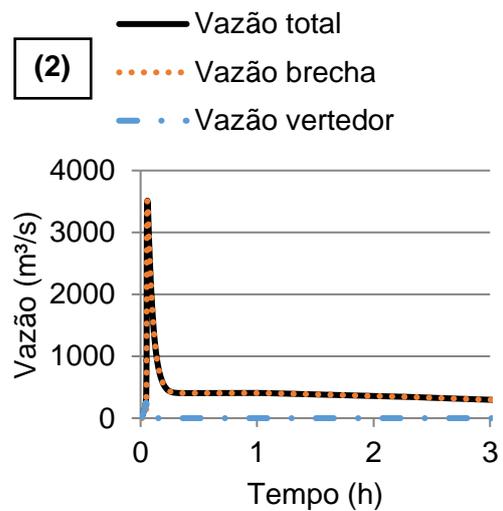
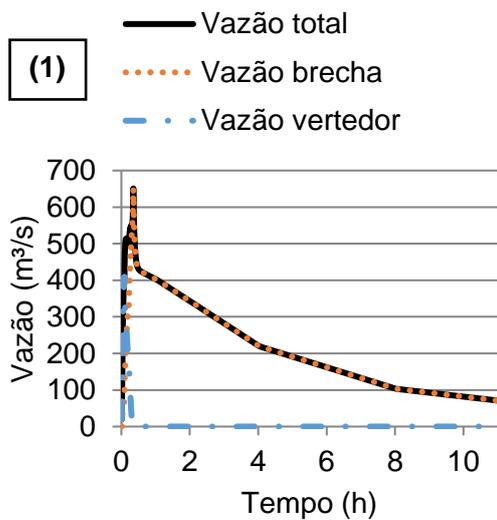
A barragem do ponto 2, com maior altura, apresenta o maior reservatório e, portanto, uma maior capacidade de inundação a jusante, mas a barragem do ponto 7 também tem um grande reservatório e está localizada a jusante de todas as outras barragens, estando quase 4 km a jusante da barragem 2, podendo apresentar um maior potencial de inundação a jusante. As barragens dos pontos 4 e 6 apresentam reservatórios muito pequenos por estarem em pontos de alta declividade do leito do rio. Essas barragens têm um menor perigo de inundação ao romperem.

5.4 SIMULAÇÃO ROMPIMENTO DA BARRAGEM

5.4.1 Simulação do modelo BRCH

As sete possíveis barragens e suas características geométricas foram inseridas no modelo BRCH para determinar o hidrograma de rompimento de cada barragem. Como resultado, foi encontrado que algumas barragens têm um rompimento brusco (barragens 2 e 7), outras têm um rompimento gradual (barragens 1, 3 e 5), enquanto outras nem romperam (barragens 4 e 6). As barragens que apresentaram um rompimento gradual foram erodidas progressivamente com a passagem da água, como a barragem 3, que teve esse rompimento gradual e lento por ter uma crista muito larga. As barragens 4 e 6 não romperam por terem uma altura baixa em local com declividade elevada, tendo um reservatório pequeno, além de estarem localizadas em um local bastante a montante na bacia, onde os rios têm menor vazão. Assim, as barragens 4 e 6 foram descartadas.

Quanto às barragens que romperam no modelo BRCH, seus hidrogramas resultantes estão expostos na Figura 44, onde é especificado a vazão total do hidrograma, a vazão que passa por cima da barragem enquanto ainda não foi formada uma brecha e a vazão que passa pela brecha. A vazão que passa por cima da barragem está sendo chamada de “vazão vertedor” por ser uma vazão que verte livremente, embora não exista um vertedor construído nas barragens naturais. Deste modo, a vazão total do hidrograma é a soma da vazão que verte com a vazão que passa na brecha.



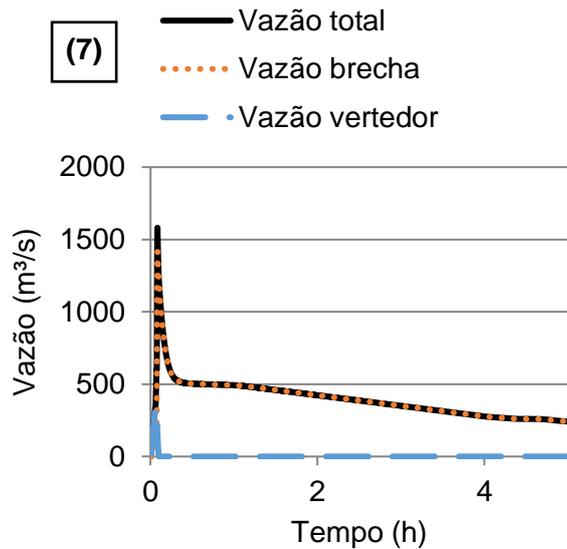


Figura 44 – Hidrogramas de rompimento simulados das cinco barragens que romperam (1, 2, 3, 5 e 7) e que podem ter causado a inundação

Ressalta-se que não é possível determinar a hora que essas barragens teriam rompido e, portanto, não é possível analisar o horário real do pico máximo. Dentre as barragens simuladas, a barragem 2, que é a mais alta, apresenta o maior pico de vazão do hidrograma – aproximadamente $3500 \text{ m}^3/\text{s}$ –, sendo a barragem com maior capacidade de causar uma grande inundação. O hidrograma de rompimento da barragem 7 apresenta o segundo maior pico de vazão, com aproximadamente $1600 \text{ m}^3/\text{s}$. As barragens de rompimento gradual 1, 3 e 5 apresentaram vazão máxima de 650, 410 e $450 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente, o que não representa um aumento elevado de vazão comparado ao hidrograma sem rompimento de barragem.

A análise da sensibilidade do modelo devido aos parâmetros de características da barragem mostraram que os parâmetros de coesão do material da barragem, declividade da parede a jusante da barragem e a abertura máxima do fundo da brecha foram os mais sensíveis, conforme está exposto na Tabela 24.

Tabela 24 – Análise de sensibilidade a parâmetros utilizados no BRCH e verificação da influência na vazão máxima do hidrograma

	Valor original	Valor testado	Variação média da vazão máxima
Declividade montante (°)	Variado	+50%	4%
		-50%	6%
Declividade jusante (°)	Variado	+50%	10%
		-50%	21%
Diâmetro grão (mm)	15	10	2%
		100	3%
Porosidade (%)	0,55	0,50	3%
		0,60	3%
Rugosidade <i>n</i> Manning	0,05	0,03	3%
		0,07	7%
Peso específico (kN/m ³)	20	15	6%
Ângulo atrito interno (°)	32	25	8%
Coesão (kPa)	20	1	32%
		30	7%
Largura máxima de abertura da brecha (m)	Variado	0	14%
		1	13%
		50	12%

Fread (1988) também apontou que um dos parâmetros que mais modifica a vazão máxima do hidrograma resultante do modelo BRCH é a coesão, mas também o ângulo de atrito. Portanto, para melhorar os resultados, deveria ter sido feito uma análise do solo local para determinar esses valores. Entretanto, como isso não foi feito, os valores encontrados na literatura foram utilizados para gerar esses hidrogramas de rompimento.

5.4.2 Análise do resultado do modelo BRCH

A fim de comparar os hidrogramas gerados pelo modelo BRCH, as equações empíricas foram utilizadas para calcular a vazão máxima e o tempo para essa vazão para o rompimento de cada barragem. Os resultados estão dispostos na Tabela 25 e na Tabela 26.

Tabela 25 – Vazão máxima do hidrograma de rompimento para equações empíricas e pelo modelo BRCH

Barragem	Vazão máxima (m ³ /s)						Média	Mediana
	SCS (1981)	Evans (1986)	Costa (1985)	Saberi e Zenz (2015)	Froehlich (2016b)	Simulação BRCH		
1	1.608	345	216	255	371	651	574	358
2	6.088	1.021	917	1.153	2.364	3.513	2.510	1.759
3	1.298	497	365	354	387	412	552	400
5	1.408	336	273	240	325	451	505	330
7	4.186	607	558	571	1.227	1.581	1.455	917

Tabela 26 – Tempo para vazão máxima de rompimento para equações empíricas e pelo modelo BRCH

Barragem	Tempo para vazão máxima (h)					Média	Mediana
	MacDonald e Langridge-Monopolis (1986)	Froehlich (1995)	Froehlich (2016a)	Saberi e Zenz (2015)	Simulação BRCH		
1	0,99	0,04	0,55	0,23	0,35	0,43	0,35
2	1,39	0,04	0,74	0,39	0,06	0,52	0,39
3	1,25	0,06	0,87	0,32	0,09	0,52	0,32
5	1,03	0,04	0,57	0,23	0,96	0,57	0,57
7	0,94	0,03	0,55	0,29	0,08	0,38	0,29

É possível constatar como as equações empíricas geram resultados muito variados, com variações de até mais de uma ordem de magnitude, como, por exemplo, o tempo para a vazão máxima ao romper a barragem 5 varia de 0,04 horas até 1,03 horas dependendo da equação utilizada. Isso ocorre porque os parâmetros geométricos e do material da barragem, além de outros parâmetros ambientais podem modificar bastante o hidrograma de rompimento. Os resultados encontrados pelo modelo BRCH estiveram dentro da variação de valores das equações empíricas e, portanto, se mostraram como valores viáveis.

Outra análise feita do resultado do modelo BRCH foi comparar o volume do hidrograma de saída com o hidrograma de entrada, a fim de verificar a coerência na quantidade de água. Como não se sabe nem o momento que ocorreram os escorregamentos e as barragens foram formadas, nem o momento de rompimento de barragem, houve dúvida em determinar o hidrograma de entrada no modelo BRCH. O mais provável seria que os escorregamentos ocorreram logo após o momento de maior intensidade da chuva e as barragens se romperam no momento de maior vazão do rio.

A Tabela 27 apresenta os volumes dos hidrogramas de entrada e de saída do modelo BRCH. O hidrograma de entrada no modelo BRCH é igual ao hidrograma de descida resultante do modelo HEC-HMS. O volume de água inserido no modelo BRCH é igual ao volume de hidrograma de entrada somado com o volume de água no reservatório.

Tabela 27 – Comparação entre volumes de hidrogramas da modelagem hidrológica do HEC-HMS e do rompimento de barragem do BRCH

Ponto da barragem	Volume do reservatório (m ³ ×10 ⁶)	Volume da subida do hidrograma HEC-HMS (m ³ ×10 ⁶)	Volume da descida do hidrograma HEC-HMS (m ³ ×10 ⁶)	Volume total do hidrograma HEC-HMS (m ³ ×10 ⁶)	Volume de água inserido BRCH (m ³ ×10 ⁶)	Volume do hidrograma de rompimento BRCH (m ³ ×10 ⁶)
1	0,59	2,51	9,15	11,66	9,74	8,78
2	0,88	1,99	8,64	10,63	9,53	9,34
3	0,23	2,00	8,67	10,67	8,90	7,88
5	0,40	2,31	8,14	10,46	8,54	7,54
7	0,13	2,27	10,59	12,87	10,73	10,71

De acordo com a Tabela 27, os volumes dos reservatórios das barragens são menores que os volumes de água da subida dos hidrogramas e, portanto, é se confirma a hipótese de que é possível que as barragens tenham se criado durante a chuva e que o reservatório tenha sido preenchido até o pico do hidrograma gerado pela chuva, que foi feita pela simulação do HEC-HMS. Portanto, foi verificada que a premissa utilizada de que os reservatórios das barragens estariam cheios no momento de pico máximo do hidrograma hidrológico, quando elas rompem, pode ser verdadeira. Assim, a descida do hidrograma resultante da modelagem hidrológica foi inserida como dado de entrada para o BRCH. Para todas as barragens simuladas, o volume do hidrograma resultante do

rompimento de barragem é menor que o volume total do hidrograma criado pela modelagem hidrológica e é próximo ao volume de água inserido no modelo. Essa análise dos volumes de hidrogramas indica que o resultado encontrado pelo BRCH é adequado.

Ressalta-se como a falta de dados dificultou a precisão na simulação de rompimento de barragem realizada neste trabalho. Neste estudo trabalha-se com hipóteses e premissas básicas da existência e rompimento de barragens, havendo poucos coletados e observados. Portanto, não foi possível fazer uma validação do resultado do modelo BRCH e os resultados encontrados de hidrograma de rompimento das barragens estão carregados de incertezas. Mesmo assim, o resultado do modelo BRCH foi considerado como viável e foi utilizado para testar a hipótese de que esses rompimentos de barragem possam ter causado uma grande inundação a jusante.

5.4.3 Cenário especial do rompimento da barragem 7 – Estação Mascarada (B7 – Est. Masc.)

Os hidrogramas apresentados na seção anterior representam a onda gerada no local de rompimento de barragem e, portanto, foram posteriormente inseridas no modelo hidrodinâmica para propagação dessa onda. A maior parte dos cenários simulados foram gerados ao inserir diretamente esses hidrogramas no ponto de seu respectivo possível rompimento de barragem. Esses cenários foram chamados de B1, B2, B3, B5 e B7. Entretanto, foi feita um cenário de rompimento da barragem B7 com uma simulação especial, chamada de “B7 – Est. Masc.”.

Para determinar o hidrograma do cenário “B7 – Est. Masc.” que foi inserido no modelo de propagação de onda, o hidrograma de rompimento da barragem 7 foi inicialmente inserido no modelo HEC-HMS, onde foi feita uma propagação simples da onda da onda até a estação Mascarada. Assim, o hidrograma encontrado e inserido no modelo de propagação de onda para a cenário “B7 – Est. Masc.” está exposto na Figura 45.

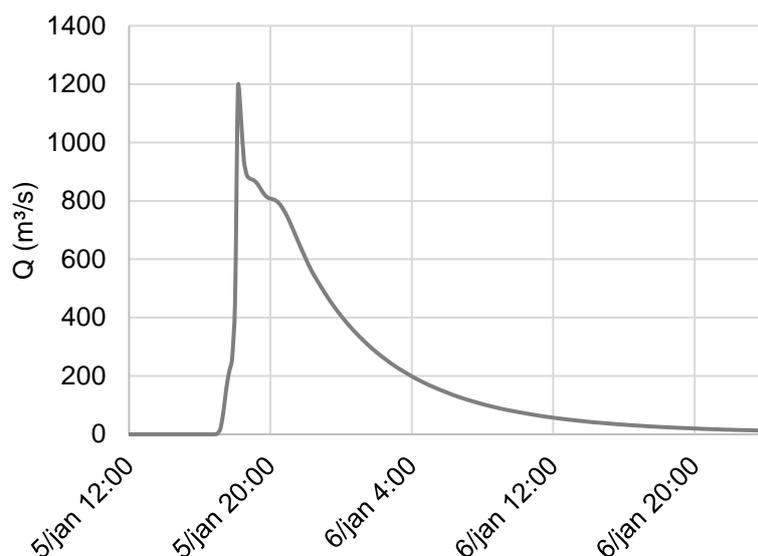


Figura 45 – Hidrograma da onda de cheia do rompimento da barragem 7 no ponto da estação Mascarada, sendo o utilizado para o cenário “B7 – Est. Masc.”

A vantagem desse cenário é que, na simulação de propagação da onda feita no HEC-HMS, foram contabilizadas as vazões incrementais ao longo do trajeto. Assim, esse cenário “B7 – Est. Masc.” foi inserido no modelo Nays2D Flood no mesmo ponto de partida nos cenários “zero”, sem rompimento de barragem. Isso auxilia na comparação entre esses cenários, por reduzir imprecisões devido a desconsideração de vazões incrementais, como vazões de afluentes que chegam no rio principal.

5.5 SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE ONDA DE CHEIA

5.5.1 Comparação dos hidrogramas de entrada de cada cenário

A simulação da propagação de onda de cheia foi feita para diferentes cenários. Os cenários se diferenciam pelo hidrograma propagado inserido no modelo Nays2D Flood e pelo local de partida dessa propagação do fluxo. Os hidrogramas inseridos no modelo foram apresentados nas seções anteriores de simulação chuva-vazão e de simulação de rompimento de barragem, mas um resumo deles está exposto na Tabela 28.

Tabela 28 – Vazão máxima do hidrograma e ponto de partida de cada cenário simulado

Cenário	Descrição	Vazão máxima do hidrograma (m ³ /s)	Ponto de partida da simulação hidrodinâmica
C0 – 3Q	Somente chuva, sem barragem	907	Estação Mascarada
C0 – 4Q	Somente chuva, sem barragem	950	Estação Mascarada
B1	Rompimento da barragem 1	651	Ponto barramento 1
B2	Rompimento da barragem 2	3.513	Ponto barramento 2
B3	Rompimento da barragem 3	412	Ponto barramento 3
B5	Rompimento da barragem 5	451	Ponto barramento 5
B7	Rompimento da barragem 7	1.581	Ponto barramento 7
B7 – Est. Masc.	Rompimento da barragem 7	1.188	Estação Mascarada

A tendência é que os cenários em que o hidrograma apresenta as maiores vazões gerem uma inundação maior. Assim, o cenário B2 e B7 são os que podem gerar as maiores inundações. Entretanto, o local de onde esses hidrogramas iniciam a propagação e, conseqüentemente, a distância desses locais até a cidade de Rolante podem modificar consideravelmente a onda de inundação que chega na cidade. A Figura 46 apresenta a distância de cada ponto de partida dos cenários simulados até a cidade de Rolante.

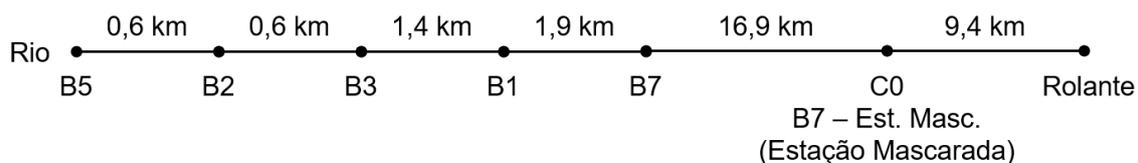


Figura 46 – Distância entre os pontos de partida dos cenários para as simulações de propagação do fluxo até a cidade de Rolante

As simulações do cenário “zero” se propuseram a representar o evento de chuva sem barragens e foi simulada a partir do último ponto que havia um hidrograma calibrado e validado, que foi na estação Mascarada, 9 km a montante do início da área urbana de Rolante. Entretanto, a estação Mascarada está a no mínimo 17 km a jusante da região das barragens. O cenário “B7 – Est. Masc.” foi propagado no modelo Nays2D Flood a partir da estação mascarada, para poder ter uma melhor comparação com os cenários “zero”. Observa-se que o pico de vazão máxima da barragem 7 é de 1581 m³/s no ponto do rompimento, mas esse pico já se atenuou para 1188 m³/s 17 km a diante, no ponto da estação Mascarada, sendo ainda maior do que a vazão máxima dos cenários “zero”, sem rompimento de barragem. Em seguida, o resultado das simulações é discutido em termos dessas distâncias.

5.5.2 Análise da profundidade da inundação em cada cenário

Após obter os resultados dos diferentes cenários de ondas de cheia propagadas, a primeira análise feita foi da profundidade da inundação gerada pela simulação do Nays2D Flood nos diferentes cenários. Os cenários que iniciaram a simulação na estação Mascarada (cenários “zero”, sem barragens naturais, e “B7 – Est. Masc.”), encontraram valores superestimados, enquanto os demais cenários de rompimento de barragens apresentaram valores subestimados. A partir de dados de centenas de pontos aleatórios, foram determinados o viés percentual (PBIAS) e o coeficiente de determinação (R^2) da comparação dos cenários simulados com a inundação observada gerada pela interpolação de pontos coletados em campo. Essas métricas para os diferentes cenários estão na Tabela 29.

Tabela 29 – Avaliação da profundidade da inundação encontrada nos cenários simulados

Cenário	Mancha de inundação observada em campo	
	PBIAS	R ²
Cenário 0 - 3Q	-28,3	0,38
Cenário 0 - 4Q	-33,2	0,43
Cenário B1	30,3	0,37
Cenário B2	26,4	0,34
Cenário B3	35,5	0,36
Cenário B5	36,8	0,35
Cenário B7	22,1	0,38
Cenário B7 – Est. Masc.	-28,3	0,40

Apesar de os hidrogramas de rompimento de barragem (especialmente dos cenários B2 e B7) apresentarem vazões muito maiores do que os do cenário “zero”, o resultado de os cenários com rompimento de barragens subestimarem a inundação. Isso pode ser explicado por as barragens estarem muito a montante da região da cidade de Rolante, onde se verificou a inundação, como já foi visto na Figura 46. Elas se encontram a até 30 km de distância da cidade. A barragem 7 é a mais próxima, estando a 26 km de distância do início da região urbana de Rolante, e apresenta um hidrograma de rompimento com grande vazão, com pico de quase 1600 m³/s. Por isso, a barragem 7 apresentou o melhor PBIAS entre os cenários de rompimento de barragem.

Ainda que a barragem 2 tenha o maior hidrograma de rompimento, apresentando pico de 3500 m³/s, ela está 4 km a montante da barragem 7, causando essa diferença na profundidade da inundação. Isso indica que o efeito do elevado pico de vazão do hidrograma de rompimento se dissipa ao longo do trajeto do rio. Portanto, embora esses valores de pico de vazão dos rompimentos de barragem – 1600 m³/s e 3500 m³/s – sejam bem maiores do que o valor de vazão máxima simulado do cenário sem barragem – 900 m³/s –, a resposta hidrológica natural da bacia para a chuva intensa parece ter apresentado uma relevância maior na inundação na cidade do que somente o rompimento de barragem com uma elevada vazão do hidrograma, pois essa vazão seria atenuada ao longo do trajeto de rio de no mínimo 26 km.

A diferença na distância do local de ponto de partida da simulação no resultado da inundação se tornou uma das maiores limitações dessa simulação de propagação de onda, pois o modelo Nays2D Flood não contabilizou a vazão distribuída que entra no

rio ao longo do trajeto de até 30 km. Por isso, foi feita a simulação “B7 – Est. Mascarada”, onde se avaliou o efeito do rompimento de barragem 7 a partir da estação Mascarada, mesmo local de partida dos cenários “zero”, sem barragens. Assim, essas simulações utilizam o mesmo trecho de propagação no Nays2D Flood, considerando e deixando de considerar as mesmas vazões distribuídas ao longo desse trecho. Apesar de a vazão do hidrograma inserido para a simulação do cenário “B7 – Est. Masca.” apresentar um pico de vazão máximo maior – 1200 m³/s, contra 950 m³/s dos cenários “zero”, observa-se que o resultado da simulação “B7 – Est. Masc.” é bastante similar ao dos cenários “zero”, sendo bem diferente do cenário B7. Assim, fica evidente que, apesar do pico de vazão ser maior para os cenários de rompimento de barragem, esse pico se dissipa ao longo do trajeto até chegar na cidade de Rolante.

Outra questão que pode ter levado a imprecisões na verificação da profundidade nas simulações da onda de cheia é o MDE, pois na zona urbana de Rolante havia disponível somente um MDE de 12,5 metros de resolução. Essa resolução esconde detalhes da topografia, tornando a topografia mais suave e camuflando depressões e elevações pontuais. Portanto, essa é uma outra fonte de erros na análise da profundidade da inundação. A região em que foi simulada o cenário zero, a partir da estação Mascarada, está representada principalmente nessa região do MDE de 12,5 metros, com 83% da área verificada nessa região. Já a análise da profundidade dos pontos dos cenários de rompimento de barragem pôde ser feita em uma região maior, inclusive a montante da estação Mascarada, englobando uma parte maior do MDT com resolução de 1 metro (42%) e, portanto, apresentando 58% da área verificada na região com MDE de 12,5 metros.

5.5.3 Análise da área máxima inundada em cada cenário

A segunda análise dos cenários simulados foi da área máxima da mancha de inundação. Nesse caso, os resultados das simulações foram comparados com duas manchas de simulações consideradas como as observadas em campo: a definida pela interpolação dos pontos medidos em campo e a gerada pelo modelo HAND a partir destes pontos. Ambas opções não são o dado real da inundação medida, mas são produtos de uma estimativa. Assim, foram feitas duas análises ROC, com as duas estimativas de manchas de inundação consideradas como as observadas no evento, conforme exposto na Figura 47 e na Figura 48, respectivamente.

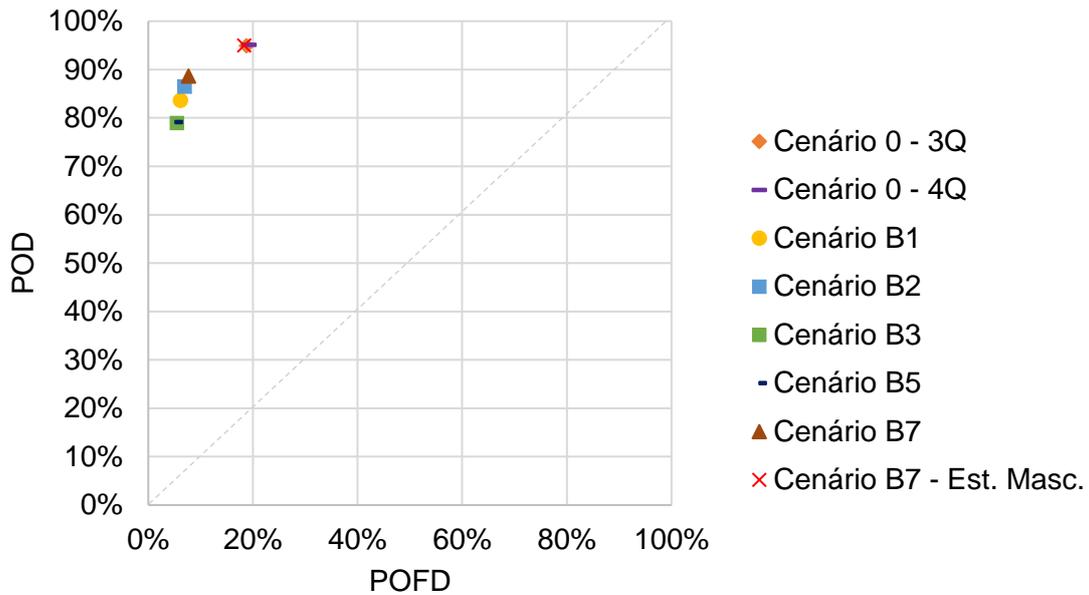


Figura 47 – Análise ROC da área de inundação simulada para vários cenários comparando com a mancha de inundação observada a partir da interpolação dos dados medidos em campo

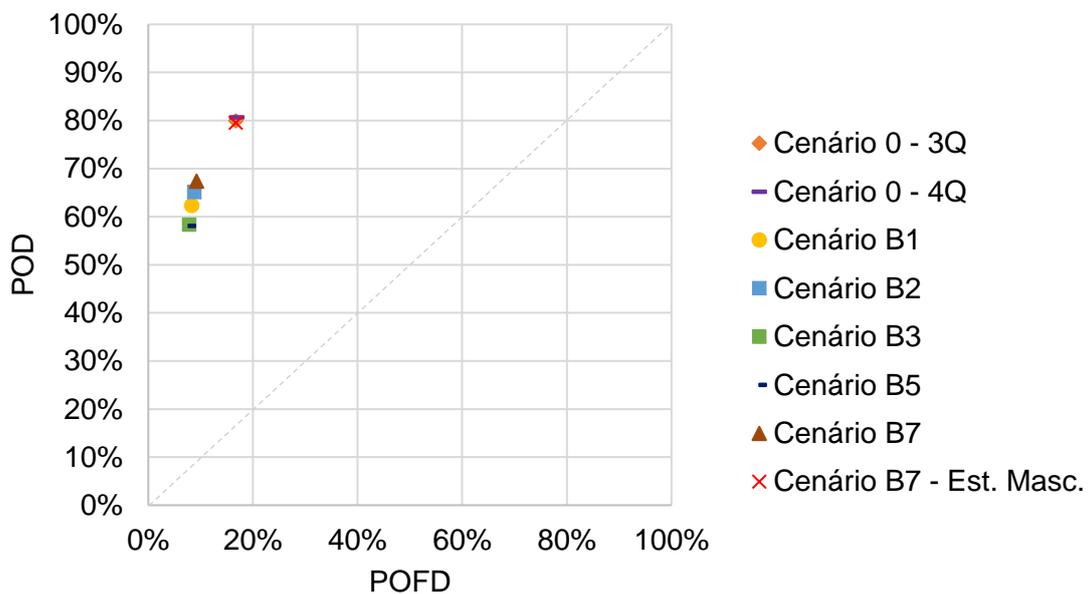


Figura 48 – Análise ROC da área da inundação simulada para vários cenários comparando com a mancha de inundação observada gerada pelo modelo HAND

Comparando as duas análises ROC, é visível como as manchas das inundações simuladas se aproximaram mais à mancha observada pela técnica de interpolação dos pontos do que àquela feita pelo HAND, pois a primeira (Figura 47) apresenta maiores

valores de detecção correta (POD). A fim de comparação com a análise ROC, outra métrica de análise da performance das simulações realizada foi o índice Kappa de Cohen. Na Tabela 30 está exposto esse índice para os diferentes cenários comparados com mancha constatada pela interpolação de pontos observados, enquanto que na Tabela 31 está exposta a comparação com a mancha constatada pelo modelo HAND.

Tabela 30 – Análise ROC e índice Kappa para a área de inundação simulada em diferentes cenários comparando com a mancha de inundação observada a partir da interpolação dos dados medidos em campo

Cenário	Análise ROC			Índice Kappa
	POD	POFD	Distância euclidiana da performance perfeita	K
Cenário 0 - 3Q	94,9%	18,8%	19,4	0,719
Cenário 0 - 4Q	95,3%	19,1%	19,7	0,718
Cenário B1	83,6%	6,2%	17,5	0,780
Cenário B2	86,5%	7,0%	15,2	0,791
Cenário B3	79,0%	5,5%	21,7	0,753
Cenário B5	79,1%	5,2%	21,5	0,758
Cenário B7	88,7%	7,7%	13,7	0,797
Cenário B7 - Est Masc.	95,0%	18,3%	19,0	0,724

Tabela 31 – Análise ROC e índice Kappa para a área de inundação simulada em diferentes cenários comparando com a mancha de inundação observada gerada pelo modelo HAND

Cenário	Análise ROC			Índice Kappa
	POD	POFD	Distância euclidiana da performance perfeita	K
Cenário 0 - 3Q	79,9%	16,7%	26,1	0,632
Cenário 0 - 4Q	80,3%	17,0%	26,0	0,633
Cenário B1	62,3%	8,3%	38,6	0,563
Cenário B2	65,1%	8,8%	35,9	0,583
Cenário B3	58,3%	7,8%	42,4	0,530
Cenário B5	58,1%	7,7%	42,6	0,529
Cenário B7	67,4%	9,2%	33,9	0,599
Cenário B7 - Est Masc.	79,5%	16,7%	26,4	0,628

Ao avaliar os diferentes cenários, os cenários “zero” e “B7 – Est. Masc.” apresentaram uma probabilidade de detecção correta (POD) maior, mas também uma maior probabilidade de detecção falsa (POFD) quando comparados com os cenários de rompimento de barragem. Isso se enquadra ao resultado encontrado da análise da profundidade, em que os cenários que foram simulados a partir da estação Mascarada apresentaram uma profundidade maior em muitos pontos e, portanto, uma área de inundação maior. Isso é comum em análises ROC, pois a tendência é que quanto maior a probabilidade de detecção de uma área correta, também é maior a probabilidade de detecção falsa.

De acordo com a Figura 47 da análise ROC, em que as simulações foram comparadas com a mancha de inundação interpolada por pontos medidos em campo, o cenário que chegou mais próximo da performance perfeita foi o cenário de rompimento da barragem 7, seguido do cenário de rompimento da barragem 2, barragem 1 e cenários “zero” e “B7 – Est. Masc.”. Por outro lado, quando comparados com a mancha de inundação do HAND (Figura 48), os cenários que apresentam melhor performance pelo ROC são os cenários “zero” e “B7 – Est. Masc.”, seguidos dos cenários da barragem 7 e barragem 2.

Quanto ao índice Kappa, observa-se que, na análise em que há a comparação com a área observada a partir da interpolação dos pontos (Tabela 30), o maior índice Kappa é o do cenário da barragem 7, seguido dos outros cenários de rompimento de barragem. Quando a análise é comparada com a mancha de inundação do HAND (Tabela 31), a melhor performance é dos cenários “zero” e “B7 – Est. Masc.”, seguidos da barragem 7 e barragem 2. Esses resultados de performance avaliados pelo índice Kappa foram similares à análise ROC.

Como exemplos de cenários de boas performances, os resultados da simulações do cenário C0 – 4Q e do cenário do cenário B7 estão expostos na Figura 49 e na Figura 50, respectivamente. O cenário “B7 – Est. Masc.”, similares aos dois, também está exposto na Figura 51. Os resultados dos demais cenários estão no Apêndice C. Nessas figuras, é possível observar como as simulações dos cenários “zero” e “B7 – Est. Masc.” mostram uma mancha de inundação em um trecho menor, por começar na estação Mascarada, enquanto os cenários de rompimento de barragem mostram a inundação em um trecho muito mais longo.

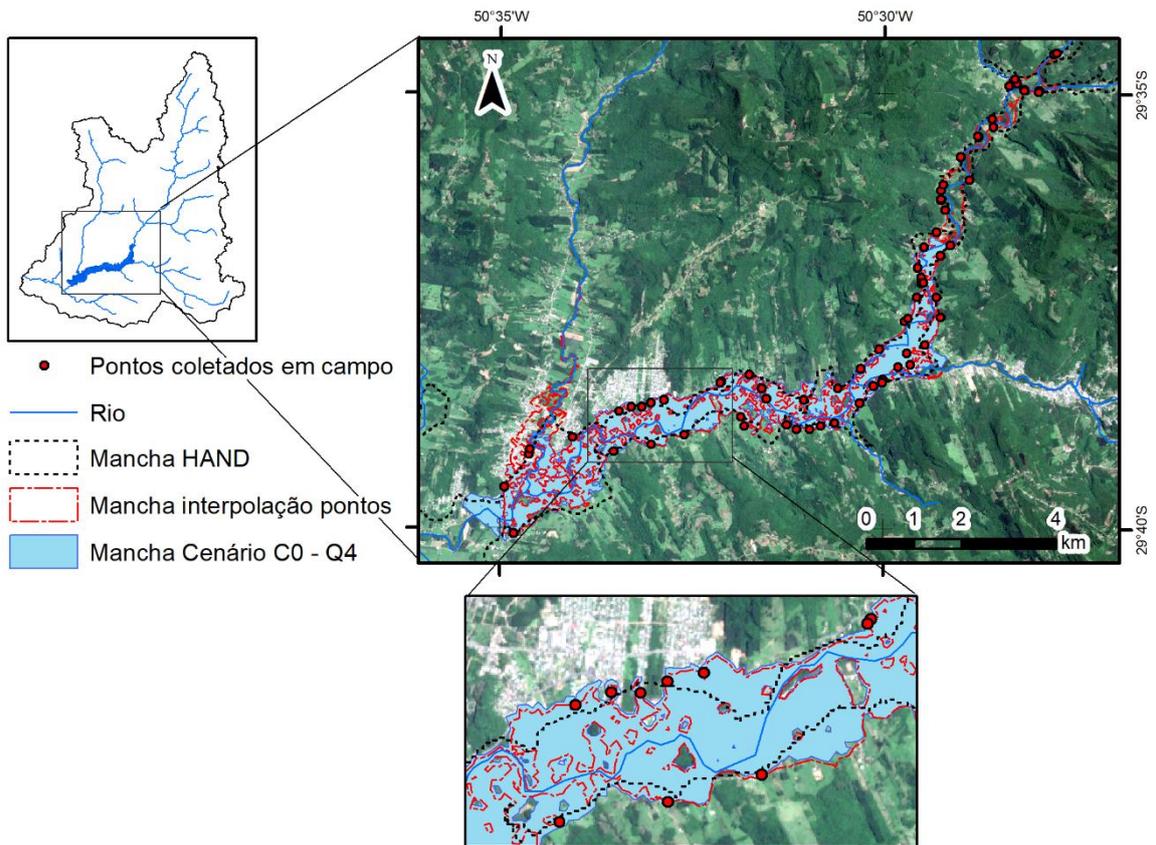


Figura 49 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário sem barragens com a chuva concentrada no 4º quartil de Huff (C0 – Q4), com detalhe aumentado no início da cidade

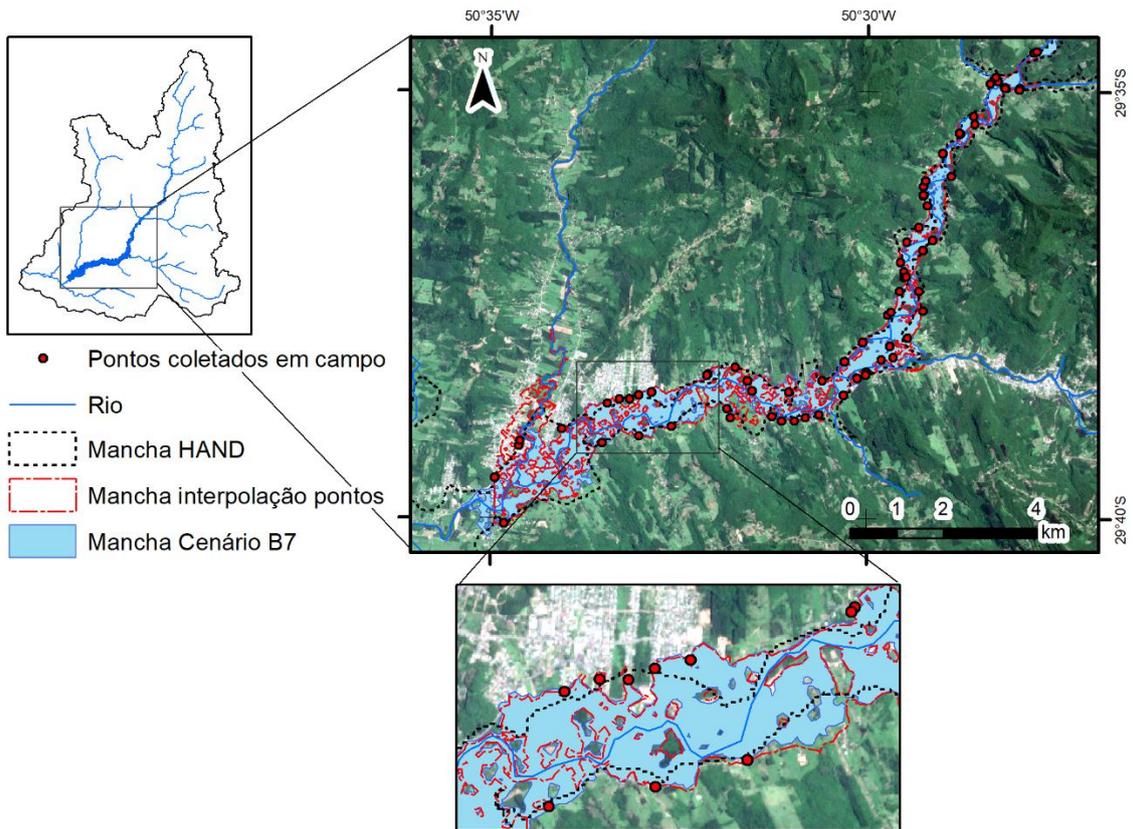


Figura 50 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 7 (B7), com detalhe aumentado no início da cidade

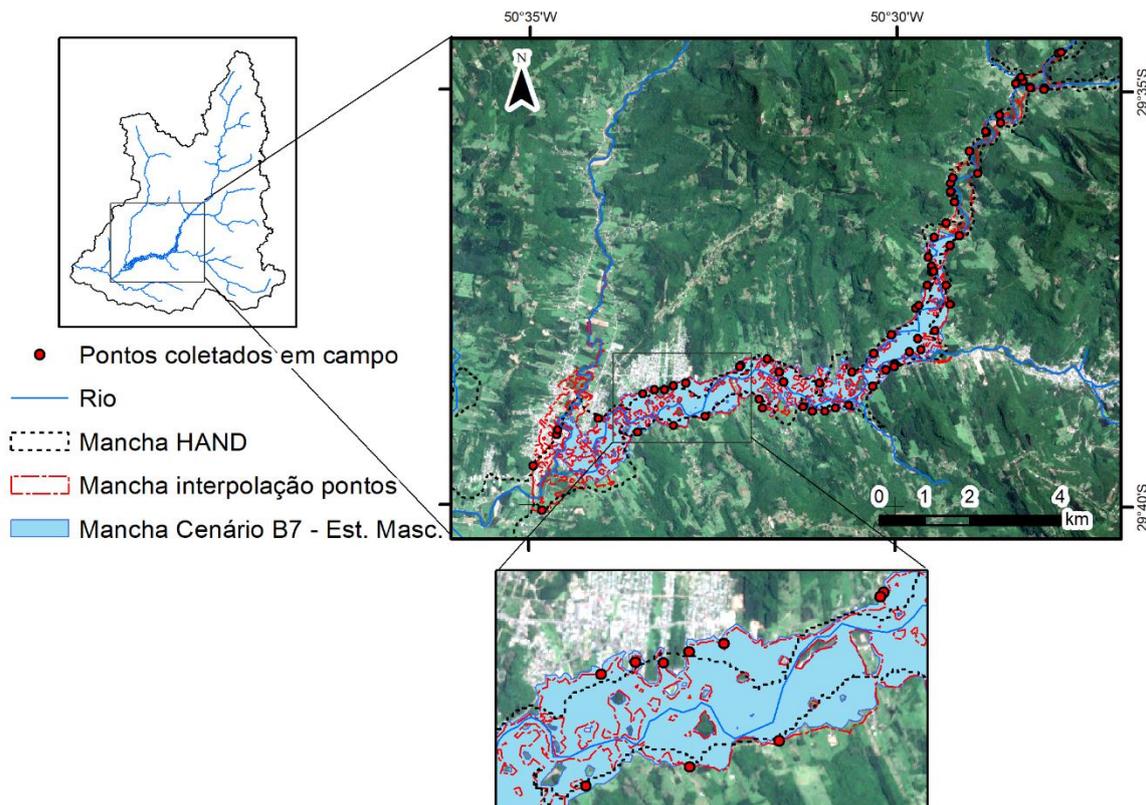


Figura 51 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 7 com simulação de propagação iniciada na Estação Mascarada (B7 – Est. Masc.), com detalhe aumentado no início da cidade

É possível observar como a mancha de inundação constatada a partir da interpolação dos pontos medidos em campo – em vermelho nas Figura 49 e Figura 50 – apresenta mais detalhes do que a mancha do HAND – em preto –, ou seja, ela apresenta pequenas áreas dentro da mancha que não foram inundadas por apresentar pontos elevados. As simulações feitas no modelo Nays2D Flood também apresentaram esses detalhes de locais que não inundaram por serem mais elevados, formando pequenas ilhas dentro da mancha de inundação. Esse acerto nos detalhes pode explicar a melhor performance da análise ROC com a mancha feita pela interpolação dos pontos observados quando comparada com a performance da mancha do HAND.

Ressalta-se que nenhum dos dois mapas utilizados como mancha de inundação observada são reais e, sim, estimativas. Por isso houve algumas diferenças entre as análises ROC. Todavia, fica evidente que os cenários “zero”, “B7 – Est. Masc.” e os cenários da barragem 7 e 2 apresentam inundações com melhor performance.

5.5.4 Considerações sobre a reconstrução do evento e os diferentes cenários

Embora não tenha tido um único cenário com uma performance que se sobressaia em relação as outras, foi possível chegar a algumas conclusões a partir das simulações de diferentes cenários de propagação de onda. Primeiro, de acordo com a performance dos cenários “zero”, a resposta hidrológica natural da bacia hidrográfica para essa chuva intensa é capaz de causar inundações de grandes proporções, como a verificada em janeiro de 2017, sem a existência de rompimento de barragens. Além disso, de acordo com os cenários de rompimento de barragem simulados, principalmente o “B7 – Est. Masc.”, ficou evidente que as barragens estariam a uma distância da cidade grande o suficiente para amortecer o efeito até mesmo das maiores barragens (barragens 2 e 7). Portanto, pode-se concluir que a resposta hidrológica da bacia foi mais relevante para o evento reconstruído do que a existência ou não de barragens naturais.

Contudo, foi demonstrado que essa bacia está sujeita a ocorrência de formação e rompimento de barragens naturais, que também podem gerar inundações na cidade de Rolante, mesmo que essas barragens estejam quase 30 km a montante, mas que chuvas intensas podem gerar a mesma magnitude de inundação.

5.6 INCERTEZAS ASSOCIADAS À RECONSTRUÇÃO DO EVENTO

Esse trabalho apresentou uma metodologia em várias etapas para reconstruir a inundação provocada por um evento de chuva, testando a hipótese de ocorrência de rompimento de barragens naturais. A metodologia utilizada teve que contornar problemas como pouca disponibilidade de dados observados e utilizar diversos modelos diferentes para representar todos os fenômenos envolvidos. Ressalta-se que há muitas incertezas associadas em cada etapa realizada, sendo que houve o esforço de executar elas da melhor forma possível a fim de reduzir as incertezas, mas é necessário que estejamos cientes de possíveis erros contidos nas análises.

- Quanto aos locais de formação de barragem:

A análise de locais que formam barragem naturais foi baseada em índices geomorfométricos com limiares que foram determinados empiricamente a partir de uma base de dados. Não há estudos desses valores limiares para nossos ambientes brasileiros. Portanto, o uso desses limiares pode levar a erros para a nossa realidade do Brasil. Além disso, os índices aplicados consideram poucas características da barragem e do ambiente, ignorando parâmetros que podem modificar bastante a análise, como a granulometria e coesão do material da barragem. Foi observado, por exemplo, que a barragem 1 está localizada em uma curva do rio e, sendo assim, a

velocidade do rio seria menor e seria mais fácil a formação de uma barragem, mas esse parâmetro não é avaliado pelos índices.

- Quanto à simulação chuva-vazão:

A região que ocorreu os escorregamentos e a inundação devido à chuva de janeiro de 2017 é muito pouco monitorada. Por causa disso, somente a sub-bacia Mascarada, que é a maior sub-bacia de Rolante, foi calibrada, por ser a única com dados de vazão disponíveis. Nas demais sub-bacias foi feita uma estimativa dos parâmetros, a partir da calibração dos parâmetros feita na sub-bacia Mascarada. Apesar de essa estimativa ter sido feita a partir de uma sub-bacia vizinha e ter características ambientais semelhantes, certamente essa falta de dados monitorados e a impossibilidade de calibração e validação das outras sub-bacias trouxe incertezas ao estudo.

Além disso, a falta de dados de precipitação na bacia criou diversas incertezas na distribuição temporal e espacial dessa chuva. Para determinar a distribuição espacial da chuva, foram usados dados não-oficiais coletados por agricultores da região. Esses dados foram de grande valor devido à falta de dados oficiais, mas há a maior probabilidade de eles terem sido determinados de forma incerta, contendo erros, além de não conterem uma resolução temporal da chuva detalhada, apresentando o valor acumulado de precipitação diária.

- Quanto às características das barragens:

A metodologia de Takahashi (2014) utilizada para determinar as características geométricas das barragens naturais parte do pressuposto que o solo transportado pelo escorregamento tem pouca quantidade de água. Esse não seria o caso dos escorregamentos que ocorreram no evento de 2017 em Rolante. Os escorregamentos provavelmente eram muito úmidos e a vazão do rio deveria ser alta, portanto parte do solo escorregado poderia ser imediatamente transportado pelo rio. Sendo assim, a outra premissa do cálculo de que todo o solo escorregado forma a barragem, também é uma simplificação que pode não ter acontecido. A análise é baseada somente na geometria da cicatriz do escorregamento e do vale, fazendo simplificações quando comparada com a realidade. Por exemplo, se considera que o escorregamento é perpendicular ao rio, o que nem sempre é verdade.

Essa metodologia determina uma altura máxima da barragem, a qual foi considerada como constante ao longo da crista. Entretanto, barragens naturais não têm uma altura constante como barragens artificiais, modificando sua altura na seção transversal do rio. Esse detalhe de mudança de altura não é considerado tanto pela

metodologia proposta por Takahashi (2014) quanto não seria possível considerá-la no modelo BRCH.

Os parâmetros do solo que compõem a barragem foram retirados da bibliografia. Esses parâmetros são bastante variáveis dependendo do local. Deveria ter sido feita coleta de solo e análise em laboratório para determinar parâmetros como granulometria, porosidade, peso específico, coesão, ângulo de atrito. Isso não foi possível devido ao difícil acesso aos locais de formação de barragem. Mesmo assim, alguns desses parâmetros mudam conforme a quantidade de água no solo e, portanto, não seria possível saber os valores no momento da formação da barragem.

- Quanto à simulação de rompimento das barragens:

A estimativa das características geométricas da barragem e do solo pode variar bastante o hidrograma resultante do rompimento de barragem, pois o modelo BRCH é sensível a vários desses parâmetros. Como não existe a comprovação de como seria a barragem e como seria a onda devido ao rompimento da barragem, não foi possível fazer uma calibração dos parâmetros usados no modelo e, portanto, não foi possível validar o resultado.

- Quanto à simulação da propagação da onda:

Esse estudo teve acesso a um bom MDT com 1 metro de resolução para a sub-bacia do rio Mascarada. Nas demais regiões da bacia de Rolante, só havia disponível o MDE de 12,5 metros de resolução. Essa resolução impediu de ser feita uma simulação adequada da propagação da onda do rompimento de barragem. Para resolver esse problema, teve que ser feita uma adequação entre os dois modelos digitais de terreno, sendo que no MDE de 12,5 metros de resolução teve que ser feita uma “escavação” no local onde passa o rio. Enquanto o MDT com 1 metro de resolução foi satisfatório, o MDE de 12,5 metros de resolução se mostrou prejudicial na propagação do fluxo nessa região, por não descrever a topografia local com os detalhes adequados.

O fluido propagado pela simulação hidrodinâmica foi considerado como água, não sendo verificada a influência da viscosidade do fluido. Devido ao grande número de movimentos de massa que ocorreram no evento de chuva, uma grande quantidade de solo e vegetação foram transportados pelos rios. Certamente o fluido não era água clara, havendo uma grande concentração de sedimentos e pode ser considerado como um fluido não-newtoniano, o que modifica o movimento da fluido. Portanto, a simulação hidrodinâmica está simplificada por não considerar a viscosidade do fluido. Essa análise reológica do fluido pode ser feita em estudos futuros.

A avaliação da performance do modelo de gerar a mancha de inundação contém incertezas, pois compara os valores de área inundada encontrados pelo modelo Nays2DH com a mancha produzida pelo modelo HAND ou por uma mancha criada a partir da interpolação de algumas dezenas de pontos coletados em campo. Ou seja, a verificação da performance do modelo não foi pela comparação do dado bruto da mancha de inundação real, e sim com a comparação de uma mancha de inundação já estipulada.

A simulação do Nays2DH fez algumas simplificações grosseiras. A primeira delas foi não considerar a vazão distribuída que é inserida no rio principal ao longo do trecho simulado. Como a simulação do rompimento de barragem é feita por um trecho de até 30 km, essa vazão se torna significativa. Além disso, nesse trecho, existem locais que entra uma vazão concentrada de rios, como o do arroio Riozinho e, já na cidade de Rolante, do arroio Areia. Por não computar essas vazões, o resultado da inundação simulada ficou subestimado. Por isso, para contabilizar as vazões incrementais ao longo do trecho, foi criada o cenário “B7 – Est. Masc.”, em que parte da propagação do hidrograma de rompimento da barragem 7 foi feita no HEC-HMS de forma bastante simplificada. A simplificação do HEC-HMS pode também ter levado a erros nesse cenário.

Considerando todos esses fatores, os cenários testados são estimativas de situações que podem ter acontecido. Para melhorar os resultados encontrados nesse trabalho, mais pesquisa é necessária para diminuir essas incertezas associadas aos métodos aqui utilizados. Mesmo assim, essa reconstrução do evento de janeiro de 2017 em Rolante pôde demonstrar resultados interessantes de como é a resposta da bacia hidrográfica a eventos de chuva extremos e de rompimento de barragens.

6. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como proposta reconstruir um intenso evento de inundação que ocorreu em 5 de janeiro de 2017 no município de Rolante (RS). O desafio nessa reconstrução foi testar a hipótese de que a inundação pode ter ocorrido devido ao rompimento de uma barragem natural, especialmente porque há poucas informações e dados deste evento de chuva. Houve um empenho para que as escolhas de como determinar esses dados fossem as mais fundamentadas possíveis. Assim, foi possível chegar a algumas conclusões sobre esse evento reconstruído.

A resposta hidrológica natural da bacia hidrográfica para uma chuva intensa, em si, já é suficiente para gerar uma inundação grande, como a do evento de 2017. O efeito do rompimento das barragens, mesmo das maiores barragens simuladas, não foi tão grande quando comparado com o efeito da resposta hidrológica da bacia, pois a energia associada a vazão de pico do rompimento se dissipou ao longo do trecho do rio até alcançar a cidade de Rolante. Foi verificado que rompimentos de barragens naturais também podem gerar inundações grandes, mesmo estando a quase 30 km a montante da região urbana de Rolante. Essa região onde ocorreram os escorregamentos e possíveis barramentos é declivosa, tem vales encaixados, sendo, portanto, suscetível à formação de barragens naturais.

Entretanto, a partir da análise dos cenários com e sem rompimento de barragem, verificou-se que para esse evento, na cidade de Rolante, não é significativo determinar se houve ou não a existência e rompimento de barragem. A resposta natural da bacia a essa chuva sem barragens já é capaz de gerar a inundação e, mesmo que tivesse ocorrido um rompimento de barragem, a onda de cheia teria se dissipado ao longo do canal, a ponto de que na altura da cidade ela já apresentaria uma resposta hidrológica normal.

Como limitação da reconstrução do evento, a análise dos rompimentos de barragem foi simplificada em vários cenários principalmente por não contabilizar a entrada de vazão distribuída ao longo do trecho de 30 km. Entretanto, o cenário “B7 – Est. Masc.” analisou o efeito de rompimento de barragem sem essa limitação e pôde-se verificar que o efeito de dissipação de energia da onda de rompimento da barragem ao longo da calha do rio seria significativo a ponto de não causar grande diferença na inundação da cidade de Rolante. Portanto, a utilização das técnicas de modelagem aplicadas nesse estudo para reconstruir o evento foi conveniente para demonstrar que a resposta hidrológica natural da bacia a precipitações intensas como a do evento de

2017 foi capaz de gerar inundações significativas e que ela atenua grandes picos de vazão que possam ocorrer na região montanhosa, ao alcançar a cidade de Rolante.

Considerando os aprendizados do presente trabalho, sugere-se para trabalhos futuros de reconstruções de eventos de inundação e de rompimentos de barragens naturais:

- Contabilizar a entrada de vazão distribuída ao longo do trecho do rio onde é feita a simulação da propagação de onda;
- Realizar mais comparações de cenários de diferentes hidrogramas que partem dos mesmos pontos;
- Realizar mais estudos que analisem até qual distância das barragens a onda devido ao rompimento ainda é significativa, sendo pouco atenuada ao longo do trecho do rio;
- Utilizar um método fundamentado para extrapolar a curva-chave para níveis de rio em que não há medição de vazão, a fim de utilizar essa curva-chave extrapolada para calibrar a bacia no modelo de chuva-vazão;
- Considerar o efeito da reologia do fluido propagado, pois este contém grande concentração de sedimentos, além de troncos e vegetação, que pode modificar a movimentação do fluido;
- Elaborar uma análise de incertezas associadas a cada etapa do trabalho;
- Realizar mais estudos de barragens naturais no Brasil, a fim de gerar índices geomorfométricos apropriados para as condições ambientais brasileiras.

Este trabalho serve como estímulo a estudos que envolvem barragens naturais no Brasil, já que temos características geomorfológicas propícias a formação destas, e ressalta a importância da reconstrução de eventos históricos de inundação e escorregamentos. A questão de barragens naturais ainda é pouco estudada no Brasil e tem potencial para causar grandes desastres. A reconstrução de eventos é importante para estimular o planejamento e resposta a desastres.

REFERÊNCIAS

- ADAMS, J. Earthquake-dammed lakes in New Zealand. **Geology**, v. 9, n. 5, p. 215–219, 1981. Disponível em: [https://doi.org/10.1130/0091-7613\(1981\)9<215:ELINZ>2.0.CO;2](https://doi.org/10.1130/0091-7613(1981)9<215:ELINZ>2.0.CO;2)
- AMENGUAL, A. *et al.* A Hydrometeorological Modeling Study of a Flash-Flood Event over Catalonia, Spain. **Journal of Hydrometeorology**, v. 8, n. 3, p. 282–303, 2007. Disponível em: <https://doi.org/10.1175/jhm577.1>
- BALASCH, J. C. *et al.* Reconstruction of the 1874 Santa Tecla's rainstorm in Western Catalonia (NE Spain) from flood marks and historical accounts. **Natural Hazards and Earth System Science**, v. 10, n. 11, p. 2317–2325, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/nhess-10-2317-2010>
- BALASCH, J. C.; RUIZ-BELLET, J. L.; TUSET, J. Historical flash floods retromodelling in the Ondara River in Tàrraga (NE Iberian Peninsula). **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 11, n. 12, p. 3359–3371, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/nhess-11-3359-2011>
- BANDURRAGA, M.; GUSMAN, A. J. **Sediment/debris bulking factors and post-fire hydrology for ventura county**. San Diego: Ventura Country Watershed Protection District / WEST Consultants, Inc. 2011.
- BLÖSCHL, G. Predictions in ungauged basins – Where do we stand? **IAHS-AISH Proceedings and Reports**, v. 373, p. 57–60, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/piahs-373-57-2016>
- BLÖSCHL, G., HALL, J., PARAJKA, J., PERDIGÃO, R. A. P., MERZ, B., ARHEIMER, B., & KJELDSEN, T. Changing climate shifts timing of European floods. **Science**, v. 357, n. 6351, p. 588-590, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1126/science.aan2506>
- BOMERS, A. *et al.* Historic Flood Reconstruction With the Use of an Artificial Neural Network. **Water Resources Research**, v. 55, n. 11, p. 9673–9688, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1029/2019WR025656>
- BONNARD, C. Technical and Human Aspects of Historic rockslide dammed lakes and landslide dam breaches. *In: Natural and Artificial Rockslide Dams*. Springer Science & Business Media, 2011. p. 644. *E-book*.
- BRAUN, A. *et al.* Numerical SPH analysis of debris flow run-out and related river damming scenarios for a local case study in SW China. **Landslides**, v. 15, n. 3, p. 535–550, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s10346-017-0885-9>

BRÁZDIL, R.; KUNDZEWICZ, Z. W.; BENITO, G. Historical hydrology for studying flood risk in Europe. **Hydrological Sciences Journal**, v. 51, n. 5, p. 739–764, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1623/hysj.51.5.739>

BRICKER, J. D. *et al.* Performance of Models for Flash Flood Warning and Hazard Assessment: The 2015 Kali Gandaki Landslide Dam Breach in Nepal. **Mountain Research and Development**, v. 37, n. 1, p. 5–15, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1659/MRD-JOURNAL-D-16-00043.1>

BÜRGER, K. *et al.* Hydrometeorological reconstruction of the 1824 flood event in the Neckar River basin (southwest Germany). **Hydrological Sciences Journal**, v. 51, n. 5, p. 864–877, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1623/hysj.51.5.864>

BUTT, M. J.; UMAR, M.; QAMAR, R. Landslide dam and subsequent dam-break flood estimation using HEC-RAS model in Northern Pakistan. **Natural Hazards**, v. 65, n. 1, p. 241–254, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0361-8>

CANUTI, P., CASAGLI, N., ERMINI, L. Inventory of landslide dams in the Northern Apennine as a model for induced flood hazard forecasting. In: Andah, K. (Ed.), **Managing Hydro-geological Disasters in a Vulnerable Environment for Sustainable Development**. v. 1900. CNR-GNDICI-UNESCO (IHP), Perugia, pp. 189–202. 1998.

CARDOZO, G.; ZANANDREA, F.; MICHEL, G.P.; KOBIYAMA, M. Parâmetros geomorfológicos para avaliação pós-desastre de escorregamentos estudo de caso da bacia hidrográfica do rio mascarada RS. I Encontro Nacional de Desastres. **Anais...Porto Alegre: ABRHidro**, 2018. 8p.

CASAGLI, N., ERMINI, L. Geomorphic analysis of landslide dams in the Northern Apennine. **Trans. Jpn. Geomorphol.** 20 (3), p. 219–249. 1999.

CASAGLI, N.; ERMINI, L.; ROSATI, G. Determining grain size distribution of the material composing landslide dams in the Northern Apennines: Sampling and processing methods. **Engineering Geology**, v. 69, n. 1–2, p. 83–97, 2003. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(02\)00249-1](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00249-1)

CENSI, G.; MICHEL, G. P. Caracterização do evento hidrometeorológico que deflagrou escorregamentos na região de Rolante/RS em janeiro de 2017 utilizando o produto GPM IMERG. I Encontro Nacional de Desastres. **Anais...Porto Alegre: ABRH**, 2018.

CHEN, C. Y. *et al.* A landslide dam breach induced debris flow - A case study on downstream hazard areas delineation. **Environmental Geology**, v. 47, n. 1, p. 91–101, 2004. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s00254-004-1137-6>

CHEN, C. Y.; CHANG, J. M. Landslide dam formation susceptibility analysis based on geomorphic features. **Landslides**, v. 13, n. 5, p. 1019–1033, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s10346-015-0671-5>

CHEN, S.-C. *et al.* Landslide dams induced by typhoon Morakot and risk assessment. **International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings**, p. 653–668, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.4408/IJEGE.2011-03.B-071>

Chow, V. T. **Open-channel hydraulics**. New York, McGraw-Hill, 1959. 680 p.

CLAGUE, J. J.; EVANS, S. G. **Geological Survey of Canada Formation and Failure of Natural Dams**. Ottawa: Geological survey of Canada; 1994. Disponível em: <https://doi.org/10.4095/194028>.

CLAPPER, P.E.; CHEN, Y.H. Predicting and minimizing embankment damage due to flood overtopping. **Hydraulic Engineering**. Proceedings. National Conference on Hydraulic Engineering. Ed. R. Ragan, 751-757, 1987.

COHEN, J. A coefficient of agreement for nominal scales. **Educational and Psychological Measurement**, v. 20, n. 1, p. 37–46, 1960. Disponível em: <http://epm.sagepub.com>

COLLISCHONN, W.; FAN, F. M. Defining parameters for Eckhardt's digital baseflow filter. **Hydrological Processes**, v. 27, n. 18, p. 2614–2622, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/hyp.9391>

CORATO, G.; AMMARI, A.; MORAMARCO, T. Conventional point-velocity records and surface velocity observations for estimating high flow discharge. **Entropy**, v. 16, n. 10, p. 5546–5559, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.3390/e16105546>

COSTA, J. E. **Floods from Dam Failures**. Denver: U.S. Geological Survey; 1985.

COSTA, J. E.; SCHUSTER, R. L. **The formation and failure of natural dams**. Vancouver, Washington: U.S. Geological Survey; 1987. Disponível em: [https://doi.org/10.1130/0016-7606\(1988\)100<1054](https://doi.org/10.1130/0016-7606(1988)100<1054).

COSTA, J. E.; SCHUSTER, R. L. **Documented historical landslide dams from around the world**. Vancouver, Washington: U.S. Geological Survey; 1991.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa geológico do Rio Grande do Sul, escala 1:750.000**. 2008. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>. Acesso em: 31 mar. 2019.

D'AGOSTINO, V.; TECCA, P. R. Some considerations on the application of the FLO-2D model for debris flow hazard assessment. **Transactions on Ecology and the Environment**, v. 90, p. 159–170, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.2495/DEB060161>

DAI, F. C. *et al.* The 1786 earthquake-triggered landslide dam and subsequent dam-break flood on the Dadu river, southwestern China. **Geomorphology**, v. 65, n. 3–4, p. 205–221, 2005. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2005.04.017>

DAL SASSO, S. F. *et al.* Assessment methodology for the prediction of landslide dam hazard. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 14, n. 3, p. 557–567, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/nhess-14-557-2014>

DAVIES, T. R. *et al.* Modeling Landslide Dambreak Flood Magnitudes: Case Study. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 133, n. 7, p. 713–720, 2007. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(2007\)133:7\(713\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(2007)133:7(713))

DIMITRIADIS, P. *et al.* Comparative evaluation of 1D and quasi-2D hydraulic models based on benchmark and real-world applications for uncertainty assessment in flood mapping. **Journal of Hydrology**, v. 534, p. 478–492, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.01.020>

DO, X. K. *et al.* Analysis of Landslide Dam Failure Caused by Overtopping. **Procedia Engineering**, v. 154, p. 990–994, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.587>

ECKHARDT, K. How to construct recursive digital filters for baseflow separation. **Hydrological Processes**, v. 19, n. 2, p. 507–515, 2005. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/hyp.5675>

EFSTRATIADIS, A. *et al.* Flood design recipes vs. reality: Can predictions for ungauged basins be trusted? **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 14, n. 6, p. 1417–1428, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/nhess-14-1417-2014>

ERMINI, L.; CASAGLI, N. Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 28, n. 1, p. 31–47, 2003. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/esp.424>

ERMINI, L.; CASAGLI, N.; FARINA, P. Landslide Dams : Analysis of Case Histories and New Perspectives From the Application of Remote Sensing Monitoring Techniques To Hazard and Risk Assessment. **Italian Journal of Engineering Geology and Environment**, v. 1, n. 1, p. 45–52, 2006. Disponível em:

*<https://doi.org/10.4408/IJEGE.2006-01.S-05>

EVANS, S. G. The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 23, n. 3, p. 385–387, 1986. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/t87-062>

FAN, X. *et al.* Analysis of landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake. **Journal of Asian Earth Sciences**, v. 57, p. 25–37, 2012 a. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jseaes.2012.06.002>

FAN, X. *et al.* Simulating dam-breach flood scenarios of the Tangjiashan landslide dam induced by the Wenchuan Earthquake. **Natural Hazards and Earth System Science**, v. 12, n. 10, p. 3031–3044, 2012 b. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/nhess-12-3031-2012>

FAVERO, D. Deslizamentos de terra represaram água que inundou Rolante, no RS. **G1**, Rio Grande do Sul, 07 de janeiro 2017. Disponível em: <http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2017/01/deslizamentos-de-terra-represaram-agua-que-inundou-rolante-no-rs.html>. Acesso em: 30 de maio de 2020.

FAWCETT, T. An introduction to ROC analysis. **Pattern Recognition Letters**, v. 27, n. 8, p. 861–874, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.patrec.2005.10.010>

FERREIRA, A. L. M.; ANDRZEJEWSKI, E. A. **Comparação de métodos de cálculo da ruptura de uma barragem hipotética**. XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens. **Anais...**Foz do Iguaçu: Comitê Brasileiro de Barragens, 2015.

FREAD, D. L. **BREACH: An erosion model for earthen dam failures**1991. Maryland: NOAA, 1988.

FROEHLICH, D. C. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 121, n. 1, p. 90–97, 1995. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1995\)121](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1995)121)

FROEHLICH, D. C. Empirical model of embankment dam breaching. **Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics (River Flow 2016)**. St. Louis, USA: 2016. p. 1821–1829. Disponível em: <https://doi.org/10.1201/9781315644479-285>

FROEHLICH, D. C. Predicting peak discharge from gradually breached embankment dam. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 21, n. 11, 2016 b. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001424](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001424)

GEONET. Landslides and Landslide dams caused by Kaikoura Earthquake. Geological

hazard information for New Zealand. 2017. Disponível em: <https://www.geonet.org.nz/landslide/dam>. Acesso em: 30 de maio de 2020.

GUZZETTI, F. *et al.* Estimating the quality of landslide susceptibility models. **Geomorphology**, v. 81, n. 1–2, p. 166–184, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2006.04.007>

HAHN, W.; HANSON, G. J.; COOK, K. R. Breach Morphology Observations of Embankment Overtopping Tests. **Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management**, 2000.

HALTAS, I.; TAYFUR, G.; ELCI, S. Two-dimensional numerical modeling of flood wave propagation in an urban area due to Ürkmez dam-break, İzmir, Turkey. **Natural Hazards**, v. 81, n. 3, p. 2103–2119, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2175-6>

HAQUE, S. *et al.* Event Based Flash Flood Simulation At Sunamganj Using. **6th International Conference on Water & Flood Management**, p. 29–37, 2017.

HERMANN, R. L. Landslide Dam. *In*: BOBROWSKY, P. T. (org.). **Encyclopedia of Natural Hazards**. 1st. ed. London: Springer Science+Business Media Dordrecht, 2013. v. 2. *E-book*. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-4399-4>

HIMMELSBACH, I. *et al.* Reconstruction of flood events based on documentary data and transnational flood risk analysis of the Upper Rhine and its French and German tributaries since AD 1480. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 19, n. 10, p. 4149–4164, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/hess-19-4149-2015>

HU, W. *et al.* Stability analysis of landslide dams triggered by the Wenchuan earthquake, China. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 19, p. 3181–3193, 2014.

HUFF, F. **Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois Water Survey Campaign**. Champaign: Illinois State Water Survey, 1990.

IRIE, M.; OULD AHMED, B. A.; KOMATSU, S. Numerical Simulation of the Inundation on the Flood Plain of Senegal River for the Improvement of the Agricultural Productivity in Mauritania. **Journal of Arid Land Studies**, v. 25, n. 3, p. 121–124, 2015. Disponível em: https://doi.org/10.14976/jals.25.3_121

ISHIZUKA, T. *et al.* Analysis for a Landslide Dam Outburst Flood in Ambon Island, Indonesia. **International Journal of Erosion Control Engineering**, v. 10, n. 1, p. 32–38, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.13101/ijece.10.32>

KAFLE, M. R.; SHAKYA, N. M. Two-Dimensional Hydrodynamic Modelling of Koshi River and Prediction of Inundation Parameters. **Hydrology: Current Research**, v. 09, n. 02, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.4172/2157-7587.1000298>

KÄMPF, N. *et al.* Metodologia para classificação de solos quanto à resistência a impactos ambientais decorrentes da disposição final de resíduos. **Fepam em Revista**, v. 2, n. 1, p. 11–17, 2008.

KHANAL, N. R.; HU, J.-M.; MOOL, P. Glacial Lake Outburst Flood Risk in the Poiqu/Bhote Koshi/Sun Koshi River Basin in the Central Himalayas. **Mountain Research and Development**, v. 35, n. 4, p. 351–364, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1659/mrd-journal-d-15-00009>

KOBIYAMA, M. *et al.* Hydrological disasters reduction: lessons from hydrology. In: SENS, M.L. & MONDARDO, R. . **Science and Technology for Environmental Studies: Experiences from Brazil, Portugal and Germany**. Florianópolis: Federal University of Santa Catarina, 2010. p. 49–72.

KOBIYAMA, M. *et al.* Abordagem Integrada Para Gerenciamento De Desastre Em Região Montanhosa Com Ênfase No Fluxo De Detritos. **Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental**, v. 7, n. esp, p. 31–65, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.19177/rgsa.v7e0201831-65>

KORUP, O. Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams. **Engineering Geology**, v. 73, n. 1–2, p. 13–35, 2004. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2003.11.003>

LI, M. H. *et al.* The formation and breaching of a short-lived landslide dam at Hsiaolin Village, Taiwan - Part II: Simulation of debris flow with landslide dam breach. **Engineering Geology**, v. 123, n. 1–2, p. 60–71, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.05.002>

MAC DONALD, T.C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. Breaching Characteristics of dam failures. **Journal of Hydraulic Engineering**. v. 110, n. 5, p. 567-586, 1986.

MAIDMENT, D. R. *et al.* **National Water Center Innovators Program Summer Institute Report 2016**. Consortium of Universities for the Advancement of Hydrologic Science, Inc. Technical Report No. 13, 122 p., 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.4211/technical.20161019>.

MANDAL, S. P.; CHAKRABARTY, A. Flash flood risk assessment for upper Teesta river basin: using the hydrological modeling system (HEC-HMS) software. **Modeling Earth**

Systems and Environment, v. 2, n. 59, p. 1–10, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s40808-016-0110-1>

MATZENAUER, R.; RADIN, B.; ALMEIDA, I. R. **Atlas Climático: Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, RS: Secretaria da Agricultura Pecuária e Agronegócio; Fundação Estadual de Pesquisa Agropecuária (FEPAGRO), 2011. Disponível em: http://www.cemet.rs.gov.br/lista/676/Atlas_Climático_do_Rio_Grande_do_Sul. Acesso em: 29 mar. 2018.

MCMILLAN, H. K.; WESTERBERG, I. K.; KRUEGER, T. Hydrological data uncertainty and its implications. **WIREs Water**, [S. l.], v. 5, n. 6, p. 1–14, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/wat2.1319>

MIZUYAMA, T. *et al.* Estimating the Outflow Discharge Rate from Landslide Dam Outbursts. **Disaster Mitigation of Debris Flows, Slope Failures and Landslides**, v. 1, n. 2, p. 365–377, 2006.

MONTEIRO, L.; KOBAYAMA, M. Influências da distribuição temporal de precipitação no mapeamento de inundação. **Revista de Gestão de Água da América Latina**, v. 11, n. 2, p. 25–35, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.21168/rega.v11n2.p25-35>

MORI, T. *et al.* Estimation of Flood Discharge Caused by Landslide Dam Overflow Erosion and the Application of Countermeasures. **International Journal of Erosion Control Engineering**, v. 3, n. 1, p. 69–74, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.13101/ijece.3.69>

MORIASI, D. N. *et al.* Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations. **Transactions of the ASABE**, v. 50, n. 3, p. 885–900, 2007. Disponível em: <https://doi.org/10.13031/2013.23153>

MOTA, K. R. R. **Rompimento Hipotético E Delimitação Da Área De Inundação Da Barragem Salto Moraes Em Ituiutaba/MG**. [dissertação]. Uberlândia: Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil; 2017.

MUHAMMAD, S. H. **Application of Numerical Modeling to Study River Dynamics : Hydro-Geomorphological Evolution Due to Extreme Events in the Sandy River, Oregon**. [master thesis]. Portland State University, Civil and Water Engineering, 2017.

NELSON, J. M. *et al.* The international river interface cooperative: Public domain flow and morphodynamics software for education and applications. **Advances in Water Resources**, v. 93, p. 62–74, 2016.

NEVES, A. V. **Barreiras provocadas por deslizamentos induzidos pelas chuvas extremas em janeiro/2011, Nova Friburgo (RJ): repercussão e impactos socioambientais.** [dissertação]. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências; 2019.

NOURANI, V.; MOUSAVI, S. Evaluation of Earthen Dam-Breach Parameters and Resulting Flood Routing Case Study: Aidoghmosh Dam. **International Journal of Agriculture Innovations and Research**, v. 1, n. 4, p. 109–115, 2013.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y.; FULLERTON, P. Y. Two-dimensional water flood and mudflow simulation. **Solutions**, v. 119, n. 2, p. 679–683, 1993.

OKEKE, A. C. U.; WANG, F. Hydromechanical constraints on piping failure of landslide dams: an experimental investigation. **Geoenvironmental Disasters**, v. 3, n. 1, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1186/s40677-016-0038-9>

OLIVEIRA, F. A. de *et al.* Uso de modelo hidrodinâmico para determinação da vazão a partir de medições de nível. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, n. 4, p. 707–718, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011616007>

PAGANA, V. *et al.* **Alternative methods in floodplain hydraulic simulation – Experiences and perspectives.** European Geosciences Union General Assembly. **Proceedings...**Vienna: 2013

PAIXÃO, M. A. *et al.* Lições Sobre O Gerenciamento De Desastres Hidrológicos Obtidas a Partir Da Ocorrência Em Rolante/Rs. **Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental**, v. 7, n. esp., p. 251, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.19177/rgsa.v7e02018251-267>

PENG, M.; ZHANG, L. Analysis of human risks due to dam break floods-part 2: Application to Tangjiashan landslide dam failure. **Natural Hazards**, v. 64, n. 2, p. 1899–1923, 2012. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0336-9>

PENG, S.-H.; LU, S.-C. FLO-2D simulation of mudflow caused by large landslide due to extremely heavy rainfall in southeastern Taiwan during Typhoon Morakot. **Journal of Mountain Science**, v. 10, n. 2, p. 207–218, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11629-013-2510-2>

PEREIRA, L. F.; CRUZ, G. de B.; GUIMARÃES, R. M. F. Impacts from the tailings dam rupture of Brumadinho, Brazil: an analysis based on land cover changes. **Journal of Environmental Analysis and Progress**, v. 4, n. 2, p. 122–129, 2019.

PILOTTI, M. *et al.* Dam-break modeling in alpine valleys. **Journal of Mountain Science**,

v. 11, n. 6, p. 1429–1441, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11629-014-3042-0>

PREFEITURA MUNICIPAL DE ROLANTE. **História do Município**. Disponível em: <http://www.rolante.rs.gov.br/prefeitura/municipio>. Acesso em: 31 mar. 2019.

REMO, J. W. F.; PINTER, N. Retro-modeling the Middle Mississippi River. **Journal of Hydrology**, v. 337, n. 3–4, p. 421–435, 2007. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.02.008>

RENNÓ, C. D. *et al.* HAND, a new terrain descriptor using SRTM-DEM: Mapping terra-firme rainforest environments in Amazonia. **Remote Sensing of Environment**, v. 112, n. 9, p. 3469–3481, 2008. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.rse.2008.03.018>

RIBEIRO NETO, A. *et al.* Caracterização da formação de cheias na bacia do rio Una em Pernambuco: simulação hidrológica-hidrodinâmica. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 20, n. 2, p. 394–403, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.21168/rbrh.v20n2.p394-403>

SABERI, O.; ZENZ, G. Empirical Relationship for Calculate Outflow Hydrograph of Embankment Dam Failure due to Overtopping Flow. **International Journal of Hydraylic Engineering**, v. 4, n. 3, p. 45–53, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.5923/j.ijhe.20150403.01>

SCHUSTER, R. L.; ALFORD, D. Usol Landslide Dam and Lake Sarez, Pamir Mountains, Tajikistan. **Environmental and Engineering Geoscience**, v. 10, n. 2, p. 151–168, 2004. Disponível em: <https://doi.org/10.2113/10.2.151>

SCS. **Simplified Dam-Breach Routing Procedure**. Soil Conservation Service. Washington: U.S. Department of Agriculture; 1981.

SEMA. **Diagnóstico Preliminar: Descritivo dos eventos ocorridos no dia 5 de janeiro de 2017 entre as regiões dos municípios de São Francisco de Paula e Rolante/RS**. Porto Alegre, RS: Secretaria do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável, 2017.

SHAIEQFROTAN, M. *et al.* **Applicability of iRIC (Nays2DFlood) for the Prediction of Flash Flood Inundation Area of Balkhab River**. ISER 149th International Conference. **Proceedings...** Kyoto: ISER, 2018. p. 23–28.

SHI, Z. M. *et al.* Cascading breaching of the Tangjiashan landslide dam and two smaller downstream landslide dams. **Engineering Geology**, v. 193, p. 445–458, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.021>

- SHIMIZU, Y. **Nays2D Flood Solver Manual**. Hokkaido: iRIC Software, 2015.
- SHIMIZU, Y. *et al.* Advances in computational morphodynamics using the International River Interface Cooperative (iRIC) software. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 45, n. 1, p. 11–37, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/esp.4653>
- SHOKORY, J. A. N.; TSUTSUMI, J. G.; SAKAI, K. **Flood Modeling and Simulation using iRIC: A Case Study of Kabul City**. 3rd European Conference on Flood Risk Management. **Proceedings...** p. 1–6. Disponível em: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160704003>
- SIVAPALAN, M. *et al.* IAHS Decade on Predictions in Ungauged Basins (PUB), 2003-2012: Shaping an exciting future for the hydrological sciences. **Hydrological Sciences Journal**, v. 48, n. 6, p. 857–880, 2003. Disponível em: <https://doi.org/10.1623/hysj.48.6.857.51421>
- SMART, G. M. Sediment Transport Formula for Steep Channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 110, n. 3, p. 267–276, 1984. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1984\)110:3\(267\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:3(267))
- STANCANELLI, L. M.; MUSUMECI, R. E. Geometrical characterization of sediment deposits at the confluence of mountain streams. **Water (Switzerland)**, v. 10, n. 4, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.3390/w10040401>
- STEFANELLI, C. T. *et al.* Geomorphic indexing of landslide dams evolution. **Engineering Geology**, v. 208, p. 1–10, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.04.024>
- STEFANELLI, C. T. *et al.* Morphological analysis and features of the landslide dams in the Cordillera Blanca, Peru. **Landslides**, v. 15, n. 3, p. 507–521, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s10346-017-0888-6>
- STEFANELLI, C. T.; CATANI, F.; CASAGLI, N. Geomorphological investigations on landslide dams. **Geoenvironmental Disasters**, v. 2, n. 1, p. 21, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1186/s40677-015-0030-9>
- SUPOMO, F. Y. *et al.* Model of Peak Discharge Reduction Using Side Channel. **International Journal of Civil Engineering and Technology**, v. 10, n. 08, p. 137–146, 2019.
- TAKAHAMA, J.; FUJITA, Y.; KONDO, Y. Analysis method of transitional flow from debris flow to sediment sheet flow. **Annual Journal of Hydraulic Engineering**, v. 44, n. 1, p. 683–686, 2000. Disponível em: <https://doi.org/10.2208/prohe.44.683>

TAKAHASHI, T. **Debris Flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures**. 2. ed. London: Taylor and Francis Group, 2014. *E-book*.

TAKAHASHI, T.; NAKAGAWA, H. Flood and Debris Flow Hydrograph Due to Collapse of a Natural Dam by Overtopping. **Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering**, v. 12, n. 2, p. 41–49, 1994. Disponível em: <https://doi.org/10.2208/prohe.37.699>

TRAVIS, B.; TEAL, M.; GUSMAN, J. **Best Methods and Inherent Limitations of Bulked Flow Modeling with HEC-RAS**. World Environmental And Water Resources Congress. **Proceedings...** Albuquerque: 2012. p. 1195–1202. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/9780784412312.121>

TSCHIEDEL, A. da F.; PAIVA, R. C. D. de. Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break. **Brazilian Journal of Water Resources**, v. 23, n. 30, p. 1–17, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/2318-0331.231820170074>

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 3. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS: ABRH, 2004. 943 p.

USACE. **Hydrologic Modeling System Technical Reference Manual Hydrologic Modeling System HEC-HMS - Technical Reference Manual**. Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers, 2000.

VAKHSHOORI, V.; ZARE, M. Is the ROC curve a reliable tool to compare the validity of landslide susceptibility maps? **Geomatics, Natural Hazards and Risk**, v. 9, n. 1, p. 249–266, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/19475705.2018.1424043>

VANELLI, F. M. **Reconstrução hidrológica e hidrodinâmica do evento de 1974 em Tubarão, SC**. [dissertação]. Universidade Federal do Rio Grande do sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1037/0033-2909.126.1.78>

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: SCHUSTER, R.L.; KRIZEK, R.J. (eds.) **Landslides, analysis and control**. Washington: Transportation research board/National Academy of Sciences, 1978. p. 11-33. (Special report 176).

VELÁSQUEZ, N. *et al.* Reconstructing the Salgar 2015 Flash Flood Using Radar Retrievals and a Conceptual Modeling Framework: A Basis for a Better Flood Generating Mechanisms Discrimination. **Hydrology and Earth System Sciences Discussions**, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.5194/hess-2018-452>

VILLARINI, G. *et al.* Rainfall and sampling uncertainties: A rain gauge perspective.

Journal of Geophysical Research Atmospheres, v. 113, n. 11, p. 1–12, 2008. Disponível em: <https://doi.org/10.1029/2007JD009214>

WAHL, T. L. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 130, n. 5, p. 389–397, 2004. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(2004\)130:5\(389\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(2004)130:5(389))

WAHL, T. L. **Dam breach modeling - An overview of analysis methods**. 2nd Joint Federal Intragency Conference. **Proceedings...** Las Vegas: 2010. p. 1–12.

WAŁĘGA, A. Application of HEC-HMS programme for the reconstruction of a flood event in an uncontrolled basin. **Journal of Water and Land Development**, v. 18, n. 9, p. 13–20, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.2478/jwld-2013-0002>

WREGGE, M. S. *et al.* **Atlas climático da Região Sul do Brasil: Estados do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul**. Pelotas, RS: Embrapa Clima Temperado; Colombo: Embrapa Florestas, 2012. Disponível em: <https://www.embrapa.br/busca-de-publicacoes/-/publicacao/1045852/atlas-climatico-da-regiao-sul-do-brasil-estados-do-parana-santa-catarina-e-rio-grande-do-sul>. Acesso em: 29 mar. 2019.

YUCEL, I.; KESKIN, F. **Assessment of flash flood events using remote sensing and atmospheric model-derived precipitation in a hydrological model**. Hydro-Climatology: Variability and Change. **Proceedings...** Melbourne: 2011. p. 245–251.

ZANANDREA, F. *et al.* Evaluation of different DTMs in sediment connectivity determination in the Mascarada River Watershed, southern Brazil. **Geomorphology**, v. 332, p. 80–87, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2019.02.005>

ZANANDREA, F.; MICHEL, G. P.; KOBAYAMA, M. Impedance influence on the index of sediment connectivity in a forested mountainous catchment. **Geomorphology**, v. 351, p. 106962, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2019.106962>

ZHANG, L. *et al.* **Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment**. 1. ed. Singapore: John Wiley & Sons, 2016. *E-book*. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/9781118558522>

ZHANG, R. *et al.* High-resolution reconstruction of historical flood events in the Changjiang River catchment based on geochemical and biomarker records. **Chemical Geology**, v. 499, p. 58–70, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.chemgeo.2018.09.003>

ZHAO, R. *et al.* **Application of the HEC-HMS Model for Flood Simulation in Ungauged Mountainous Area.** 4th International Conference on Green Materials and Environmental Engineering. **Proceedings...** 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.12783/dteees/gmee2018/27464>

ZHU, Y.; VISSER, P. .; VRIJLING, J. . Review on embankment dam breach modeling. *In:* WIELAND, M.; REN, Q.; TAN, J. S. Y. (org.). **New Developments in Dam Engineering.** 1. ed. CRC Press, 2004. p. 1189–1196. *E-book.* Disponível em: <https://doi.org/10.1201/9780203020678.ch147>

APÊNDICE A – Análise da precipitação antecedente para determinação do parâmetro de absorção inicial (IA) no HEC-HMS

Tabela 32 – Coeficiente de correção R entre a precipitação antecedente (P_{ant}) e a absorção inicial (IA). Em vermelho, a melhor correlação encontrada

	Correlação R com IA
P_{ant} - 0,5 dia	0,096
P_{ant} - 1 dia	0,122
P_{ant} - 2 dias	-0,433
P_{ant} - 3 dias	-0,278
P_{ant} - 4 dias	-0,400
P_{ant} - 5 dias	-0,453
P_{ant} - 6 dias	-0,525
P_{ant} - 7 dias	-0,584

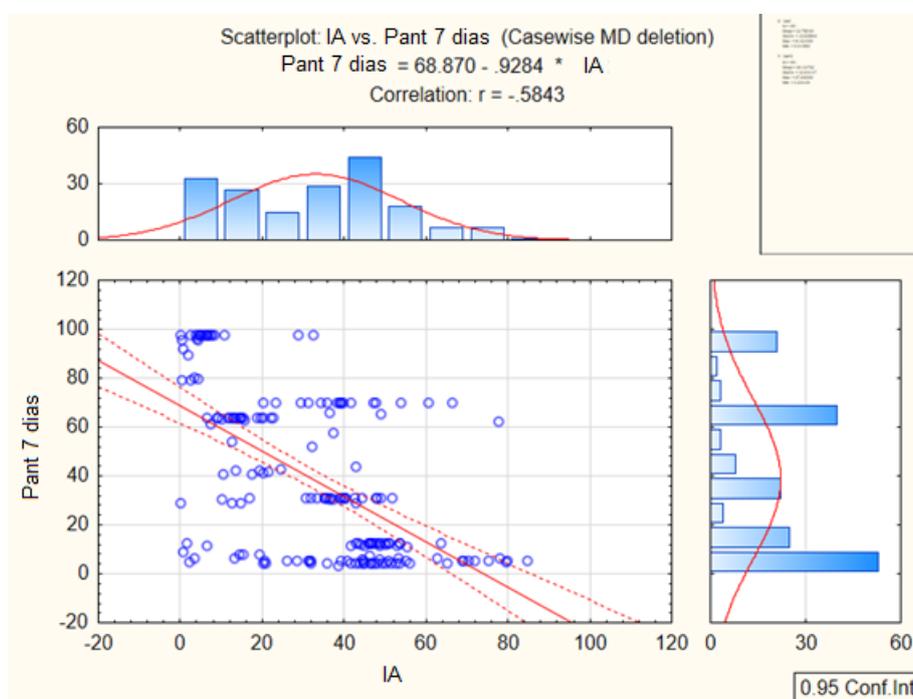


Figura 52 – Gráfico da correlação de Absorção Inicial (IA) versus precipitação antecedente de 7 dias (Pant 7 dias) feito do software *Statistica*

APÊNDICE B – Índices geomorfométricos BI e DBI

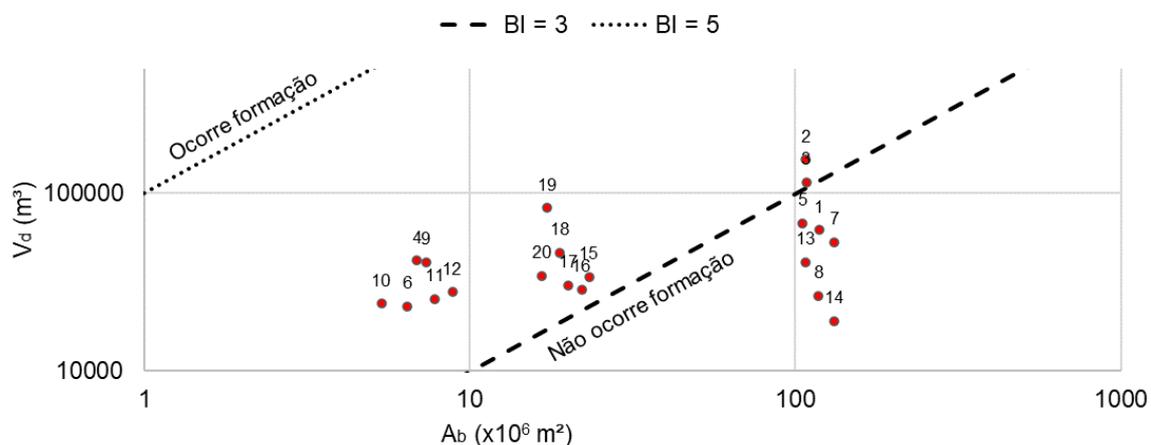


Figura 53 – Índice BI aplicado para possíveis locais de formação de barragem: A_b é a área da sub-bacia a montante ($\times 10^6 m^2$); V_d é o volume do escoamento (m^3)

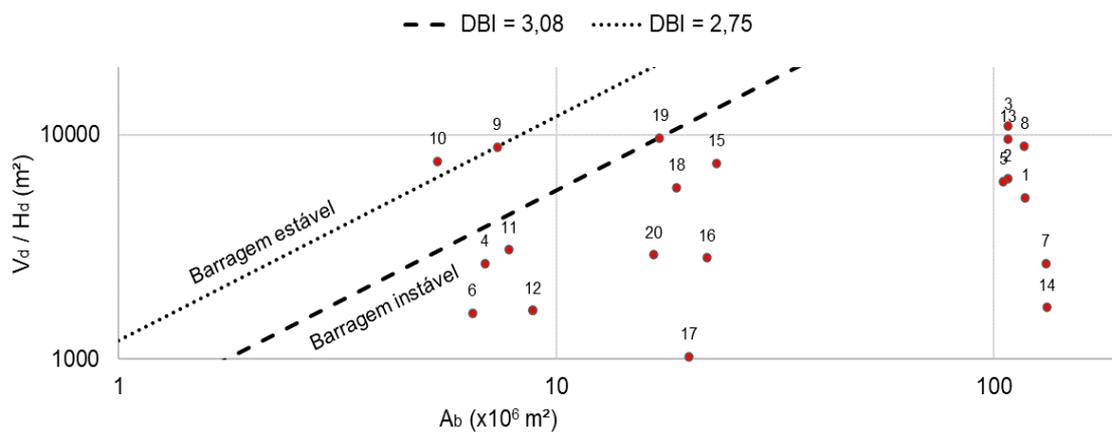


Figura 54 – Índice DBI aplicado para possíveis locais de formação de barragem: A_b é a área da sub-bacia a montante ($\times 10^6 m^2$); V_d é o volume do escoamento (m^3) e H_d é a altura da barragem (m)

Tabela 33 – Índices geomorfométricos MOI, HDSI, BI e DBI aplicados para 20 pontos.
Em vermelho, possibilidade de formação de barragem, embora seja incerto

Ponto	MOI	HDSI	BI	DBI
1	3.25	4.22	2.72	4.35
2	3.03	4.40	3.16	4.23
3	3.57	4.87	3.03	3.99
4	3.26	5.64	3.79	3.41
5	3.23	4.05	2.81	4.23
6	3.13	3.98	3.55	3.60
7	3.00	3.85	2.60	4.69
8	2.56	4.63	2.35	4.12
9	2.61	5.10	3.75	2.92
10	2.52	4.70	3.65	2.85
11	2.78	3.80	3.51	3.41
12	2.85	5.00	3.50	3.73
13	2.96	5.77	2.58	4.05
14	2.49	3.66	2.16	4.89
15	2.85	4.43	3.16	3.50
16	2.97	3.82	3.11	3.89
17	2.52	4.78	3.18	4.29
18	2.98	4.49	3.39	3.51
19	2.99	5.47	3.68	3.25
20	2.82	4.89	3.31	3.76

APÊNDICE C – Resultado da mancha de inundação para vários cenários

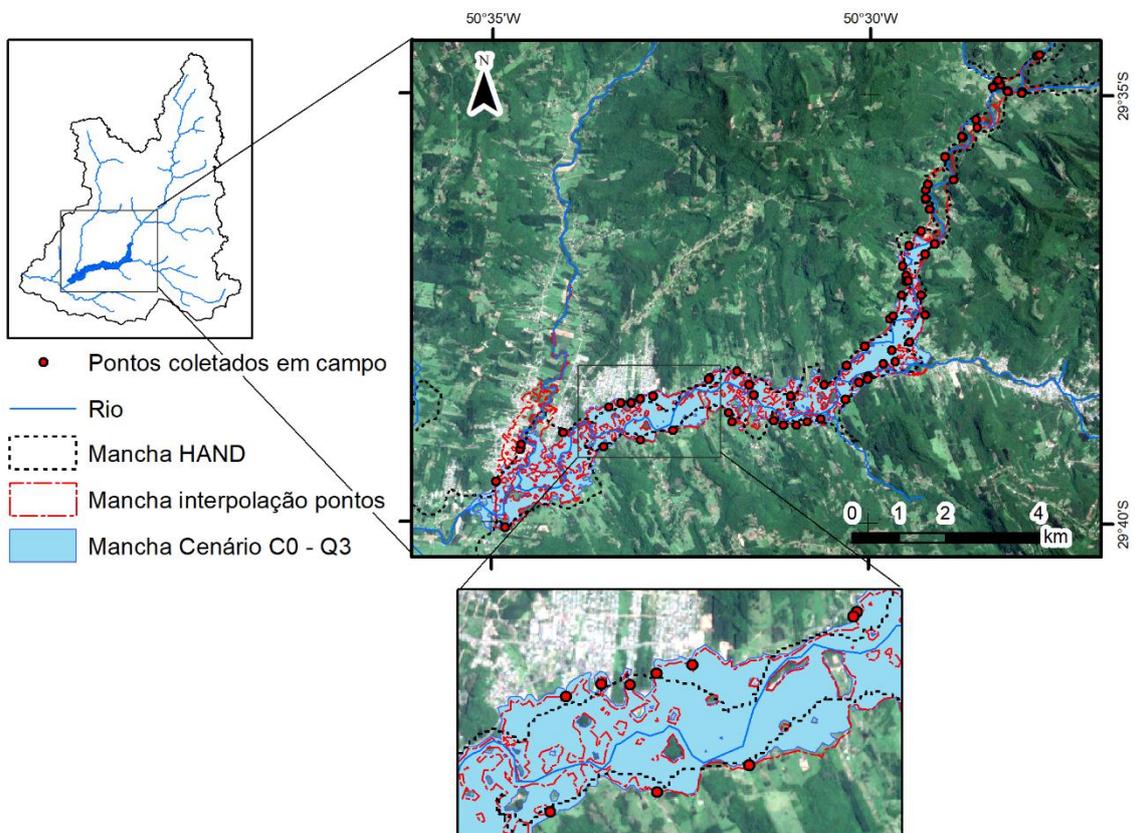


Figura 55 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário sem barragens com a chuva concentrada no 3º quartil de Huff (C0 – Q3)

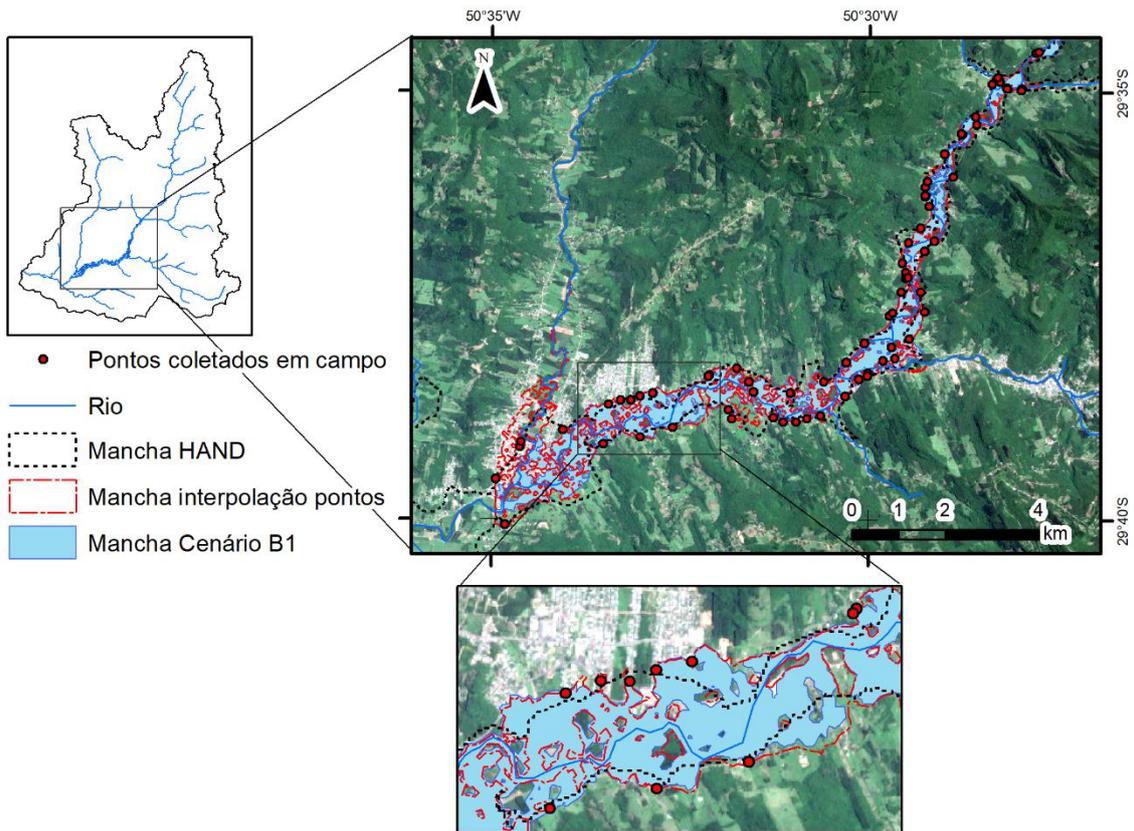


Figura 56 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 1 (B1)

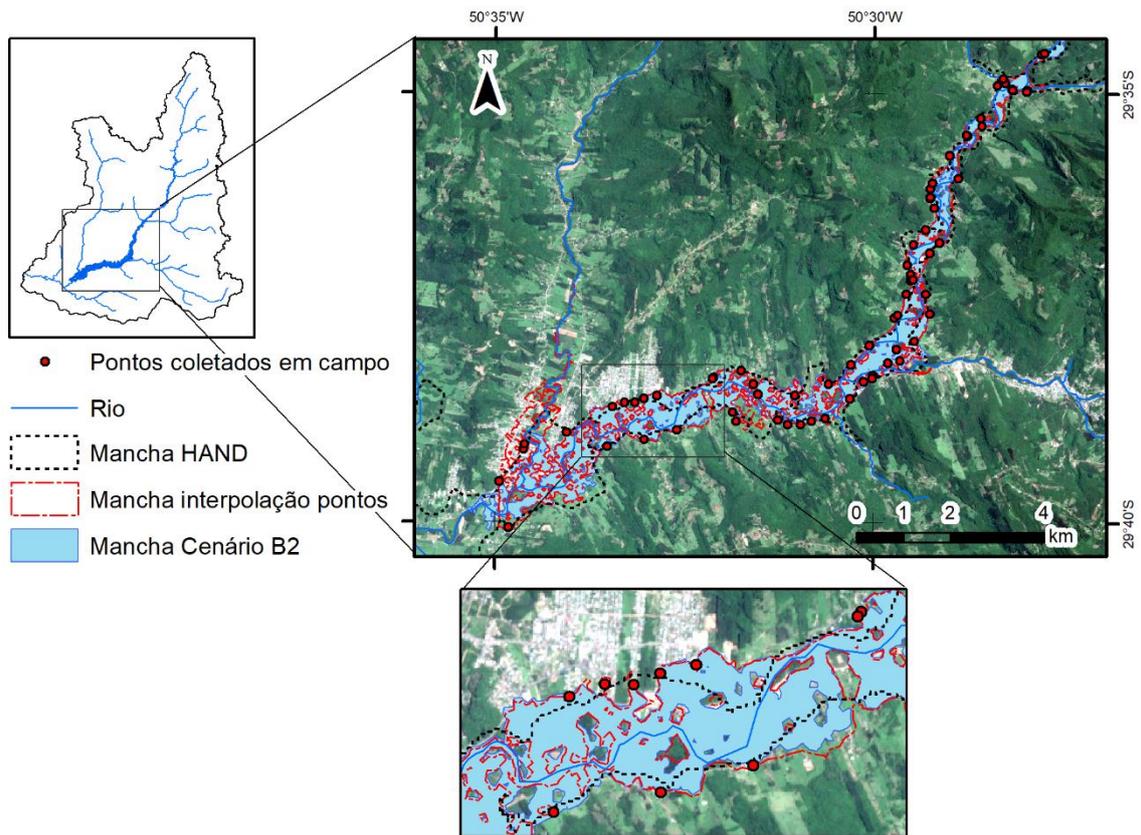


Figura 57 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 2 (B2)

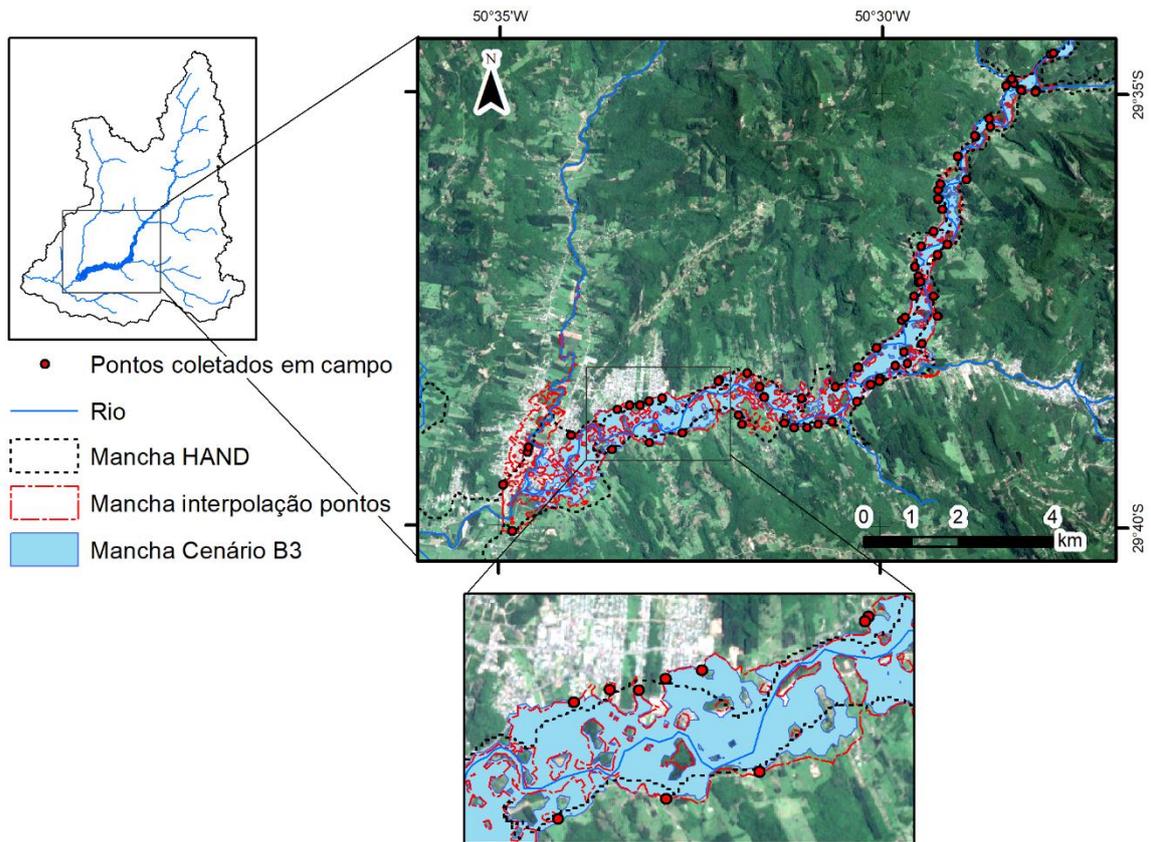


Figura 58 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 3 (B3)

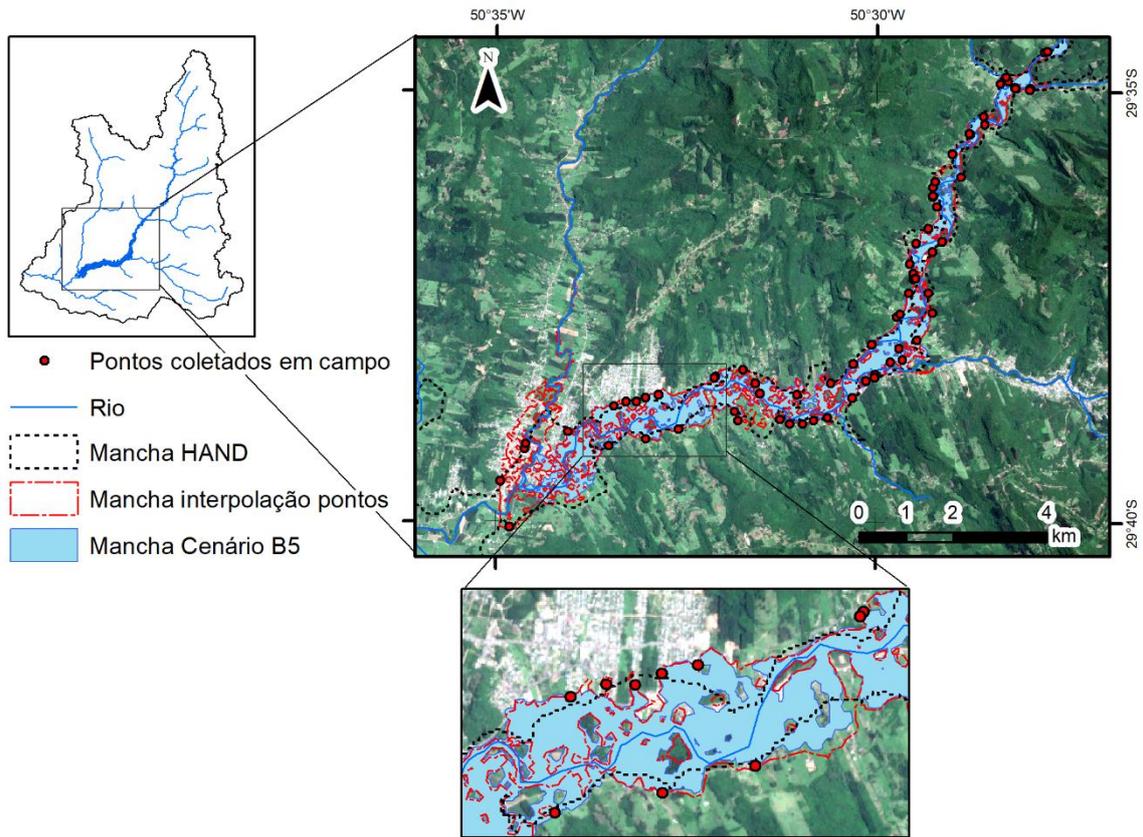


Figura 59 – Resultado da mancha de inundação simulada do cenário de rompimento da barragem 5 (B5)