



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

OTACILIO CORREIA LIMA NETO

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA COM INTERVALO DE TEMPO  
SUB-DIÁRIO NA BACIA DO RIO UNA EM PERNAMBUCO**

Recife  
2019

OTACILIO CORREIA LIMA NETO

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA COM INTERVALO DE TEMPO  
SUB-DIÁRIO NA BACIA DO RIO UNA EM PERNAMBUCO**

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

Área de concentração: Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto

Recife

2019

Catálogo na fonte  
Bibliotecário Gabriel Luz, CRB-4 / 2222

- L732m Lima Neto, Otacilio Correia.  
Modelagem hidrológica e hidrodinâmica com intervalo de tempo sub-diário na Bacia do Rio Una em Pernambuco / Otacilio Correia Lima Neto – Recife, 2019.  
115 f., fígs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2019.  
Inclui Referências.
1. Engenharia Civil. 2. *Flash Flood*. 3. HEC-HMS. 4. HEC-RAS. 5. Simulação 2D. I. Ribeiro Neto, Alfredo (Orientador). II. Título.
- UFPE
- 624 CDD (22. ed.) BCTG/2019 – 279

OTACILIO CORREIA LIMA NETO

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA COM INTERVALO DE TEMPO  
SUB-DIÁRIO NA BACIA DO RIO UNA EM PERNAMBUCO**

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

Aprovado em: 27 / 02 / 2019.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto - (Orientador)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho – (Examinador externo)  
Universidade Federal de Pernambuco  
Campus Caruaru

---

Prof. Dr. José Almir Cirilo – (Examinador interno)  
Universidade Federal de Pernambuco  
Campus Caruaru

À minha mãe, Ciane Xenofonte, por seu apoio incondicional, o fruto de meu esforço e dedicação constantes.

## **AGRADECIMENTOS**

A seguir, meus sinceros agradecimentos.

À Cogerh, especialmente a Alberto Medeiros e João Lúcio, que possibilitou a minha conciliação de rotina de trabalho com as disciplinas e atividades do mestrado.

Ao Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto, pela disposição de ideias para a pesquisa e orientação do trabalho e por ter sido fonte de tranquilidade, estabilidade e concentração.

Aos professores membros da banca: Dr. José Almir Cirilo e Dr. Artur Paiva Coutinho, pela disponibilização de tempo para participar da banca e pelas sugestões sobre o trabalho.

A Felipe Henrique Alves pela disponibilização do projeto da pesquisa para continuidade dos estudos nessa área.

Ao meu amigo Osmar Menezes, pesquisador brilhante, pelo estímulo e apoio inicial em concorrer à vaga de pós-graduação, pelo incentivo, amizade, generosidade e auxílio contínuo durante todo o período do mestrado. Pela valorização do conhecimento, pelas revisões, reflexões e sugestões nos trabalhos e por sempre ser uma grande companhia nos momentos triviais aos mais importantes da vida.

Aos meus grandes amigos, Daniele Costa, Isabelle Caetano, Igor Oliveira, Thiago Dias Oliva, Suyane Piancó, pelo incentivo, paciência e companheirismo do início ao final da pesquisa.

A Euse Filho pelo companheirismo, atenção e convivência na etapa final do trabalho.

Aos meus professores da graduação e pós-graduação que sempre forneceram oportunidades para novas ideias, o ambiente favorável para a pesquisa científica e propiciaram meu apreço a área de recursos hídricos.

Aos meus colegas da área de pesquisa de recursos hídricos na UFPE Murilo Trevisan, Larissa Ferreira e Alzira Gabrielle pelas colaborações ao longo da pesquisa.

A Denis Barbosa, que mesmo em tão pouco tempo de convívio, colaborou e difundiu tranquilidade e incentivos na etapa final do trabalho.

Também a todas as outras pessoas não mencionadas, mas que foram importantes durante essa pesquisa.

“Experimentação é o único meio de  
conhecimento ao nosso dispor. Tudo o  
mais é poesia, imaginação.”

(Max Planck)

## RESUMO

Eventos extremos de cheia que ocorrem com poucas horas após a precipitação em regiões de altas declividades, conhecidos como *flash flood*, são observados na bacia hidrográfica do rio Una. O artigo objetiva criar e avaliar uma modelagem hidrológica e hidrodinâmica com dados sub-diários dos maiores eventos de cheia da bacia do rio Una nos anos de 2011 e 2017. O modelo do HEC-HMS simulou esses eventos com intervalos de 15 minutos (2017) e 1 hora (2011). Foram usados dados de pluviógrafos e pluviômetros discretizados nas modelagens. O modelo hidrodinâmico foi simulado no HEC-RAS. A calibração e verificação foram avaliadas pela eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE), percentual de tendência dos dados e a taxa do erro quadrático médio pelo desvio padrão dos dados observados (RSR). Os parâmetros de taxa de infiltração máxima e coeficiente de pico apresentaram maior sensibilidade nos resultados da calibração no HEC-HMS. O desempenho das simulações hidrológicas calibradas exibiu uma boa eficiência (Catende NSE=0,78, RSR=0,46; Palmares NSE=0,72, RSR=0,53). Os dados observados não permitiram a calibração dos picos de vazões no modelo hidrológico. O modelo hidrodinâmico unidimensional (1D) apresentou instabilidades devido às regiões íngremes da bacia. Foi efetuada uma calibração simultânea das modelagens do HEC-HMS e do modelo bidimensional (2D) do HEC-RAS. Os horários e níveis máximos das ondas de cheias foram determinados com alta equivalência nas simulações bidimensionais com uso dos pluviômetros discretizados e pluviógrafos, atingindo respectivamente NSE em Palmares iguais a 0,41 e 0,42. Os pluviômetros discretizados foram uma alternativa favorável no ano que não havia informação espacial adequada de pluviógrafos. A falta de registro dos picos de vazão foi um obstáculo nas calibrações do modelo hidrológico. A necessidade do uso de dados sub-diários em bacias que ocorre o *flash flood* foi reconhecida pela previsão das cheias modeladas no rio Una.

Palavras-chave: *Flash flood*. HEC-HMS. HEC-RAS. Simulação 2D.

## ABSTRACT

Flash floods occur in steep river basins reaching peak level within minutes to a few hours after the onset of the rain event. Considering Una river basin as a case of steep watershed in Pernambuco/Brazil, the scope of this research was to assess the subdaily hydrological and hydrodynamic modelling of flood events in 2011 and 2017. Hourly and sub-hourly scales of precipitation and runoff were applied to HEC-HMS and HEC-RAS simulations of the largest floods in 2011 and 2017. Model evaluation methods such as Nash-Sutcliffe efficiency (NSE), percent bias, and ratio of RMSE to the standard deviation of measured data (RSR), were used for graphical analysis in calibration results. Maximum infiltration rate and Snyder peak coefficient estimation were the most sensitivity parameters in hydrological model. Peak runoff data were only possible to verify in hydraulic model. The calibrated model in HEC-HMS simulations revealed good performances (Catende NSE=0.78, RSR=0.46; Palmares NSE=0.72, RSR=0.53). During HEC-RAS 1D flow simulations, steep regions in Una river caused model instabilities to provide a stable solution. Simultaneously calibration in HEC-HMS data and HEC-RAS 2D flow model were required. Evaluation of water levels in HEC-RAS allowed accurately fitting the subdaily peak level of simulated and observed data, Palmares NSE=0.41 and 0.42 using respectively interpolated daily to hourly rain gauge records and sub-hourly data. Interpolated daily to hourly pluviometers data were viable for ungauged regions of Una basin. The lack of peak flow records were a difficulty found for calibration in hydrologic modeling. Flash flood forecast modeled in Una watershed recognized the need of subdaily rain gauge data.

Keywords: Flash flood. HEC-HMS. HEC-RAS. 2D simulation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	- Hidrogramas hipotéticos comparativos de uma área urbanizada e não urbanizada.....	19
Figura 2	- Etapas do desenvolvimento da modelagem com exemplos de alguns modelos.....	24
Figura 3	- Etapas de transformação das precipitações em escoamento nos modelos hidrológicos.....	28
Figura 4	- Esquema de componentes hidrodinâmicas de escoamentos em rios.....	29
Figura 5	- Mapa de relevo da bacia do rio Una.....	31
Figura 6	- Previsão da mancha de inundação em Palmares simulada por Dantas (2012) com comparação do levantamento realizados pelos bombeiros (dados observados) em 2010.....	32
Figura 7	- Classificação do histórico de eventos de chuvas de duração de 1 dia por Dantas (2012) da estação de Palmares.....	33
Figura 8	- Classificação para chuvas de duração de 5 dias por Dantas (2012) da bacia do rio Una do evento extremo de 2010.....	33
Figura 9	- Esquema geral do Sistema de Monitoramento Avançado de Enchentes criado por Silva (2015).....	34
Figura 10	- Esquema das barragens de controle de cheias avaliadas por Alves (2017).....	35
Figura 11	- Mapa de Alves (2017) da bacia do rio Una com os principais rios e barragens existentes e em construção no período.....	36
Figura 12	- Componentes da metodologia proposta para as modelagens hidrológica e hidrodinâmica da bacia do rio Una.....	38
Figura 13	- Mapa da localização da área de estudo com destaque dos rios principais modelados.....	39
Figura 14	- Mapa de declividades da bacia do rio Una.....	41
Figura 15	- Diagrama dos processos da geração de escoamento em escala local.....	42
Figura 16	- Discretização da bacia do Una adotada para o modelo hidrológico do HEC-HMS.....	44

Figura 17 – Localização dos pluviógrafos e estações fluviométricas com dados disponíveis na bacia do rio Una no ano de 2011 .....	50
Figura 18 – Localização dos pluviógrafos e estações fluviométricas com dados disponíveis na bacia do rio Una no ano de 2017 .....	50
Figura 19 – Localização dos pluviômetros discretizados disponíveis na bacia do rio Una.....	51
Figura 20 – Ilustração do esquema do cálculo do inverso do quadrado das distâncias .....	53
Figura 21 – Esquema geométrico do HEC-RAS para as simulações hidrodinâmicas 1D.....	70
Figura 22 – Seção transversal simulada de um escoamento típica do HEC-RAS com valores de elevação do terreno ( <i>Elevation</i> ), comprimento ( <i>Station</i> ) e coeficientes de Manning atribuídos ao canal e as planícies de inundação (localizados na parte superior da imagem) .....	71
Figura 23 – Malha de células para a modelagem bidimensional na cidade de Palmares/PE .....	76
Figura 24 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Cachoeirinha do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D .....	84
Figura 25 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Catende do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.....	84
Figura 26 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.....	84
Figura 27 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2011 com simulações dos pluviômetros discretizados para o modelo 1D.....	87
Figura 28 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Cachoeirinha do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 2D .....	88

Figura 29 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Catende do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 2D.....	89
Figura 30 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 2D.....	89
Figura 31 – Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2011 com simulações dos pluviômetros discretizados para o modelo 2D.....	90
Figura 32 – Hidrogramas e níveis d'água simulados e observados da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.....	93
Figura 33 – Hidrogramas e níveis d'água simulados e observados da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos após ajuste do coeficiente de Manning nas seções de elevada declividade para o modelo 1D.....	96
Figura 34 – Hidrogramas e níveis d'água simulados e observados da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2011 com simulações dos pluviômetros discretizados para o modelo 1D.....	98
Figura 35 – Cotas dos níveis da água simuladas ( $NA_{sim}$ ) e observadas ( $NA_{obs}$ ) do evento de maio de 2011 através dos pluviômetros discretizados da bacia do rio Una em Palmares.....	100
Figura 36 – Cotas dos níveis da água simuladas ( $NA_{sim}$ ) e observadas ( $NA_{obs}$ ) do evento de maio de 2017 com pluviógrafos da bacia do rio Una em Palmares.....	100
Figura 37 – Representação da área de inundação de maio de 2011 com uso dos pluviômetros discretizados e destaque na seção de comparação com os valores observados da estação de Palmares ..	102
Figura 38 – Representação da área de inundação de maio de 2017 com uso dos pluviógrafos e destaque na seção de comparação com os valores observados da estação de Palmares.....	103

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Modelos de propagação de vazão .....	30
Tabela 2 – Evapotranspiração mensal aplicada no modelo hidrológico do HEC-HMS. ....	45
Tabela 3 – Pluviógrafos utilizados na modelagem hidrológica.....	47
Tabela 4 – Postos pluviométricos discretizados usados na modelagem hidrológica .....	48
Tabela 5 – Estações fluviométricas disponíveis para as modelagens .....	49
Tabela 6 – Faixa de valores diários e mensais de NSE e Pbias para avaliação da calibração e validação das modelagens de escoamentos .....	67
Tabela 7 – Valores de desempenho recomendados para simulações mensais ....	67
Tabela 8 – Faixa de valores e sensibilidade dos parâmetros da calibração do modelo .....	82
Tabela 9 – Avaliação dos hidrogramas simulados no HEC-HMS do evento de maio de 2017 por meio dos pluviógrafos para o modelo 1D .....	85
Tabela 10 – Avaliação dos hidrogramas simulados no HEC-HMS do evento de maio de 2017 a partir dos pluviômetros discretizados para o modelo 1D.....	87
Tabela 11 – Avaliação dos hidrogramas simulados do HEC-HMS calibrados para o modelo 2D hidrodinâmico do evento de maio de 2017 a partir dos pluviógrafos .....	89
Tabela 12 – Avaliação dos hidrogramas simulados no HEC-HMS do evento de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados para o modelo 2D.....	91
Tabela 13 – Avaliação dos hidrogramas verificados no HEC-RAS do evento de maio de 2017 a partir dos pluviógrafos para o modelo 1D .....	93
Tabela 14 – Avaliação dos novos hidrogramas verificados no HEC-RAS do evento de maio de 2017 a partir dos pluviógrafos após ajuste do coeficiente de Manning nas seções de elevada declividade. ....	96
Tabela 15 – Avaliação dos novos hidrogramas verificados no HEC-RAS do evento de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados.....	98
Tabela 16 – Avaliação dos níveis da água simulados no HEC-RAS dos eventos de cheia .....	100

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
1.1	Objetivos .....	17
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>19</b>
2.1	Eventos de Cheia em Bacias Hidrográficas.....	19
2.2	Modelagem Computacional de Rios.....	22
2.3	Trabalhos Anteriores na Bacia Hidrográfica do Rio Una.....	30
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>37</b>
3.1	Área de Estudo .....	39
3.2	Modelagem Hidrológica.....	41
3.2.1	Aquisição e Tratamento dos Dados .....	45
3.2.2	Processamento dos Dados .....	51
3.2.3	Calibração do Modelo Hidrológico.....	61
3.3	Modelagem Hidráulica Unidimensional.....	68
3.4	Modelagem Hidráulica Bidimensional.....	75
3.5	Calibração e Verificação.....	77
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>79</b>
4.1	Modelo Hidrológico.....	79
4.1.1	Modelo Hidrológico Calibrado para Simulações Hidrodinâmicas 1D.....	83
4.1.2	Modelo Hidrológico Calibrado para Simulações Hidrodinâmicas 2D.....	88
4.2	Modelo Hidráulico Unidimensional.....	91
4.3	Modelo Hidráulico Bidimensional.....	99
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>104</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>107</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A urbanização e mudanças climáticas alteram significativamente o ciclo natural da água e intensificam as inundações no espaço urbano. Os prejuízos causados pelos eventos de cheias são diversos e incluem prejuízos econômicos, sociais e ambientais (ARONICA *et al.*, 2012; SARHADI *et al.*, 2012; ROJAS *et al.*, 2013). A substituição das características naturais de superfície das bacias urbanas por estruturas artificiais, que impermeabilizam o solo, é considerada como a principal causa do aumento dos eventos de cheias (MONTE *et al.*, 2016; QUIROGA *et al.*, 2016). Essas transformações tendem a aumentar o risco de inundações a partir de chuvas intensas menores.

A quantificação das consequências desses eventos se apresenta de forma variada e depende de uma análise específica para cada bacia. Nesse sentido, a adoção de medidas que visam minimizar o impacto dos eventos de cheias na população depende de estudos do comportamento hidrológico e hidráulico de cada bacia hidrográfica.

A redução dos impactos e perdas decorrentes de eventos extremos de cheias se relaciona com o desenvolvimento de técnicas que permitam a previsão com antecedência suficiente para tomada de decisões (RIBEIRO NETO *et al.*, 2016). Em bacias de resposta rápida, que possuem elevadas declividades como a bacia do rio Una, é importante essa previsão (DANTAS *et al.*, 2014). Portanto, a adoção de medidas não estruturais para o controle de inundações torna-se imprescindível.

As ações de regulamentação do uso e ocupação do solo, a educação ambiental e os sistemas de alerta e previsão de inundações são medidas não estruturais de controle de inundações reconhecidas e aplicadas em muitas bacias (OHANA-LEVI *et al.*, 2015). Um modo de propor essas medidas ocorre através de estudos de cheias na área da bacia com a utilização de modelos hidrológicos e hidráulicos. A modelagem permite a criação de cenários com simulações de eventos extremos, possibilitando a avaliação das consequências com implantação de medidas de controle. As simulações de cheias históricas admitem a avaliação desses tipos de modelos desenvolvidos com objetivos preditivos (PONTES *et al.*, 2015; DECINA; BRANDÃO, 2016; LI *et al.*, 2018).

A classificação do uso e ocupação do solo da bacia é fundamental para a modelagem hidráulica e delimitação das áreas inundáveis (KALANTARI, 2014). As

simulações hidráulicas e os mapas das áreas de inundação de uma bacia resultam em delimitações mais precisas de extensão e profundidades do escoamento nas regiões afetadas quando há maior aproximação dos modelos hidrológicos com os dados observados. Estudos anteriores em Dantas *et al.* (2014), Ribeiro Neto *et al.* (2015) contemplaram as modelagens que simularam essas manchas de inundação referentes a eventos extremos na bacia do rio Una com dados diários de precipitação para o ano de 2000, 2004 e 2010.

Silva (2015) criou uma ferramenta de apoio ao enfrentamento de inundações com entradas dos modelos de previsão meteorológica e modelagens hidrológica e hidrodinâmica. O estudo de caso para a ferramenta foi a bacia do rio Una. Outros autores, em Alves e Cirilo (2017) e Alves (2017), aprimoraram e atualizaram os modelos de entrada da ferramenta de previsão criada por Silva (2015) com as novas condições de barragens de controle de cheias na bacia. Todas essas pesquisas usaram simulações com intervalos de tempo diários e obtiveram resultados satisfatórios. Como continuidade desses trabalhos, é possível o aperfeiçoamento dos modelos para buscar maior detalhamento nos resultados das simulações hidrológicas e hidrodinâmicas, tornando-as mais usuais e aplicáveis à gestão dos recursos hídricos em decorrência das inundações.

O intervalo dos eventos de cheia em algumas regiões do Una é caracterizado por períodos inferiores a um dia no alcance do pico de vazão. Quando se aborda esse tipo de caso, utiliza-se o termo *flash flood* devido à rápida ocorrência com pouco tempo de aviso para alerta. Esse tipo de evento extremo é comum ocorrer após chuvas intensas e principalmente em regiões montanhosas com pouca cobertura vegetal (MIAO *et al.*, 2016). As cheias geralmente são localizadas e ocorrem com resposta em poucas horas após a precipitação. Isso aumenta a dificuldade de previsão do *flash flood* e é comumente associado a deslizamentos de terra e escoamentos com bastantes sedimentos, o que aumenta as ameaças às propriedades e à sociedade.

Esse tipo de estudo hidrológico exige dados sub-diários para as chuvas e escoamentos. Os pluviógrafos são uma alternativa para simulações dos *flash floods*. As informações de precipitações horárias ou até sub-horárias permitem simulações dos eventos de cheia nas bacias com resposta rápida como no rio Una. Nesses casos, as vazões de cheia geradas pelas precipitações intensas em algumas horas

podem ser analisadas com intervalos inferiores a um dia. Desse modo, o tempo de pico e a duração do evento são mais detalhados e aproximados dos valores reais.

Os trabalhos de Nikolopoulos *et al.* (2011), Tao e Barros (2013) e Miao *et al.* (2016) são exemplos de modelos empregados em bacias montanhosas. Os três estudos sucederam as simulações dos escoamentos com comparações dos erros de pico e aproximação aos hidrogramas observados nas bacias com elevadas declividades aplicadas. Em todos os casos, foram necessárias simulações sub-diárias para determinação do horário e duração da cheia.

Outra possibilidade quando se trata de eventos extremos com intervalo sub-diário está na obtenção de dados de radar. Os radares fornecem informações sobre direção, localização e velocidade de dados meteorológicos e são essenciais para previsão e dados em tempo real de eventos severos do tempo (ÖZTÜRK; YILMAZER, 2007). O uso dos dados de precipitação provenientes do radar aumentou nos últimos anos para aplicações hidrológicas devido à precisão e confiabilidade oferecidas. Muitos usos possíveis dos dados de radar podem ser observados nos trabalhos de Knebl *et al.* (2005), Tarpanelli (2013), Almeida (2015), Araújo *et al.* (2016), que utilizaram os dados de radar para previsão de vazão em bacias, delimitação das áreas de inundação dos eventos extremos, calibração, validação da modelagem hidráulica e das manchas de inundação. A versatilidade do uso de dados dos radares meteorológicos refere-se também nas escalas de tempo, em que há facilidade na obtenção de dados sub-diários com poucas falhas dos eventos extremos de cheia.

A capacidade de antecipação dos eventos extremos de cheia ainda é limitada devido a uma grande quantidade de parâmetros envolvidos nas simulações computacionais. Por isso é fundamental a calibração e validação desses modelos para reduzir tais incertezas (KOK; GROSMANN, 2010; BALLESTEROS *et al.*, 2011; HABERT *et al.*, 2016). A calibração possibilita o ajuste de parâmetros do modelo, enquanto que na validação é possível verificar a capacidade do modelo em representar os processos físicos da bacia através da comparação dos dados simulados com os dados observados em campo para determinado período.

Outras limitações nesses tipos de modelagens computacionais se relacionam aos grandes erros ou ausências de dados durante o registro da cheia. O uso de *softwares* é vantajoso por causa da facilidade de execução e rapidez dos estudos hidrodinâmicos e hidrológicos. Entretanto, a baixa qualidade de dados observados

de uma área de estudo configura um obstáculo na calibração e validação dos modelos. Além disso, as próprias rotinas de cálculo computacionais dos processos hidrológicos e hidráulicos possuem limitações na escala da área de estudo, aproximações matemáticas e os erros das metodologias na representação dos processos (AMPONSAH *et al.*, 2016; CLARK *et al.*, 2017; NAVAS; DELRIEU, 2018). É comum a ausência de dados em eventos de cheia em grande parte pela própria dimensão algumas vezes inesperada do escoamento como também pelas falhas dos equipamentos de registro.

Na bacia de estudo, foram identificados na última década eventos extremos de cheia. Especificamente nos anos de 2010, 2011 e 2017 ocorreram chuvas intensas que produziram grandes cheias ao longo da bacia do rio Una. As maiores cheias foram registradas com intervalos inferiores a um dia. Assim, esses eventos podem ser analisados separadamente com dados sub-diários de precipitação para os estudos hidrológicos e hidrodinâmicos.

Alguns municípios do Agreste e Zona da Mata de Pernambuco que compõem a bacia do rio Una são atingidos pelas inundações, aumentando a vulnerabilidade social dessas populações. Esses eventos extremos trazem prejuízos sociais, econômicos e ambientais. Nesse contexto, a identificação das cheias facilita a mitigação e prevenção.

## **1.1 Objetivos**

O objetivo desse trabalho foi desenvolver e avaliar uma modelagem hidrológica e hidrodinâmica com a aplicação de dados sub-diários.

De acordo com essa proposta principal do estudo, alguns objetivos específicos foram definidos:

- a) Empregar a modelagem como estudo de caso para os maiores eventos de cheia da bacia do rio Una nos anos de 2011 e 2017;
- b) Realizar a calibração dos modelos hidrológico e hidrodinâmico com dados de precipitação sub-diários dos eventos de cheia;

- c) Avaliar o uso dos pluviômetros discretizados em dados sub-diários para simulação hidrológica e hidrodinâmica dos eventos de cheia;
  
- d) Identificar as vantagens e dificuldades no uso de simulações sub-diárias;

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

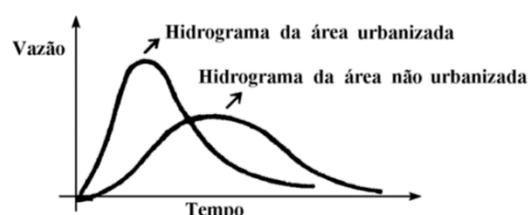
### 2.1 Eventos de Cheia em Bacias Hidrográficas

As cheias fluviais ou enchentes são fenômenos naturais temporários da elevação do nível d'água dentro da calha do rio resultante das precipitações sobre a bacia hidrográfica. Chuvas intensas podem promover o transbordamento até as regiões além dos limites das margens que habitualmente não existem escoamentos, nas planícies de inundação. Quando isso se sucede, ocorrem as inundações, afetando as populações que ocuparam esses espaços. As inundações podem ser decorrentes de duas situações isoladas ou integradas, ocupação das planícies de inundação, áreas ribeirinhas, e impermeabilização do solo, urbanização (TUCCI, 2001).

As enchentes ribeirinhas incidem de acordo com os eventos extremos das chuvas com tempo de retorno superior a dois anos. Isso pode existir naturalmente em grandes bacias quando o rio ocupa seu leito maior e há uma ocupação dessas áreas. Essa circunstância também pode ser ampliada ou gerada pelas alterações antrópicas, principalmente pelo processo de urbanização, que provoca a impermeabilização das superfícies e canalização dos rios (MOTA; TUCCI, 1984).

No desenvolvimento urbano com ocupações inadequadas, parcelas das águas que infiltravam passam a escoar. O fluxo d'água mais lento provocado pelos solos e plantas passa a acelerar nas superfícies impermeabilizadas, exigindo maior capacidade de escoamento que as seções dos rios não comportam. Essas ações antrópicas em uma bacia hidrográfica acarretam o aumento e a antecipação da vazão máxima e do volume do escoamento superficial mostradas na Figura 1 (MOTA; TUCCI, 1984).

Figura 1: Hidrogramas hipotéticos comparativos de uma área urbanizada e não urbanizada.



Fonte: Motta e Tucci (1984).

As enchentes ampliadas em zonas urbanas são uma séria ocorrência catastrófica com muitas consequências socioeconômicas e ambientais em várias atividades humanas. A variabilidade climática e a urbanização acelerada com falta de planejamento dos centros das cidades ampliam os impactos das inundações. São consideradas como um dos fenômenos mais comuns e destrutivos com perdas significativas para a sociedade. Estrangulamento das seções dos rios por causa de aterros e pilares das pontes, das estradas, remanso devido à macrodrenagem e erros nos projetos de drenagem das rodovias e avenidas são exemplos que provocam as inundações localizadas (YIN *et al.*, 2016; ZHENG *et al.*, 2016, CHEN *et al.*, 2018).

Ferraz *et al.* (1998) declaram que “a partir da década de 1970, as cidades brasileiras tiveram um crescimento muito elevado em virtude da industrialização, ocasionando fortes correntes migratórias internas e a transferência de parte da população rural para os centros urbanos.”. Este crescimento urbano foi desordenado e se configura como um dos principais fatores das inundações.

Como foi descrito em Carneiro *et al.* (2010), a experiência internacional nas questões estratégicas de gestão de recursos hídricos aponta mudanças para o gerenciamento de inundações. Em alguns países da Europa, esta gestão é focada numa abordagem baseada no risco do evento e as políticas criadas foram desenvolvidas para proteção contra enchentes e para criação de barreiras e desvios como método de defesa contra as inundações. Contudo, a construção de barreiras e de estruturas de proteção pode ser substituída por uma nova abordagem focada no gerenciamento sustentável de inundações. Isto inclui viabilizar espaço para a água, ampliando áreas para acomodar as águas de cheias durante e após um evento. Esta mudança na estratégia influencia outras áreas, tais como planejamento urbano, métodos construtivos e projetos de conscientização social (KELLY; GARVIN, 2007).

O traçado da área de inundação de um rio e a caracterização do pico de vazão de uma onda de cheia configuram uma importante tarefa para planejamento do uso do solo e para gestão de uma bacia hidrográfica (YANG *et al.*, 2006; POWELL *et al.*, 2008). É evidente que o planejamento do uso do solo e o controle de inundações estão intimamente ligados e que as ferramentas de modelagem servem como suporte para tomada de decisão e são necessárias para discutir as questões da mudança do uso e ocupação do solo (WHEATER, 2002). Rehman *et al.* (2012) afirmam que a estimativa de áreas de inundações com definição da onda de

propagação é uma informação essencial para viabilizar o projeto de qualquer estrutura hidráulica, de pequenos reservatórios a grandes barragens. Além disso, a caracterização da onda de cheia ao longo de sua propagação por estes eventos extremos se mostra determinante como estratégia de mitigação, prevenção e alerta para os locais atingidos.

Na previsão das cheias, são necessárias as coletas de dados meteorológicos, chuva e vazão, e a definição de métodos para estimativas. A distribuição espacial e temporal das precipitações são as principais condições usadas para previsão dos níveis dos rios. As estimativas são realizadas pelos modelos matemáticos que descrevem os processos hidrológicos. A previsão a curto prazo ou em tempo real permite estabelecer o nível de uma seção do rio e seu tempo de ocorrência de acordo com a precipitação. Essa antecipação pode ser executada por meio da previsão de precipitação através de radares com as transformações chuva-vazão de um modelo definido para a bacia. Nesse caso, há grande utilidade na estimativa do nível d'água em seções do rio para o alerta da população ribeirinha e operadores das obras hidráulicas (TUCCI, 2001).

A previsão a longo prazo se relaciona às chances de ocorrência da cheia estatisticamente. São usadas as séries históricas de precipitação e vazão, permitindo a determinação dos níveis da enchente para riscos escolhidos. Nos dois tipos de previsão, a onda de cheia pode ser caracterizada pelo tempo de deslocamento da água na bacia até a seção monitorada, a duração e os valores do pico das vazões máximas (ou níveis d'água) e o volume associado a esse hidrograma (TUCCI, 2001).

A previsão e alerta das inundações é uma das medidas não estruturais no que se refere ao controle desses eventos. Outros exemplos são planejamento da ocupação dos centros urbanos, mapeamento e zoneamento das áreas inundadas, seguros e políticas públicas municipais (Plano Diretor, legislação específica ou Código de Obras). Além disso, existem as medidas estruturais, que modificam o rio através de obras hidráulicas, tais como diques, canalizações e barragens (OLIVEIRA, 2010; DECINA, 2012). A vantagem das medidas não estruturais é o caráter predominantemente preventivo que não necessita de grandes quantias de recursos para execução quando comparada às estruturais, que geralmente mobilizam muitos recursos financeiros.

## 2.2 Modelagem Computacional de Rios

Modelos são de modo geral um padrão, entidade física ou formulação matemática que representam um verdadeiro sistema, cenário ou objeto. Devido ao fato de que a maioria dos modelos são utilizados como modo de previsão, eles frequentemente diferem nas escalas temporais e espaciais dos objetos ou cenários que representam (INYANG, 2003). Conforme Coulthard e Wiel (2013), modelos, no contexto de evolução dos rios, são abstrações simplificadas dos sistemas fluviais que tem como objetivo representar os processos e propriedades que afetam as mudanças na forma e dinâmica do rio.

O termo simulação descreve os processos de uso de um modelo. As etapas que compõem esse procedimento são: estimativas, ajustes ou calibração; verificação ou validação; e a previsão. A calibração dos parâmetros é uma parte da simulação em que os parâmetros devem ser definidos. Na verificação, identifica-se a validade do modelo e da calibração com os parâmetros estimados. Por último, a previsão consiste na análise do modelo com parâmetros ajustados para obtenção dos resultados com variadas entradas. As três fases estão integradas de modo que o objetivo principal é a possibilidade de previsão no final. Assim, os parâmetros são determinados na calibração para que na verificação sejam contempladas as situações da previsão buscadas. Essa antecipação objetivada no modelo se baseia na estimativa da variável com um determinado nível de probabilidade por meio de séries históricas. O ato de prever variáveis hidrológicas em um sistema hídrico envolve a estimativa com antecedência de tempo através da modelagem do sistema em questão (TUCCI, 2005).

O planejamento, projeto e controle de estruturas hidráulicas, sistemas de monitoramento de recursos hídricos, previsão e alerta de inundações e atividades relacionadas às regulamentações das planícies das várzeas são estudos que podem ser desenvolvidos por modelagem. O modelo pode relacionar algo desconhecido, os resultados obtidos, com algo conhecido, os dados de entrada usados. Como exemplo, os dados de precipitação de uma bacia hidrográfica são usados como entrada para se descobrir o escoamento em um rio (USACE, 2015).

As ferramentas computacionais trazem consideráveis avanços na modelagem hidráulica de rios, principalmente para simulação de problemas envolvendo inundações de rios. O impulso desse progresso incorpora melhorias no

processo de entendimento dos modelos matemáticos dos rios e facilita as simulações hidráulicas (BATES *et al.*, 1997; VIDAL *et al.*, 2007, LAI *et al.*, 2013).

O USACE (2000) define os modelos matemáticos como um conjunto de equações que representam uma componente do sistema hidrológico e as mudanças nas condições hidrometeorológicas. Ford e Hamilton (1996) categorizaram esses modelos de acordo com o período, distribuição espacial, aleatoriedade, parâmetros envolvidos, entre outros. Nesse contexto, uma classificação dos modelos pode ser em eventos ou contínuos, em que no evento é simulada apenas uma precipitação que pode durar de poucas horas a alguns dias. Enquanto nos contínuos são longos períodos, com previsões durante e entre eventos de precipitação na bacia.

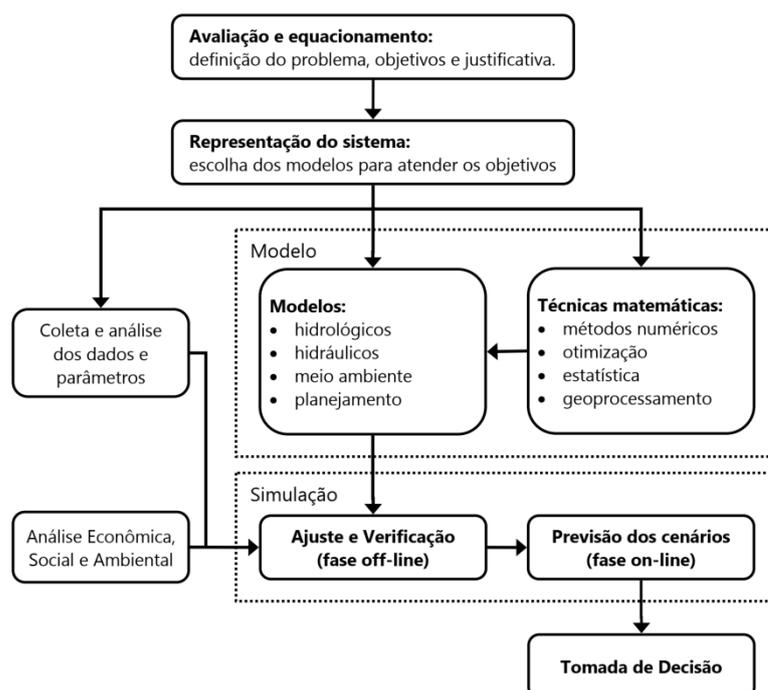
Outra divisão remete aos distribuídos ou concentrados. Os distribuídos possuem variações espaciais das características e processos e os concentrados usam médias ou ignoram essas modificações espaciais das características. Há também os modelos empíricos ou conceituais. Os conceituais se baseiam no conhecimento físico, químico e biológico dos processos que agem como condições de contorno e produzem um resultado. Os empíricos são desenvolvidos através de dados observados na entrada e saída do modelo, sem necessidade de representar explicitamente todos os processos dessa conversão (USACE, 2000).

Há ainda os determinísticos ou estocásticos, em que o primeiro se relaciona quando todos os parâmetros de entrada estão livres de variações aleatórias e são conhecidos, e o segundo se refere a variação aleatória dos parâmetros incorporada na descrição da previsão do resultado final. Por último, existem modelagens com parâmetros medidos ou parâmetros ajustados. Essa diferenciação é imprescindível quando se trata de escolher os modelos para aplicações quando alguns valores observados de entrada e saída estão indisponíveis. Nesses casos, os parâmetros medidos podem ser determinados a partir das propriedades dos sistemas hidrológicos por medidas diretas ou indiretas. Os parâmetros ajustados possuem valores que não podem ser medidos, por isso devem ser encontrados pelo ajuste com os valores observados na entrada e saída das simulações (USACE, 2000). Essas classificações são dispensáveis para criar a modelagem computacional, entretanto são úteis nas decisões de uso conforme a aplicação hidrológica ou hidrodinâmica desejada.

Em relação à modelagem e a simulações, há duas etapas na utilização dos modelos. A primeira fase consiste nos ajustes e verificação, que se dá de maneira

*off-line*, em que os parâmetros são determinados na calibração (ajustes) e validados na verificação. Na segunda fase, *online*, o modelo fica disponível para previsão, possibilitando, após a verificação dos erros entre os valores observados e previstos, a alteração e atualização dos parâmetros para novas previsões (TUCCI, 2005). A Figura 2 exibe a sequência do uso do modelo dentro das etapas de criação de um estudo.

Figura 2: Etapas do desenvolvimento da modelagem com exemplos de alguns modelos.



Fonte: Tucci (2005).

Os modelos hidráulico-morfológicos dos rios são aplicados para apresentar e avaliar parâmetros para propostas tais como segurança contra inundações. Contudo, a modelagem envolve simplificações, resultando em um modelo com incertezas. Assim, é fundamental o conhecimento dos tipos e a magnitude dessas simplificações para que a interpretação do modelo seja válida e útil nos processos de tomada de decisão (WARMINK *et al*, 2011).

Além do conhecimento das incertezas inerentes aos processos envolvidos na modelagem, a validação do modelo é comumente considerada como parte do processo de criação do mesmo. Assim, a modelagem deve ser desenvolvida para uma aplicação específica e sua validade deve ser determinada de acordo com essa finalidade (SARGENT, 2013). Muitas versões de um mesmo modelo são geralmente

desenvolvidas antes de obter um que seja satisfatório e válido, por isso a precisão requerida para modelagem deve ser definida antes ou durante a concepção do modelo.

Bacias hidrográficas montanhosas ou com altas declividades produzem inundações mais frequentes com períodos menores que bacias menos íngremes. Os *flash floods* são fenômenos de inundação caracterizados por ocorrerem rapidamente, com intervalo de tempo até o pico de algumas horas. *Flash floods* ocorrem tipicamente pela combinação de fatores meteorológicos, hidrológicos e topográficos. Em regiões com inclinações elevadas e em algumas bacias pequenas, a resposta rápida às chuvas intensas é o fator principal na aceleração da propagação do escoamento. Contudo, as declividades do terreno e a impermeabilização têm papel importante na redução do tempo de concentração e propagação das ondas de cheias (TAO; BARROS, 2013; KVOCKA *et al.*, 2017).

A maior parte dos sistemas de previsão em tempo real é baseada em modelos hidrológicos e hidrodinâmicos para fornecer vazões e níveis d'água instantaneamente. Na previsão dos *flash floods*, são empregados modelos hidrológicos concentrados e distribuídos. Esses dois tipos requerem a calibração dos parâmetros nas estações fluviométricas, onde muitas vezes não existem dados observados suficientes. Refsgaard e Knudsen (1996) descobriram que os modelos concentrados e distribuídos se comportam de forma similar com calibração e os distribuídos apresentam melhores resultados quando não há calibração. Por enquanto, esses sistemas de previsão podem exibir uma maior quantidade de falhas devido a instabilidades, seleção de metodologias inapropriadas dos processos hidrológicos e erros na propagação.

As cheias que ocorrem em bacias pequenas e médias com tempo de concentração inferior a um dia demandam modelos com resoluções temporais sub-diárias. Essas aplicações hidrológicas dependem da disponibilidade de séries históricas observadas de chuva e vazão longas suficiente para calibrações. Entretanto, é raro conseguir dados de séries sub-diárias com muitos anos e poucas falhas de histórico. As redes observacionais no Brasil são geralmente diárias ou mensais (REYNOLDS *et al.*, 2017).

Ainda segundo Reynolds *et al.* (2017), várias abordagens foram propostas para utilização da resolução temporal diária observacional aplicada ao intervalo sub-diário requerido. Um enfoque seria o uso da calibração da modelagem diária para as

simulações sub-diárias. Contudo, isso é aplicável apenas quando o modelo é forçado nas transferências dessas resoluções. Nesse contexto, vários trabalhos são criticados pela falta de acurácia dos parâmetros calibrados, das baixas eficiências das simulações ou pelos grandes volumes subestimados ou superestimados dos escoamentos. Desse modo, ficou estabelecido que parâmetros calibrados não podem ser transferidos entre diferentes resoluções temporais ou espaciais sem a recalibração (CULLMANN *et al.*, 2006).

A capacidade de simulação de cheias individuais é importante para as modelagens de bacias hidrográficas. Os processos hidrológicos podem ser representados adequadamente entre os pequenos intervalos desses eventos extremos, ondas de cheias em algumas horas, ou em simulações contínuas, que requerem um maior detalhamento dos processos que ocorrem entre o solo e o rio, do fluxo de base, das transferências rio-aquífero, das modificações do uso do solo ao longo do período e até das alterações climáticas (JEONG *et al.*, 2010; BOITHIAS *et al.*, 2017).

Quando a abordagem se refere a definição do modelo do rio, é importante entender como podem ser as representações nas simulações. Os rios possuem as dimensões de comprimento, largura e profundidade bastante diferenciadas, por isso apresentam-se modelagens unidimensional (1D), bidimensional (2D) ou tridimensional (3D). Modelos tridimensionais possuem eficiência relativa baixa e exigem muito tempo no desenvolvimento e aplicações. Segundo Pappenberger *et al.* (2005); Merwade, Cook e Coonrod (2008) e Paz *et al.* (2010), os modelos hidrodinâmicos 1D são tradicionalmente utilizados para simular o escoamento em rios. Estes modelos de uma dimensão são notadamente valiosos para análises de rios porque são mais simples, requerem uma quantidade mínima de dados de entrada e oferecem soluções para todo o trecho a baixo custo (WOO; CHOI; KIM, 2008).

Nos últimos anos, é comum a utilização de simulações hidrodinâmicas em duas dimensões na previsão das áreas, profundidades e durações das inundações. Isso ocorre pelo aumento da eficiência e avanços nas simulações de canais e planícies de inundação mais complexos. Ainda que as modelagens 1D sejam úteis, apresentam muitas limitações nas análises de ondas de cheia. Os modelos 2D representam mais adequadamente os escoamentos quando ocorrem as inundações, que estão além das margens dos canais (SHEN *et al.*, 2015, QUIROGA *et al.*, 2016).

Costabile *et al.* (2015) realizou um comparativo entre as modelagens 1D e 2D em um estudo de inundação. No trabalho, os resultados finais mostraram as delimitações mapeadas de inundações dos modelos 1D e 2D. Diante disso, o autor comparou as metodologias numéricas envolvidas nos dois casos, os parâmetros de entrada nos modelos e as possibilidades para os dois casos. Com essas informações, foi possível descrever as limitações das simulações unidimensionais frente a uma bidimensional. Costabile *et al.* (2015) destacou que a propagação da onda de cheia em áreas urbanas necessita de um maior detalhamento, por esse motivo o modelo 1D não é o mais indicado nessas áreas. Além disso, foi destacada a maior quantidade de operações necessárias para representar singularidades na modelagem unidimensional.

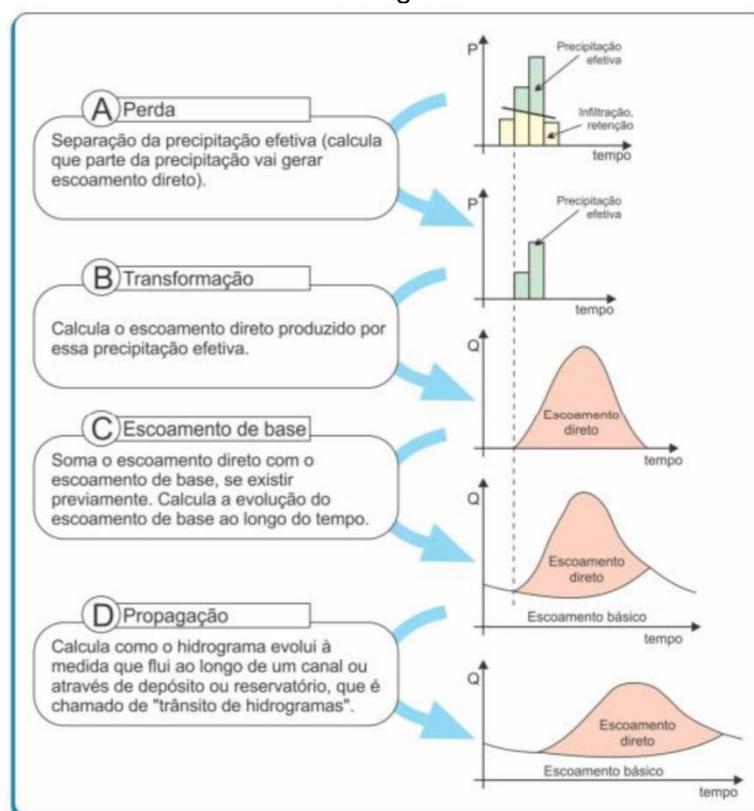
Modelos de previsão de escoamentos de rios são úteis em muitas aplicações de recursos hídricos, tais como controle de inundações, gestão da seca, operação de companhias de abastecimento de água e operação de reservatórios que possuem finalidades de irrigação, geração de energia elétrica e abastecimento de água (SRINIVASULU; JAIN, 2009). Deste modo, o conhecimento do comportamento do fluxo d'água nos rios é essencial para a modelagem, suas simplificações, calibração e validação.

A variabilidade dos parâmetros hidráulicos do fluxo d'água entre seções em rios distinguem os escoamentos em permanentes ou transientes e em uniformes ou variados. Se as características hidráulicas são constantes no tempo, o escoamento é definido como permanente, caso contrário, transiente. A variação no espaço define o escoamento como variado e o oposto como uniforme (HENDERSON, 1966; CHANSON, 2004). A alteração brusca da altura d'água em uma curta distância, como nos ressaltos hidráulicos e nas quedas bruscas, caracteriza o escoamento como rapidamente variado. Já no escoamento gradualmente variado ocorre uma mudança progressiva ao longo da corrente, percebida a grandes distâncias de uma singularidade que deu origem ao mesmo (PORTO, 2006; CHAUDHRY, 2008).

A modelagem dos escoamentos superficiais apresenta evolução devido a programas computacionais que facilitam as análises hidráulicas. Na maioria dos casos, o escoamento em rios é definido como transiente, que consiste na variação dos parâmetros no tempo, como exemplo vazão e profundidade, e como variado, no qual essas características hidráulicas variam com o espaço (CHOW, 1959).

Uma modelagem de uma bacia hidrográfica pode ser caracterizada pelos modelos hidrológicos e hidrodinâmicos. De modo geral e simplificado, os modelos hidrológicos simulam as transformações de chuva em vazão. A Figura 3 a seguir descreve as etapas dessa transformação que se caracterizam pelas perdas, transformação, fluxo de base e propagação da onda de cheia.

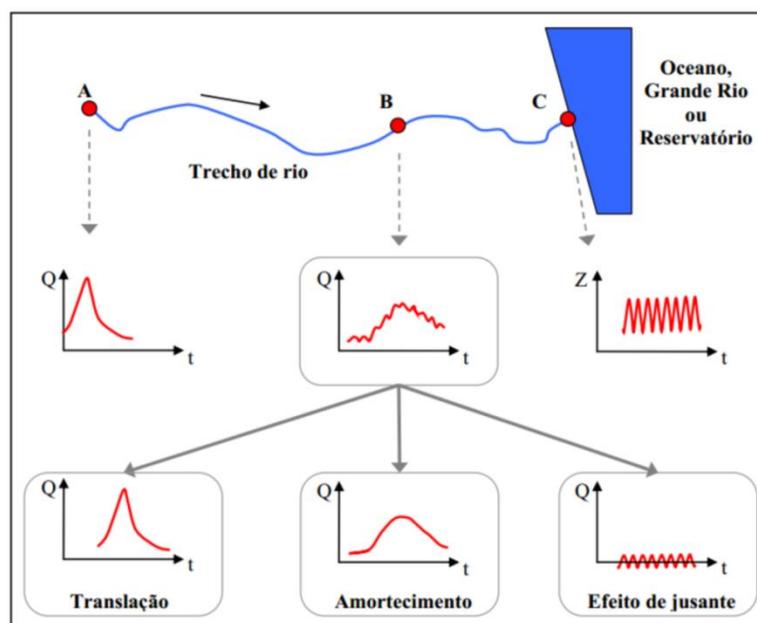
Figura 3: Etapas de transformação das precipitações em escoamento nos modelos hidrológicos.



Fonte: Alves (2017).

No desenvolvimento dos modelos hidrodinâmicos, é necessário o conhecimento dos processos envolvidos na propagação do fluxo d'água nos rios. Paiva (2009) ilustra as consequências dos efeitos hidrodinâmicos de um hidrograma sobre o escoamento de rios. Os efeitos da advecção, que causam a translação da cheia, a dispersão, que causa o amortecimento da vazão de pico, e efeitos de jusante, que consideram a influência do curso d'água principal sobre um afluente. A Figura 4 apresenta os efeitos hidrodinâmicos relatados que ocorrem na propagação de ondas em um rio.

Figura 4: Esquema de componentes hidrodinâmicas de escoamentos em rios.



Fonte: Paiva (2009).

Os modelos hidrodinâmicos de propagação de vazões são representados pelas equações de Saint Venant com os termos de inércia, pressão, gravidade e atrito dos fluidos. Geralmente há simplificações pelo termo de inércia, as equações se tornam do tipo de difusão, como também a pressão pode ser desconsiderada e o modelo se torna de onda cinemática. Além disto, quando há a aproximação da declividade da linha d'água com a do fundo do canal, situação apropriada em rios de altas declividades, o modelo passa a representar somente uma onda de cheia ou os efeitos de advecção do escoamento. Por último, há o modelo de armazenamento quando o termo dinâmico da equação é desprezado, obtendo-se um escoamento em função somente da equação da continuidade e uma relação empírica do armazenamento e vazão.

Nessas circunstâncias, a escolha da propagação de vazões depende dos dados disponíveis e dos resultados esperados. Os métodos clássicos geralmente não representam todos os aspectos do fluxo d'água nos rios e fornecem apenas hidrogramas, sem informações dos níveis d'água e áreas inundadas (PAIVA, 2009). A Tabela 1 a seguir, adaptada de Paiva (2009), relaciona algumas das principais alternativas e características dos modelos de escoamentos em rios na ordem crescente de complexidade.

Tabela 1 - Modelos de propagação de vazão.

Modelo	Aspectos representados			Parâmetros	Resultados Fornecidos
	Translação/ Amortecimento	Efeito de Jusante	Planície de inundação		
Baseado no reservatório Linear	Sim	Não	Não	Empírico/ Físico	Vazão
Muskingum	Sim	Não	Não	Empírico	Vazão
Onda Cinemática	Sim	Não	Não	Físico	Vazão
Muskingum-Cunge	Sim	Não	Não	Físico	Vazão
Muskingum-Cunge não linear com planície de inundação	Sim	Não	Sim	Físico	Vazão
Hidrodinâmico	Sim	Sim	Sim	Físico	Vazão, nível d'água e áreas inundadas
Hidrodinâmico com modelo 2D	Sim	Sim	Sim	Físico	Vazão, nível d'água e áreas inundadas e vazão nas planícies de inundação

Fonte: Paiva (2009).

### 2.3 Trabalhos Anteriores na Bacia Hidrográfica do Rio Una

A bacia hidrográfica do rio Una em Pernambuco possui regiões íngremes que provocam aceleração na propagação da onda de cheia. Então, as inundações podem ser caracterizadas como *flash floods* de acordo com o tempo de resposta das precipitações mais intensas na bacia. Devido a vários municípios atingidos pelas inundações do rio Una ao longo dos anos, vários trabalhos foram desenvolvidos para descrição desses eventos extremos, suas consequências para as populações e medidas de controle para mitigação e prevenção.

Alves (2017) apresentou um mapa da bacia hidrográfica do rio Una conforme os relevos na Figura 5. Nas regiões conhecidas afetadas por inundações, o relevo é classificado como ondulado, Palmares, Água Preta e Barreiros. As zonas mais centrais da bacia com relevo montanhoso promovem a geração de escoamentos mais acelerados como consequência da resposta rápida às precipitações. Além dessa situação, há a convergência dos afluentes com o rio Una que ocorre em pouco tempo de propagação de uma cheia nessa área verde do mapa pelas próprias características altimétricas dos canais.

Figura 5: Mapa de relevo da bacia do rio Una.



Fonte: Alves (2017).

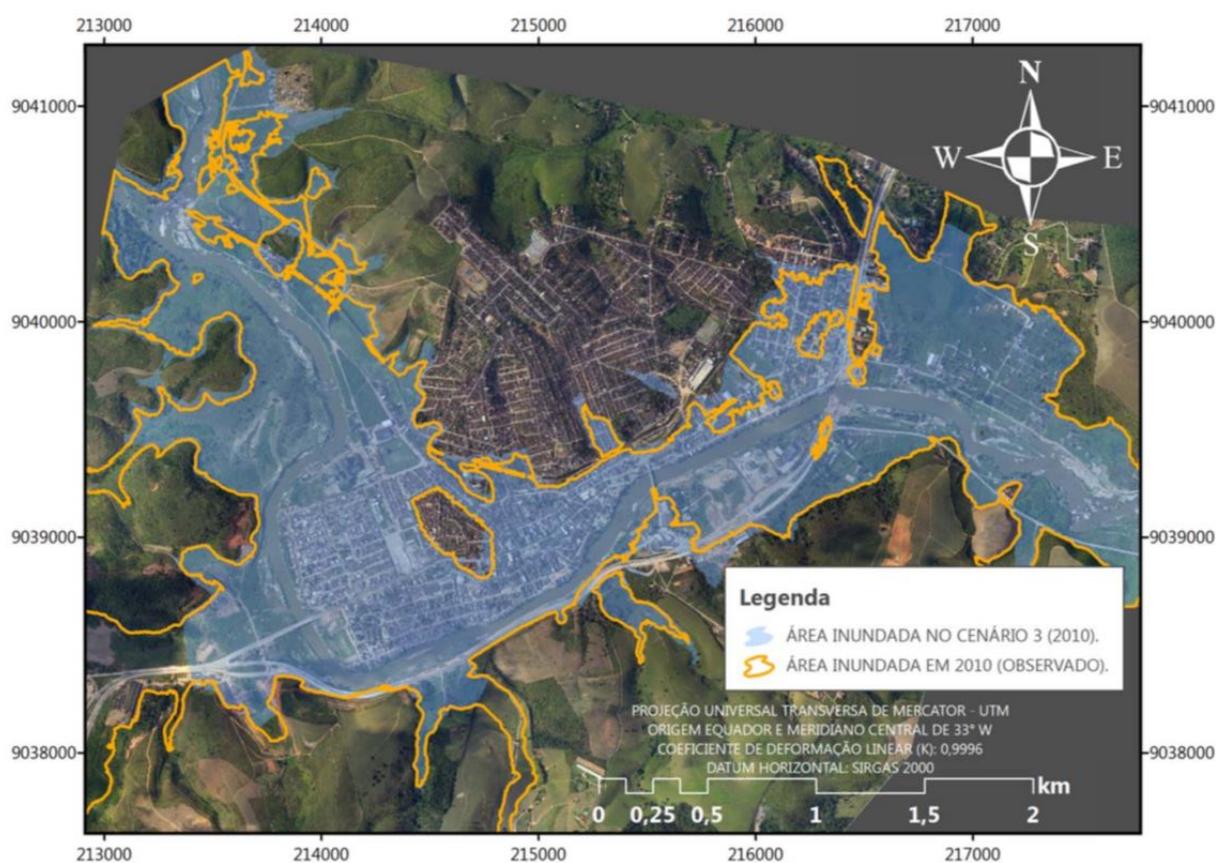
Em 2006, o Governo Estadual através da Agência Estadual de Planejamento e Pesquisas de Pernambuco (CONDEPE/FIDEM), com colaboração inclusive do Comitê da Bacia do Una, gerou um estudo sobre as bacias do Estado. O relatório gerado dessa série definiu as áreas e os limites geográficos, administrativos-políticos, hidrográficos e das regiões de desenvolvimento para a bacia do rio Una. Além disso, caracterizou todos os aspectos geoambientais (relevo, geologia, clima, vegetação, solos, rede hidrográfica, uso e ocupação do solo) e socioeconômicos (população, saúde, economia, educação, entre outros). Esse trabalho foi o diagnóstico para caracterização da situação da bacia do rio Una com informações relevantes principalmente quando se tratava dos aspectos hidrológicos.

Um trabalho inicial que pode ser destacado foi o de Dantas (2012). Um pouco antes, Ribeiro Neto *et al.* (2011) apresentou alguns resultados iniciais desse trabalho, que consistiu nas simulações hidrológicas e hidrodinâmicas com intervalo diário dos anos 2000 e 2011 com cálculo dos picos de vazão e eficiências de algumas estações fluviométricas. A retrospectiva histórica das inundações na bacia do rio Una aliada a ações mitigadoras adotadas ficou bem descrita já desde esse período. Além disso, Dantas (2012) expôs uma medida de aprimoramento da previsão e controle de inundações a partir de informações espaciais de alta resolução para o planejamento territorial com foco na proteção dos municípios

atingidos pelos eventos de cheia. Foram delimitadas as manchas de inundações para os anos 2000, 2004 e 2010 do município de Palmares através de um levantamento das marcas de cheia e aplicação junto a um SIG.

Um exemplo da mancha prevista e o levantamento dos dados observados estão mostrados na Figura 6. Por último, o autor classificou aos eventos de precipitações numa escala de fraca a extrema e criou um mapeamento dessas intensidades conforme os pluviômetros da bacia do Una. Esses resultados permitiram a geração de cenários de precipitação para alerta nas regiões mapeadas.

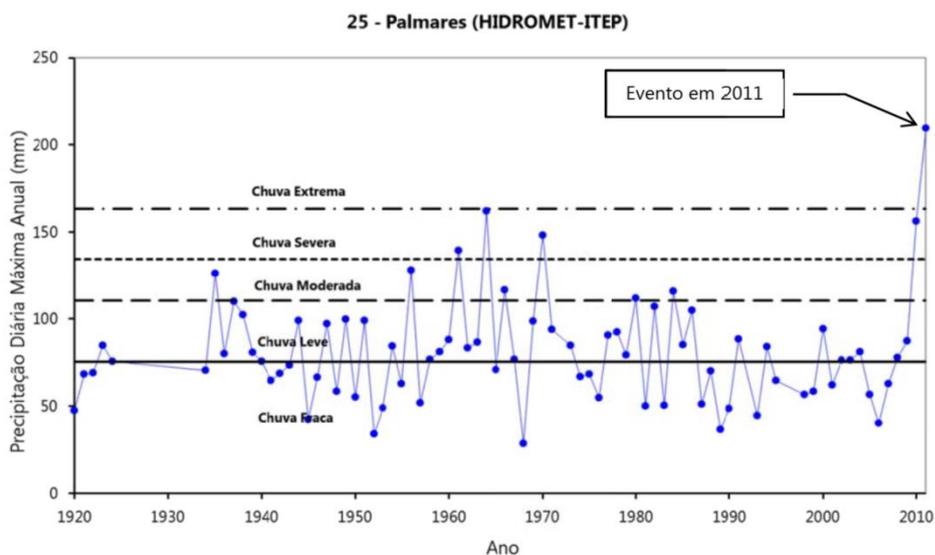
Figura 6: Previsão da mancha de inundação em Palmares simulada por Dantas (2012) com comparação do levantamento realizado pelos bombeiros (dados observados) em 2010.



Fonte: Dantas (2012).

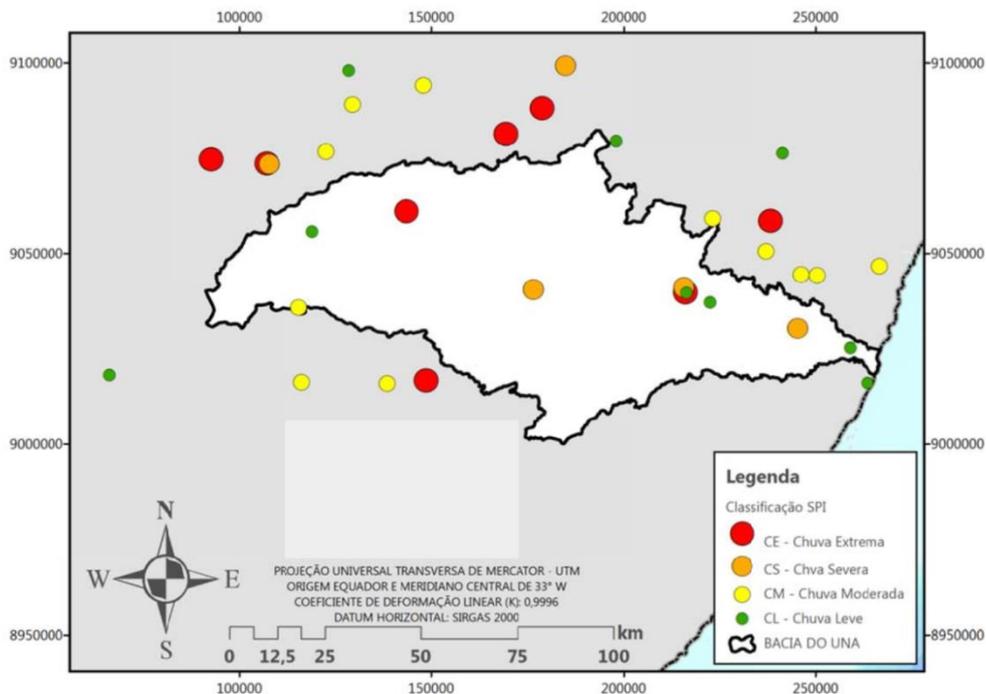
As Figuras 7 e 8 descrevem os resultados de Dantas (2012) em relação à classificação das chuvas em Palmares e na bacia do rio Una.

Figura 7: Classificação do histórico de eventos de chuvas de duração de 1 dia por Dantas (2012) da estação de Palmares.



Fonte: Dantas (2012).

Figura 8: Classificação para chuvas de duração de 5 dias por Dantas (2012) da bacia do rio Una do evento extremo de 2010.

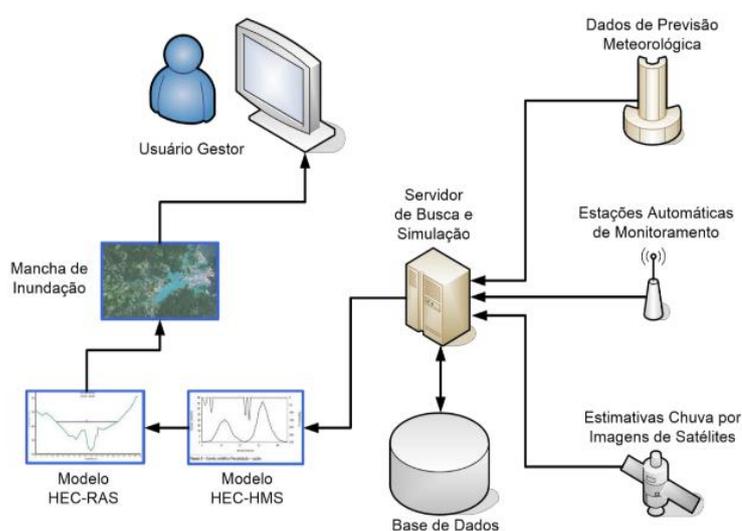


Fonte: Dantas (2012).

Outro trabalho que merece destaque foi Silva (2015), em que a caracterização meteorológica, hidrológica e hidrodinâmica com dados diários em situações de enchentes foi determinada para apoiar procedimentos emergenciais de

enfretamento de inundações. Foi desenvolvido um modelo interconectado de informações hidrometeorológicas de forma automática para suporte de tomada de decisão e aplicou como estudo de caso a bacia do rio Una. Foram integradas fontes de dados de vários órgãos e instituições para operacionalização de um simulador de cenários em tempo real com adaptabilidade às mudanças dos parâmetros da bacia. A Figura 9 apresenta o esquema do sistema desenvolvido por Silva (2015).

Figura 9: Esquema geral do Sistema de Monitoramento Avançado de Enchentes criado por Silva (2015).



Fonte: Silva (2015).

Por fim, Silva (2015) empregou a ferramenta final para as ações voltadas às enchentes em áreas urbanas ribeirinhas. O autor utilizou os dados de delimitação das manchas e profundidades de inundações do grupo de pesquisa da UFPE publicados por Dantas *et al.* (2014) e Ribeiro Neto *et al.* (2015) para viabilizar a ferramenta denominada Monitor Avançado de Enchentes (MAVEN). O MAVEN simulou séries históricas, dados de previsões e cenários estabelecidos. Os resultados foram promissores no que se refere ao instrumento de monitoramento e previsão da elevação dos níveis dos rios nas proximidades das comunidades ribeirinhas. Houve também indicações para ajustes e aprimoramentos dos modelos integrados de acordo com a precisão desejada para detalhamento dos eventos. Outro aspecto elencado foi a necessidade de melhor qualidade nos dados das previsões, que podem ser obtidos através dos radares.

Em relação ao estudo de Alves (2017), foram executados aperfeiçoamentos dos sistemas de previsão e gestão dos riscos dos eventos de chuvas extremas mostrados em Silva (2015). Foram avaliados os dados das previsões meteorológicas e atualizados os modelos hidrológicos e hidrodinâmicos da bacia do rio Una. Nas modelagens foram identificados os efeitos das barragens para o controle de cheias e aplicadas as simulações bidimensionais hidrodinâmicas.

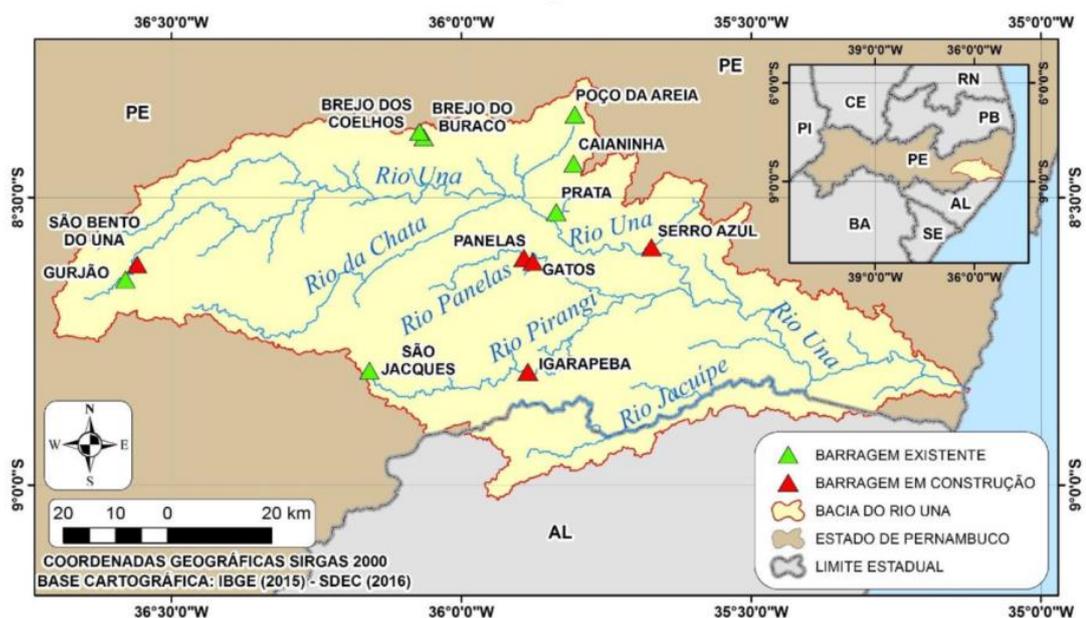
Alves (2017) listou uma longa série histórica das ocorrências de inundações registradas, incluindo as regiões afetadas pelas cheias do rio Una. Nesse mesmo contexto, também foram elencadas as ações de mitigação após os eventos extremos de 2010 e 2011, que envolvia o governo e os órgãos específicos na gestão de recursos hídricos como também a UFPE no aperfeiçoamento das linhas de pesquisas sobre o tema. Entre as ações, sobressaíram-se a readequação da calha do rio e desapropriação de áreas às margens do rio Una em Palmares. Outra medida tomada e relatada foi a construção de cinco barragens para controle das cheias nos municípios de Barra de Guabiraba, Lagoa dos Gatos, São Benedito do Sul, Cupira e Palmares. As Figuras 10 e 11 apresentam as barragens existentes e em construção na bacia do rio Una.

Figura 10: Esquema das barragens de controle de cheias avaliadas por Alves (2017).



Fonte: PERNAMBUCO (2011).

Figura 11: Mapa de Alves (2017) da bacia do rio Una com os principais rios e barragens existentes e em construção no período.



Fonte: Alves (2017).

Ainda em Alves (2017), foram descritas todas as metodologias dos processos hidrológicos e calibração para aperfeiçoamento da modelagem. De modo que os valores obtidos na calibração das simulações hidrológicas de um evento de cheia foram usados para todos os outros simulados. Do mesmo modo, o modelo hidrodinâmico foi modificado em relação à geometria, principalmente às seções transversais, com objetivo principal da inserção das barragens de controle de cheias nas simulações. O amortecimento calculado por meio do uso das barragens nos três casos simulados foi superior a 70% das descargas máximas dos rios. Uma novidade nas simulações hidrodinâmicas foi a adição do modelo bidimensional como pós-processamento dos dados unidimensionais nas áreas urbanas de Palmares e Barreiros onde ocorrem as inundações. A avaliação dos resultados foi realizada pela eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE) com valores ditos como adequados e bons acima de 0,75. e aceitáveis entre 0,36 e 0,75.

### 3 METODOLOGIA

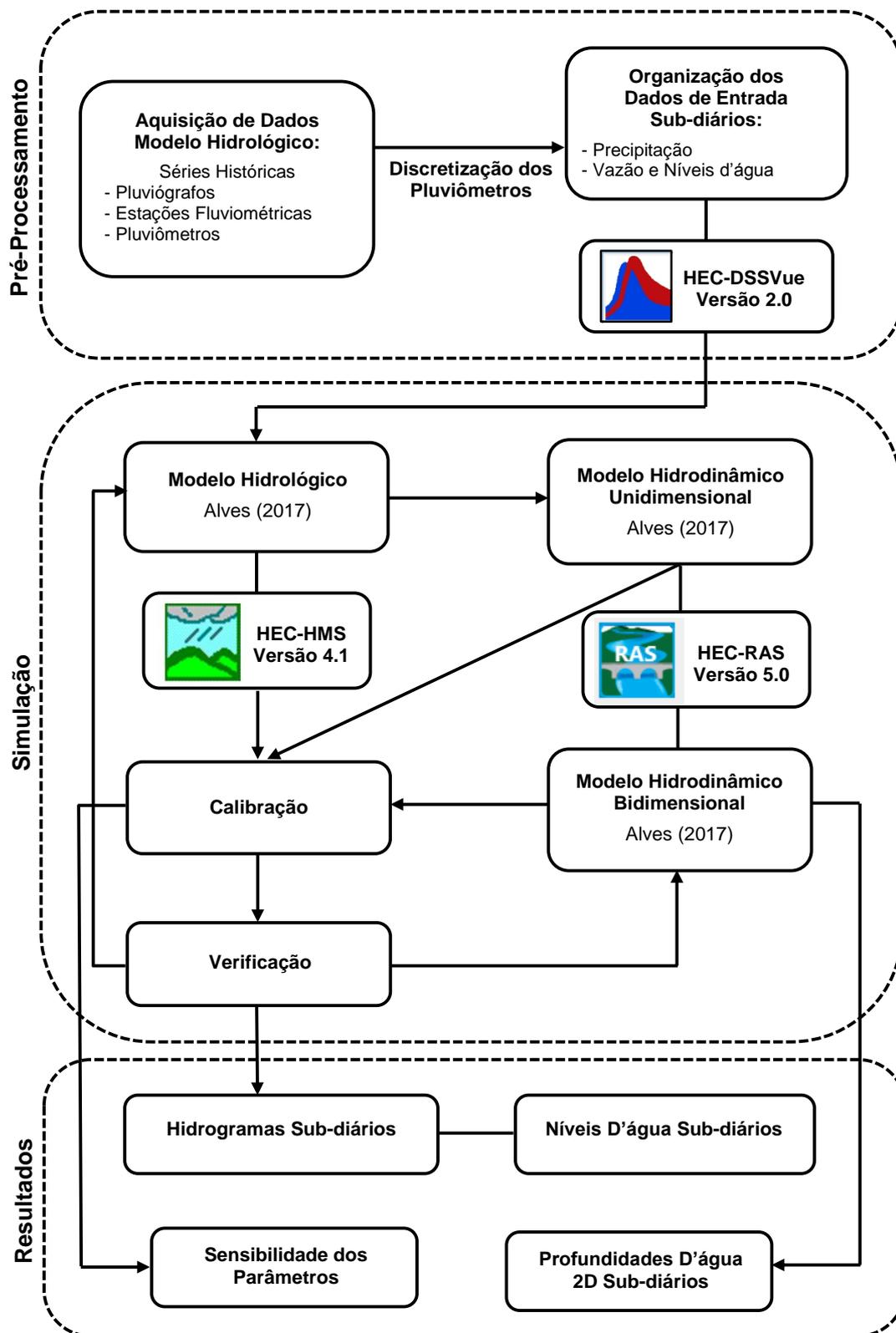
O principal objetivo dos métodos prévios dos autores citados anteriormente se relacionava a criação de sistemas de controle de cheias e obtenção dos mapas de inundação para conhecimento das regiões afetadas pelas inundações em alguns municípios. Neste trabalho, foi seguida a hipótese de utilização inicialmente da metodologia padrão com referência a esses estudos anteriores desenvolvidos na bacia do rio Una. A distinção principal dos modelos previamente analisados com dados diários surgiu em função das informações com intervalos sub-diários. A metodologia é composta dos seguintes itens:

- a) Modelo hidrológico
- b) Modelo hidrodinâmico
- c) Calibração dos modelos
- d) Métodos de avaliação da modelagem

A Figura 12 apresenta os principais componentes envolvidos na metodologia proposta para a avaliação das ondas de cheia com dados sub-diários na bacia do rio Una. Os métodos de avaliação da modelagem são empregados no ciclo das simulações dos modelos em função dos itens da calibração e da verificação. Essa sucessão metodológica é finalizada quando os objetivos são alcançados com valores satisfatórios dos resultados.

De maneira geral, a estrutura do tópico está dividida por três seções. Primeiramente, foi caracterizada a área de estudo das modelagens. Em seguida, duas seções, uma para o modelo hidrológico e outra para o hidrodinâmico. Nessas duas últimas fases, o foco foram os itens de aquisição e processamento dos dados de entrada, as rotinas de cálculo envolvidas nos programas computacionais, os procedimentos dos *softwares* e os métodos de calibração e verificação das modelagens.

Figura 12 - Componentes da metodologia proposta para as modelagens hidrológica e hidrodinâmica da bacia do rio Una.



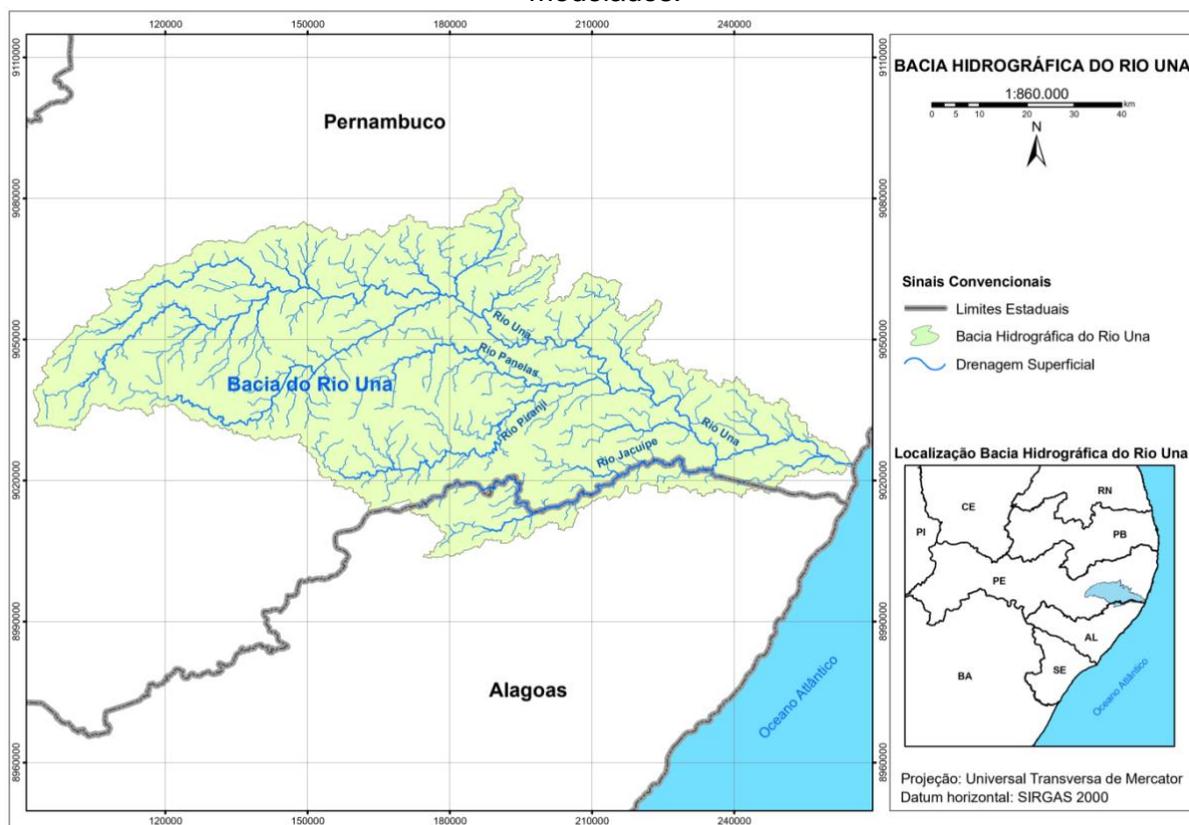
Fonte: O Autor (2019).

### 3.1 Área de Estudo

O Estado de Pernambuco foi dividido em 29 Unidades de Planejamento (UP) de gestão da rede hidrográfica no que se refere ao Plano Estadual de Recursos Hídricos. Dessa divisão, treze bacias apresentam maior relevância no contexto hídrico do Estado, entre elas a bacia do rio Una, e as outras bacias foram agrupadas em dezesseis grupos menores. A bacia do rio Una tem início no Agreste e segue até o litoral, fazendo parte de duas mesorregiões de Pernambuco, Agreste e Mata.

A bacia hidrográfica do rio Una está localizada no sul do litoral do estado de Pernambuco, nas coordenadas geográficas  $08^{\circ}17'14''$  e  $08^{\circ}55'28''$  de latitude sul, e  $35^{\circ}07'48''$  e  $36^{\circ}42'10''$  de longitude oeste (Figura 13), limitada ao norte pela bacia do rio Ipojuca e pela bacia do rio Sirinhaém, ao sul pela bacia do rio Mundaú e pelo estado de Alagoas, a leste pelo Oceano Atlântico e a oeste pelas bacias dos rios Ipojuca e Ipanema.

Figura 13: Mapa da localização da área de estudo com destaque dos rios principais modelados.



Fonte: O Autor (2019).

A bacia do rio Una (Figura 13) possui nascente na serra da Boa Vista localizada no município de Capoeiras a uma altitude de 900 metros em Pernambuco, possui extensão de cerca de 290 km tendo como principais afluentes os rios Chata, Pirangi, Jacuípe e Caraçu. O rio Una possui escoamento intermitente até o município de Altinho quando passa a ser perene. Possui área de 6.786 km<sup>2</sup>, onde 6.293 km<sup>2</sup> estão em Pernambuco e 493 km<sup>2</sup> em Alagoas, e abrange 42 municípios, inseridos ou parcialmente inseridos na mesma (DANTAS, 2012).

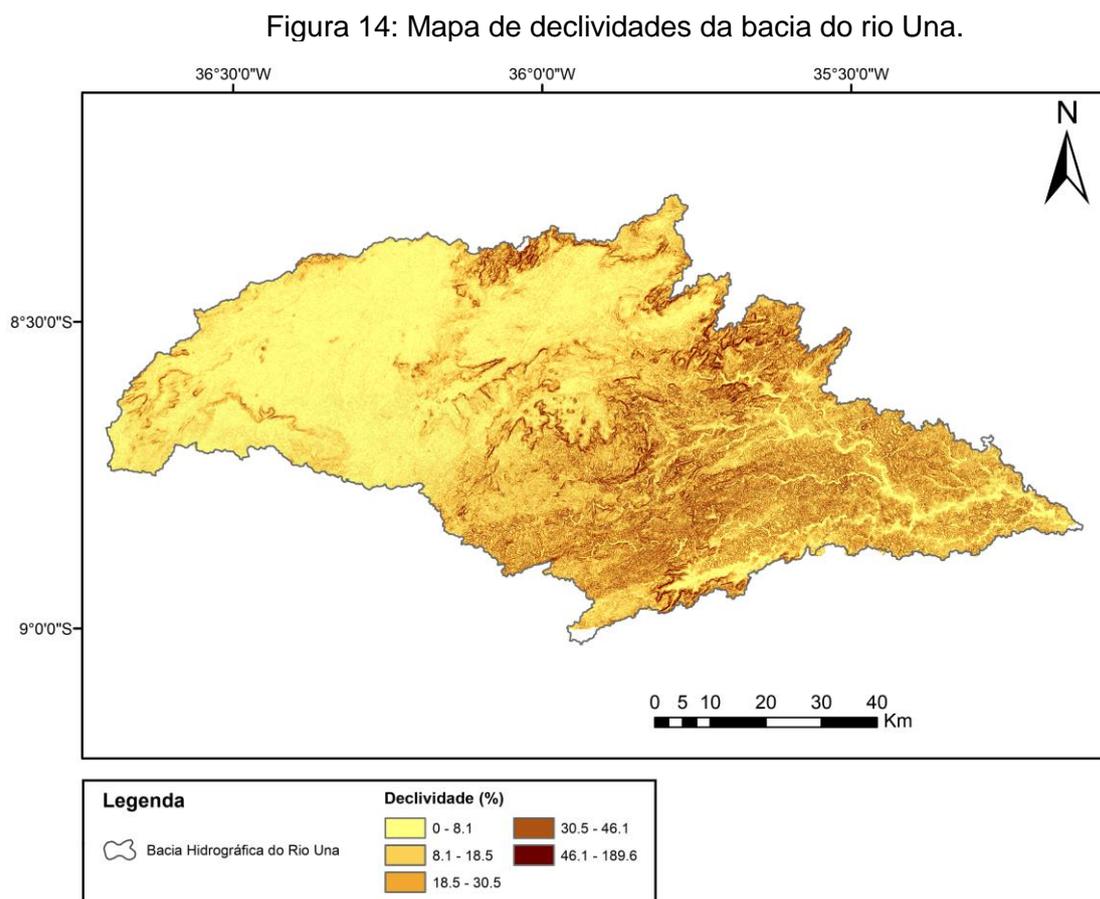
O clima da região da Zona da Mata é quente e úmido com totais anuais de precipitação elevados, superiores a 1000 milímetros, com média anual de 1500 milímetros. As maiores chuvas se concentram nos meses de março a agosto com maior precipitação em junho. Na região do Agreste, uma área intermediária entre a Zona da Mata e o Sertão, há similaridade com as duas regiões. Já o Sertão apresenta clima semiárido com características de baixa e irregular pluviosidade. Nos locais do Agreste mais próximos ao Sertão, o mês de março é o mais chuvoso com média anual entre 600 e 800 milímetros (CONDEPE, 2006).

Os escoamentos no curso superior do rio Una são intermitentes anuais e apresentam grandes picos de enchentes de média recorrência. No curso médio, onde se encontram os afluentes Pirangi e o seu tributário Pannels, os escoamentos são permanentes com picos de cheias elevados e maior repetição das vazões máximas quando comparadas ao curso superior. Por último, no curso inferior com precipitação média de 2000 milímetros, onde se encontra o afluente Jacuípe, os escoamentos são permanentes e os picos de enchentes elevados com recorrência semelhante à do curso médio (CONDEPE, 2006).

Em relação à vegetação, há mudança da cobertura de xerófilas na porção do Agreste até floresta tropical atlântica na Zona da Mata e na área litorânea predominância de mangues e restingas. No que se refere ao uso e ocupação do solo na bacia, pode-se destacar a ocupação urbana e industrial, grandes áreas de cultivo de cana-de-açúcar, policultura e pecuária, vegetação arbórea e arbustiva fechada e manguezais. Os usos da água na bacia são diversos por se tratar de uma bacia com regiões tão diferenciadas, além dos usos básicos de abastecimento, industrial, irrigação, lazer, recepção de efluentes domésticos, industriais e agroindustriais, há também para produção de energia elétrica e pesca.

A Figura 14 apresenta o mapa de declividades da bacia do rio Una. Destaca-se a região central do Agreste, cores mais escuras, principalmente nas áreas onde

se localizam o rio Panelas e o Pirangi em seguida com a confluência do rio Una, as zonas de maiores declividades. O mapa da Figura 14 caracteriza bem a situação de resposta rápida à precipitação com picos de vazão inferiores a um dia na bacia, principalmente nas cidades mais atingidas pelas cheias, que estão logo após a confluência dos rios Panelas e Pirangi com o Una.



Fonte: O Autor (2019).

### 3.2 Modelagem Hidrológica

A análise sub-diária dos eventos extremos de cheia na bacia do rio Una foi realizada através do modelo hidrológico criado no *Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modelling System* (HEC-HMS) do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE). Nessa modelagem, foram desenvolvidos os processos de transformação de chuva em escoamento na bacia em estudo. Os resultados do HEC-HMS foram avaliados e em seguida foram usados como dados de entrada no modelo hidráulico. Neste estudo, foi usado o projeto do HEC-HMS desenvolvido em

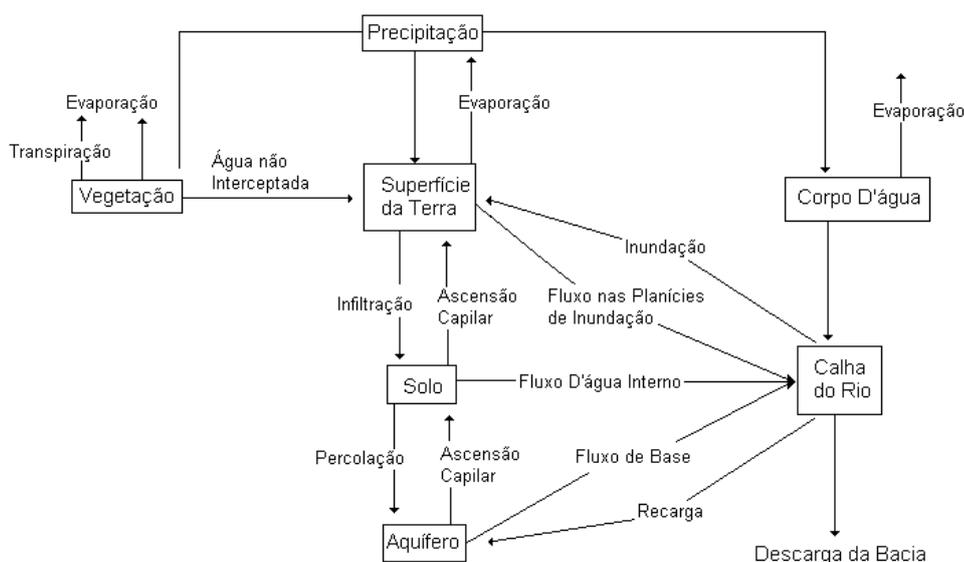
aplicações anteriores do grupo de pesquisa Dantas (2012), Silva (2015) e Alves (2017).

O HEC-HMS possui a maior parte das metodologias no que se refere aos processos hidrológicos que podem ser simulados nas bacias hidrográficas. Os dados necessários na criação do modelo foram: a representação física da bacia hidrográfica, a seleção dos métodos dos processos hidrológicos, a descrição e entrada dos dados meteorológicos e o controle de especificações do intervalo de tempo simulado (USACE, 2015).

A Figura 15 demonstra um diagrama dos processos usados no HEC-HMS que ocorrem numa bacia hidrográfica. Essa representação é o ciclo da água numa bacia, em que há precipitação, evapotranspiração, interceptação, infiltração, percolação, capilaridade e o escoamento superficial (escoamento nas calhas e nas planícies de inundação através das cheias) e subterrâneo (fluxo de base).

Cada estudo realizado no HEC-HMS depende das informações hidrológicas apropriadas para uma reprodução adequada desse sistema numa bacia. Por exemplo, na estimativa das mudanças do uso do solo, é necessário um longo registro de precipitação para criar um resultado com longos períodos de escoamentos. Além disso, devem ser usadas séries históricas longas de evapotranspiração, infiltração, percolação e armazenamentos na superfície (USACE, 2015).

Figura 15: Diagrama dos processos da geração de escoamento em escala local.



Fonte: Adaptado USACE (2000).

Em outros casos, para determinação de uma área inundada por uma determinada chuva intensa, não é necessário o armazenamento ou alguns outros processos, pois para o modelo existe apenas o cálculo do pico de vazão ou o volume ou o hidrograma do escoamento. Nessas situações, há um modo mais simplificado que omite ou agrupa uma série desses processos hidrológicos nas simulações.

Na representação física da bacia do rio Una, foi feita inicialmente a discretização em sub-bacias com a criação dos elementos que conectam todas numa rede hidrográfica. A bacia do rio Una foi concebida com três tipos de elementos disponíveis no HEC-HMS, as sub-bacias, os trechos e as junções.

As sub-bacias são retratadas como uma bacia hidrográfica que a partir de uma precipitação informada, o escoamento no exutório é calculado pela subtração das perdas das chuvas, resultando no escoamento superficial e adicionando o fluxo de base.

Os elementos de linha equivalem aos trechos de rios ou riachos como também a convergência do escoamento da contribuição da sub-bacia para o rio principal ou afluentes. O escoamento nos trechos criados pode vir de um ou mais de um elemento à montante e a vazão na saída do trecho é calculada considerando os processos de atenuação e translação do escoamento. Além disso, há possibilidade de inclusão de perdas ao longo do canal na rotina de cálculo.

Por último, há os elementos de junção que unem dois trechos de rio ou foram inseridos nos limites entre duas sub-bacias. São usados para somar os escoamentos de um ou mais elementos à montante da junção e convergir na saída. Na Figura 16, encontra-se a representação física da bacia do rio Una aprimorada em Alves (2017) a partir de configurações anteriores com todos os elementos usados para as simulações hidrológicas.

Alguns dos trechos de rios mostrados na Figura 16 são os afluentes do rio Una. Os rios Pirangi, Pannels e Jacuípe foram inseridos no modelo através dos elementos de trecho. Ainda na Figura 16, as junções em vermelho equivalem às estações fluviométricas com dados observados que podem ser comparados com os resultados da modelagem. Nos itens de aquisição e tratamento dos dados, processamento, calibração e verificação das simulações hidrológicas estão apresentadas a organização dos dados de entrada e observados como também as



### 3.2.1 Aquisição e Tratamento dos Dados

Os dados meteorológicos usados nos modelos hidrológicos são precipitação e evapotranspiração. Contudo, em eventos de curto período apenas a precipitação é necessária enquanto em eventos de longos períodos é fundamental o uso da evapotranspiração (USACE, 2015). Nesse contexto, foram utilizadas apenas as precipitações como dados meteorológicos de entrada para os eventos avaliados.

Neste estudo, as séries históricas de precipitações e vazões foram coletadas das estações automáticas disponíveis na Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN) da Agência Nacional das Águas (ANA), operada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – Serviço Geológico do Brasil (CPRM). Também foram obtidos os dados dos pluviômetros automáticos do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) e dos pluviômetros da Agência Pernambucana de Águas e Clima (APAC).

O modelo hidrológico utilizou o valor médio mensal como dado de evapotranspiração. Os dados de evapotranspiração potencial mensal estão mostrados na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2: Evapotranspiração mensal aplicada no modelo hidrológico do HEC-HMS.

<b>Mês</b>	<b>Taxa (mm/mês)</b>
Janeiro	140,7
Fevereiro	126,0
Março	119,5
Abril	92,1
Maio	86,4
Junho	69,1
Julho	69,7
Agosto	86,8
Setembro	110,0
Outubro	152,6
Novembro	167,3
Dezembro	172,8

Fonte: Alves (2017).

O estudo abordou o uso de dados de chuvas inferiores a um dia para simulação dos eventos extremos numa bacia de resposta rápida, por esse motivo os dados de precipitação necessários nas simulações foram coletados dos pluviógrafos existentes na bacia do rio Una e suas proximidades. Foram utilizados 11

pluviógrafos e 8 estações fluviométricas disponíveis no Portal Telemetria da ANA e 37 do Mapa Interativo do CEMADEN no período de 2011 e 2017. Os dados de chuva e vazão disponíveis na ANA foram registrados a cada 15 minutos e no CEMADEN a cada 10 minutos. Nesses casos, são 96 registros de chuva por dia para o histórico na ANA e 144 no CEMADEN. As informações dos pluviômetros foram obtidas da APAC, 26 para o ano de 2011.

Como se tratou de um estudo com uma grande quantidade de dados, foi usado o *software* HEC-DSSVue para facilitar a organização, análise preliminar, armazenamento e agilidade na entrada do modelo HEC-HMS. O DSS é uma base de dados desenvolvida para armazenar e recuperar eficientemente dados sequenciais. Os dados no programa podem ser gráficos, tabulados com facilidade na edição e manipulação através das ferramentas disponíveis (USACE, 2009).

Antes de inserir as séries históricas de precipitação no HEC-DSSVue, os dados foram analisados preliminarmente na planilha eletrônica do Excel. Foi observado que havia grandes períodos com ausência de dados não sequenciais como também ao longo de cada dia. Havia muitos dias sem nenhum dos 96 ou 144 registros, não aparecendo nem mesmo nas séries históricas, assim como havia dias com menos de 96 ou 144 registros. Nesses casos, foi necessário criar uma rotina com uma condicional nas planilhas eletrônicas dos dados para identificação das falhas de dados de chuva.

Após essa organização inicial de todos os pluviógrafos e estações fluviométricas no HEC-DSSVue, foi realizada a detecção de erros grosseiros através da análise gráfica no programa. Assim alguns dos valores, pela própria escala do gráfico e pelo volume real possível de quantidade de chuva, consideradas precipitações exorbitantes, foram facilmente localizados e substituídos como falhas ou corrigidos com mudança de casas decimais de acordo com a observação das precipitações conhecidas dos períodos imediatamente anteriores e posteriores ao dado analisado.

Neste estudo, a utilização dos pluviômetros foi essencialmente para a discretização em dados sub-diários. A discretização foi realizada conforme os pluviógrafos próximos nos períodos dos eventos extremos de cheia. Todos os pluviômetros foram organizados em planilha eletrônica nos intervalos de tempo e formato necessários para a rotina de discretização dos dados diários. A discretização temporal dos dados diários dos pluviômetros é realizada a partir da

discretização temporal sub-diária do pluviógrafo mais próximo. Em um exemplo de discretização para dados horários, calcula-se o percentual de cada hora do dia em relação ao total precipitado naquele dia. Em seguida, esse percentual é aplicado no valor da precipitação diária do pluviômetro.

No evento de 2011, a discretização dos pluviômetros foi realizada para dados horários, já que o registro de chuva de pluviógrafos disponível nesse evento era horário. Os dados de entrada para essa rotina de cálculo da discretização dos pluviômetros através de pluviógrafos próximos foram as coordenadas e as chuvas de todos os pluviômetros e pluviógrafos disponíveis para a bacia. No ano de 2011, foram usados dados de apenas 4 pluviógrafos com dados disponíveis e suficientes para a discretização dos 26 pluviômetros.

As Tabelas 3, 4 e 5 apresentam a lista de pluviógrafos, estações pluviométricas e pluviômetros empregados para a modelagem.

Tabela 3: Pluviógrafos utilizados na modelagem hidrológica.

Nome do Pluviógrafo	Código	Órgão Responsável	Latitude	Longitude
Água Preta	260040101	CEMADEN	-8°41'38"	-35°31'34"
Altinho	260080701	CEMADEN	-8°29'25"	-36°03'37"
Barra de Guabiraba	260130001	CEMADEN	-8°25'05"	-35°39'50"
Barreiros	39590000	ANA	-8°47'57"	-35°12'18"
Barreiros 1	260140901A	CEMADEN	-8°48'47"	-35°11'56"
Barreiros 2	260140901H	CEMADEN	-8°49'31"	-35°13'45"
Barreiros 3	260140902	CEMADEN	-8°48'31"	-35°11'10"
Batateiras	39540550	ANA	-8°32'23"	-35°51'03"
Belem de Maria	39541000	ANA	-8°37'29"	35°50'29"
Bezerras 1	260190401	CEMADEN	-8°11'39"	-35°50'06"
Bezerras 2	260190401A	CEMADEN	-8°13'41"	-35°45'04"
Bom Conselho	260210001	CEMADEN	-9°11'05"	-36°42'36"
Brejão	260240701	CEMADEN	-9°02'47"	-36°34'10"
Brejo da Madre de Deus	260260501	CEMADEN	-8°11'54"	-36°09'42"
Cachoeirinha	39530000	ANA	-8°29'02"	36°13'59"
Cachoeirinha	260310801	CEMADEN	-8°29'02"	-36°14'17"
Caetés	260320701	CEMADEN	-8°43'07"	-36°44'02"
Canhotinho	39575000	ANA	-8°52'57"	-36°13'07"
Canhotinho	260370201	CEMADEN	-8°47'08"	-36°14'49"
Caruaru	39400000	ANA	-8°18'10"	-35°00'39"
Caruaru	260410607	CEMADEN	-8°17'49"	-36°01'52"
Catende	39550000	ANA	-8°40'43"	-35°43'24"
Catende	260420501	CEMADEN	-8°40'08"	-35°43'12"
Correntes	2604700001	CEMADEN	-9°10'44"	-36°22'24"
Cortês	260480901	CEMADEN	-8°28'12"	-35°32'38"
Engenho Bento	39450000	ANA	-8°29'50"	-35°29'52"

Continua

Tabela 3: Pluviógrafos utilizados na modelagem hidrológica (Continuação).

Nome do Pluviógrafo	Código	Órgão Responsável	Latitude	Longitude
Gameleira	260590501	CEMADEN	-8°35'13"	-35°23'10"
Garanhuns	260600201	CEMADEN	-8°50'23"	-36°32'43"
Gravatá	260640801	CEMADEN	-8°09'23"	-35°35'49"
Jacuípe	39580000	ANA	-8°50'28"	-35°26'49"
Jaqueira 1	260795001	CEMADEN	-8°43'52"	-35°48'14"
Jaqueira 2	260795004	CEMADEN	-8°43'58"	-35°47'50"
Joaquim Nabuco	260820601	CEMADEN	-8°37'34"	-35°31'34"
Jurema	260840401	CEMADEN	-8°43'27"	-36°09'09"
Lajedo	260880001	CEMADEN	-8°36'59"	-36°18'09"
Maraial 1	260920401	CEMADEN	-8°46'59"	-35°48'40"
Maraial 2	260920402	CEMADEN	-8°53'02"	-35°44'53"
Palmares	39560000	ANA	-8°40'46"	-35°34'37"
Pedra	261080601	CEMADEN	-8°50'00"	-36°55'37"
Pesqueira	261090501	CEMADEN	-8°23'44"	-36°39'29"
Quipapa 1	261150701	CEMADEN	-8°49'48"	-36°00'47"
Quipapa 2	261150702	CEMADEN	-8°50'38"	-36°06'54"
Quipapa 3	261150703	CEMADEN	-8°48'14"	-36°05'35"
Rio Formoso 1	261190301	CEMADEN	-8°39'40"	-35°09'11"
Rio Formoso 2	261190302	CEMADEN	-8°38'24"	-35°16'12"
Saire	261200001	CEMADEN	-8°19'44"	-35°42'30"
Sanharó	261240601	CEMADEN	-8°13'50"	-36°21'08"
São Benedito do Sul	39540750	ANA	-8°48'58"	-35°56'02"
São Benedito do Sul	261290101	CEMADEN	-8°48'43"	-35°55'55"
São Bento do Una	261300801	CEMADEN	-8°31'28"	-36°28'35"
São Joaquim do Monte	261330501	CEMADEN	-8°30'09"	-35°50'26"
Tacaimbó	261470901	CEMADEN	-8°19'18"	-36°17'27"
Venturosa	261600101	CEMADEN	-8°33'36"	-36°48'58"
Xexeu	261650601	CEMADEN	-8°48'18"	-35°37'37"

Fonte: O Autor (2019).

Tabela 4: Postos pluviométricos discretizados usados na modelagem hidrológica.

Nome do Pluviômetro	Código	Órgão Responsável	Latitude	Longitude
Agrestina	00000552	CEMADEN	-8°27'30"	-35°56'31"
Água Preta	00000115	CEMADEN	-8°42'09"	-35°31'19"
Altinho	00000080	CEMADEN	-8°29'26"	-36°03'35"
Barra de Guabiraba	00000116	ANA	-8°25'08"	-35°39'35"
Barreiros	00000459	CEMADEN	-8°47'59"	-35°12'18"
Belém de Maria	00000106	CEMADEN	-8°37'29"	-35°50'29"
Belo Jardim	00000530	CEMADEN	-8°20'12"	-36°25'31"
Belo Jardim (Blituri)	00000020	ANA	-8°18'53"	-36°25'36"
Belo Jardim (Serravento)	00000223	ANA	-8°13'34"	-36°21'44"
Bonito (Vilabela)	00000464	CEMADEN	-8°28'27"	-35°47'01"
Cachoeirinha	00000469	CEMADEN	-8°29'02"	-36°14'17"
Calçados	00000286	CEMADEN	-8,°44'24"	-36°20'04"
Camocim	00000279	CEMADEN	-8,°19'03"	-35°44'30"
Canhotinho	00000282	CEMADEN	-8,°52'57"	-36°11'37"
Capoeiras	00000053	ANA	-8,°44'03"	-36°37'36"
Caruaru	00000287	CEMADEN	-8°14'24"	-35°54'36"
Caruaru (Ipa)	00000281	CEMADEN	-8°14'18"	-35,°54'57"

Continua

Tabela 4: Postos pluviométricos discretizados usados na modelagem hidrológica (Continuação).

Nome do Pluviômetro	Código	Órgão Responsável	Latitude	Longitude
Catende (Usina)	0000024	ANA	-8°40'00"	-35,°35'00"
Cortês	00000103	CEMADEN	-8°30'10"	-35°30'52"
Cupira	00000103	ANA	-8°36'14"	-35°57'04"
Ibirajuba	00000118	CEMADEN	-8°34'58"	-36°10'40"
Joaquim Nabuco	00000119	ANA	-8°37'34"	-35°31'34"
Jucati	00000157	CEMADEN	-8°42'24"	-36°29'34"
Jupi	00000157	CEMADEN	-8°42'45"	-36°25'00"
Jurema	00000482	CEMADEN	-8°43'12"	-36°08'35"
Lagoa dos Gatos	00000126	ANA	-8°39'24"	-35°54'18"
Lajedo	00000079	CEMADEN	-8°39'36"	-36°19'37"
Maraial	00000128	CEMADEN	-8°46'38"	-35°48'44"
Maraial (Usina)	00000392	CEMADEN	-8°46'59"	-35°48'40"
Palmares	00000316	ANA	-8°39'36"	-35°34'12"
Quipapa	00000121	CEMADEN	-8°49'39"	-36°00'45"
Sanharó	00000525	CEMADEN	-8°21'32"	-36°33'50"
São Benedito do Sul	00000114	CEMADEN	-8°48'43"	-35°55'55"
São Bento do Uma	00000188	CEMADEN	-8°31'37"	-36,°27'34"
São Caetano	00000021	CEMADEN	-8°19'42"	-36°08'15"
São José da Coroa Grande	00000122	CEMADEN	-8°53'45"	-35°08'59"
Tacaimbó	00000110	CEMADEN	-8°18'48"	-36°17'34"
Tamandaré	00000438	ANA	-8°45'56"	-35°18'51"
Venturosa	00000510	CEMADEN	-8°34'29"	-35°52'50"
Xexéu	00000152	CEMADEN	-8°48'18"	-35°37'37"

Fonte: O Autor (2019).

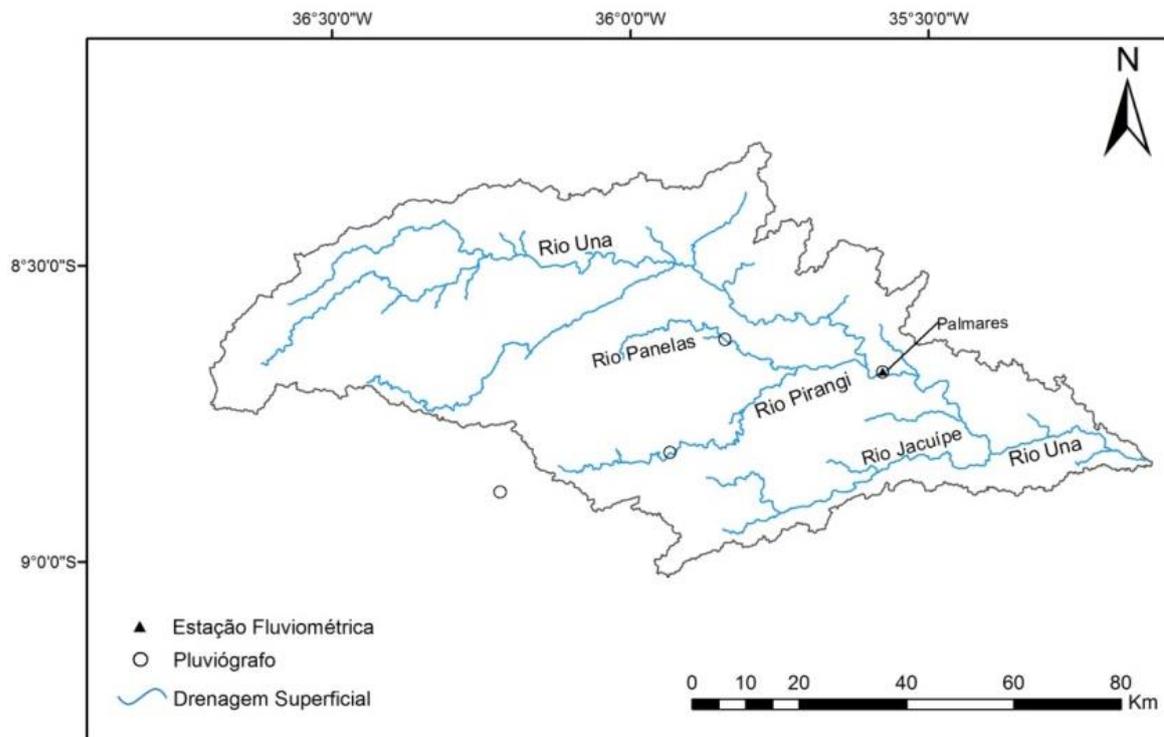
Tabela 5: Estações fluviométricas disponíveis para as modelagens.

Nome do Pluviômetro	Código	Órgão Responsável	Latitude	Longitude
Barreiros	39590000	ANA	-8°47'57"	-35°12'18"
Belém de Maria	39541000	ANA	-8°37'29"	35°50'29"
Cachoeirinha	39530000	ANA	-8°29'02"	36°13'59"
Catende	39550000	ANA	-8°40'43"	-35°43'24"
Jacuípe	39580000	ANA	-8°50'28"	-35°26'49"
Palmares	39560000	ANA	-8°40'46"	-35°34'37"
São Benedito do Sul	39540750	ANA	-8°48'58"	-35°56'02"

Fonte: O Autor (2019).

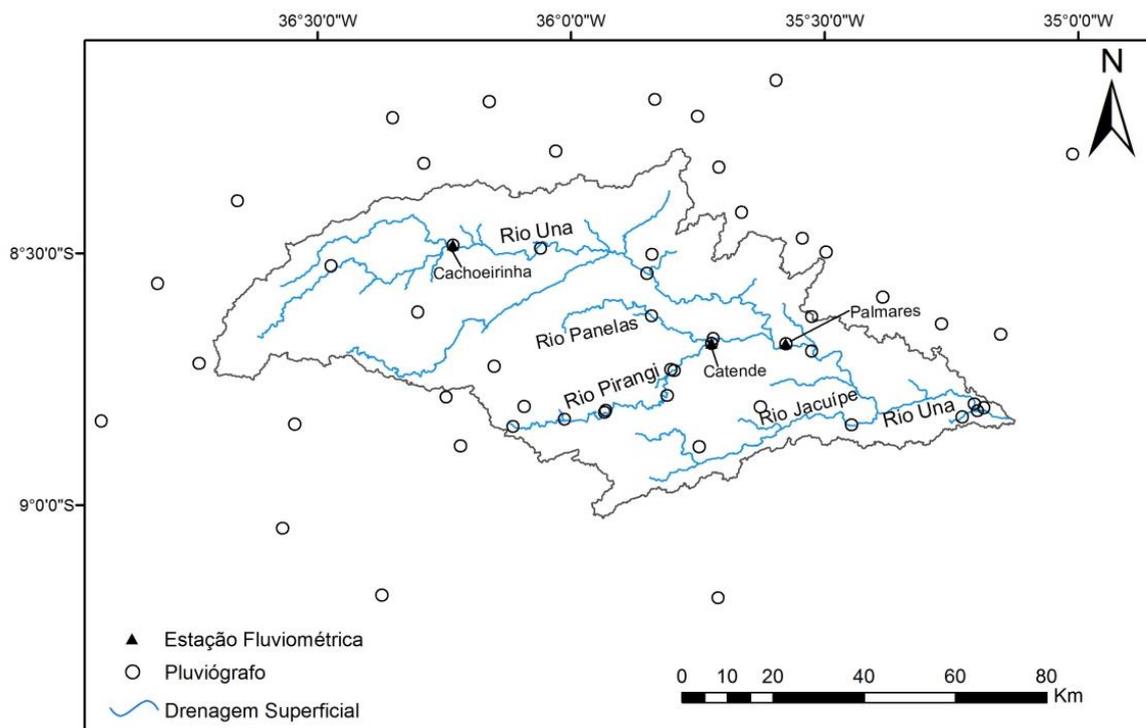
Nas Figuras 17, 18 e 19, encontram-se as localizações dos pluviógrafos, estações fluviométricas e pluviômetros com dados disponíveis na bacia do rio Una e suas proximidades para os anos de 2011 e 2017.

Figura 17: Localização dos pluviômetros e estações fluviométricas com dados disponíveis na bacia do rio Una no ano de 2011.



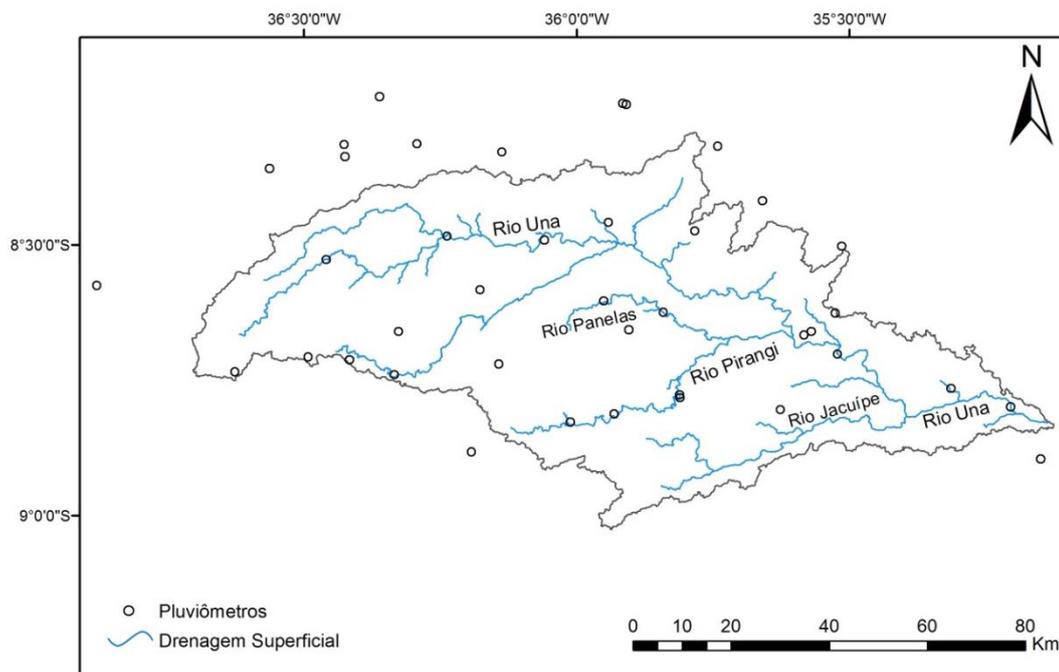
Fonte: O Autor (2019).

Figura 18: Localização dos pluviômetros e estações fluviométricas com dados disponíveis na bacia do rio Una no ano de 2017.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 19: Localização dos pluviômetros discretizados disponíveis na bacia do rio Una.



Fonte: O Autor (2019).

### 3.2.2 Processamento dos Dados

As simulações hidrológicas no HEC-HMS necessitaram da representação física da bacia, dos dados meteorológicos e do controle de especificações do intervalo de tempo da simulação. Os itens 3.2 e 3.2.1 apresentaram as duas entradas iniciais do programa. O controle de especificações foi apenas a determinação do período e o intervalo de tempo que foi simulado. A partir das séries históricas de precipitação e vazão, foi possível visualizar os eventos de cheia que ocorreram nos períodos de 2011 a 2017. Os maiores eventos ocorreram principalmente em 2011 e 2017. Por esse motivo, foram simulados dois eventos, o maior que ocorreu em maio de 2017 e um que aconteceu em maio de 2011.

A distinção para o intervalo de tempo das simulações para o ano de 2017 e 2011 existiu por causa dos registros dos pluviógrafos nesses períodos. Depois da definição de todas essas etapas no programa, foram escolhidos os métodos dos processos hidrológicos envolvidos nas transformações de chuva-vazão.

Existem quatro metodologias para analisar o histórico das precipitações no HEC-HMS: o método do hietograma especificado pelo usuário, que deve ter sido previamente avaliado fora do programa, o método dos pesos dos postos pluviométricos com e sem registros, em que os pesos podem ser determinados

pelos polígonos de Thiessen, o método do inverso do quadrado da distância entre os postos pluviométricos, que permite a utilização de postos com e sem registros (falhas), e o método de *grid*, que usa a chuva com dados de radar ou outras fontes com dados de chuva no formato *grid*.

É possível também a aplicação de outros quatro métodos para estimativa de precipitações: o método estatístico baseado na frequência da chuva intensa associada aos períodos de retorno que é excedida, o método da chuva de projeto para projetos padrões que envolvam inundação, o método de chuva hipotética do Soil Conservation Service (SCS), e o método de um hietograma hipotético especificado pelo usuário resultado de análises feitas fora do programa. (USACE, 2015).

Conforme a composição dos postos pluviométricos e da avaliação das falhas existentes nos períodos de estudo, foi escolhido utilizar o inverso do quadrado das distâncias dos postos pluviométricos. Essa metodologia é uma das mais populares entre os métodos determinísticos por causa da fácil implementação nos programas que usam interpolação de precipitação em bacias hidrográficas (CHEN *et al.*, 2015).

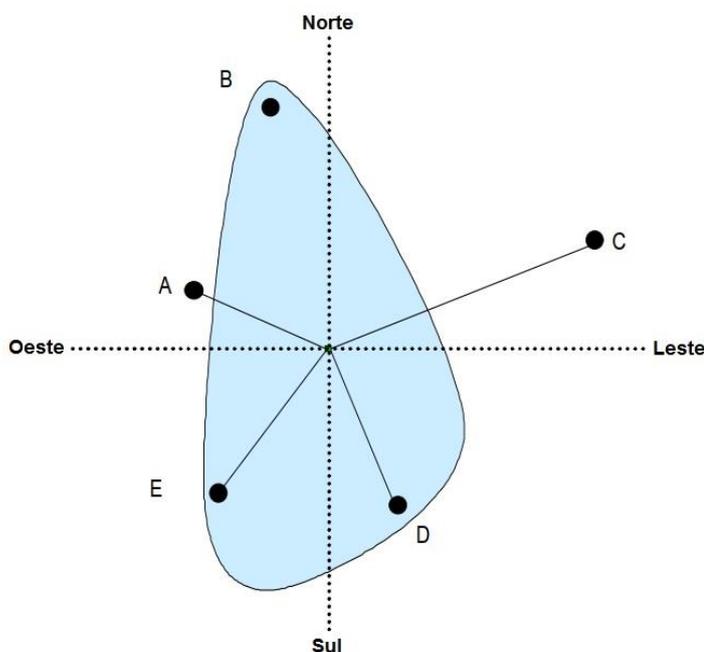
Vários estudos práticos demonstraram a aplicabilidade em eventos de chuva como podem ser vistos nos trabalhos de Chang *et al.* (2006) e em Chen e Liu (2012), em que foi exposta a minimização da diferença dos dados estimados e observados utilizando o inverso do quadrado da distância entre os postos pluviométricos.

O HEC-HMS utiliza um esquema de nós distribuídos dentro da bacia, permitindo a criação de uma resolução espacial adequada de precipitação para a área de estudo. O programa computa o hietograma em cada um dos nós utilizando os postos mais próximos deles. Os pesos de cada um dos pluviógrafos são designados e calculados na proporção do inverso do quadrado da distância entre o nó e o posto. Dois eixos são criados em cada nó e os postos mais próximos em cada quadrante determinado pelos eixos são usados (Figura 19). A Equação 1 apresenta o cálculo do peso (USACE, 2000):

$$w_c = \frac{\frac{1}{d_c^2}}{\frac{1}{d_c^2} + \frac{1}{d_a^2} + \frac{1}{d_b^2} + \frac{1}{d_d^2}} \quad (1)$$

onde  $w_c$  é o peso designado para o posto C,  $d_c$  é a distância entre o nó e o posto C,  $d_a$  é a distância entre o nó e o posto A,  $d_b$  é a distância entre o nó e o posto B,  $d_d$  é a distância entre o nó e o posto D. Da mesma forma, os pesos são computados para os outros postos (Figura 20).

Figura 20: Ilustração do esquema do cálculo do inverso do quadrado das distâncias.



Fonte: Adaptado de USACE (2000).

Determinados os pesos, o hietograma do nó no tempo  $t$  é calculado pela Equação 2.

$$p_{\text{nó}}(t) = w_a p_a(t) + w_b p_b(t) + w_c p_c(t) + w_d p_d(t) \quad (2)$$

onde  $p_{\text{nó}}$  é a precipitação interpolada no nó,  $p_a$  é o valor de precipitação no posto A e da mesma forma os outros valores de  $p$ .

Os elementos da bacia criados para a representação física requerem parâmetros para modelar os processos hidrológicos no HEC-HMS. No caso das sub-bacias, há vários modelos matemáticos que representam as perdas de precipitação, os métodos de transformação de chuva-vazão, e a adição do fluxo de base.

Os métodos matemáticos definidos para o modelo hidrológico foram provenientes inicialmente das modelagens realizadas na bacia do rio Una por Dantas (2012), Silva (2015) e Alves (2017). Contudo, nenhum dos trabalhos

anteriores utilizou dados sub-diários na propagação das cheias. Nesse contexto, a proposta inicial para esse estudo foi testar as mesmas metodologias do HMS para os dados sub-diários. Assim, foi necessário avaliar o comportamento de outros métodos disponíveis no programa para aplicações sub-horárias e horárias.

A seleção dos métodos de cobertura e superfície do solo faz parte dos modelos de perda de precipitação. A escolha é opcional para a modelagem e geralmente possui aplicações para simulações contínuas.

O componente *Canopy* no HEC-HMS está relacionado à interceptação, que é a componente que indica a presença das plantas na área de estudo, já que a vegetação intercepta parte da precipitação, reduzindo o valor que chega ao solo. Além da evaporação da água interceptada, há a transpiração da água absorvida do solo pelas plantas. Quando não se emprega essa opção no modelo, a sub-bacia não computa nenhuma interceptação e evapotranspiração. O componente *Surface* se refere à quantidade de água acumulada em depressões. A precipitação se acumula na superfície e infiltra de acordo com a capacidade do solo. O escoamento na superfície inicia quando a taxa de precipitação excede a taxa de infiltração e o armazenamento na superfície está completo. A água que ainda se encontra na superfície pode infiltrar após parar a chuva como também pode fazer parte da parcela de evapotranspiração.

Foram definidos os parâmetros do componente *Canopy*, que definem o valor inicial em percentual de armazenamento na vegetação no início da simulação, o máximo valor de armazenamento que pode ficar nas folhas em milímetros e o coeficiente de cultura, que relaciona a quantidade de água extraída do solo pelas plantas. No componente *Canopy*, toda a precipitação é interceptada até que o armazenamento esteja completo. Em seguida, toda a chuva restante cai no componente *Surface*. O reservatório do componente *Canopy* se enche de água quando ocorre a chuva e perde quando não está chovendo. Toda água perdida ocorre através dos valores de evapotranspiração potencial. A evapotranspiração é utilizada nos componentes da *Surface* e do solo caso ainda exista algum valor após o consumo da água no *Canopy*.

Na componente *Surface*, foram escolhidos os parâmetros de condição inicial em percentual do armazenamento nas depressões no início da simulação e o valor máximo de água em milímetros que pode ser mantido no solo antes que o

escoamento superficial inicie. O valor de armazenamento é especificado como uma profundidade efetiva.

Quando se trata da representação dos escoamentos na bacia, o programa se divide em quatro modelos: cálculo do volume de escoamento, escoamento superficial direto, fluxo de base e escoamento de canais. Os modelos de cálculo de volume se referem às perdas caracterizadas pela infiltração, dependendo também das componentes físicas *Canopy* e *Surface* definidas inicialmente. Já os modelos de cálculo de escoamento superficial direto são os que tratam da água que não infiltra ou não está armazenada e escoam sobre ou sob a superfície da bacia hidrográfica.

Há também modelos específicos para o fluxo de base, que se refere ao escoamento subterrâneo. Por último, existem as rotinas de cálculo para o escoamento unidimensional nos canais, que se relacionam com os elementos de trechos de rios do modelo físico, enquanto os outros três modelos são empregados com os elementos de sub-bacias (ver legenda da Figura 16).

Os componentes *Canopy* e *Surface*, apesar de não serem tão usuais em simulações de eventos, foram aplicados devido ao método de perdas selecionado. Existem doze opções de métodos de perdas no HEC-HMS, alguns são desenvolvidos principalmente para simulação de eventos e outros para simulações contínuas.

Há metodologias muito simples como os valores de déficit e perda constante e o valor inicial e perda constante, em que as perdas são computadas por apenas dois parâmetros em cada um deles. Há outros bastante usuais e conhecidos como a curva número do *Soil Conservation Service* (SCS) e o de perdas umidade do solo, *Soil Moisture Accounting* (SMA). Todos os métodos utilizam o princípio de conservação de massa, em que a soma de infiltração e precipitação restante na superfície é sempre igual ao total de precipitação de entrada.

Os cálculos que envolvem a infiltração nas sub-bacias ocorrem a partir de um método de perdas. Caso não se escolha um método de perdas então toda a precipitação é assumida como excesso e sujeita ao armazenamento na superfície e ao escoamento.

As perdas de infiltração nos elementos de sub-bacias foram realizadas pela metodologia de perdas por umidade do solo, chamado de *Soil Moisture Accounting Loss*. Esse método deve ser usado sempre com os das componentes *Canopy* e *Surface* que foram inicialmente escolhidos. O SMA utiliza camadas para representar

a dinâmica de movimento da água no solo. A superfície previamente definida armazena a precipitação e permite a infiltração após a chuva parar. As condições iniciais do solo devem ser especificadas em percentual de umidade nas camadas definidas, a taxa máxima de infiltração da superfície do solo, a taxa de impermeabilização da sub-bacia e a percolação. Em função da disponibilidade de dados, os parâmetros podem ser obtidos no processo de calibração.

Definidas todas as condições das perdas no modelo, os cálculos relacionado ao escoamento superficial é realizado pela escolha de um método de transformação nas sub-bacias. Existem oito metodologias disponíveis no programa, que incluem várias opções de hidrograma unitário, onda cinemática e distribuição linear. De modo geral, o programa fornece duas opções de métodos de transformação, os empíricos ou teóricos e os conceituais.

Os empíricos são tradicionalmente os modelos de hidrograma unitário (HU) que estabelecem uma ligação entre o escoamento e o excesso de precipitação sem maiores detalhes dos processos que ocorrem entre a mudança de precipitação para escoamento. Nesse caso, as equações e os parâmetros tem pouca significância física, já que eles são selecionados através de critérios de otimização dos resultados. Já o modelo conceitual de onda cinemática representa todos os mecanismos físicos de movimento do excesso da precipitação sobre a superfície da bacia e nos canais (USACE, 2000).

O método escolhido para a transformação chuva-vazão foi o Snyder HU sintético. O hidrograma unitário é bastante conhecido e empregado em vários estudos hidrológicos, relacionando o escoamento superficial com o excesso de precipitação. Essa teoria foi desenvolvida por Sherman (1932), em que foi estabelecido que criando apenas um hidrograma observado de uma chuva que dure um dia é possível calcular para a mesma bacia as vazões históricas correspondentes a uma precipitação de qualquer duração ou intensidade.

Alguns outros autores, Clark (1945), Body (1959) e Body (1962) descreveram mais princípios posteriormente, os quais se destacaram: a precipitação deve ocorrer em toda a bacia, a intensidade é constante no período de uma hora, a vazão é linearmente proporcional com a chuva, o período do ano que ocorre a precipitação não influencia no processo de transformação e o período entre o fim do hidrograma e o ponto final do escoamento superficial é constante. Os trabalhos de Yue e Hashino (2000) e Harto, Yudiyanti e Coenraad (2012) são bons exemplos do

emprego dos hidrogramas unitários em diversos estudos de modelagem de escoamento.

A rotina de cálculo do escoamento superficial pelo hidrograma unitário é realizada através da Equação 3. O programa usa o excesso de precipitação discretizado em pulsos, que equivalem a cada intervalo de tempo conhecido.

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (3)$$

onde  $Q_n$  é o hidrograma da chuva no tempo  $n\Delta t$ ,  $P_m$  é o excesso de precipitação no intervalo de tempo  $m\Delta t$  até  $(m+1)\Delta t$ ,  $M$  é o total de pulsos discretizados da chuva, e  $U_{n-m+1}$  é a ordenada do hidrograma unitário no tempo  $(n-m+1)\Delta t$ .

Os valores de  $Q$  e  $P$  são expressos em vazão e profundidade, e  $U$  possui dimensões de vazão por unidade de profundidade. No uso da Equação 3, são adotados os princípios citados de Clark (1945) e Body (1959). Além disso, assume-se o princípio do tempo e invariância de modo que o hidrograma do escoamento resultante de um dado excesso incremental de chuva é independente do seu tempo de ocorrência e da precipitação antecedente. Por último, os excessos de chuva de duração igual são tomados para criação de hidrogramas com tempos de base equivalentes, não importando a intensidade da precipitação.

O método Snyder escolhido para transformação de chuva-vazão utiliza o hidrograma unitário sintético. A metodologia padrão requer a estimativa dos parâmetros pelo usuário. A abordagem mais comum foi empregada nesse processo, que consistiu na determinação dos parâmetros de acordo com os dados de precipitação e vazão observados da bacia.

As informações necessárias para o método foram o tempo de pico em horas, que corresponde ao tempo entre o centroide de massa da precipitação e o pico do hidrograma resultante, e o coeficiente de pico, que se relaciona com a declividade do hidrograma resultante de uma precipitação unitária. Existem muitas relações desenvolvidas em diferentes regiões para estimar o valor de tempo de pico conforme as características das sub-bacias. Já o coeficiente de pico varia tipicamente de 0,4 a 0,8, em que valores menores estão associados com uma maior declividade dos hidrogramas. É estimado de acordo com avaliação do usuário ou possivelmente por características físicas da bacia que foram desenvolvidas localmente.

No trabalho de Snyder (1938), foram selecionados os parâmetros de tempo de concentração da bacia, o pico da vazão e o tempo de base total como as características críticas de um hidrograma unitário. Ficou determinado que o HU padrão possui o tempo de pico  $t_p$  equivalente a 5,5 vezes a duração da chuva  $t_r$ . Portanto, se a duração for especificada, o tempo de pico e conseqüentemente o tempo do pico do HU pode ser encontrado. Ainda foi descoberto que o tempo de pico do hidrograma unitário padrão e o valor do pico por unidade de excesso de precipitação por unidade de área da bacia estão relacionados pela Equação 4.

$$\frac{U_p}{A} = C \frac{C_p}{t_p} \quad (4)$$

onde  $U_p$  é o pico do HU padrão,  $A$  é a área de drenagem da bacia hidrográfica,  $C_p$  é o coeficiente do pico do HU e  $C$  é uma constante de conversão, equivale a 2,75 no SI.

Dessa forma, o modelo de Snyder HU requer a especificação do tempo de pico das sub-bacias e o coeficiente de pico para solução da Equação 4 e encontrar o pico do hidrograma unitário. Na estimativa do tempo de pico ( $t_p$ ), Snyder propôs uma equação que relaciona um coeficiente de área e declividade da bacia com as distâncias do canal para o exutório e centroide da bacia. Esse coeficiente de área e declividade chega a variar em até 0,4 em regiões montanhosas ou com alta declividade e 8 em locais de baixas declividades. Além dessa e de outras equações, outros estudos estimam o tempo de pico através do tempo de concentração de uma bacia, que se caracteriza pelo tempo de escoamento do ponto mais extremo na bacia até seu exutório, facilitando a estimativa a partir de simples modelos dos processos hidráulicos. Nesse caso, muitos trabalhos indicam que o tempo de pico varia entre 50 a 75% do tempo de concentração ( $t_c$ ). Neste trabalho, optou-se por calcular os tempos de picos por meio da relação  $t_p = 0,6t_c$ . Já a estimativa dos coeficientes de pico foi efetuada pelo processo de calibração e verificação do modelo.

Como as áreas das sub-bacias já são conhecidas a partir da discretização no modelo hidrológico, o outro termo necessário é o tempo de concentração de cada sub-bacia para o cálculo da vazão. O tempo de concentração ( $t_c$ ) em minutos de cada sub-bacia foi calculado pelo método de Kirpich (Equação 5).

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (5)$$

onde  $L$  é o comprimento do rio através do caminho mais longo em quilômetros e  $H$  é a diferença de cotas do ponto mais distante e o exutório de uma sub-bacia (m/m).

Antes da escolha do método Snyder HU para as simulações dos eventos, a metodologia do Soil Conservation Service (SCS) foi testada. Foi a primeira escolha, já que se trata de um modelo bastante popular, de fácil aplicação e foi utilizado nas aplicações anteriores na bacia do Una. O SCS calcula o hidrograma unitário através da Equação 6.

$$U_p = C \frac{A}{t_p} \quad (6)$$

onde  $U_p$  é o pico do HU padrão,  $A$  é a área de drenagem da bacia hidrográfica e  $C$  é uma constante de conversão, equivale a 2,08 no SI. Nesse caso, o tempo de pico  $t_p$  é relacionado com a duração do excesso de precipitação unitário a partir da Equação 7.

$$t_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \quad (7)$$

onde  $\Delta t$  é a duração do excesso de precipitação, que corresponde ao intervalo computacional da simulação e  $t_{lag}$  é o tempo da diferença entre o centro de massa do excesso de precipitação e o pico do HU. Do mesmo modo que no método de Snyder HU, o  $t_{lag}$  é estimado com equivalência a 60% do tempo de concentração das sub-bacias. Após avaliação dos resultados dos dois métodos, o Snyder HU foi empregado em todas as simulações dos eventos.

Após selecionados todos os métodos necessários para os elementos de sub-bacia, foi determinada a metodologia para os elementos de trechos de rios, que correspondem ao fluxo d'água nos canais. Os elementos de trecho possuem um ou mais escoamentos entrando e apenas um saindo dele. Essa combinação de escoamentos que convergem em um trecho de rio é calculada por um dos sete diferentes métodos disponíveis no programa. Além disso, a rotina de cálculo das metodologias inclui uma abordagem das equações de escoamentos transientes. Se

nenhum método fosse selecionado, cada trecho de rio propagaria o fluxo d'água instantaneamente e sem atenuação.

O método selecionado para todos os elementos de trechos de rios no HEC-HMS foi o Muskingum-Cunge. Apesar de o método clássico de Muskingum ser bastante popular, os parâmetros são difíceis de estimar e possuem hipóteses que frequentemente diferem das condições dos canais naturais. Nesse sentido, o modelo Muskingum-Cunge superou todas essas limitações.

O Muskingum-Cunge foi um desenvolvimento do modelo de Muskingum, em que os parâmetros são baseados em dados hidráulicos, como a declividade, largura e comprimento do canal, em vez de utilizar o histórico de dados das vazões de cheia. Isso permitiu a aplicação da rotina em rios sem dados de chuva ou vazão (CUNGE, 1969; PONCE *et al.*, 1996). Além disso, através da incorporação de melhorias por outros autores, principalmente as de Ponce e Yevjevich (1978) e Ponce e Chaganti (1994), o modelo passou a ser mais usual nas rotinas dos programas de modelagens em trabalhos com estudos hidráulicos. Estudos como os de Sajikumar *et al.* (2015) e Reggiani *et al.* (2016) usaram variações da metodologia respectivamente para aplicação em um sistema de controle de escoamento e para comparação com programas como o HEC-RAS nas soluções das equações.

A rotina de Muskingum-Cunge utiliza a combinação das equações da conservação de massa e a conservação da quantidade de movimento. O método representa a atenuação de ondas de cheia, que corresponde à translação da onda e redução da vazão de pico devido às características do escoamento como a celeridade ou tempo de retardo e o armazenamento na calha do rio.

Os parâmetros utilizados pelo HEC-HMS para a propagação das cheias nos trechos dos rios foram o comprimento, declividade, o coeficiente de Manning do canal e por último a forma, dimensões e inclinações da seção transversal. Uma série de passos através da combinação das equações são seguidos pelo programa, utilizando uma aproximação linear por Miller e Cunge (1975) em função da celeridade da onda e coeficiente hidráulico em função da largura da superfície da água, vazão e declividade do canal. Em seguida, os passos finais se baseiam no cálculo de iterações de variações de tempo ( $\Delta t$ ) e distância ( $\Delta x$ ), em que o intervalo de tempo é definido no controle de especificações da simulação e a variação da distância é calculada de acordo com o  $\Delta t$  e um coeficiente em função dos parâmetros de entrada para o modelo.

Finalizadas todas as etapas de cálculo, o modelo calcula a vazão propagada em função dos parâmetros citados e das vazões de entrada, do fluxo de base e do pico conforme a Equação 8.

$$Q_o = Q_B + \frac{1}{2}(Q_{\text{pico}} - Q_B) \quad (8)$$

onde  $Q_o$  é a vazão de referência usada para o cálculo de propagação e calculada pelo hidrograma de entrada no elemento do trecho do rio,  $Q_B$  é o fluxo de base e  $Q_{\text{pico}}$  é a vazão de pico do hidrograma de entrada calculado pelas metodologias para os elementos de sub-bacias.

Todas as equações descritas anteriormente fizeram parte das rotinas do HEC-HMS para as determinações dos hidrogramas nos elementos de trechos de rios e sub-bacias. Após inseridos os dados de entrada e selecionados todos os procedimentos e métodos citados da representação física da bacia, dos dados meteorológicos, dos processos hidrológicos envolvidos e do controle de especificações da simulação, foram criados três modelos.

O primeiro modelo simulou o evento de maio de 2017 com os dados de pluviógrafos a cada 15 minutos, o segundo, o evento de maio de 2017 com os dados de pluviômetros discretizados a cada 15 minutos, e o terceiro, o evento de maio de 2011 com os pluviômetros discretizados a cada hora. Em todos os três modelos os mesmos métodos apresentados no item 3.2.2 de processamento dos dados foram aplicados. Por fim, o HEC-HMS gerou os hidrogramas referentes aos períodos simulados para todas as sub-bacias para as três modelagens.

### 3.2.3 Calibração do Modelo Hidrológico

Cada modelo dos programas de simulações hidrológicas possui uma série de parâmetros. Esses parâmetros foram especificados pelas características da bacia ou estimados para os cálculos dos escoamentos e hidrogramas. Alguns critérios das estimativas foram por observação ou medidas dos próprios atributos da bacia. Um exemplo de parâmetro que envolveu estimativas foi o coeficiente de pico ( $C_p$ ) do método de Snyder HU, que não tem nenhuma medida física direta. Nesse caso e

nos outros relacionados, a solução apropriada para determinar os valores foi através da calibração a partir dos dados observados de vazão na bacia.

Os procedimentos básicos seguidos para calibração conforme USACE (2000) no HEC-HMS foram os seguintes:

- a) Foram inseridos os dados observados de vazão nas respectivas estações fluviométricas representadas no modelo físico da bacia do rio Una;
- b) Foram estimados todos os valores dos parâmetros para simulação inicial de acordo com algumas especificações dos próprios métodos que indicaram as faixas para variação e a partir de alguns trabalhos similares a esse;
- c) Foram realizadas as simulações iniciais e comparados os hidrogramas obtidos com os dados observados;
- d) Em todas as simulações foram necessários ajustes dos parâmetros estimados para melhorar os resultados e aproximá-los dos observados. Essa etapa se repetiu até que se encontrassem resultados suficientemente satisfatórios para o modelo.

Nesse processo de calibração, os parâmetros aplicados pelo projeto anterior com uso de dados diários para a bacia do rio Una em Alves (2017) foram testados. Essa etapa ocorreu da mesma forma que na escolha das metodologias numéricas do programa. A proposta inicial foi começar do projeto consolidado do Una com bons desempenhos dos resultados apresentados para os dados diários. Em seguida, avaliar os resultados alcançados para as simulações sub-diárias. Por último, determinar as alterações necessárias de métodos e parâmetros para então desenvolver a modelagem com intervalos sub-horários e horários.

A calibração dessas modelagens foi realizada de maneira iterativa conforme os procedimentos citados acima. O evento de cheia usado como projeto inicial foi o ocorrido em maio de 2017 com simulação dos pluviógrafos. Os métodos e parâmetros simulados nesse modelo inicial de maio de 2017 foi empregado para os outros dois modelos, maio de 2017 e maio de 2011 com pluviômetros discretizados.

Alguns pressupostos relatados em USACE (2000) para os passos de calibração foram seguidos neste estudo:

- a) A precipitação e a vazão observadas devem ser do mesmo evento, em que a série do escoamento deve representar todo o fluxo d'água proveniente da série de chuvas inserida.
- b) Os dados de precipitação devem fornecer cobertura espacial adequada da bacia hidrográfica para o cálculo da precipitação média do evento.
- c) Os volumes do hidrograma e do hietograma devem ser similares, pois se o volume do escoamento for inferior, mais água está se perdendo por infiltração, caso contrário, a água está sendo armazenada.
- d) A duração da precipitação deve exceder o tempo de concentração da bacia para que fique assegurado que toda a região de montante da bacia está contribuindo com o escoamento. Dessa forma, a duração do hidrograma a jusante é suficientemente longa para que todo o volume se aproxime do valor de montante.
- e) As séries dos hidrogramas de montante e jusante devem representar o escoamento do mesmo período.
- f) O volume do hidrograma de entrada, montante, deve se aproximar do volume de do hidrograma de saída, jusante.

O processo de calibração e verificação exige uma avaliação numérica dos gráficos resultantes para relacionar os desempenhos obtidos. Existem vários índices que podem facilitar a comparação dos hidrogramas observados com os hidrogramas resultantes das simulações. O HEC-HMS inclui algoritmos para determinação dos parâmetros do modelo para buscar o melhor valor do índice escolhido, buscando a função objetivo. Essas funções são usadas em todas as simulações realizadas e apresentadas como erros no comparativo entre dados simulados e realizados. As escolhas das funções possíveis no programa são:

- a) A soma absoluta dos erros: compara as ordenadas do hidrograma calculado com o observado com pesos equivalentes. São calculadas as diferenças entre os dois, que podem ser positivas ou negativas, superestimando ou subestimando os valores do escoamento. Essa função mede o quanto os picos, volumes e tempos de pico dos hidrogramas se aproximam entre si. Desse modo, o valor zero para essa função ocorre quando os hidrogramas calculados e observados são exatamente iguais. A Equação 9 apresenta a função objetivo calculada pela soma absoluta dos erros absolutos (STEPHENSON, 1979):

$$Z = \sum_{i=1}^{NQ} |q_o(i) - q_s(i)| \quad (9)$$

onde Z é a função objetivo, NQ é o número de valores do hidrograma calculado,  $q_o(i)$  são as vazões observadas e  $q_s(i)$  são as vazões calculadas.

b) A soma dos erros residuais quadráticos: comumente usada para a calibração dos modelos, compara as vazões do hidrograma usando as diferenças quadráticas como medida de aproximação entre o observado e calculado. Nesse caso, as diferenças entre o simulado e observado são mais evidentes que no método anterior. Essa função também mede a diferença na magnitude dos picos, volumes e tempo de pico dos hidrogramas. A Equação 10 apresenta a função objetivo calculada pela soma dos erros residuais quadráticos (DISKIN e SIMON, 1977):

$$Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_o(i) - q_s(i)]^2 \quad (10)$$

c) Percentual de erro no pico: compara apenas a aproximação entre os picos de vazão observados e calculados. Não reflete os erros no volume do pico, quantificando só a justaposição da diferença absoluta dos valores em termos percentuais. A aplicação dessa função seria para casos de estudos de planejamento ou projetos que se limitam ao uso do pico de vazão, como na gestão das áreas de inundação.

d) Erro médio quadrático do pico com pesos designados: compara o quadrado das vazões dos hidrogramas e utiliza pesos para as diferenças entre elas. O peso é proporcional à magnitude do valor, vazões maiores que a média são atribuídos pesos maiores que 1 e as menores, pesos inferiores a 1. Nesse sentido, o pico possui o maior valor de peso e a média também faz parte desse cálculo. Essa também mede a diferença na magnitude dos picos, volumes e tempo de pico dos hidrogramas.

Vários trabalhos aplicam as metodologias de cálculo dos erros citadas. Yue e Hashino (2000) utilizaram o erro absoluto para os picos de vazão e a soma dos erros absolutos para todas as vazões. No HEC-HMS, são indicados em cada um dos hidrogramas calculados comparados com os dados observados o erro médio

absoluto (MAE) e o erro quadrático médio (RMSE) de acordo com as equações apresentadas nos itens “a” e “b” anteriormente.

No cálculo, o programa divide as equações 9 e 10 pela quantidade de resultados do hidrograma calculado. Isso facilitou os ajustes no processo comparativo que se deu durante a calibração do modelo. Inicialmente, a visualização gráfica dos hidrogramas permitiu a noção do que foi superestimado ou subestimado para que os parâmetros fossem ajustados em cada repetição dos procedimentos de calibração.

O HEC-HMS também apresenta o cálculo da eficiência do modelo por Nash-Sutcliffe (NSE). É comumente usado em modelos de previsão de processos hidrológicos, avaliando o quanto o hidrograma calculado se aproxima do observado. O NSE é equivalente à regressão linear determinada pelo coeficiente de determinação ou  $R^2$ , que varia de 0 a 1. Contudo o NSE pode variar de  $-\infty$  a 1, em que valores menores ou iguais a zero possuem resultados distantes dos valores observados (NASH, SUTCLIFF, 1970). A Equação 11 a seguir mostra como foi calculado o NSE.

$$NSE = 1 - \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (q_o(i) - q_s(i))^2}{\sum_{i=1}^n (q_o(i) - q_{méd})^2} \right] \quad (11)$$

onde  $n$  é o número de valores observados,  $q_o(i)$  são as vazões observadas,  $q_s(i)$  são as vazões calculadas e  $q_{méd}$  é a média das vazões observadas avaliadas para o NSE.

O percentual de tendência ou Pbias foi outra forma usada para identificar a convergência das séries calculadas de vazão com as observadas. Nesse caso, o melhor valor de Pbias é zero, valores percentuais negativos indicam dados calculados subestimados e caso contrário, superestimados (GUPTA *et al.*, 1999).

A Equação 12 indica como o Pbias foi determinado. Singh *et al.* (2005) recomendou um modelo estatístico de avaliação através do quociente da raiz do erro quadrático médio (RMSE) pela raiz do desvio padrão dos dados observados, denominando como RSR (Equação 13). Esse método inclui os benefícios do cálculo de erro como também de um fator de escala ou de normalização dos dados. O RSR

possui o valor ótimo igual a zero, indicando que não houve erro (RMSE) ou variação residual dos dados simulados. Quanto mais próximo de zero o valor de RSR, menor o RMSE e conseqüentemente os resultados das simulações.

$$P_{bias} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (q_o(i) - q_s(i)) 100}{\sum_{i=1}^n (q_o(i))} \right] \quad (12)$$

$$RSR = \left[ \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (q_o(i) - q_s(i))^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (q_o(i) - q_{méd})^2}} \right] \quad (13)$$

onde  $n$  é o número de valores observados,  $q_o(i)$  são as vazões observadas,  $q_s(i)$  são as vazões calculadas e  $q_{méd}$  é a média das vazões observadas.

O desempenho dos hidrogramas simulados calculado através das eficiências ou erros necessita de uma metodologia classificatória para designação de faixas aceitáveis para as simulações. Moriasi *et al.* (2007) desenvolveu um estudo para recomendar valores de desempenho para as simulações em bacias hidrográficas. O autor avaliou as performances de valores recomendados na literatura e em diversos trabalhos relacionados à calibração e verificação com aplicações de modelagem em bacias. Foram selecionados os modelos estatísticos que calculam os erros e as tendências entre os resultados observados e calculados dos modelos. As orientações finais baseada nos resultados do trabalho são faixas de valores de NSE e  $P_{bias}$  para as calibrações e validações das simulações de escoamento diárias e mensais.

A Tabela 6 se refere aos valores mínimos e máximos do NSE e  $P_{bias}$  para calibração e validação dentre vários trabalhos e literatura compilados no artigo de Moriasi *et al.* (2007). Foram avaliados 92 estudos de calibração para os valores de NSE diários, 33 para os NSE mensais e 72 para o  $P_{bias}$  de dados diários. A amostragem para validação foi de 128 trabalhos para o NSE diário, 70 para o mensal e 82 para o  $P_{bias}$  diário.

Tabela 6: Faixa de valores diários e mensais de NSE e Pbias para avaliação da calibração e validação das modelagens de escoamentos.

Critério	Calibração		Validação	
	Diário	Mensal	Diário	Mensal
NSE	-0,23 a 0,95	0,14 a 0,91	-1,81 a 0,89	-3,35 a 0,93
Pbias (%)	-20,9 a 24,4	-	-155,6 a 47,2	-

Fonte: Adaptado de Moriasi et al. (2007).

A Tabela 7 descrita por Moriasi et al. (2007) indicou faixas de valores para os erros com simulações mensais. Pela própria Tabela 6 e considerando os valores da Tabela 7, compreende-se que simulações sub-diárias podem atingir faixas menores do que foi listado. Assim, essas faixas de valores de NSE e Pbias podem ser usadas como critério inicial de avaliação. Os valores para simulações com intervalos de tempo de 15 minutos e horários são mais conservadores que esses desempenhos citados devido à maior quantidade de falhas nos dados observados comparados e pela maior dificuldade de calibração dos parâmetros.

Tabela 7: Valores de desempenho recomendados para simulações mensais.

Desempenho	NSE	Pbias (%)	RSR
Ótimo	$0,75 < NSE \leq 1,00$	$Pbias < \pm 10$	$0 \leq RSR \leq 0,5$
Bom	$0,65 < NSE \leq 0,75$	$\pm 10 \leq Pbias \leq \pm 15$	$0,5 < RSR \leq 0,6$
Satisfatório	$0,50 < NSE \leq 0,65$	$\pm 15 \leq Pbias \leq \pm 25$	$0,6 < RSR \leq 0,7$
Insatisfatório	$NSE \leq 0,50$	$Pbias \geq \pm 25$	$RSR > 0,7$

Fonte: Adaptado de Moriasi et al. (2007).

Outro artifício comumente usado para conhecimento da aproximação dos dados calculados e observados é a reta de dispersão, em que plotados os pontos mais próximos da reta indicam valores similares aos reais, abaixo da reta são os valores subestimados e acima superestimados nos hidrogramas calculados pelo programa. Assim como a reta de dispersão, é possível a visualização da série dos erros residuais, que indicam a diferença entre os fluxos calculados e observados. Nesse caso, os valores próximos a zero são os mais realistas na comparação das vazões calculadas e observadas. Os valores de Pbias conseguem avaliar essa

indicação da reta de dispersão junto com o RSR. Esses dois erros possibilitem avaliar o desvio de cada dado simulado em função dos observados numericamente.

Na bacia do rio Una, destacaram-se as calibrações dos parâmetros do Snyder HU e do SMA. O coeficiente de pico e a infiltração tiveram maiores alterações dos resultados dos hidrogramas calculados na bacia. O coeficiente de pico seguiu a variação indicada no HEC-HMS, que poderia ter valores de 0,1 a 1,0 e a taxa máxima de infiltração foi baseada em algumas características da bacia definidas em Alves (2017) junto com informações do estudo realizado em McEnroe (2010).

O autor McEnroe (2010) testou diversos cenários com o método SMA e os efeitos nos escoamentos resultantes através da variação dos parâmetros de armazenamento inicial do solo em termos percentuais, armazenamento do solo em milímetros, taxa máxima de infiltração em milímetros por hora, impermeabilização em percentual, e do intervalo das simulações. Foi recomendado nesse estudo o uso de maiores valores nas taxas de infiltração quando se trabalha com intervalos de tempo inferiores a um dia, de modo que com um intervalo de 60 minutos, as taxas de infiltração usadas foram de até 13 milímetros por hora e no intervalo de 15 minutos de até 19 milímetros por hora.

Outros estudos como de Saleh *et al.* (2011), que utilizou taxas de infiltração por tipo de solo no método de perdas do SCS, e a calibração e validação da modelagem desenvolvida por Han *et al.* (2015) também foram analisados para a definição das faixas de valores máximos de taxas de infiltração para os elementos da sub-bacias.

### **3.3 Modelagem Hidráulica Unidimensional**

A análise sub-diária dos eventos extremos de cheia na bacia do rio Una após as simulações hidrológicas e calibração inicial no HEC-HMS foi realizada através do modelo hidrodinâmico do *Hydrologic Engineering Center - River Analysis System* (HEC-RAS) criado pelo USACE. Nessa modelagem, foi usado o projeto anterior de Alves (2017) para o desenvolvimento dos escoamentos com dados sub-diários dos rios na bacia em estudo. Os resultados foram avaliados também em acordo com os dados observados de vazão e nível d'água. Por último, foi realizada

uma calibração e verificação simultânea das modelagens hidrológica e hidrodinâmica.

Da mesma forma que no modelo hidrológico, os parâmetros definidos para o modelo hidrodinâmico 1D com dados diários de Alves (2017) foram testados inicialmente para o intervalo de simulações sub-diárias. O modelo unidimensional de Alves (2017) obteve bons desempenhos em suas simulações para o mapeamento das inundações e cálculo do amortecimento das barragens de controle de cheias. Portanto, a metodologia seguiu desse contexto para em seguida realizar as alterações conforme as dificuldades que surgiram para as simulações sub-diárias.

O HEC-RAS possui a maior parte das metodologias no que se refere às simulações de vários tipos de escoamentos, transporte de sedimentos e modelagem da qualidade de água. Os dados necessários na criação do modelo foram: dados geométricos relacionados aos rios que compõem a bacia, dados sobre o escoamento e o controle de especificações do intervalo de tempo simulado (USACE, 2016b).

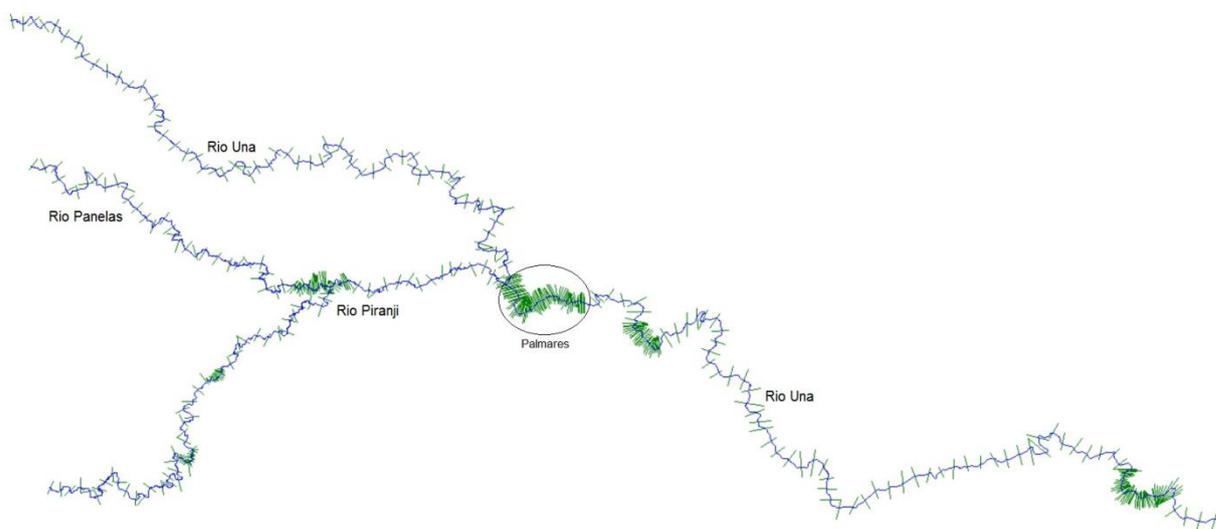
O HEC-RAS foi desenvolvido para executar modelagem unidimensional, bidimensional ou combinadas de canais naturais e artificiais. A interface do programa oferece funções de manipulação de arquivos, edição e entrada de dados com interface de Sistema de Informações Geográficas (SIGs), análises de escoamentos, tabulação e visualização gráfica de dados de entrada e resultados, mapas de inundação e animações de propagação da água e relatórios das análises realizadas. As componentes de escoamento disponíveis são: escoamentos permanentes, que calculam a superfície da água para fluxos d'água permanentes gradualmente variados, escoamentos transientes, que podem ser calculados nos modos unidimensional, bidimensional ou combinado, e transporte de sedimentos com inclusão das análises de qualidade de água.

Duas etapas básicas são necessárias para realização de uma simulação hidrodinâmica no modelo. A primeira etapa consistiu na geometria unidimensional da bacia do rio Una. Os dados são compostos de todos os trechos de rios, afluentes e rio principal, e das seções transversais, que contêm as informações de elevações do terreno, definição das margens dos canais e dos coeficientes de Manning. Como a geometria usada por Alves (2017) se mostrou viável nas simulações hidrodinâmicas 1D, as mesmas informações geométricas dos rios foram empregadas para as simulações sub-diárias.

Nas Figuras 21 e 22, estão mostrados alguns dos esquemas geométricos do rio Una em seu encontro com o afluente Pirangi e um exemplo de seção transversal de Palmares e suas informações usadas para a modelagem conforme o projeto de Alves (2017).

Na Figura 21, a quantidade maior de seções transversais em alguns trechos foi criada para um maior detalhamento do escoamento nessas regiões, já que os resultados são visualizados a partir dessas seções.

Figura 21: Esquema geométrico do HEC-RAS para as simulações hidrodinâmicas 1D.

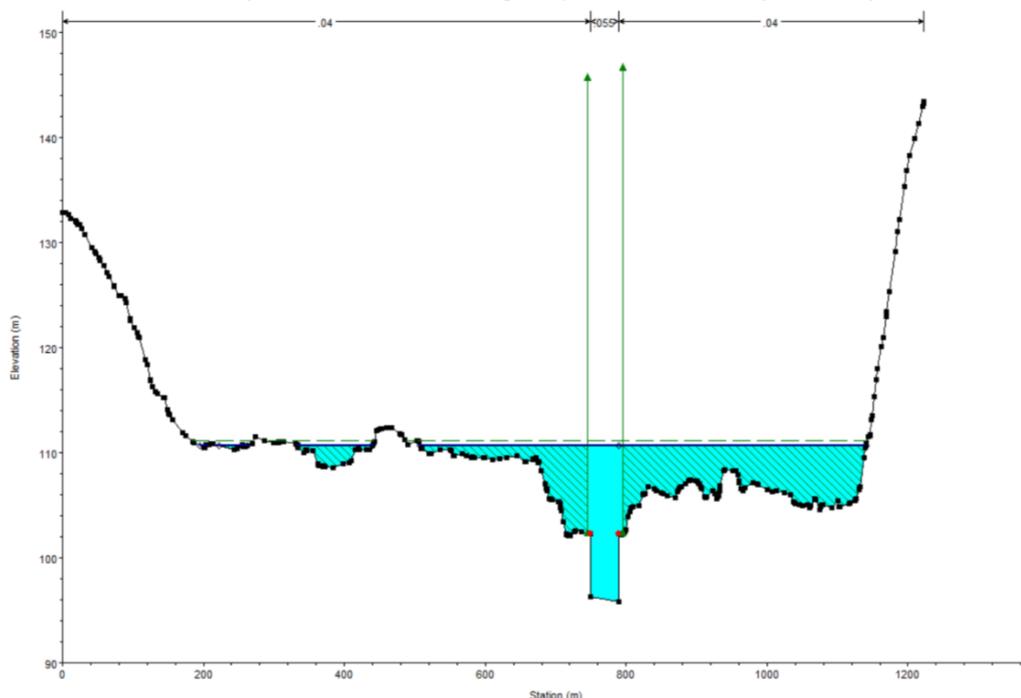


Fonte: Adaptado de Alves (2017).

A Figura 22 é um exemplo típico das seções transversais usadas no HEC-RAS após uma simulação de escoamento unidimensional. Nelas estão os dados de elevação do terreno, comprimento da seção, coeficientes de rugosidade na parte superior e na região azul a representação do nível d'água escoado.

A segunda etapa para execução das simulações hidráulicas foi a adição das condições de contorno no que se refere ao escoamento que foi simulado. As vazões de entrada utilizadas no modelo hidrodinâmico 1D foram todas derivadas das simulações hidrológicas sub-diárias do HEC-HMS após as calibrações iniciais realizadas em alguns parâmetros já discutidos na metodologia do modelo hidrológico. Os dados de entrada para o escoamento foram os hidrogramas resultantes nos trechos de rios simulados no modelo hidrológico. Esses hidrogramas foram inseridos nas seções transversais do HEC-RAS de acordo com a localização dos seus trechos.

Figura 22: Seção transversal simulada de um escoamento típica do HEC-RAS com valores de elevação do terreno (*Elevation*), comprimento (*Station*) e coeficientes de Manning atribuídos ao canal e as planícies de inundação (localizados na parte superior da imagem).



Fonte: Adaptado de Alves (2017).

Outras condições de contorno são necessárias para estabelecer o início do perfil da superfície da água no final do rio. Uma delas é o valor inicial da superfície da água para as rotinas de cálculos das simulações hidrodinâmicas. Esse valor foi aplicado conforme a grandeza da vazão observada em cada um dos trechos de rios modelados.

Por último, deve ser escolhido o tipo de regime de escoamento a ser simulado, permanente ou transiente e subcrítico ou misto. No regime misto, há possibilidade de alterações para fluxos d'água críticos e supercríticos. Após todos os dados inseridos, vazões oriundas dos hidrogramas, coeficiente de Manning e aplicações dos regimes de escoamentos desejados, foram executadas as simulações dos eventos de maio de 2017 com os resultados hidrológicos com dados dos pluviógrafos e dos pluviômetros discretizados, e do evento de abril de 2011 com os dados dos pluviômetros discretizados.

Nas simulações hidrodinâmicas do rio Una e afluentes, foram escolhidas as rotinas de cálculo para escoamentos transientes, que se aproximam mais dos fluxos d'água naturais em rios. As equações de escoamentos transientes usadas na computação do HEC-RAS são regidas pelos princípios da conservação de

movimento e da continuidade. As formas finais das equações de quantidade de movimento e da continuidade usadas estão apresentadas respectivamente nas Equações 14 e 15.

$$gA \left( S_f + \frac{\partial z}{\partial x} \right) + \frac{\partial QV}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (14)$$

onde  $S_f$  é o gradiente de energia,  $(\partial z/\partial x)$  é a declividade da linha d'água,  $g$  é a aceleração da gravidade,  $A$  é área da seção transversal,  $(\partial QV/\partial x)$  é o fluxo d'água de entrada no volume de controle e  $(\partial Q/\partial t)$  representa a taxa de acumulação do movimento.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A_T}{\partial t} - q_1 = 0 \quad (15)$$

onde  $q_1$  é a vazão de entrada afluyente por unidade de comprimento em um volume de controle,  $(\partial A_T/\partial t)$  é a taxa de mudança do armazenamento no tempo em volume de controle e  $(\partial Q/\partial x)$  é vazão de saída do volume de controle por unidade de comprimento.

Essas duas equações são a base da metodologia usada na simulação 1D. Mas ainda há uma série de outras formulações derivadas dos princípios de continuidade e da conservação da quantidade de movimento que fazem parte da rotina do cálculo do escoamento transiente, como exemplo para as regiões de planícies de inundação do rio. Por último, o HEC-RAS usa o método de diferenças finitas na solução das equações do escoamento transiente unidimensional.

Os procedimentos computacionais no modelo seguem algumas etapas iterativas que podem ser destacadas. Inicialmente, a rotina de cálculo para solução começa a primeira tentativa com os valores de superfície da água e vazões escolhidos pelo usuário, utilizando a metodologia matricial das diferenças finitas para a solução. Em seguida, todas as seções transversais são avaliadas se a diferença entre os valores calculados do perfil da superfície da água e os valores anteriores são inferiores à tolerância da solução numérica do programa. Caso o erro numérico seja menor que a tolerância da solução, é finalizada a rotina e os resultados para esse determinado tempo é computado, seguindo para o próximo intervalo de tempo. Caso o erro seja maior que a tolerância, então o modelo resolve as equações

novamente com novas estimativas. Durante o processo iterativo, se em todas as seções transversais o erro for menor que a tolerância então o programa parte para o próximo intervalo. O máximo de iterações possíveis como padrão são vinte (USACE, 2016a)

Além dessa série de etapas computacionais descritas, há vários fatores que contribuem para instabilidade da solução dessas equações das simulações unidimensionais, como exemplo são as mudanças bruscas entre as seções transversais subsequentes, tais como a declividade do canal, características da própria onda de cheia e estruturas hidráulicas complexas como pontes, barragens e diques. De modo geral, é comum que rios com grandes declividades dificultem muito a modelagem do escoamento transiente. Esses rios com inclinações acentuadas tendem a ter altas velocidades e grandes variações nos valores de profundidade, das áreas e das velocidades, complicando a obtenção de uma solução estável.

O USACE (2016a) indica soluções para esses casos. Uma delas é observar se há mudança para o regime crítico entre seções, em que há grande variação da área e velocidade. Essa mudança severa nos valores da declividade da superfície d'água causa superestimação da profundidade na seção de montante e possivelmente subestima na seção de jusante. Caso isso ocorra, recomenda-se o aumento do coeficiente de Manning na região onde isso acontece, ou seja, nos locais com porções do rio mais abruptas e onde o regime crítico apareça. É comum o uso de coeficiente de Manning abaixo dos reais em regiões íngremes. Desse modo, a solução é forçada através de um regime subcrítico, permitindo a efetivação da simulação sem instabilidades.

Outra solução é o aumento do fluxo de base nos hidrogramas e nas condições iniciais, dificultando assim que o escoamento superficial alterne entre os regimes subcríticos e supercríticos. Além desses, o método de Puls é uma opção em que o usuário pode substituir em qualquer trecho do rio as equações de escoamento transiente. A rotina de cálculo de Puls define escoamento permanente com condições de contorno próprias para os trechos do rio aplicados. O cálculo é realizado em conjunto com as equações do escoamento transiente com base no intervalo de tempo da simulação.

O conhecimento do regime do escoamento no programa computacional se dá pelo cálculo do número de Froude nas seções transversais. Em escoamentos do tipo subcrítico ou fluvial, o número de Froude é menor que 1. Se o escoamento for

do tipo supercrítico ou torrencial, o número de Froude é maior que 1. O número de Froude ( $Fr$ ) é determinado pela Equação 16 de modo que a profundidade hidráulica ( $y_h$ ) é determinada como a razão entre a área molhada e a largura da seção do canal na superfície livre, é equivalente a altura de um retângulo com área igual à área molhada (PORTO, 2006).

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy_h}} \quad (16)$$

onde  $g$  ( $m/s^2$ ) é a aceleração da gravidade e  $y_h$  (m): profundidade hidráulica.

Há mais condições de contorno necessárias a estabelecer o escoamento permanente no método de Puls. As condições dependem do tipo de regime escolhido. Em um regime de escoamento subcrítico, o programa exige condições de contorno à jusante e montante, mas se o regime é supercrítico devem ser definidas à montante. O regime definido para o escoamento foi subcrítico para a bacia do rio Una. Nesse sentido, as condições de contorno foram todas inseridas à jusante.

As condições de contorno a jusante podem ser os valores do perfil da superfície da água, a escolha da declividade crítica, relacionada com o regime crítico do escoamento, a declividade da linha de energia do escoamento, que pode ser aproximada como a declividade média do fundo do canal simulado, ou uma curva de perfil da água em função das vazões.

Como método usual e mais prático, a condição de contorno usada no modelo foi a declividade da linha de energia que foi aproximada pela declividade média do fundo do canal. A declividade média do fundo do canal foi calculada através do quociente da diferença de elevações do ponto mais extremo à montante do rio e exutório do rio e da distância horizontal entre esse ponto e o exutório. Além disso, as cotas de maré na foz do rio Una foram adicionadas entre os dados de escoamento necessários como condição de contorno a jusante na simulação de um escoamento transiente do HEC-RAS.

Conforme essa contextualização foi observada a necessidade do aumento dos valores de Manning em vários trechos e da inclusão da rotina de Puls para reduzir as instabilidades das simulações unidimensionais sub-horárias por causa das mudanças bruscas de declividades do rio Una e afluentes.

### 3.4 Modelagem Hidráulica Bidimensional

O HEC-RAS a partir da versão 5.0 inseriu ferramentas para modelagem hidrodinâmica bidimensional nas simulações de escoamentos transientes. A rotina de cálculos 2D pode executar o escoamento unidimensional, o bidimensional ou uma análise combinada dos dois. O programa resolve as equações de Saint Venant conforme apresentadas na metodologia do modelo 1D, mas para duas dimensões (Equações 17 a 19). Segundo USACE (2016c), este método permite a solução de problemas computacionais complexos em menos tempo que os métodos explícitos, onde se obtém maior estabilidade e robustez no processamento de problemas hidrodinâmicos bidimensionais.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} + h \frac{\partial v}{\partial y} = q_L \quad (17)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = g(S_{ox} - S_{fx}) \quad (18)$$

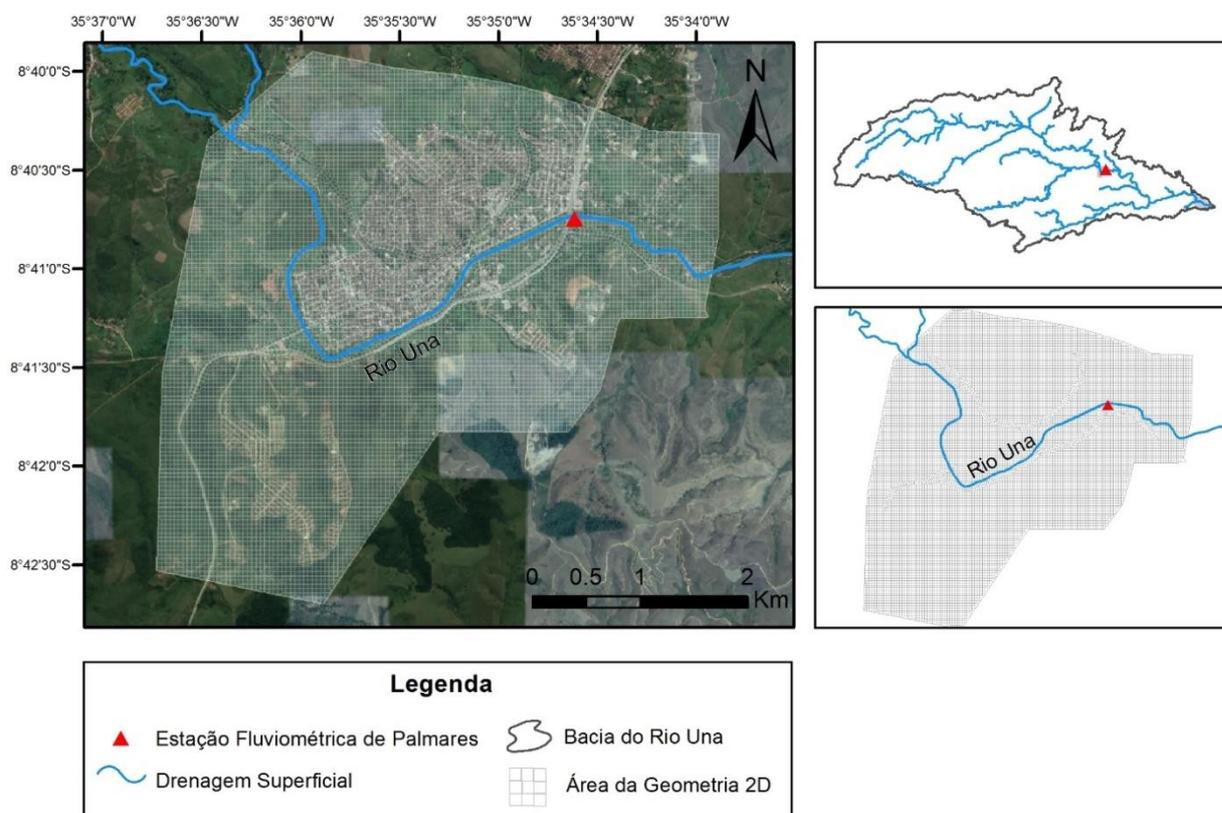
$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_{oy} - S_{fy}) \quad (19)$$

onde o tempo  $t$  é dado em segundos,  $x$  é a variável do escoamento na direção do eixo  $x$  em metros,  $y$  é a variável do escoamento na direção do eixo  $y$  em metros,  $u$  é a velocidade média do escoamento na direção  $x$  em metros por segundo,  $v$  é a velocidade média do escoamento na direção  $y$  em metros por segundo,  $q_L$  é a contribuição de vazão lateral em  $m^3/s$ ,  $g$  é a aceleração da gravidade em  $m^2/s$ ,  $h$  é a altura da lâmina d'água em metros,  $S_{ox}$  e  $S_{oy}$  são as declividades do leito do rio nas direções  $x$  e  $y$  respectivamente dados em  $m/m$ ,  $S_{fx}$  e  $S_{fy}$  são as inclinações das linhas de energia nas direções  $x$  e  $y$  respectivamente em  $m/m$ .

As simulações bidimensionais no HEC-RAS são desenvolvidas por meio da adição de elementos de áreas de fluxo 2D na modelagem. Essas áreas são obtidas por desenhos de polígonos e criação de um *mesh*. O *mesh* é um conjunto de vértices, arestas e faces em formatos poliédricos que definem um objeto ou região, nesse caso em mais de uma dimensão. Essa área 2D criada é interligada aos elementos da geometria unidimensional ou a outros elementos 2D. A Figura 23

apresenta a malha de células (*mesh*) desenvolvida no projeto 2D de Alves (2017) para a região de Palmares e utilizada neste trabalho para as simulações com intervalos sub-diários.

Figura 23: Malha de células para a modelagem bidimensional na cidade de Palmares/PE.



Fonte: Adaptado de Alves (2017).

Além dessa malha de células, é necessário um Modelo Digital do Terreno (MDT) para realização das simulações 2D. Como destacado por Alves (2017), o MDT foi obtido por meio do mapeamento do Programa Pernambuco Tridimensional (PE3D) em 2014. O PE3D realizou o recobrimento aerofotogramétrico e perfilamento a laser com precisão altimétrica de 25 cm do território pernambucano. Nesse modelo desenvolvido em Alves (2017), foram simulados os municípios de Palmares e Água Preta em conjunto e o de Barreiros separadamente.

Do mesmo modo que em Alves (2017), as simulações bidimensionais foram realizadas isoladamente das unidimensionais, porém com objetivos distintos. Em Alves (2017), a simulação isolada buscou o pós-processamento dos resultados do HEC-RAS 1D para que fosse possível a geração das manchas de inundação comparativas com e sem as barragens de controle de cheias na bacia do Una.

Nesse trabalho, o objetivo principal foi buscar uma solução estável para as simulações hidrodinâmicas sub-horárias.

Na sequência para a execução da simulação 2D, foram determinadas as condições de contorno. Nesse caso, foi inserido um hidrograma de entrada localizado na região de confluência do Pirangi com o Una visualizado na malha da Figura 20. Essas vazões de entrada foram provenientes do trecho de rio equivalente no modelo hidrológico. Diferentemente de Alves (2017), que usou como informações de entrada as vazões do modelo hidrodinâmico 1D, a propagação da onda de cheia foi realizada pelas vazões da modelagem hidrológica.

O cálculo das vazões de saída do HEC-RAS é realizado em função do coeficiente de rugosidade que é aplicado para o *mesh* e da declividade definida para a geometria. A inclinação utilizada foi aproximada para a declividade média do fundo do canal para o trecho modelado. O coeficiente de Manning foi atribuído de acordo com o processo de calibração do modelo hidrodinâmico.

A saída do programa é calculada para cada célula da malha, permitindo a visualização dos níveis d'água obtidos em toda a área da geometria 2D modelada. O intervalo de cálculo definido para as simulações 2D foi de 1 minuto e o período para a apresentação dos resultados foi equivalente ao evento de cheia (15 minutos para 2017 e 1 hora para 2011). Os resultados do modelo possuem uma série de tipos de mapas disponíveis no programa. É possível a visualização dos níveis d'água, profundidade, das velocidades, dos limites de inundação, percentual de tempo inundado, animação da onda de cheia, entre outras possibilidades.

### **3.5 Calibração e Verificação**

A calibração do modelo hidrodinâmico se deu pela determinação do valor de Manning adequado e estável para as simulações unidimensionais e bidimensionais. No caso 1D, o parâmetro foi calibrado pelo aumento dos valores no canal principal e nas planícies de inundação em toda extensão dos rios. Após as modificações dos valores de rugosidade, foram comparadas as vazões observadas e calculadas entre as estações fluviométricas que possuíam dados observados suficientes. Quando esses ajustes não proporcionavam a aproximação dos valores de pico de vazão no HEC-RAS, eram escolhidos novos parâmetros citados na calibração do HEC-HMS para gerar novas entradas para o modelo hidrodinâmico. Esse procedimento

simultâneo se repetiu até que os hidrogramas simulado e observado fossem adequadamente próximos em simulações estáveis unidimensionais.

A verificação do modelo hidrodinâmico unidimensional e conseqüentemente do hidrológico foi realizada pelo histórico de vazões e principalmente dos níveis de água da estação fluviométrica Palmares. Como havia muitas falhas nas vazões máximas das séries históricas observadas, os níveis de água possibilitaram a caracterização de toda onda de cheia para ser verificada. Da mesma forma que na avaliação da calibração do modelo hidrológico, foram utilizadas as Equações 10 a 12 dos erros NSE, Pbias e RSR.

Assim como no modelo unidimensional, as simulações do modelo bidimensional foram calibradas e verificadas simultaneamente e de forma iterativa com o modelo hidrológico. Por esse motivo, outras simulações hidrológicas foram desenvolvidas em correspondência com a modelagem 2D. Portanto, cada processo iterativo de calibração e verificação foi empregado exclusivamente para o modelo hidrodinâmico específico, 1D ou 2D.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados para a bacia do rio Una foram avaliados nas próximas quatro seções: o modelo hidrológico calibrado para as simulações unidimensionais, modelo hidrológico calibrado para as bidimensionais, o modelo hidrodinâmico unidimensional calibrado e verificado através dos níveis d'água e o modelo hidrodinâmico bidimensional calibrado e verificado por meio dos níveis d'água. Nas seções foram relatadas as simulações dos eventos de maio de 2017 com pluviógrafos e maio de 2011 com pluviômetros discretizados.

### 4.1 Modelo Hidrológico

A seleção dos métodos mais adequados na modelagem hidrológica foi fundamental para resultados mais aproximados dos dados observados. Apesar de que na calibração houve o ajuste dos resultados em função dos valores observados, foram visualizados efeitos nos resultados finais de acordo com as metodologias dos processos hidrológicos definidas no HEC-HMS.

Os métodos e parâmetros usados anteriormente nas modelagens da bacia do Una de Dantas (2012), Silva (2015) e Alves (2017) não foram todos adequados na descrição das simulações sub-diárias. O método clássico de perdas, denominado valor inicial e perda constante, foi testado de início no modelo, substituindo o *Soil Moisture Accounting* do trabalho de Alves (2017). O *Soil Conservation Service* para transformação chuva-vazão foi empregado antes de substituí-lo pelo Snyder HU sintético.

Na metodologia de valor inicial e perda constante, pela própria simplificação, em que apenas dois parâmetros são inseridos, uma perda inicial representando a interceptação e armazenamento em depressões e a perda constante relativa à infiltração, não se utilizaram as rotinas de cálculo dos componentes *Canopy* e *Surface*. O uso desse método resultou numa majoração em até duas vezes as vazões máximas no evento de maio de 2017 com uso dos pluviógrafos ao comparar com dados observados nas estações fluviométricas de Palmares, Jacuípe e Barreiros. Ainda que os parâmetros fossem calibrados, as perdas iniciais e constantes inseridas atingiam valores muito elevados não se aproximando de

características físicas reais para uma bacia hidrográfica. Contudo, o método não é inviabilizado, já que depende também da escolha do método de transformação chuva-vazão.

O USACE (2015) indicou que a estimativa de valor inicial e perda constante pode ser usado em eventos, contudo pode não descrever bem as perdas existentes nos eventos de bacias mais complexas, mesmo que ocorra uma previsão adequada no volume total. No trabalho de Sardoii (2012), houve comparação entre três rotinas de perdas do HEC-HMS para o pico de vazão de sete eventos. Os resultados mostraram que o método de valor inicial e perda constante obteve as menores eficiências e correlações entre os dados simulados e observados, superestimando ou subestimando o valor observado em mais de 40% para três eventos e chegando a 60% em outro.

O modelo de valor inicial e perda constante foi simplificado para prever as perdas de um evento de cheia do rio Una. As próprias diferenciações das características físicas da bacia pela grande área, regiões de agreste, zona da mata e litoral, implicam a complexidade da representação dos processos hidrológicos envolvidos. Além disso, as simulações hidrológicas com os dados de precipitação a cada 15 minutos exigem maior detalhamento nos cálculos dessas perdas. Nesse sentido, a opção de uso do SMA foi mais adequada, uma vez que possui mais parâmetros e uma descrição detalhada das perdas de água da chuva no solo junto com os componentes de *Canopy* e *Surface* da bacia. Por esse motivo, os componentes *Canopy* e *Surface* mandatórios ao SMA foram mantidos na modelagem hidrológica assim como em Alves (2017).

Outra mudança na modelagem foi na determinação da transformação de chuva-vazão. O método do SCS foi usado inicialmente por ser mais usual e de fácil aplicação. Os parâmetros necessários eram o tempo de concentração e um fator de pico do hidrograma. Da mesma forma que a metodologia de perdas, as vazões máximas eram sempre superestimadas em até quatro ou cinco vezes os dados observados nas estações fluviométricas no evento de maio de 2017 com uso dos pluviógrafos. Mesmo que as perdas de infiltração e interceptação fossem aumentadas, a magnitude dos valores de vazão era muito superior aos valores observados. Isso ocorreu devido à rotina de cálculo das formulações do próprio HEC-HMS.

O tempo de pico do método SCS, que foi calculado pela Equação 6, depende da duração do excesso de precipitação e de 60% do tempo de concentração. A duração do excesso de precipitação é igual ao intervalo simulado de 15 minutos para o evento de maio de 2017. Nesse caso, os valores de tempo de pico calculados se tornam muito pequenos quando comparados com simulações diárias ou de mais de uma hora de intervalo. Assim, o pico do hidrograma unitário da Equação 5 era sempre elevado nos resultados, pois é inversamente proporcional ao tempo de pico. Por esse motivo, optou-se por um modelo que se adequasse melhor às condições das simulações hidrológicas. Das metodologias oferecidas e testadas do HEC-HMS, o Snyder HU ofereceu melhores resultados quanto aos valores de vazões máximas nas simulações com intervalo de tempo de 15 minutos.

Na utilização dos parâmetros iniciais de calibração propostos por Alves (2017), o modelo hidrológico não se comportou satisfatoriamente com o uso dos dados sub-horários. As eficiências NSE das simulações hidrológicas com dados diários apresentadas por Alves (2017) nos principais postos fluviométricos foram acima de 0,7, exceto por Cachoeirinha (0,21) e Barreiros (0,40). Esse comportamento foi bastante inferior com os dados sub-diários, atingindo valores negativos de NSE.

Ainda que outras metodologias dos processos hidrológicos fossem testadas, alteradas e adicionadas na modelagem, houve necessidade de calibração específica quando se empregaram os dados de pluviógrafos. Isso ocorreu pelo próprio comportamento inerente aos tipos de modelos. Como exemplo, existem as metodologias mais apropriadas e usuais para simulações contínuas (de vários eventos ou nenhum) como também para eventos únicos. O foco desse trabalho foi o conhecimento da propagação das maiores ondas de cheia com todas suas características em intervalos menores que um dia. Por tais motivos, calibrações utilizadas em modelos diários com simulações de muitos dias não foram aceitáveis para a modelagem dos eventos com informações sub-diárias de curto período na mesma bacia e até do mesmo ano.

Nessas circunstâncias, optou-se por avaliar o comportamento dos parâmetros designados em todos os métodos do modelo hidrológico em função dos resultados das simulações sub-diárias. Na calibração de todos os parâmetros envolvidos nos processos simulados, a Tabela 8 apresenta aqueles que foram modificados para as sub-bacias com suas faixas de variação e a sensibilidade nos

resultados finais do modelo hidrológico. O critério que definiu as baixas sensibilidades incidu quando as variações entre os valores mínimos até máximos desses parâmetros possuíram uma alteração mínima nos resultados finais em até 5% do valor anterior simulado. Quando se tratava de diferenças em até 10% dos resultados das simulações, classificou-se como média sensibilidade. A alta sensibilidade se referiu aos maiores efeitos nos resultados com pouca alteração entre a faixa de mínimo e o máximo usado para calibrar o modelo. Os armazenamentos iniciais do solo e taxas de infiltração máxima fazem parte do método de perdas SMA e o coeficiente de pico da transformação do Snyder HU. Os parâmetros dos componentes *Canopy* e *Surface* da bacia também foram ajustados inicialmente, contudo observou-se que não afetavam em grandes magnitudes os resultados das simulações. O coeficiente de Manning do método de Muskingum-Cunge também foi alterado durante a calibração, refletindo no tempo e no pico de vazão.

Tabela 8: Faixa de valores e sensibilidade dos parâmetros da calibração do modelo.

Parâmetro	Valor Mínimo	Valor Máximo	Sensibilidade
Armazenamento inicial do solo (%)	0	60	Baixa
Taxa de infiltração máxima (mm/h)	1	15	Alta
Coeficiente de pico	0,30	0,80	Alta
Armazenamento inicial <i>Canopy</i> (%)	20	60	Baixa
Armazenamento inicial <i>Surface</i> (%)	20	60	Baixa
Coeficiente de Manning	0,025	0,060	Média

Fonte: O Autor (2019).

De acordo com a Tabela 8, a infiltração e o coeficiente de pico dos hidrogramas das sub-bacias se mostraram mais sensíveis e eficientes para a calibração quando se utilizam dados sub-horários para as simulações de eventos de cheia. O ajuste do coeficiente de Manning também afetou a propagação da cheia entre os trechos dos rios e principalmente na alteração dos horários dos picos de vazão em cada sub-bacia. Neste trabalho, foi essencial a calibração da rugosidade

de todos os trechos no HEC-HMS em função sempre do atraso ou avanço das vazões máximas.

#### 4.1.1 Modelo Hidrológico Calibrado para Simulações Hidrodinâmicas 1D

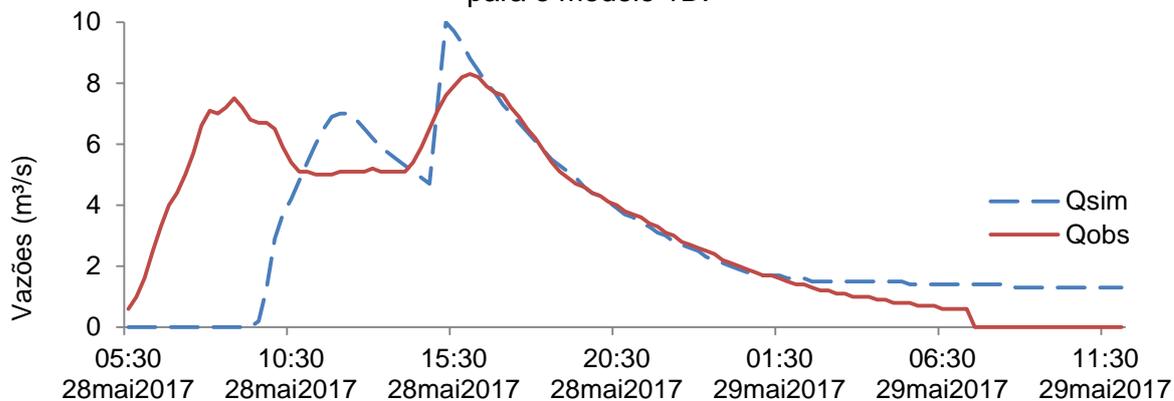
A primeira fase do modelo hidrológico consistiu nos ajustes realizados somente para entrada das simulações hidrodinâmicas unidimensionais do HEC-RAS. Em concordância com a eficiência de Nash-Sutcliffe indicada pelo HEC-HMS e com a visualização gráfica dos hidrogramas, foi possível avaliar a convergência dos valores simulados e realizados nas estações fluviométricas com maior quantidade de dados registrados disponíveis. Além disso, o NSE, RSR e Pbias foram calculados com os dados observados existentes e somente para o intervalo do evento que retratou a cheia.

Os parâmetros calibrados para o evento de maio de 2017 com pluviógrafos foram empregados nas simulações para os eventos em maio de 2011 com pluviômetros discretizados.

Os resultados iniciais obtidos com a calibração no HEC-HMS permitiram a execução da simulação hidrodinâmica unidimensional. Entretanto, notou-se que o bom desempenho exclusivo no modelo hidrológico não conduzia a resultados aproximados do tempo e do valor do pico de vazão na modelagem unidimensional do HEC-RAS. Além disso, nessas simulações hidrológicas de início, os picos de vazão estavam abaixo do real. Isso foi percebido no modelo hidrodinâmico. Logo, o ajuste dos parâmetros no HEC-HMS foi executado para obtenção de picos maiores e conseqüente aproximação da vazão máxima do evento de cheia.

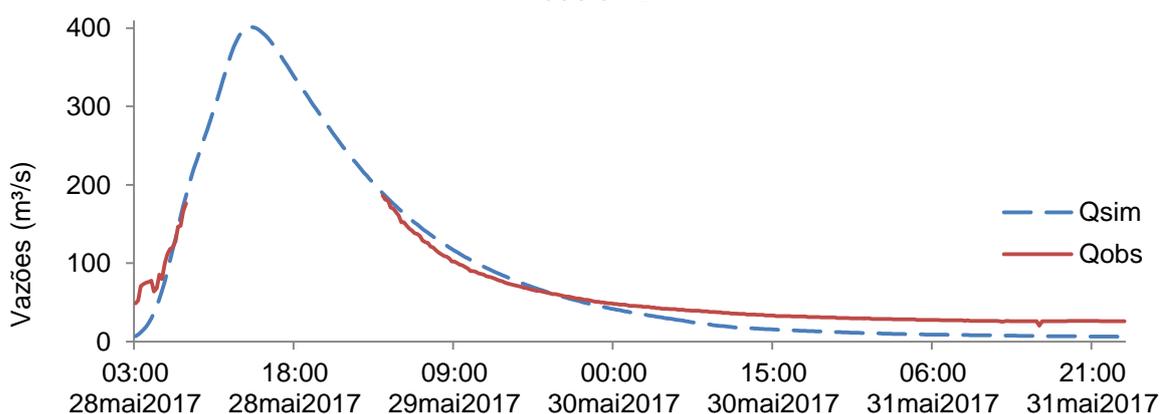
As Figuras 24, 25 e 26 apresentam os hidrogramas simulados e observados do HEC-HMS após a calibração conforme os dados da Tabela 8 para o evento de maio de 2017 com as simulações dos pluviógrafos. As estações fluviométricas Cachoeirinha, Catende e Palmares exibiram quantidade e qualidade de dados para comparação e ajustes no HEC-HMS. As estações Belém de Maria, Jacuípe, São Benedito do Sul e Barreiros não possuíam dados observados suficientes para avaliação dos hidrogramas gerados nesse período.

Figura 24: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Cachoeirinha do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.



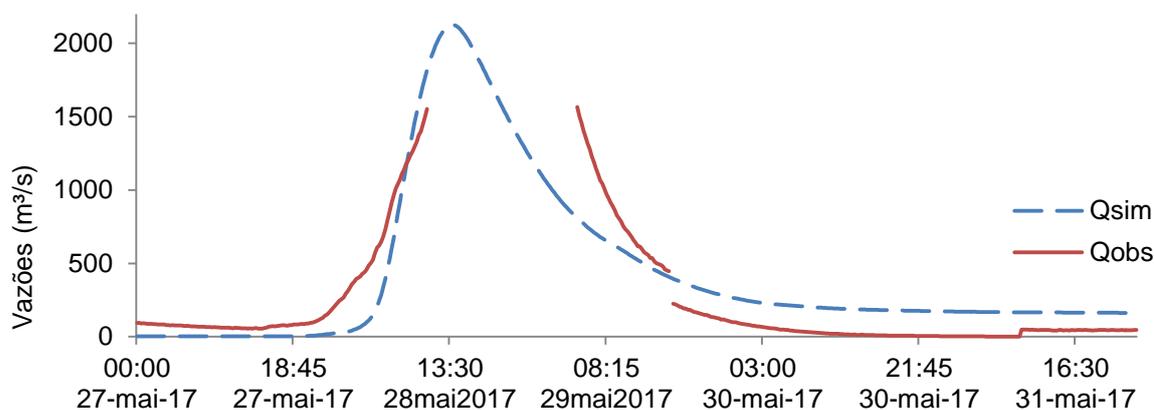
Fonte: O Autor (2019).

Figura 25: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Catende do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 26: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.



Fonte: O Autor (2019).

É perceptível nas Figuras 25 e 26 que não foi possível o ajuste do pico de vazões nas estações de Catende e Palmares pela ausência de dados observados. A estação Cachoeirinha é a primeira com registros no rio Una, por isso os valores tão baixos gerados na vazão. A importância dessa estação, na região do Agreste da bacia, relacionou-se principalmente na delimitação correta do horário de vazão máxima, correspondendo ao início da geração da onda de cheia. Catende, que fica a jusante das estações Belém de Maria e São Benedito do Sul e a montante de Palmares, indica a vazão do afluente Pirangi que em seguida deságua no Una. Logo, os resultados obtidos nessa estação influenciam em grande parte a cheia em Palmares, que por sua vez possui as maiores vazões máximas e áreas mais afetadas conforme mostrado nos estudos anteriores de Dantas (2012), Silva (2015) e Alves (2017). A estação de Barreiros e Jacuípe que ficam nos trechos finais próximos do Una tinham registros somente da recessão dos hidrogramas sub-horários. Por esse motivo, foram invalidadas as comparações das vazões simuladas.

Nessa circunstância, as calibrações iniciais executadas exclusivamente no HEC-HMS não foram satisfatórias para os melhores ajustes dos hidrogramas, pois os picos não estavam disponíveis nos registros de vazões sub-horárias. Deste modo, os hidrogramas apresentados nas Figuras 24, 25 e 26 foram obtidos com calibrações simultâneas ao do modelo unidimensional do HEC-RAS. A calibração e verificação do modelo hidrodinâmico do HEC-RAS por meio dos níveis d'água foi indispensável para definição do desempenho final das simulações hidrológicas e hidráulicas. A Tabela 9 apresenta os valores dos erros calculados para as estações Cachoeirinha, Catende e Palmares.

Tabela 9: Avaliação dos hidrogramas simulados no HEC-HMS do evento de maio de 2017 por meio dos pluviógrafos para o modelo 1D.

Estação	Data e Hora do Pico	RSR	NSE	Pbias (%)
Cachoeirinha	28/05/2017 - 15:15	0,84	0,29	10,55
Catende	28/05/2017 - 13:45	0,46	0,78	20,5
Palmares	28/05/2017 - 12:45	0,76	0,42	-55,6

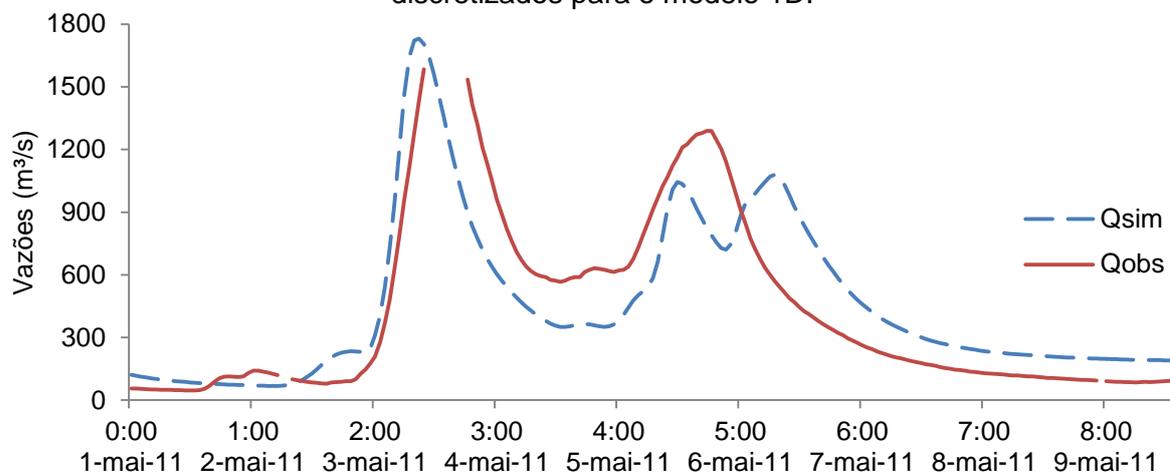
Fonte: O Autor (2019).

Todos os resultados simulados no HEC-HMS foram avaliados conforme o desempenho designado nas Tabelas 6 e 7 de Moriasi *et al.* (2007). Como o intervalo de simulação dos eventos não é mensal, mas de 15 minutos em 2017 e 1 hora em 2011, o desempenho aceitável pode variar em valores inferiores às faixas da Tabela 6. Ainda que os resultados obtidos não se encontrem nas faixas de bons desempenhos de Moriasi *et al.* (2007), podem ser satisfatórios de acordo com o que foi exposto na Tabela 7 de amostragem de vários trabalhos de modelagem que usaram intervalos diários das simulações. Dessa forma, o desempenho segundo Moriasi *et al.* (2007) foi empregado como parâmetro inicial de aceitação dos resultados após a calibração.

Nesse contexto, o desempenho da Tabela 9 das simulações do evento de 2017 por simulações de pluviógrafos ficou entre bom e ótimo. O NSE e RSR de Catende e o RSR do Cachoeirinha apontaram um ótimo desempenho, implicando valores simulados muito próximos dos observados conforme visualizado nas Figuras 24 e 25. O Pbias de Cachoeirinha ficou no limite da situação ótima e em Catende indicou desempenho satisfatório. Nos dois casos, os dados simulados tenderam a subestimar os valores observados. Isso é facilmente percebido no final da recessão do hidrograma de Catende e na diferença existente do primeiro pico em Cachoeirinha. Os hidrogramas simulados na estação de Palmares apresentaram desempenho bom. O NSE e o RSR indicaram bons resultados simulados. O Pbias, com alto valor de quase 56%, tendeu a superestimar os dados observados visualizados principalmente no fim da recessão dos hidrogramas.

Na continuidade das simulações de eventos de cheia, a Figura 27 apresenta os hidrogramas simulados e observados de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados. A quantidade de pluviógrafos com dados registrados e disponíveis em 2011 é limitada para as simulações hidrológicas, pois não possuem abrangência de precipitações em toda a bacia do rio Una. Nesse sentido, o uso de pluviômetros discretizados no período dos eventos possibilitou a realização da simulação. Os parâmetros empregados nesse modelo foram iguais aos da calibração do evento de 2017 dos pluviógrafos. A Tabela 10 indica os valores dos erros entre os hidrogramas para o evento de maio de 2011.

Figura 27: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2011 com simulações dos pluviômetros discretizados para o modelo 1D.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 10: Avaliação dos hidrogramas simulados no HEC-HMS do evento de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados para o modelo 1D.

Estação	Data e Hora do Pico	RSR	NSE	Pbias (%)
Palmares	03/05/2011 - 11:00	0,58	0,66	-4,9

Fonte: O Autor (2019).

A única estação fluviométrica com dados observados suficientes para comparação adequada entre os hidrogramas foi Palmares. O desempenho da simulação foi classificado como bom em NSE e RSR. O Pbias ficou na faixa ótima, apontando uma tendência a superestimar os valores observados em apenas 4,9%. Isso é perceptível no trecho de ascensão e na recessão do segundo pico do hidrograma simulado (Figura 27).

Como as estações fluviométricas Catende e Palmares não possuem registro de dados justamente na definição dos picos das vazões dos eventos, a calibração no HEC-HMS não foi suficiente para que o modelo representasse bem o evento de cheia na bacia do rio Una. Essa situação se refere ao horário que ocorrem as vazões máximas e a grandeza desses valores. Por esse motivo, dados dos níveis d'água, que possuíam menos falhas, principalmente na reprodução do pico de vazão do evento, foram utilizados para verificar as modelagens hidrológica e hidrodinâmica.

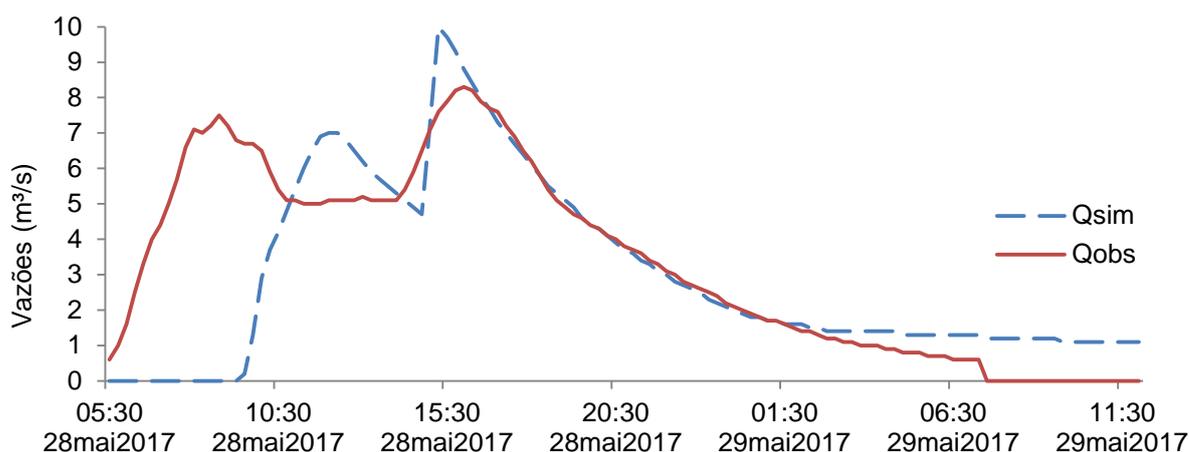
#### 4.1.2 Modelo Hidrológico Calibrado para Simulações Hidrodinâmicas 2D

A segunda fase do modelo hidrológico consistiu nos ajustes realizados para entrada da simulação hidrodinâmica bidimensional do HEC-RAS. Do mesmo modo, o NSE, RSR e Pbias foram usados com os dados disponíveis observados para avaliação da eficiência da modelagem. Também foi considerada a calibração simultânea com o modelo 2D para que as vazões máximas dos picos fossem definidas corretamente.

Da mesma forma que na calibração do HEC-HMS para entrada no modelo 1D do HEC-RAS, os hidrogramas dos pluviômetros discretizados superestimaram os valores simulados em relação aos observados. Por esse motivo, no modelo bidimensional foram simulados somente os eventos de maio de 2017 dos pluviógrafos e de maio de 2011 dos pluviômetros discretizados.

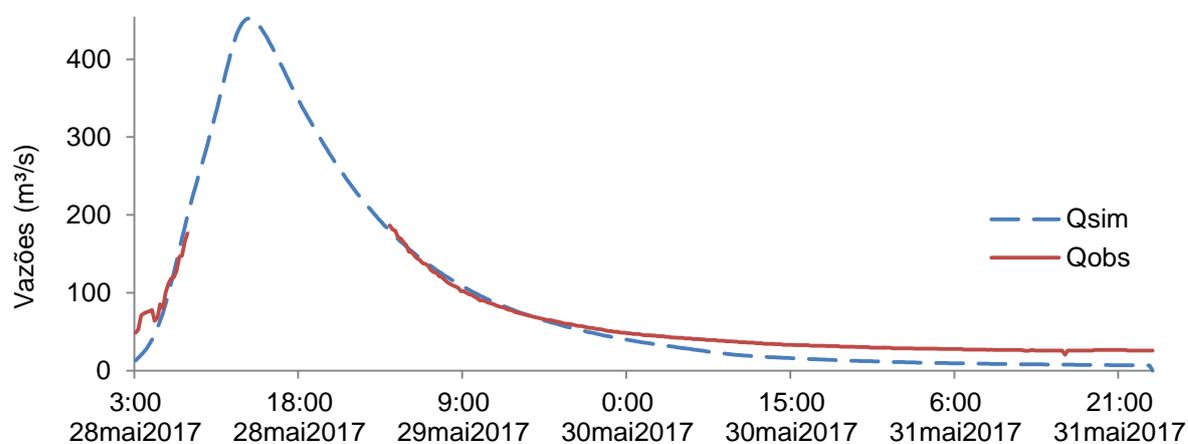
As Figuras 28, 29 e 30 apresentam os hidrogramas simulados e observados do HEC-HMS após a calibração simultânea com o modelo bidimensional para o evento de maio de 2017 com as simulações dos pluviógrafos. A Tabela 11 indica os erros calculados para os três hidrogramas.

Figura 28: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Cachoeirinha do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 2D.



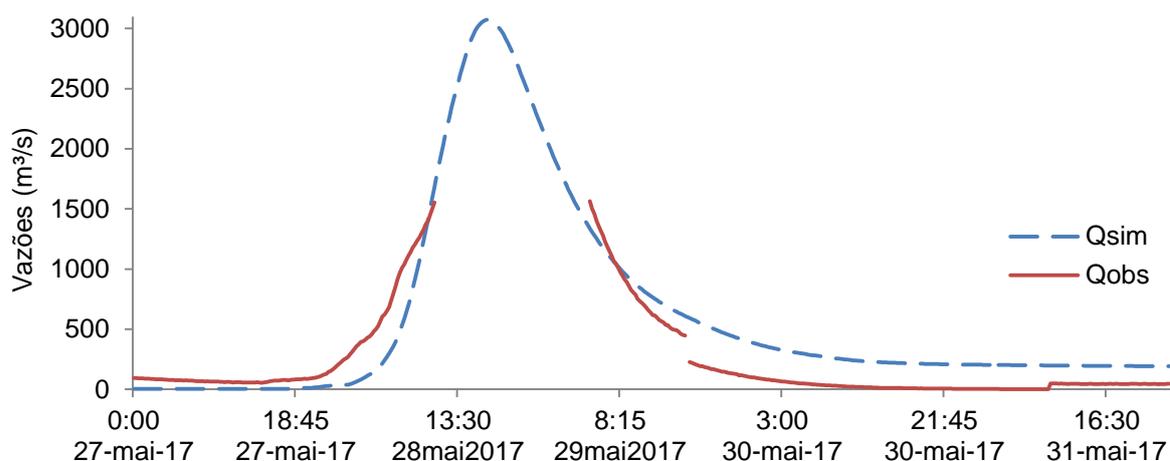
Fonte: O Autor (2019).

Figura 29: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Catende do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 2D.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 30: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 2D.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 11: Avaliação dos hidrogramas simulados do HEC-HMS calibrados para o modelo 2D hidrodinâmico do evento de maio de 2017 a partir dos pluviógrafos.

Estação	Data e Hora do Pico	RSR	NSE	Pbias (%)
Cachoeirinha	28/05/2017 - 15:15	0,83	0,31	11,9
Catende	28/05/2017 - 13:30	0,43	0,82	22,5
Palmares	28/05/2017 - 17:00	0,57	0,68	-34,1

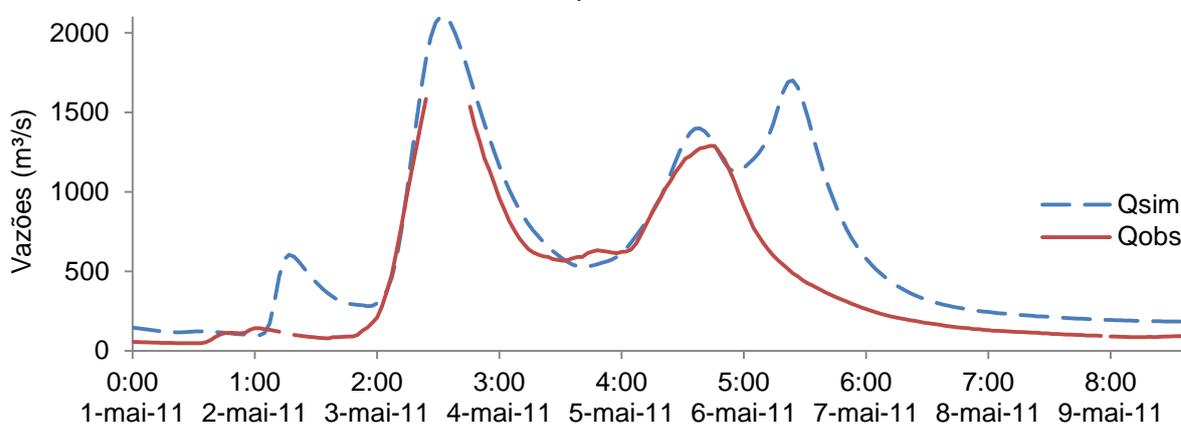
Fonte: O Autor (2019).

De acordo com a Tabela 11, verificou-se que em Cachoeirinha foram mantidos erros equivalentes à calibração para o modelo unidimensional. Em Catende, o desempenho foi classificado como ótimo para o NSE e RSR e Palmares ficou nas faixas de bons resultados em NSE e satisfatório para o RSR. O Pbias foi semelhante ao modelo 1D em Catende e houve uma grande redução em Palmares, exibindo uma tendência de superestimação em 34% dos dados observados, que foi perceptível na recessão do hidrograma (Figura 30).

Na comparação entre a calibração para os modelos 1D e 2D (Tabelas 9 e 11), as estações Catende e Palmares aumentaram suas eficiências NSE e reduziram os valores de RSR. De maneira geral, houve maior justaposição dos valores simulados e observados na calibração referente à modelagem 2D. Em relação ao pico de vazão, Catende forneceu uma elevação de quase 13% e variação de 15 minutos no horário na calibração para o modelo 2D. Já em Palmares, houve um avanço com cerca de 4 horas e aumento de 39% da vazão máxima. As alterações mais evidentes observadas entre as duas calibrações usadas concentraram-se na estação Palmares principalmente porque a verificação pelos níveis d'água (horário do pico e cota máxima) foi realizada nela nos dois modelos (1D e 2D).

Na sequência, a Figura 31 apresenta os hidrogramas simulados calibrados e observados de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados para a modelagem bidimensional. A Tabela 12 indica os valores das eficiências entre os hidrogramas para o evento de maio de 2011.

Figura 31: Hidrogramas das vazões simuladas ( $Q_{sim}$ ) e observadas ( $Q_{obs}$ ) da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2011 com simulações dos pluviômetros discretizados para o modelo 2D.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 12: Avaliação dos hidrogramas simulados no HEC-HMS do evento de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados para o modelo 2D.

Estação	Data e Hora do Pico	RSR	NSE	Pbias (%)
Palmares	03/05/2011 - 15:00	0,77	0,41	-44,5

Fonte: O Autor (2019).

O desempenho da simulação conforme a Tabela 12 está nas faixas insatisfatórias. Contudo, percebeu-se grande justaposição nos gráficos dos hidrogramas da Figura 31, exceto na recessão do segundo pico. O Pbias mostrou a grande tendência de superestimação dos dados observados, que ficou bastante clara em dois picos que surgiram nos simulados que não condiziam com os valores reais de vazão. Por esse motivo, a eficiência da modelagem hidrológica reduziu em todos os índices calculados para o caso 2D. Assim, a calibração realizada para o evento de 2017 não se comportou com grande precisão nesse evento de maio de 2011.

Ao comparar as vazões e horário entre as calibrações dos modelos 1D e 2D, houve um avanço de 2 horas no pico maior (03 de maio) e acréscimo de 54% na vazão máxima simulada. Do mesmo modo que ocorreu em 2017, essas mudanças foram oriundas das verificações empregadas no modelo hidrodinâmico por meio dos níveis d'água na estação Palmares.

## 4.2 Modelo Hidráulico Unidimensional

A complexidade da modelagem da bacia do rio Una, principalmente devido às altas declividades com repostas rápidas às precipitações, foi manifestada na calibração do modelo hidrodinâmico unidimensional. Bacias hidrográficas com grandes variações de inclinações no canal dificultam a aplicação das rotinas 1D de cálculo do HEC-RAS em escoamentos com regimes subcríticos, pois frequentemente ocorrem instabilidades nas iterações. O intervalo de tempo reduzido da simulação, 15 minutos, contribuiu ainda mais para inconstâncias das simulações hidráulicas. Os coeficientes de Manning foram sempre ajustados em todas as

seções transversais, buscando as melhores aproximações de tempo e valor do pico de vazão.

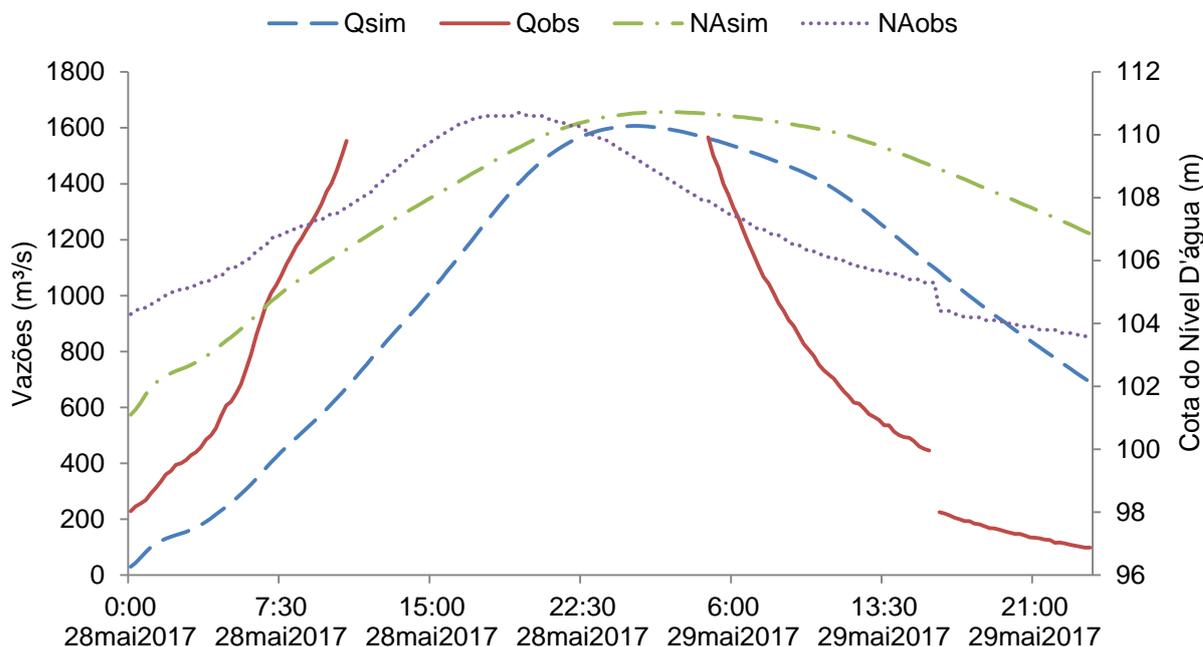
Outro aspecto relevante nas simulações sub-diárias 1D do HEC-RAS foi a necessidade de aplicação de rugosidades diferenciadas em trechos menores das seções transversais. Em simulações diárias como nos trabalhos de Dantas (2012), Silva (2015) e Alves (2017), a estabilidade do modelo hidrodinâmico foi maior, permitindo o uso do Manning uniformemente em cada trecho dos rios simulados. Como relatado, as iterações sub-horárias no HEC-RAS se mostraram mais difíceis no rio Una e afluentes por causa das altas variações de declividade entre duas seções transversais subsequentes. Nesse contexto, foi essencial a escolha das rugosidades por trechos instáveis identificados pelas maiores inclinações entre seções, velocidades do fluxo d'água e o número de Froude, que definia o escoamento como crítico ou supercrítico.

Os resultados do modelo hidrodinâmico unidimensional foram discutidos em duas partes. A primeira parte proveio das simulações calibradas e verificadas no HEC-RAS em função do valor do nível máximo observado do rio e conseqüentemente da vazão máxima. A segunda parte derivou do ajuste dos horários de pico na propagação da cheia.

Os resultados após as calibrações simultâneas no HEC-HMS e HEC-RAS e a verificação da estação fluviométrica de Palmares estão apresentados na Figura 32. As vazões e níveis d'água foram plotados juntos. A verificação foi possível através do nível d'água, pois havia informações suficientes de todo o pico. Isso permitiu que as calibrações no HEC-RAS se ajustassem para todos os valores do evento de cheia de 2017. A Tabela 13 apresenta os valores de erros calculados.

A verificação foi realizada para o valor de pico do evento somente na estação fluviométrica Palmares. Essa verificação em uma estação foi suficiente, pois Palmares é um dos locais mais afetados pelas inundações do Una, atingindo as maiores vazões das cheias. Além disso, localiza-se a jusante de todas as estações analisadas no modelo hidrológico.

Figura 32: Hidrogramas e níveis d'água simulados e observados da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos para o modelo 1D.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 13: Avaliação dos hidrogramas verificados no HEC-RAS do evento de maio de 2017 a partir dos pluviógrafos para o modelo 1D.

Estação	Data e Hora do Pico	Pico Simulado	Pico Observado	RSR	NSE	Pbias (%)
Palmares Vazão	29/05/2017 02:00	1606,8 m <sup>3</sup> /s	-	1,39	-0,94	-34,4
Palmares N.A.	29/05/2017 01:15	110,72 m	28/05/2017 19:15 110,70 m	1,25	-0,57	-0,9

Fonte: O Autor (2019).

A diferença entre o valor de nível d'água do pico observado e o simulado foi somente de 2 centímetros (Tabela 13). A aproximação do valor de pico de nível d'água obteve um excelente desempenho. Os maiores valores de nível d'água simulados ocorreram às 01h15min do dia 29 de maio, enquanto que nesse evento de cheia a maior cota registrada do rio Una ocorreu às 19h15min do dia 28 de maio. Esse atraso de 7 horas no pico influenciou largamente na equivalência entre os hidrogramas observados e simulados. É notório na verificação pelos valores do NSE

negativos e RSR superiores a 1 que o desempenho foi baixo na modelagem. Ainda que a diferença tenha sido de 7 horas, as simulações iniciais com poucos ajustes do modelo de Alves (2017) apresentaram atrasos de 12 horas entre o pico simulado e o real. Nesse sentido, o processo de calibração buscou alternativas para estabilizar e viabilizar a rotina de cálculo do HEC-RAS junto com a redução desse retardamento.

O Pbias apresentou uma superestimação dos valores de vazão e nível simulados comparados aos observados. Nos gráficos da Figura 32, identifica-se que o nível d'água e a vazão foram subestimados na ascensão e superestimados na recessão. Isso aconteceu principalmente por causa do atraso do pico em várias horas em correspondência com os coeficientes de rugosidade escolhidos.

Vários fatores induziram aos resultados de aproximação do pico de nível d'água e distanciamento entre os outros valores. O objetivo inicial do estudo era que o HEC-RAS simulasse a hora e valor de pico corretamente. Por esse motivo, os esforços de calibração e verificação buscaram inicialmente a justaposição entre os máximos níveis d'água observados e simulados. Nesse caso, as instabilidades oriundas de valores baixos de Manning não possibilitaram a determinação correta da hora do pico real. Assim os altos valores de rugosidade designados para que se alcançasse a solução estável atrasaram largamente o horário real da cota máxima. Nesse sentido, quanto menor os coeficientes de Manning ajustados e aplicados, mais rápido a onda de cheia seria propagada. Outro fator foi o intervalo dos dados de 15 minutos que influenciou na alteração do regime subcrítico ou fluvial em vários trechos dos rios do modelo 1D.

Como relatados em vários trabalhos, Hailegeorgis *et al.* (2015), Reynolds *et al.* (2017), Li *et al.* (2018), há grande dificuldade nas simulações hidrodinâmicas de pequenos intervalos de grandes bacias com resposta rápida de escoamento devido à grande heterogeneidade dos aspectos físicos e hidrológicos. No caso do rio Una e seus afluentes, os valores baixos de Manning impediam o êxito das simulações. Quando isso ocorria, baixos valores de profundidade de água eram gerados com elevadas velocidades do escoamento em algumas seções transversais. Na maior parte das vezes, o fluxo d'água escoava em regime crítico ou até supercrítico nessas regiões mais íngremes, sendo necessário aumento do coeficiente de rugosidade para possibilitar novas iterações e simular o modelo.

Conforme USACE (2016a) é muito comum que os coeficientes de Manning sejam subestimados. Entretanto, a superestimação do coeficiente em vários trechos

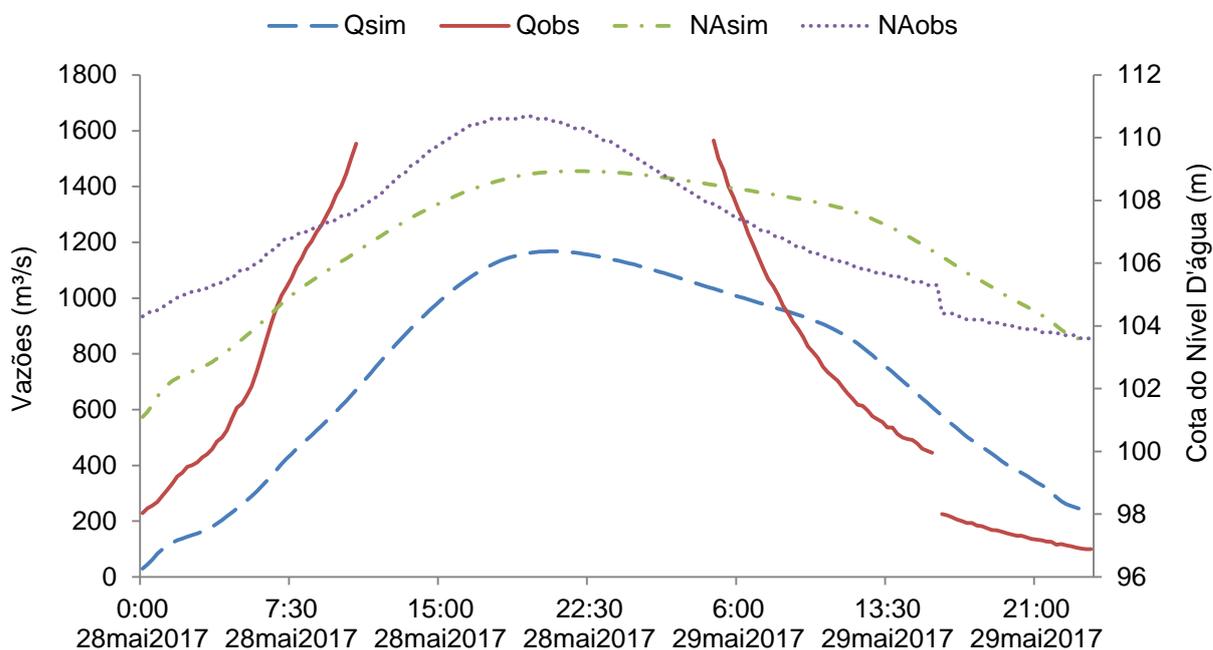
dos rios modelados foi compelida ao aumento das profundidades e atenuações maiores que as reais dos hidrogramas das seções. Por esses motivos, a estimativa desses coeficientes foi realizada a partir das seções que o escoamento se tornava crítico, buscando sempre o regime subcrítico, que tornava o modelo estável, possibilitando as simulações e análises.

O modelo HEC-RAS se mostrou um pouco limitado para algumas simulações de escoamentos transientes. A metodologia padrão do programa corresponde a rotinas para situações de regime subcrítico com variações graduais entre as seções. Caso não seja habilitada a opção de fluxo com regime misto, possibilitando o cálculo para as variações entre crítico e supercrítico, o *software* facilmente apresenta instabilidades. Isso ocorreu nas simulações à medida que o número de Froude se aproximava de um. Nesses casos, os termos de inércia das equações de Saint Venant usadas pelo HEC-RAS e suas derivadas causavam a instabilidade no cálculo. Desse modo, ajustes eram imprescindíveis nas regiões identificadas como mais críticas no modelo hidrodinâmico unidimensional.

Os ajustes do coeficiente de Manning entre as seções com mudanças bruscas de declividade permitiram estabilizar e obter resultados para o modelo hidrodinâmico unidimensional (Figura 32 e Tabela 13). Nessas modificações súbitas, o programa superestimava a profundidade d'água na seção imediatamente à montante e subestimava na de jusante. Deste modo, o processo de calibração aliado com a verificação dos níveis d'água foi executado simultaneamente com o processo da estabilização das rotinas de cálculo do HEC-RAS. Entretanto, isso não foi satisfatório para o horário do pico (7 horas de atraso) e aproximação dos hidrogramas simulados e observados. Portanto, novas tentativas de simulações foram executadas em função de se reduzir o grande atraso no horário de pico.

Os hidrogramas da Figura 33 apresentam os resultados das simulações em função da obtenção de um bom ajuste com o horário de pico observado. Em seguida, a Tabela 14 retrata os valores dos erros recalculados para essa situação.

Figura 33: Hidrogramas e níveis d'água simulados e observados da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2017 com simulações dos pluviógrafos após ajuste do coeficiente de Manning nas seções de elevada declividade para o modelo 1D.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 14: Avaliação dos novos hidrogramas verificados no HEC-RAS do evento de maio de 2017 a partir dos pluviógrafos após ajuste do coeficiente de Manning nas seções de elevada declividade.

Estação	Data e Hora do Pico	Pico Simulado	Pico Observado	RSR	NSE	Pbias (%)
Palmares Vazão	28/05/2017 20:15	1167,7 m <sup>3</sup> /s	-	0,84	0,30	15,3
Palmares N.A.	28/05/2017 21:30	108,94 m	28/05/2017 19:15 110,70 m	0,71	0,50	0,5

Fonte: O Autor (2019).

Os próprios gráficos permitem visualizar uma maior aproximação entre os valores dos níveis d'água. O hidrograma sofreu uma maior atenuação principalmente na ascensão e no valor do pico de vazão. A diferença entre os horários das cotas d'água maiores simuladas e observadas foi de cerca de 2 horas atrasadas. A vazão de pico simulada se atrasou apenas 1 hora do pico do nível d'água observado. A diferença entre as cotas de pico simulada e observada foi de 1,76 metros. Isso equivale a uma redução em cerca de 15% do nível d'água simulado para as vazões

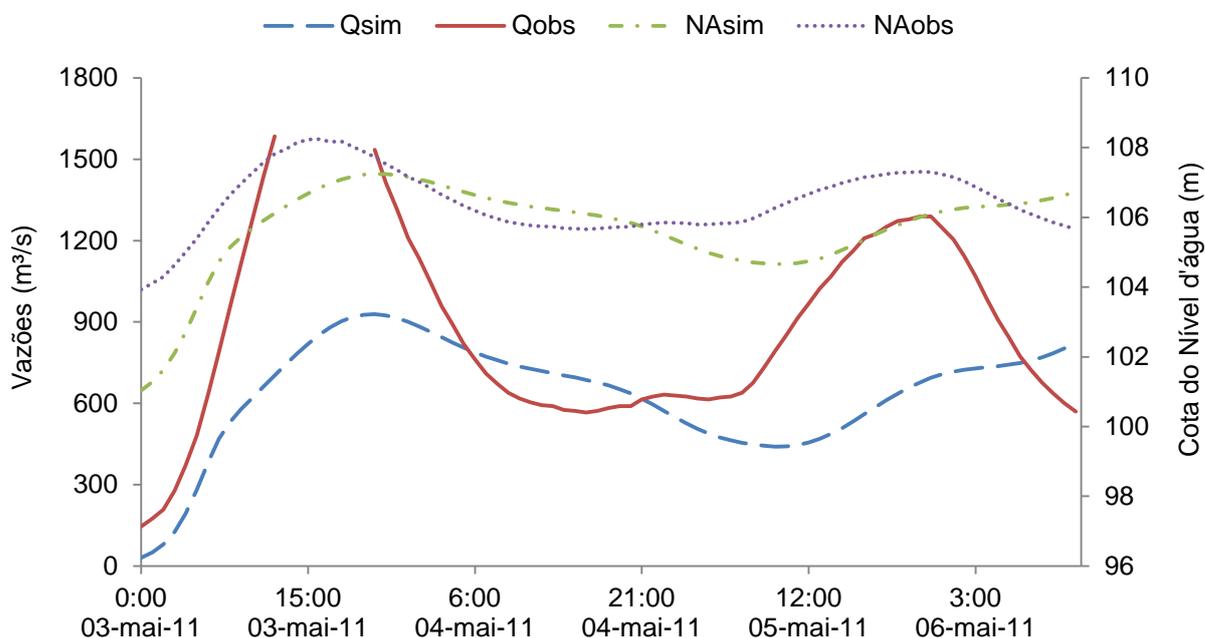
máximas registradas. Como não há registros do pico de vazão observado, apenas como comparativo, avaliou-se o maior valor de vazão conhecido com o pico simulado. Houve uma redução de um pouco mais que 25% na vazão de pico.

O comportamento dessa simulação hidrodinâmica unidimensional foi melhor que a anterior. Apesar de que os valores de NSE e RSR indicaram desempenho insatisfatório segundo a tabela de Moriasi *et al.* (2007), o modelo ofereceu uma solução estável e foi possível a determinação aproximada de quando ocorre o pico de vazão. O Pbias indicou que os valores simulados foram subestimados comparados aos observados, identificado nos gráficos da Figura 33.

Assim como se sucedeu no valor de pico da Figura 32 e Tabela 13, as declividades e o intervalo de simulação possuíram grande efeito na resposta do programa. Valores de Manning ainda maiores que os aplicados na simulação anterior provocaram uma grande atenuação e retardo do hidrograma, permitindo melhores correlações entre os dados e distanciamento dos valores máximos. Os picos de vazão e nível d'água reduziram em cerca de 27% e 16% respectivamente que os valores anteriores da primeira simulação unidimensional apresentada na Figura 32 e Tabela 13.

Nas simulações unidimensionais do evento de maio de 2011, ocorreu a mesma situação que em maio 2017. Os picos dos níveis d'água foram muito atrasados, chegando a uma diferença de até 7 horas do real, ou bastante atenuados devido à tentativa de retardamento e aproximação dos valores simulados. Nesse caso de 2011, a mesma calibração do Manning para o evento de 2017 foi aplicada de início. As simulações apresentaram instabilidades e não computaram os hidrogramas e níveis d'água. Nesse sentido, confirmou-se que a rotina unidimensional não era adequada para as simulações com os dados sub-diários. Então, alguns valores de rugosidade foram ajustados para que esse cenário fosse avaliado. A Figura 34 e a Tabela 15 exibem os resultados simulados com as vazões e níveis d'água para o evento de 2011 com os pluviômetros discretizados.

Figura 34: Hidrogramas e níveis d'água simulados e observados da estação fluviométrica Palmares do evento de maio de 2011 com simulações dos pluviômetros discretizados para o modelo 1D.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 15: Avaliação dos novos hidrogramas verificados no HEC-RAS do evento de maio de 2011 a partir dos pluviômetros discretizados.

Estação	Data e Hora do Pico	Pico Simulado	Pico Observado	RSR	NSE	Pbias (%)
Palmares Vazão	03/05/2011 21:00	928,4 m <sup>3</sup> /s	-	1,11	-0,24	26,8
Palmares N.A.	03/05/2011 21:00	107,24 m	03/05/2011 16:00 108,24 m	1,51	-1,27	0,70

Fonte: O Autor (2019).

Os valores de NSE e RSR indicaram que as simulações foram insatisfatórias. A eficiência NSE obteve valores negativos e o RSR superior a 1 sugeriram uma baixa correlação entre os valores simulados e observados tanto para as vazões como nos níveis. Avaliando somente o pico, houve um atraso em 5 horas e a forte atenuação dessa simulação alcançou uma diferença de um metro na simulação comparado ao observado. Isso representou uma redução em torno de 11% em relação ao nível d'água registrado no pico. Na consideração da vazão

máxima simulada com um valor maior observado, houve uma redução em 41% nos resultados da simulação do pico.

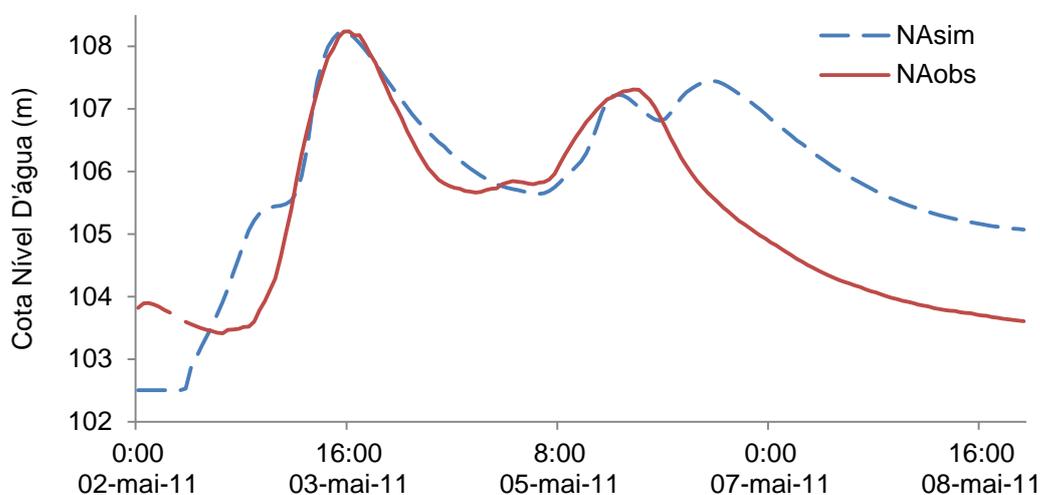
### 4.3 Modelo Hidráulico Bidimensional

A primeira abordagem considerada na modelagem com o HEC-RAS utilizou esquema unidimensional conforme trabalhos anteriores em que o passo de tempo era diário (DANTAS, 2012; SILVA, 2015; ALVES, 2017). A nível diário, os resultados foram satisfatórios, mas não se tinha real noção de como era o comportamento do hidrograma e cotagrama ao longo das horas. A simulação sub-diária unidimensional mostrou uma grande defasagem entre os picos simulado e observado, ou na grande atenuação da onda de cheia, ou na diferença do horário da propagação. Ainda que houvesse bom desempenho do modelo hidrológico, que são dados de entrada para o hidrodinâmico, os resultados do modelo 1D do HEC-RAS não foram satisfatórios na descrição da cheia. Isso ocorreu devido às situações de instabilidade numérica da solução para um regime subcrítico com muitas variações de elevações entre as seções transversais. A redução do valor da rugosidade de Manning atenuou a diferença do momento de ocorrência dos picos, mas, ao mesmo tempo, reduziu os valores da vazão e elevação do nível da água.

Em várias simulações realizadas, verificou-se sempre um atraso da onda de cheia, atingindo até 12 horas nos piores casos do evento de 2017 e até 7 horas em 2011. Esses resultados do evento de 2017 foram discutidos na seção 4.2. Como consequência disso, as simulações unidimensionais se mostraram insatisfatórias conforme a tabela de Moriasi *et al.* (2007) nas eficiências calculadas em todos os casos. Por todos esses motivos, optou-se pela simulação bidimensional.

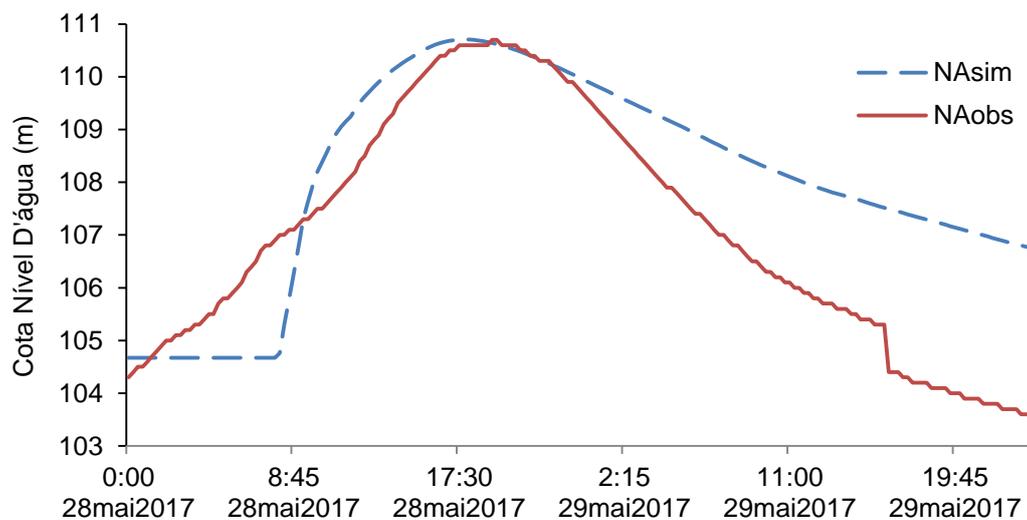
A simulação com o HEC-RAS foi muito útil para avaliar a representação do pico das cheias em Palmares. Ao verificar que a vazão calculada não estava satisfatória, retornava-se ao HEC-HMS a fim de se obter um melhor ajuste. Os resultados finais após a calibração simultânea no HEC-HMS e HEC-RAS e a verificação pelas cotas dos níveis da água da estação de Palmares estão apresentados nas Figuras 35 e 36. A Tabela 16 apresenta os valores de erros calculados da simulação bidimensional após a verificação realizada nos eventos de maio de 2011 e de 2017 com uso dos pluviômetros discretizados e pluviógrafos respectivamente.

Figura 35: Cotas dos níveis da água simuladas ( $NA_{sim}$ ) e observadas ( $NA_{obs}$ ) do evento de maio de 2011 através dos pluviômetros discretizados da bacia do rio Una em Palmares.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 36: Cotas dos níveis da água simuladas ( $NA_{sim}$ ) e observadas ( $NA_{obs}$ ) do evento de maio de 2017 com pluviógrafos da bacia do rio Una em Palmares.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 16: Avaliação dos níveis da água simulados no HEC-RAS dos eventos de cheia.

Estação	Data do pico do NA	Hora do pico do NA	Pico simulado (m)	RSR	NSE	Pbias (%)
Palmares <sup>a</sup>	03/05/2011	16:00	108,23	0,77	0,41	-0,6
Palmares <sup>b</sup>	28/05/2017	18:15	110,70	0,76	0,42	-0,9

<sup>a</sup>Evento de maio de 2011 das simulações com pluviômetros discretizados. <sup>b</sup>Evento de maio de 2017 das simulações com pluviógrafos.

Fonte: O Autor (2019).

No evento de cheia do rio Una em 2011, o valor da cota do nível da água simulado e seu horário correspondeu exatamente com os dados observados no primeiro pico. De acordo com as Tabelas 5 e 6 de Moriasi et al. (2007), os desempenhos ficaram nas faixas insatisfatórias do NSE e RSR. O Pbias indicou que houve superestimação nas cotas simuladas, perceptíveis na ascensão do primeiro pico do escoamento e recessão do segundo (Figura 35).

O valor máximo da cota em 2017, 110,7 metros, igualou-se ao observado. Contudo, esse pico simulado ocorreu uma hora adiantada do real. Do mesmo modo que em 2011, as eficiências se mostraram com desempenho baixo. O Pbias revelou que os dados da simulação foram superestimados, em que na recessão as cotas estão maiores nos resultados simulados. Independentemente das faixas da Tabela 6, os erros das simulações sub-diárias com pluviógrafos e pluviômetros discretizados nos dois casos podem ser considerados satisfatórios (Tabela 16). O Pbias se encontrou na faixa de melhor desempenho nos dois casos e tanto NSE como RSR ficaram próximos dos valores satisfatórios.

De modo geral, é comum que rios com grandes declividades dificultem a modelagem em regime transitório. A solução padrão unidimensional do HEC-RAS para as rotinas de cálculo dos escoamentos transientes são geralmente para escoamentos gradualmente variados. No caso desses rios com declividades elevadas, há regiões em que o escoamento é rapidamente variado com transições entre regimes subcrítico para supercrítico e ressaltos hidráulicos. Tudo isso dificultou a solução do método de escoamento unidimensional.

O rio Una exibiu altas velocidades e variações em alguns trechos da calha principal e afluentes. Os valores dessas velocidades, das profundidades e das áreas de escoamento sofreram amplas alterações em algumas seções transversais subsequentes, complicando a obtenção de uma solução estável durante as iterações da rotina unidimensional do HEC-RAS. Nessa situação, foi necessária a alternativa da simulação bidimensional sub-diária para propagação dessas ondas de cheia.

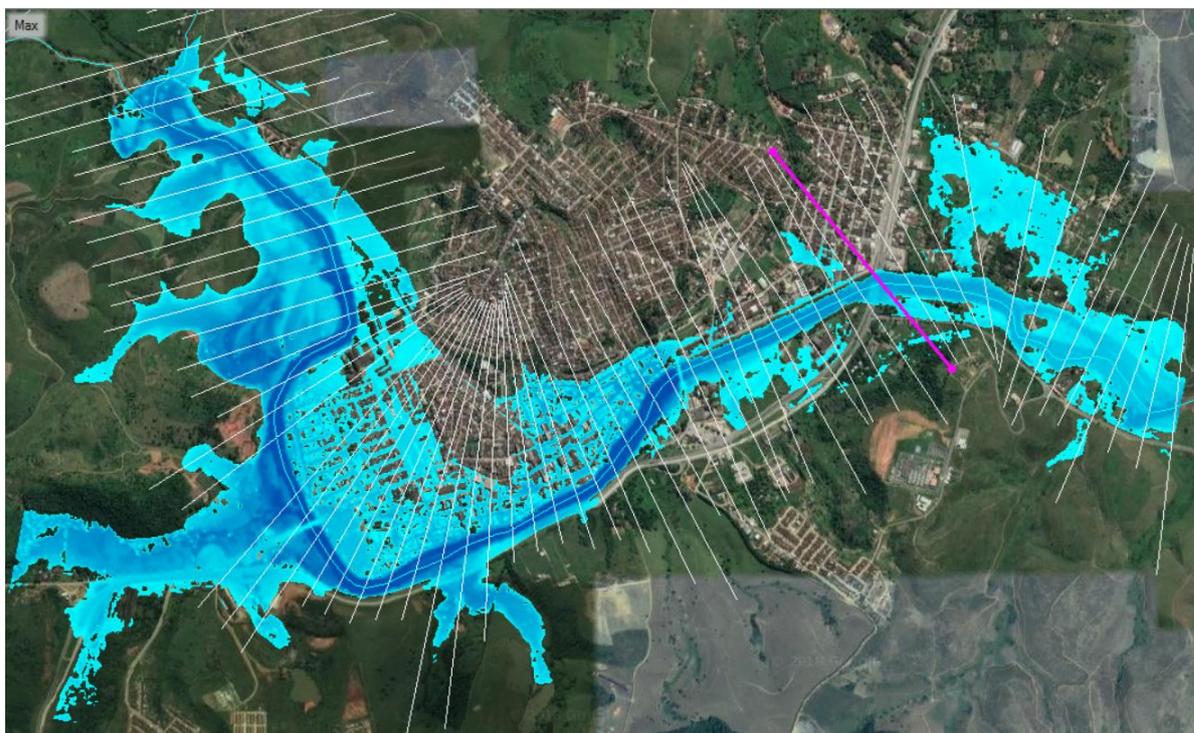
Como o modelo 2D é mais robusto na geometria de entrada, nas iterações das simulações e rotinas de cálculo usadas, é possível conseguir uma representação mais próxima da realidade do escoamento. As direções do fluxo d'água podem ser definidas tanto na calha como nas planícies de inundação. A desvantagem dessa metodologia é o grande esforço computacional devido à

exigência de mais iterações. Isso ocorre principalmente quando se trabalha com grandes áreas.

Como os objetivos da modelagem 2D foi a propagação da cheia com dados sub-diários então as áreas mais críticas são suficientes para que se consiga a avaliação do escoamento. Nesse caso, somente a região de Palmares foi usada, possibilitando menor esforço computacional devido ao tamanho da área e avaliação da propagação das ondas de cheias obtidas no local exato onde se encontra a estação fluviométrica de registros dos dados de vazão e níveis d'água.

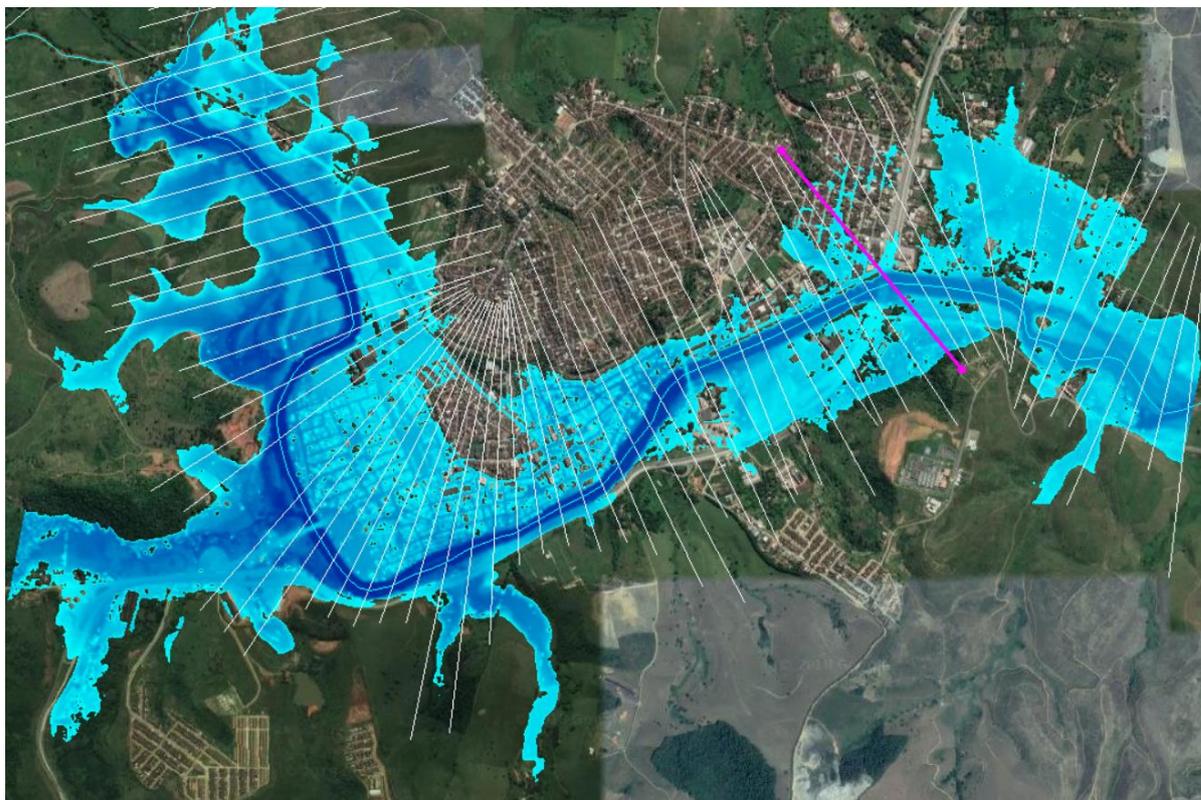
Apenas como ilustração a partir do projeto de Alves (2017), nas Figuras 37 e 38 está a localização da seção comparativa do *grid* de inundação gerado estão apresentadas as duas inundações geradas pelas simulações dos pluviômetros discretizados em 2011 e pluviógrafos em 2017 respectivamente.

Figura 37: Representação da área de inundação de maio de 2011 com uso dos pluviômetros discretizados e destaque na seção de comparação com os valores observados da estação de Palmares.



Fonte: Adaptado de Alves (2017).

Figura 38: Representação da área de inundação de maio de 2017 com uso dos pluviógrafos e destaque na seção de comparação com os valores observados da estação de Palmeares.



Fonte: Adaptado de Alves (2017).

É evidente nas Figuras 37 e 38 que as inundações atingem grandes porções da cidade. Assim como foi simulado pelas cotas de níveis d'água discutidas anteriormente do modelo bidimensional, os mapas manifestam que o evento de 2017 teve maior proporção que em 2011. Os valores para os dois eventos de cheia dos gráficos das Figuras 35 e 36 foram obtidos na região central da calha do rio Una pela seção transversal em destaque das Figuras 37 e 38.

## 5 CONCLUSÕES

Todas as eficiências calculadas para o modelo hidrológico calibrado no HEC-HMS indicaram um alto desempenho nos resultados com simulações horárias e sub-horárias das grandes cheias do rio Una em 2011 e 2017. Os pluviógrafos e pluviômetros discretizados possibilitaram a descrição mais detalhada dos picos de vazão dos eventos ao longo do dia do evento extremo. A calibração dos parâmetros da modelagem hidrológica através dos pluviógrafos se revelou satisfatória para aplicação em eventos de cheia de diferentes anos. Além disso, a utilização de dados pluviométricos discretizados, quando não existir dados de pluviógrafos suficientes, proporcionou bons desempenhos nos modelos, como no caso do evento de 2011. A verificação dos picos de vazões dos modelos foi possível somente por meio dos níveis de água observados.

Todas as etapas elencadas na proposta metodológica, envolvendo as simulações com calibrações e verificações, foram executadas com êxito em todos os modelos com o uso dos dados sub-diários. O projeto do modelo hidrológico de trabalhos anteriores no Una se comportou adequadamente com as alterações nas metodologias de alguns processos hidrológicos e calibrações específicas na aplicação dos dados sub-horários e horários. A falta de informações de vazões máximas foi um obstáculo comum aos dois eventos. As vazões superiores a 1600 m<sup>3</sup>/s na estação de Palmares não possuíam registros nos dois casos, que duravam algumas horas. A pequena quantidade de pluviógrafos com séries longas suficientes para simulações de grandes eventos históricos é outra dificuldade que afeta o desenvolvimento desse tipo de modelagem sub-diária.

A discretização de pluviômetros mediante pluviógrafos próximos existentes na bacia do Una se mostrou como alternativa bastante favorável para os casos de anos com pouca informação espacial inferiores a um dia, como em 2011.

O modelo hidrodinâmico unidimensional com informações sub-diárias não conseguiu representar adequadamente todos os processos de propagação da onda de cheia no rio Una e em seus afluentes. As simulações 1D necessitaram de uma calibração iterativa dos coeficientes de rugosidade junto às rotinas de cálculo do programa.

As regiões de elevadas declividades da bacia do rio Una foram o principal motivo da instabilidade da solução do modelo hidráulico unidimensional. As rotinas

de cálculo de escoamento transitório unidimensional do HEC-RAS não foram suficientes para descrever adequadamente a propagação das ondas de cheias. Logo, as simulações bidimensionais permitiram a propagação da onda de cheia nas modelagens dos eventos de 2011 e 2017 com aproximação da hora e dos valores máximos.

As simulações sub-diárias com os modelos HEC-HMS e HEC-RAS permitiram identificar deficiências que não eram observadas nas simulações com passo de tempo diário. No caso do modelo hidrológico, o método de transformação da chuva efetiva em escoamento nas bacias era o SCS HU. Esse método tende a gerar vazões elevadas com passo de tempo inferior a 1 dia. A escolha pelo método Snyder HU contornou esse problema e respondeu satisfatoriamente as necessidades da simulação sub-diária. No caso do modelo hidrodinâmico, identificou-se a grande defasagem de tempo na ocorrência do pico de cheia ao se utilizar o esquema unidimensional. Tal problema pôde ser corrigido com a utilização do esquema bidimensional.

As previsões alcançadas nesse trabalho são fruto do projeto contínuo desenvolvido e aprimorado ao longo dos anos para a bacia do rio Una. Os trabalhos anteriores originaram um sistema de previsão e controle de cheias que pode ser sempre avaliado conforme as inundações recorrentes na bacia. O uso dos dados sub-diários trouxe um importante reconhecimento da necessidade de prognósticos em períodos inferiores a um dia em bacias hidrográficas que ocorrem os *flash floods*.

A antecipação de inundações modelada a partir dos maiores eventos extremos históricos pode ser uma ferramenta eficaz de previsão do horário de cheia nos municípios mais afetados. Esse trabalho pode complementar e compor o Monitor Avançado de Enchentes (MAVEN) que foi criado e aperfeiçoado nos últimos anos com os estudos de caso anteriores empregados para o Una. Assim, torna-se uma medida não estrutural mais confiável no monitoramento e previsão de cheias em bacias com resposta rápida a precipitações intensas representadas pelas análises sub-diárias.

Como recomendações posteriores a esse trabalho, indica-se buscar um modo para interpretação dos dados de radares meteorológicos já disponíveis em Pernambuco e disponibilização para acoplá-los como entrada do modelo hidrológico. Desta forma, a ferramenta MAVEN funciona em função de dados sub-diários e com grande precisão nas previsões para o controle e alerta dos eventos de cheia. Além

disso, a aplicação das simulações sub-diárias em um modelo hidrodinâmico acoplado 1D e 2D de modo que as áreas mais atingidas sejam avaliadas numa modelagem mais robusta, bidimensional, e os trechos restantes, incluindo as barragens construídas para controle de cheia, unidimensional. Outra recomendação se refere ao desenvolvimento de um estudo de critérios de desempenho para avaliação de eficiências em modelagens com dados sub-diários.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, D. B. *Utilização de Radar Meteorológico e Disdrômetro na previsão da vazão da bacia hidrográfica do Rio Mundaú*. 62 f. Dissertação (Mestrado em Meteorologia) – Universidade Federal de Alagoas, 2015.
- ALVES, F.H.B. *Sistema de Previsão de Enchentes: Integração de Modelos de Previsão de Chuva, Simulação Hidrológica e Hidrodinâmica*. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, 2017.
- ALVES, F.H.B.; CIRILO, J.A. Comparativo das precipitações dos eventos extremos de 2010 e 2017 ocorridos na bacia do rio Una em Pernambuco e estimativa dos efeitos de barragem de contenção de cheias. **In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 2017, Florianópolis.
- AMPONSAH, W.; MARCHI, L.; ZOCCATELLI, D.; BONI, G.; CAVALLI, M.; COMITI, F.; BORGA, M. Hydrometeorological Characterization of a Flash Flood Associated with Major Geomorphic Effects: Assessment of Peak Discharge Uncertainties and Analysis of the Runoff Response. **American Meteorological Society**, 2016. v. 17, p. 3063–3077.
- ARAÚJO, M. A. V. C.; PESTANA, R.; MATIAS, M.; ROQUE, D.; TRIGO-TEIXEIRA, A.; & HELENO, S. Using simplified bathymetry and SAR imagery in the validation of a hydraulic model for the Tagus River floodplain. **Journal of Coastal Research**, 2016. v. 75, n. sp1, p. 13–17.
- ARONICA, G. T.; CANDELA, A.; FABIO, P.; SANTORO, M. Estimation of flood inundation probabilities using global hazard indexes based on hydrodynamic variables. **Physics and Chemistry of the Earth**, 2012, p. 119-129.
- BALLESTEROS, J. A.; BODOQUE, J.M.; DÍEZ-HERRERO, A.; SANCHEZ-SILVA, M.; STOFFEL, M. Calibration of floodplain roughness and estimation of flood discharge based on tree-ring evidence and hydraulic modeling. **Journal of Hydrology**, 2011, p. 103-115.
- BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; SMITH, C. N.; MASON, D. Integrating remote sensing observations of flood hydrology and hydraulic modelling. **Hydrological Processes**, 1997. v. 11, n. 14, p. 1777–1795.
- BODY, S. N. Flood Estimation Unit graph Procedure Utilizing a High Speed Digital Computer. **Water Research Foundation of Australia Bulletin**, 1959. v. 4, p. 41.
- BODY, D. N. Significance of Peak Runoff Intensity in the Application of the Unit graph Method to Flood Estimation. **Journal Institution of the Engineers, Australia**, 1962. v. 34, p. 25-31.
- BOITHIAS, L.; SAUVAGE, S.; LENICA, A.; ROUX, H. Simulating Flash Floods at Hourly Time-Step Using the SWAT Model. **Water**, 2017. v. 9, n. 929, p. 1–25.

- CARNEIRO, P. R. F.; CARDOSO, A. L.; ZAMPRONIO, G. B.; MARTINGIL, M. C. A. Gestão Integrada de Recursos Hídricos e do Uso do Solo em bacias urbanometropolitanas: O controle de inundações na bacia dos rios Iguaçú/Sarapuí, na Baixada Fluminense. **Ambiente & Sociedade**, 2010. p. 29-49.
- CHANG, C., LO, S., YU, S. The Parameter Optimization in the Inverse Distance. **Environmental Monitoring and Assessment**, 2006. v. 117, p.145–155.
- CHANSON, H. **The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction**. 2. ed. Oxford: Elsevier, Butterworth e Heinemann, 512 p., 2004.
- CHAUDHRY, M. H. **Open-Channel Flow**. 2 ed. Columbia: University of South Carolina, 540 p., 2008.
- CHEN, FENG-WEN, C.; LIU, C. Estimation of the spatial rainfall distribution using inverse distance weighting ( IDW ) in the middle of Taiwan. **Paddy Water Environmental**, 2012. v. 10, p. 209–222.
- CHEN, C.; ZHAO, N.; YUE, T.; GUO, J. A generalization of inverse distance weighting method via kernel regression and its application to surface modeling. **Arabian Journal of Geosciences**, 2015. v. 8, p.6623–6633.
- CHEN, W.; HUANG, G.; ZHANG, H.; WANG, W. Urban inundation response to rainstorm patterns with a coupled hydrodynamic model : A case study in Haidian Island, China. **Journal of Hydrology**, 2018. v. 564(July), p.1022–1035.
- CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics**. New Jersey: Prentice Hall, 680 p., 1959.
- CLARK, C.O. Storage and the unit hydrograph. **Transactions: American Society of Civil Engineers**, 1945. v. 110, p. 1419–1488.
- CLARK, M. P.; BIERKENS, M. F. P.; SAMANIEGO, L.; WOODS, R. A.; UIJLENHOET, R.; BENNETT, K. E.; PETERS-LIDARD, C. D. The evolution of process-based hydrologic models : historical challenges and the collective quest for physical realism, **Hydrology and Earth System Science**, 2017. v.21, p.3427–3440.
- CONDEPE/FIDEM, A. E. de P. e P. de P. Bacia hidrográfica do rio Una, quarto e quinto grupos de bacias hidrográficas de pequenos rios litorâneos – GL 4 e GL 5. **Bacias Hidrográficas de Pernambuco**, 2006. N° 3, p.35.
- COSTABILE, P.; MACCHIONE, F.; NATALE, L.; PETACCIA, G. Flood mapping using LIDAR DEM . Limitations of the 1-D modeling highlighted by the 2-D approach. **Natural Hazards**, 2015. v. 77, p. 181–204.
- COULTHARD, T. J.; WIEL, M. J. V. Modelling river history and evolution. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**, 2012. v. 370, p. 2123-2142.

CULLMANN, J.; MISHRA, V.; PETERS, R. Flow analysis with WaSiM-ETH – model parameter sensitivity at different scales. **Advances in Geosciences**, 2006. v. 9, p. 73–77.

CUNGE, J.A. On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method). **Journal Hydraulic Research**, 1969. v. 7. n. 2, p. 205-230.

DANTAS, C. E. O.; CIRILO, J. A.; RIBEIRO NETO, A.; SILVA, E. R. Caracterização da Formação de Cheias na Bacia do Rio Una em Pernambuco : Análise Estatística Regional. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, 2014. v. 19, n. 4, p. 239–248.

DANTAS, C. E. O. *Previsão e Controle de inundações em meio urbano com suporte de informações espaciais de alta resolução*. 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, 2012.

DECINA, T. G. T. Análise de medidas de controle de inundações a partir da avaliação de cenários de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Gregório, São Carlos – SP. 177 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

DECINA, T. G. T.; BRANDÃO, J. L. B. Análise de desempenho de medidas estruturais e não estruturais de controle de inundações em uma bacia urbana. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, 2016. v.21, n. 1, p. 207–217.

DISKIN, M. H.; SIMON, E. A procedure for the selection of objective functions for hydrologic simulation models. **Journal of Hydrology**, 1977. v. 34, n. 1-2, p. 129–149.

FERRAZ, F. F.; FERRAZ, E. S.; BALLESTER, M. V. R.; MORAES, J.; VICTORIA, R. L.; MARTINELLI, L. A. Previsão de áreas inundadas na cidade de piracicaba (SP) através de sistema de informações geográficas (SIG). **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, 1998, p. 17-27.

FORD, D.T.; HAMILTON, D. **Computer models for water-excess management**. Larry W. Mays ed., Water resources handbook, McGraw-Hill, New York, 1996.

GUPTA, H. V.; Sorooshian, S. & Y.; P. O. Status of Automatic Calibration for Hydrologic Models : Comparison With Multilevel Expert Calibration. **Journal of Hydrologic Engineering**, 1999. v. 4, n. 2, p. 135–143.

HABERT, J.; RICCI, S.; LE PAPE, E.; THUAL, O.; PIACENTINI, A.; GOUTAL, N.; ROCHOUX, M. Reduction of the uncertainties in the water level-discharge relation of a 1D hydraulic model in the context of operational flood forecasting. **Journal of Hydrology**, 2016. v. 532, p. 52–64.

HAILEGEORGIS, T. T.; ALFREDSEN, K.; ABDELLA, Y. S.; KOLBERG, S. Evaluation of different parameterizations of the spatial heterogeneity of subsurface storage capacity for hourly runoff simulation in boreal mountainous watershed. **Journal of Hydrology**, 2015. v. 522, p. 522–533.

HAN, J.; HUANG, G.; HUANG, Y.; ZHANG, H.; LI, Z.; CHEN, Q. Chance-constrained overland flow modeling for improving conceptual distributed hydrologic simulations based on scaling representation of sub-daily rainfall variability. **Science of the Total Environment**, 2015. v. 524–525, p. 8–22.

HARTO BR, S.; YUDIYANTI, I. T.; COENRAAD, R. Performance of representative Unit Hydrograph derived from different number of cases. **Civil Engineering Forum**, 2012. v. 21, n. 2, p. 1243–1248.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. New York: Collier Macmillan Canada Ltd, 1966. 522 p.

INYANG, H. I. On Models, Modeling, and Modelers in the Environmental Arena. **Journal of Environmental Engineering**, 2003. p. 489-490.

JEONG, J.; KANNAN, N.; ARNOLD, J.; GLICK, R.; GOSSELINK, L.; SRINIVASAN, R. Development and Integration of Sub-hourly Rainfall–Runoff Modeling Capability within a Watershed Model. **Water Resources Management**, 2010. v. 24, p. 4505–4527.

KALANTARI, Z.; LYON, S. W.; FOLKESON, L; FRENCH, H. K.; STOLTE, J.; JANSSON, P. E.; SASSNER, M. Quantifying the hydrological impact of simulated changes in land use on peak discharge in a small catchment. **Science of the Total Environment**, 2014. v. 466-467, p. 741-754.

KELLY, D. J.; GARVIN, S. L. European flood strategies in support of resilient Buildings. In: VASSILOPOULOS, A. et al. *Advances in urban flood management*. London: **Taylor & Francis Group**, 2007. Cap. 15, p. 339-358.

KNEBL, M. R.; YANG, Z. L.; HUTCHISON, K.; MAIDMENT, D. R. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/ RAS: A case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. **Journal of Environmental Management**, 2005. v. 75, p. 325–336.

KOK, J. L.; GROSSMANN, M. Large-scale assessment of flood risk and the effects of mitigation measures along the Elbe River. **Natural Hazards**, 2010, p. 143– 166.

KVOCKA, D.; AHMADIAN, R.; FALCONER, R. A. Flood Inundation Modelling of Flash Floods in Steep River Basins and Catchments. **Water**, 2017. v. 9, n. 705, p. 1–16.

LAI, X.; JIANG, J.; LIANG, Q.; HUANG, Q. Large-scale hydrodynamic modeling of the middle Yangtze River Basin with complex river–lake interactions. **Journal of Hydrology**, 2013. p. 228-243.

LI, D.; QU, S.; SHI, P.; CHEN, X.; XUE, F.; GOU, J.; ZHANG, W. Development and Integration of Sub-Daily Flood Modelling Capability within the SWAT Model and a Comparison with XAJ Model. **Water**, 2018. v. 10, n. 1263, p. 1–17.

MCENROE, B. M. **Guidelines for Continuous Simulation of Streamflow in Johnson County , Kansas , with HEC-HMS**. *Report to: Johnson County Public Works and Infrastructure Stormwater Management Program*, 35 p, 2010.

MERWADE, V.; COOK, A; COONROD, J. GIS techniques for creating river terrain models for hydrodynamic modeling and flood inundation mapping. **Environmental Modelling & Software**, 2008. p. 1300-1311.

MIAO, Q.; YANG, D.; YANG, H.; LI, Z. Establishing a rainfall threshold for flash flood warnings in China ' s mountainous areas based on a distributed hydrological model. **Journal of Hydrology**, 2016. v. 541, p. 371–386.

MILLER, W. A.; CUNGE, J. A. Simplified equations of unsteady flow. **Water Resources Publications**, 1975. v. 1.

MONTE, B. E. O.; COSTA, D. D.; CHAVES, M. B.; MAGALHÃES, L. O.; UVO, C. B. Modelagem hidrológica e hidráulica aplicada ao mapeamento de áreas inundáveis Hydrological and hydraulic modelling applied to the mapping of flood-prone areas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, 2016. v. 21, n. 1, p. 152–167.

ROJAS, R.; FEYEN, L.; WATKISS, P. Climate change and river floods in the European Union: Socio-economic consequences and the costs and benefits of adaptation. **Global Environmental Change**, 2013. p. 1-15.

MORIASI, D. N.; ARNOLD, J. G.; VAN LIEW, M. W.; BINGNER, R. L.; HARMEL, R. D.; VEITH, T. L. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. **American Society of Agricultural and Biological Engineers**, 2007. v. 50, n. 3, p. 885–900.

MOTA, J. C.; TUCCI, C. E. M. Simulation of the urbanization effect in flow. **Hydrological Sciences Journal**, 1984. v. 29, n. 2, p. 131-147.

NASH, I. E.; SUTCLIFFE, I. V. River flow forecasting through conceptual models. **Journal of Hydrology**, 1970. v. 10. n. 3, p. 282–290.

NAVAS, R.; DELRIEU, G. Distributed hydrological modeling of floods in the Cévennes-Vivarais region , France : Impact of uncertainties related to precipitation estimation and model parameterization. **Journal of Hydrology**, 2018. v. 565, p. 276–288.

NIKOLOPOULOS, E. I.; ANAGNOSTOU, E. N.; BORGA, M.; VIVONI, E. R.; PAPAPOULOS, A. Sensitivity of a mountain basin flash flood to initial wetness condition and rainfall variability. **Journal of Hydrology**, 2011. v. 402, n. 3–4, p. 165–178.

OHANA-LEVI, N.; KARNIELI, A.; EGOZI, R.; GIVATI, A.; PEETERS, A. Modeling the Effects of Land-Cover Change on Rainfall-Runoff Relationships in a Semiarid, Eastern Mediterranean Watershed. **Advances in Meteorology**, 2015. p. 1–16.

OLIVEIRA, G. G. Modelos para previsão, espacialização e análise das áreas inundáveis na bacia hidrográfica do rio Caí, RS. 148 f. Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto) – Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

ÖZTÜRK, K.; YILMAZER, A. U. Improving the accuracy of the radar rainfall estimates using gage adjustment techniques : Case study for west Anatolia , Turkey. **Atmospheric Research**, 2007. v. 86, p. 139–148.

PAIVA, R. C. D. Modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica de Grandes Bacias. Estudo de Caso: Bacia do Rio Solimões. . 182 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

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

PAZ, A. R.; BRAVO, J. M.; ALLASIA, D.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Large Scale Hydrodynamic Modeling of a Complex River Network and Floodplains. **Journal of Hydrologic Engineering**, 2010. p. 152-165.

PERNAMBUCO. Secretaria de Recursos Hídricos e Energéticos (SRHE). Controle de cheias. Recife, 2011. Disponível em: <[http://www.srhe.pe.gov.br/index.php?option=com\\_content&view=article&id=327:barragens-de-contencao-decheias](http://www.srhe.pe.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=327:barragens-de-contencao-decheias)>. Acesso em: 10 de dezembro de 2018. Website.

PONCE, V.M.; YEVJEVICH, V. Muskingum Cunge method with variable parameters. **Journal of the Hydraulics Division, ASCE**, 1978. v. 104, n. HY12, p. 1663-1667.

PONCE, V. M.; CHAGANTI, P. V. Variable-parameter Muskingum-Cunge method revisited. **Journal of Hydrology**, 1994. v. 162, p. 433–439.

PONCE, V. M.; LOHANI, A. K.; SCHEYING, C. Analytical verification of Muskingum-Cunge routing. **Journal of Hydrology**, 1996. v. 174, p. 235–241.

PONTES, P. R. M.; FAN, F. M.; FLEISCHMANN, A. S.; PAIVA, R. C. D.; BUARQUE, D. C.; SIQUEIRA, V. A.; COLLISCHONN, W. MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. **Environmental Modelling and Software**, 2017. v. 94, p. 1–20.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, 540 p., 2006.

POWELL, S. J.; LETCHER, R. A.; CROKE, B. F. W. Modelling floodplain inundation for environmental flows: Gwydir wetlands, Australia. **Ecological Modelling**, 2008. p. 350-362.

QUIROGA, V. M.; KURE, S.; UDO, K.; MANO, A. Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: Application

of the new HEC-RAS version 5. **RIBAGUA - Revista Iberoamericana Del Agua**, 2016. v. 3, n. 1, p. 25–33.

REFSGAARD, J.C.; KNUDSEN, J. Operational validation and intercomparison of different types of hydrological models. **Water Resources Research**, 1996. v. 32, n. 7, p. 2189–2202.

REHMAN, H.; NAEEM, U. A.; NISAR, H.; EJAZ, N. Development of Empirical Equations for the Peak Flood of the Chenab River Using GIS. **Arabian Journal for Science and Engineering**, 2012. p. 945-954.

REGGIANI, P.; TODINI, E.; MEIßNER, D. On mass and momentum conservation in the variable-parameter Muskingum method. **Journal of Hydrology**, 2016. v. 543, p.562–576.

REYNOLDS, J. E.; HALLDIN, S.; XU, C. Y., SEIBERT, J.; KAUFFELDT, A. Sub-daily runoff predictions using parameters calibrated on the basis of data with a daily temporal resolution. **Journal of Hydrology**, 2017. v. 550, p. 399–411.

RIBEIRO NETO, A. R.; BATISTA, L. F. D. R.; COUTINHO, R. Q. Methodologies for generation of hazard indicator maps and flood prone areas: municipality of Ipojuca / PE . **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, 2016. v. 21, n. 2, p. 377–390.

RIBEIRO NETO, A.; CIRILO, J. A.; DANTAS, C. E. O. Integração de modelos Chuva-Vazão e Hidrodinâmico para Simulação de Cheias. **In: XIV World Water Congress**, 2011, Porto de Galinhas - PE. p. 1–10.

RIBEIRO NETO, A.; CIRILO, J. A.; DANTAS, C. E. O.; SILVA, E. R. Caracterização da formação de cheias na bacia do rio Una em Pernambuco: Simulação hidrológica-hidrodinâmica. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, 2015. v. 20, n. 2, p. 394–403.

SAJIKUMAR, N.; GYNCY, I.; SUMAM, K. S. Modelling of Nonlinear Muskingum Method using Control System Concept. **Aquatic Procedia**, 2015. v. 4, p. 979–985.

SALEH, A.; GHOBAD, R.; NOREDIN, R. Evaluation of HEC-HMS methods in surface runoff simulation (Case study: Kan watershed, Iran). **Advances in Environmental Biology**, 2011. v. 5, n. 6, p. 1316–1321.

SARDOII, E. R.; ROSTAMI, N.; CIGAROUDI, S. K.; TAHERI, S. Calibration of loss estimation methods in HEC-HMS for simulation of surface runoff (case study : Amirkabir Dam Watershed, Iran) **Advances in Environmental Biology**, 2012. v. 6, n. 1, p. 343–348.

SARGENT, R. G. Verification and validation of simulation models. **Journal of Simulation**, 2013. p. 12-24.

SARHADI, A.; SOLTANI, S.; MODARRES, R. Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. **Journal of Hydrology**, 2012. p. 68-86.

SHEN, D.; WANG, J.; CHENG, X.; RUI, Y.; YE, S. Integration of 2-D hydraulic model and high-resolution lidar-derived DEM for floodplain flow modeling. **Hydrology and Earth System Sciences**, 2015. v. 19, n. 8, p. 3605–3616.

SHERMAN, L. Stream flow from rainfall by the unit graph method. **Engineering News Record**, 1932, v. 108, p. 501-505.

SINGH, J.; KNAPP, H. V.; DEMISSIE M. Hydrologic modeling of the Iroquois River watershed using HSPF and SWAT. **Journal of the American Water Resources Association**, 2005. v. 41, n.2, p. 361-375.

SNYDER, F.F. Synthetic unit graphs. **Transactions of American Geophysical Union**, 1938. v. 19, p. 447-454.

SILVA, E. R. *Modelagem integrada para controle de cheias, previsão e alerta de inundações: estudo de caso da bacia do Rio Una em Pernambuco*. 144 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, 2015.

SRINIVASULU, S.; JAIN, A. River flow prediction using an integrated approach. **Journal of Hydrologic Engineering**, 2009. p. 75-83.

STEPHENSON, D. Direct optimization of Muskingum routing coefficients. **Journal of Hydrology**, 1979, v. 41, p. 161-165.

TAO, J.; BARROS, A. P. Prospects for flash flood forecasting in mountainous regions – An investigation of Tropical Storm Fay in the Southern Appalachians. **Journal of Hydrology**, 2013. v. 506, p. 69–89.

TARPANELLI, A.; BROCCA, L.; MELONE, F.; MORAMARCO, T. Hydraulic modelling calibration in small rivers by using coarse resolution synthetic aperture radar imagery. **Hydrological Processes**, 2013. v. 27, n. 9, p. 1321–1330.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 943 p., 2001.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 678p., 2005.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. **HEC-HMS Hydrologic Modeling System**. Technical Reference Manual, 145 p., 2000.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. **HEC-DSS HEC Data Storage System Visual Utility Engine**. User's Manual Version 2.0, 490 p., 2009.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. **HEC-HMS Hydrologic Modeling System**. User's Manual Version 4.1, 606 p., 2015.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. **HEC-RAS River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual Version 5.0, 547 p., 2016a.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. **HEC-RAS River Analysis System**. User's Manual Version 5.0, 962 p., 2016b.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. **HEC-RAS River Analysis System**. 2D Modeling User's Manual, 171 p., 2016c.

VIDAL, J. P.; MOISAN, S.; FAURE, J. B.; DARTUS, D. River model calibration, from guidelines to operational support tools. **Environmental Modelling & Software**, 2007. p. 1628- 1640.

YIN, J.; YU, D.; YIN, Z.; LIU, M.; HE, Q. Evaluating the impact and risk of pluvial flash flood on intra-urban road network: a case study in the city center of Shanghai, China. **J. Hydrol**, 2016. v. 537, p.138-145.

YUE, S.; HASHINO, M. Unit hydrographs to model quick and slow runoff components of streamflow. **Journal of Hydrology**, 2000. v. 227, p. 195–206.

ZHENG, Z.; GAO, J.; MA, Z.; WANG, Z.; YANG, X.; KUO, X.; JACQUET, T.; FU, G. Urban flooding in China: main causes and policy recommendations. **Hydrological Processes**, 2016. v. 30, p. 1149-1152.

YANG, J.; TOWNSEND, R. D.; DANESHFAR, B. Applying the HEC-RAS Model and GIS Techniques in River Network Floodplain Delineation. **Canadian Journal of Civil Engineering**, 2006. p. 19-28.

WARMINK, J. J.; KLIS, H. V.; BOOIJ, M. J.; HULSCHER, S. J. M. H. Identification and Quantification of Uncertainties in a Hydrodynamic River Model Using Expert Opinion. **Water Resources Management**, 2011. p. 601-622.

WHEATHER, H. S. Progress in and prospects for fluvial flood modelling. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**, 2002. p. 1409-1431.

WOO, H.; CHOI, S. U.; KIM, W. Recent Advancements in River Flow Modeling. *In*: WORLD ENVIRONMENTAL AND WATER RESOURCES CONGRESS, 2013, **Ahupua'A Anais...Ahupua'A**, 2008. p. 1-9.