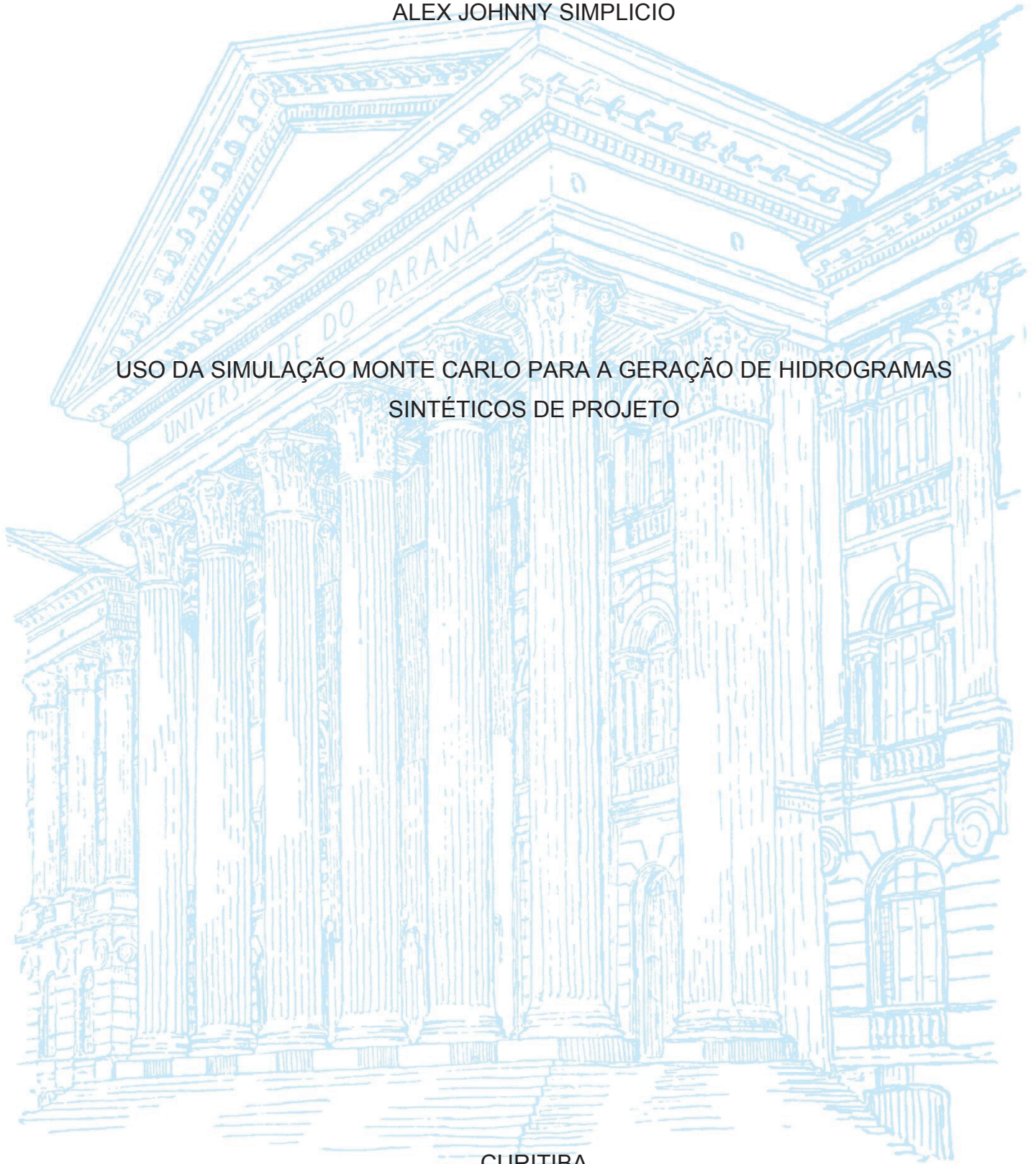


UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ALEX JOHNNY SIMPLICIO

USO DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO PARA A GERAÇÃO DE HIDROGRAMAS  
SINTÉTICOS DE PROJETO



CURITIBA

2019

ALEX JOHNNY SIMPLICIO

USO DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO PARA A GERAÇÃO DE HIDROGRAMAS  
SINTÉTICOS DE PROJETO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Eloy Kaviski

CURITIBA

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE – SIBI/UFPR

---

S612u

Simplicio, Alex Johnny

Uso da simulação Monte Carlo para a geração de hidrogramas sintéticos de projeto [recurso eletrônico]/ Alex Johnny Simplicio - Curitiba, 2019.

Dissertação (Mestrado) apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Eloy Kaviski

1. Hidrogramas. 2. Recursos hídricos. 3. Engenharia de Recursos Hídricos. I. Kaviski, Eloy. II. Título. III. Universidade Federal do Paraná.

CDD 556.51

---

Bibliotecária: Vilma Machado CRB9/1563



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
SETOR DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE  
RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL - 40001016021P0

## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **ALEX JOHNNY SIMPLICIO** intitulada: **USO DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO PARA GERAÇÃO DE HIDROGRAMAS SINTÉTICOS DE PROJETO**, sob orientação do Prof. Dr. ELOY KAVISKI, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua aprovação no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 09 de Outubro de 2019.

ELOY KAVISKI

Presidente da Banca Examinadora (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

EUDES JOSÉ ARANTES

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ)

MARCELO RODRIGUES BESSA

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

ANDRE LUIZ TONSO FABIANI

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

## RESUMO

**Resumo.** Na prática hidrológica, vazões de projeto associadas a um período de retorno são comumente estimadas por meio de distribuições marginais de probabilidades. No entanto, o dimensionamento de algumas estruturas hidráulicas requer a representação de um hidrograma completo. Diversas pesquisas propuseram análises multivariadas da vazão de pico, volume e duração dos eventos para a construção de hidrogramas de projeto, visto que estas variáveis apresentam uma forte correlação entre si. Adicionalmente, outros estudos ajustaram funções de densidade de probabilidades (FDPs) a hidrogramas observados, onde os parâmetros dessas funções tinham o objetivo de descrever o formato dos hidrogramas. Apesar de considerarem essa variável na construção de hidrogramas de projeto, esses estudos se restringiram ao uso da esperança condicional para descrever a relação mútua entre todas as variáveis do problema. Tendo isso em vista, foi proposto a elaboração de um método para a construção de hidrogramas de projeto a partir de uma análise multivariada das vazões de pico, volume, duração e os parâmetros de distribuição BETA e GSTSP (*Generalized Standard Two-Sided Power Distribution*), onde esses parâmetros descrevem o formato dos hidrogramas observados. Tendo como área de estudo o rio Iguaçu entre as estações de Fluviópolis e União da Vitória, observou-se forte correlação entre as vazões de pico e o volume dos hidrogramas observados em Fluviópolis. Essas variáveis apresentaram também forte correlação com a vazão gerada pela bacia incremental do trecho em questão e uma correlação moderada por parte dos parâmetros de forma dos hidrogramas. A partir disso, foram gerados sinteticamente mil conjuntos dessas variáveis por meio da Distribuição Normal Multivariada e da simulação Monte Carlo. Os hidrogramas gerados provaram ser estatisticamente consistentes com os hidrogramas observados. Esses hidrogramas foram propagados em canal, juntamente com a vazão lateral da bacia incremental até a estação fluviométrica de União da Vitória, permitindo conhecer a distribuição de probabilidades dos hidrogramas neste ponto da bacia.

Palavras-chave: Simulação Monte Carlo. Hidrogramas de projeto. Análise multivariada. Funções densidade de probabilidades, Distribuição Conjunta de Probabilidades.

## ABSTRACT

**Abstract.** In hydrological practice, the return period of peak flows are commonly estimated by means of marginal probability distribution functions (PDFs). However, some hydraulic structures design demands the knowledge of the full hydrograph. Several researches proposed multivariate analyses of peak flow, volume and flood duration to construct design hydrograph, since a strong correlation is present among those variables. Additionally, other studies fit Probability Density Functions (PDFs) to observed hydrographs, aiming to describe their shape by the parameters of the distribution. Although some studies considered the shape variable, they were restricted to conditional expectation to describe the mutual relationship among all variables of the problem. In view of the above, this dissertation aims to present a method that builds flood design hydrographs using multivariate analysis of peak flow, volume, flood duration and parameters of the BETA and GSTSP distribution (*Generalized Standard Two-Sided Power Distribution*), which describe the shape of the observed flood hydrographs. The study case is the Iguaçu River catchment between Fluviópolis and União da Vitória stream gauges, where results showed a strong relationship between peak flow and volume of hydrographs as observed in Fluviópolis. These variables also presented strong correlation with the runoff from the incremental catchment between both stream gauges and moderate correlation with the shape parameters. In the next step, one thousand sets of these variables were randomly generated using Monte Carlo simulation coupled with a Normal Multivariate Distribution. The hydrographs built from these synthetic variables proved statistically consistent when compared to the observed hydrographs. These hydrographs were routed in the river channel along with the lateral inflow from the incremental catchment until União da Vitória stream gauge, thus, allowing obtaining the probability distribution of hydrographs at this point of the catchment.

Keywords: Monte Carlo Simulation, Design Hydrograph, Multivariate Analysis, Probability Density Functions, Joint Probability Distribution.

## AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento dessa dissertação seguiu um caminho bastante tortuoso, mas de muito aprendizado, seja acadêmico ou pessoal. Tive a oportunidade de ampliar os meus conhecimentos na área de Engenharia Recursos Hídricos e de descobrir a minhas potencialidades e defeitos. Foi um período onde frustrações e alegrias se misturavam a todo momento, mas sempre tive pessoas ao meu lado para me apoiar em um e compartilhar o outro. Assim, gostaria de deixar o meu agradecimento à essas pessoas que marcaram enormemente esse período da minha vida.

Primeiramente, ao meu orientador Professor Eloy Kaviski por todo o conhecimento compartilhado, pela paciência e por acreditar no meu trabalho. A cada reunião nossa eu saía com o espírito renovado e com a confiança de que estava no caminho certo.

Ao Professor Cristóvão por tentar enxergar sempre o melhor lado das pessoas. O seu otimismo e comprometimento é uma contínua fonte de inspiração.

A Professora Miriam pelo conhecimento passado em sala de aula e por ter me dado a oportunidade do estágio docência. Lecionar para a graduação no curso em que me formei foi uma experiência que vou levar comigo para o resto da vida.

A todos os professores do PPGERHA com quem tive o privilégio de ter aula. O conhecimento transmitido por vocês foi de grande valia para a formação acadêmica e para elaboração dessa dissertação.

Aos amigos que fiz e aos com quem tive a oportunidade de conviver novamente, agradeço pelos diversos momentos de alegria que vivi durante o mestrado. Anna, Bruna, Iverson, Jean, Jéssica, Juzinha, Juzona, João, Karol, Michel e Tai, a vida acadêmica foi mais fácil com vocês do meu lado.

A minha grande amiga Daniele, pelo apoio, motivação e pelas longas conversas. É reconfortante saber que posso contar sempre com a sua amizade.

Quero agradecer também a minha família por todo amor e apoio. Mãe, pai, Diogo, Rodrigo e Maria, vocês são o meu porto seguro.

Agradeço aos membros internos da banca, professores André Fabianni e Marcelo Bessa, por prontamente se disporem a avaliar o meu trabalho. Agradeço o professor Eudes José Arantes por gentilmente aceitar o convite para compor a banca avaliadora.

Por fim, agradeço a CAPES pela concessão da bolsa de mestrado e ao PPGERHA pelo espaço cedido e apoio acadêmico



## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: SEPARAÇÃO DAS DIFERENTES COMPONENTES QUE FORMAM O HIDROGRAMA DE CHEIA.....	23
FIGURA 2: (a) HIDROGRAMA COM ASSIMETRIA POSITIVA ( $t_p < t_c$ ), (b) HIDROGRAMA SIMÉTRICO ( $t_p = t_c$ ) E (c) HIDROGRAMA COM ASSIMETRIA NEGATIVA ( $t_p > t_c$ ). .....	29
FIGURA 3: COMPARAÇÃO ENTRE OS HIDROGRAMAS ORIGINAL E MODIFICADO DE ACORDO COM O MÉTODO SUGERIDO POR YUE ET AL. (2002). .....	37
FIGURA 4: ESQUEMATIZAÇÃO DO MODELO DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO SACRAMENTO. ALTERADO DE EWATER (2019).....	41
FIGURA 5: POLÍGONOS DE THIESSEN GERADOS PELO SOFTWARE ARCMAP .....	45
FIGURA 6: ESQUEMATIZAÇÃO DIFERENCIAL DAS DERIVADAS ESPACIAIS E TEMPORAIS SEGUNDO O ESQUEMA DIFUSIVO LAX. FONTE: ADAPTADO DE CHANSON (2004) .....	49
FIGURA 7: ESQUEMATIZAÇÃO DO MÉTODO DA MALHA RETANGULAR CARACTERÍSTICA. FONTE: ADAPTADO DE SIVALOGANATHAN (1978).....	53
FIGURA 8: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO. ....	56
FIGURA 9: LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS AO LONGO DO RIO IGUAÇU NO TRECHO ENTRE FLUVIÓPOLIS E UNIÃO DA VITÓRIA. ....	59
FIGURA 10: SELEÇÃO DO HIDROGRAMAS DE CHEIA COM BASE NA MÁXIMA VAZÃO ANUAL. O INÍCIO E O FIM DO EVENTO SÃO DETERMINADOS COM BASE NO MÉTODO DE SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO. ....	60
FIGURA 11: SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO DE BASE DO HIDROGRAMAS DE CHEIA DA ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA DE FLUVIÓPOLIS USANDO O MÉTODO DOS MÍNIMOS LOCAIS. ....	61
FIGURA 12: <i>BOXPLOT</i> DAS DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP. A DISPERSÃO E A MÉDIA DOS VALORES DO COEFICIENTE DE NASH INDICAM UM MELHOR AJUSTE DA FUNÇÃO GSTSP.....	62

FIGURA 13: AJUSTE DAS DISTRIBUIÇÕES BETA (AZUL) E GSTSP (VERMELHO) AOS HIDROGRAMAS ADIMENSIONALIZADOS (PRETO) OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS.....	63
FIGURA 14: LOCALIZAÇÃO DA SUB-BACIA USADA NA CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO. ....	65
FIGURA 15: FLUVIOGRAMAS COMPARATIVOS ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO (01/01/1996-31/12/1999).....	67
FIGURA 16: FLUVIOGRAMAS COMPARATIVOS ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO (01/01/2000-31/12/2001).....	67
FIGURA 17: DISPERSÃO ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE CALIBRAÇÃO (01/01/1996-31/12/1999).....	68
FIGURA 18: DISPERSÃO ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS (01/01/1996-31/12/1999).....	68
FIGURA 19: COMPARAÇÃO ENTRE O HIDROGRAMA RESULTANTE DA SIMULAÇÃO DA BACIA INCREMENTAL E O HIDROGRAMA DE FLUVIÓPOLIS PARA OS ANOS DE 1987 E 1999.....	69
FIGURA 20: MATRIZ DE DISPERSÃO DOS PARÂMETROS NORMALIZADOS. ...	72
FIGURA 21: CONSTRUÇÃO DO HIDROGRAMA SINTÉTICO DE CHEIA A PARTIR DOS PARÂMETROS GERADOS PELO MODELO ESTOCÁSTICO. ....	73
FIGURA 22: HIDROGRAMAS GERADOS SINTETICAMENTE PARA A ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA DE FLUVIÓPOLIS.....	74
FIGURA 23: REPRESENTAÇÃO EVOLUÇÃO ESPACIAL E TEMPORAL DA VAZÃO NO CANAL SIMULADO, ONDE OBSERVA-SE O AUMENTO GRADUAL DA VAZÃO DE PICO ASSIM COMO A SUA TRANSLAÇÃO AO LONGO DA SIMULAÇÃO.....	77
FIGURA 24: EFEITO DA SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA SOBRE OS HIDROGRAMAS SINTÉTICOS. EM LINHA CONTÍNUA ESTÃO HIDROGRAMAS DE ENTRADA ( $i=1$ ) E EM LINHA TRACEJADA OS DE SAÍDA ( $i=n$ ). ....	78
FIGURA 25: TEMPO DE RECORRÊNCIA EMPÍRICO DAS VAZÕES DE PICO EM UNIÃO DA VITÓRIA. ....	80

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1: RESUMO DOS MÉTODOS PROPOSTOS PARA ELABORAÇÃO DE HIDROGRAMAS SINTÉTICOS.....	33
TABELA 2: TABELA RESUMO DOS PARÂMETROS QUE INTEGRAM O MODELO SACRAMENTO.....	43
TABELA 3: VALORES DOS PARÂMETROS OBTIDOS COM A CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO PARA ESTAÇÃO DE SÃO PEDRO DO TIMBÓ.....	65
TABELA 4: RESUMO DAS ESTATÍSTICAS DA CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO. ....	66
TABELA 5: ESTATÍSTICAS DAS SÉRIES NORMALIZADAS.....	70
TABELA 6: MATRIZ DIAGONAL DE CORRELAÇÃO DOS DADOS AMOSTRAIS. .	70
TABELA 7: PARÂMETROS SINTÉTICOS QUE DESCREVEM OS HIDROGRAMAS Q <sub>100</sub> , Q <sub>200</sub> , Q <sub>500</sub> E Q <sub>1000</sub> . ....	75
TABELA 8: ESTATÍSTICAS DOS TESTES DE HIPÓTESE REALIZADOS SOBRE OS VAZÕES DE PICO OBSERVADAS E RESULTADAS DOS HIDROGRAMAS SINTÉTICOS.....	75
TABELA 9: RESUMO DAS PRINCIPAIS VARIÁVEIS QUE CARACTERIZAM O ESCOAMENTO EM UNIÃO DA VITÓRIA.....	79

## LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ANA	- Agência Nacional de Águas
API	- Antecedent Precipitation Index
FDP	- Função densidade de probabilidades
FDA	- Função de distribuição acumulada
GSTSP	- Generalized Standard Two-Sided Power Distribution
IF	- Intervalo Fixo
IM	- Intervalo Móvel
HU	- Hidrograma Unitário
HUI	- Hidrograma Unitário Instantâneo
HUS	- Hidrograma Unitário Sintético
HT	- Hidrograma Típico
INMET	- Instituto Nacional de Meteorologia
JICA	- Japan International Cooperation Agency
ME	- Método Estatístico
ML	- Mínimos Locais
RLS	- Reservatório Linear Simples
SCS	- Soil Conservation Service
SIMEPAR	- Sistema Meteorológico do Paraná

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>15</b>
1.1 GERAL .....	15
1.2 JUSTIFICATIVA .....	17
1.3 OBJETIVOS .....	17
1.3.1 Objetivo geral .....	17
1.3.2 Objetivos específicos.....	17
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO.....	19
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>20</b>
2.1 GERAL .....	20
2.2 HIDROGRAMA DE CHEIA.....	23
2.2.1 Separação do Escoamento Subterrâneo.....	24
2.3 HIDROGRAMA DE PROJETO.....	25
2.3.1 Hidrograma Unitário Tradicional.....	25
2.3.2 Hidrograma Unitário Sintético.....	27
2.3.3 Hidrograma Típico.....	27
2.3.4 Métodos Estatísticos .....	28
2.3.5 Propagação de Vazões .....	30
<b>3 MÉTODO PROPOSTO</b> .....	<b>33</b>
3.1 ABORDAGEM METODOLÓGICA.....	33
3.2 PREPARAÇÃO DOS DADOS .....	34
3.3 SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO DE BASE.....	35
3.4 REPRESENTAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL POR MEIO DE UMA FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES .....	36
3.5 MODELAGEM CHUVA-VAZÃO .....	39
3.5.1 Modelo de Sacramento .....	40
3.5.2 Calibração e simulação do modelo Sacramento .....	43
3.5.3 Precipitação média: Polígonos de Thiessen.....	45
3.6 MODELO ESTOCÁSTICO DE GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS .....	46
3.6.1 Simulação Monte Carlo .....	46
3.6.2 Transformação Box-Cox.....	46
3.6.3 Distribuição normal multivariada .....	47
3.7 PROPAGAÇÃO DE VAZÕES .....	49

3.7.1 Esquema difusivo LAX .....	49
3.8 CONDIÇÕES DE CONTORNO: MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS .....	51
<b>4 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>55</b>
4.1 ÁREA DE ESTUDO .....	55
4.2 DADOS.....	57
<b>5 DISCUSSÃO E RESULTADOS .....</b>	<b>60</b>
5.1 GERAL .....	60
5.2 SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO .....	60
5.3 PARAMETRIZAÇÃO DOS HIDROGRAMAS OBSERVADOS .....	61
5.4 CALIBRAÇÃO, VALIDAÇÃO E SIMULAÇÃO DAS VAZÕES NA BACIA INCREMENTAL.....	64
5.5 PARÂMETROS DO MODELO ESTOCÁSTICO MULTIVARIADO .....	70
5.6 GERAÇÃO DE HIDROGRAMAS SINTÉTICOS .....	73
5.7 PROPAGAÇÃO DE VAZÕES .....	76
<b>6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>81</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>83</b>
<b>APÊNDICE A – MÉTODO DO RECOZIMENTO SIMULADO.....</b>	<b>88</b>
<b>APÊNDICE B - ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS .....</b>	<b>90</b>
<b>APÊNDICE C – PARÂMETROS DE ENTRADA DO MODELO DE GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS DE HIDROGRAMAS DE CHEIA .....</b>	<b>91</b>
<b>APÊNDICE D – CÓDIGO DO MODELO HIDRODINÂMICO BASEADO NO ESQUEMA DIFUSIVO DE LAX E NO MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS .....</b>	<b>93</b>
<b>APÊNDICE E – CÓDIGO DO PROGRAMA GERADOR DE SÉRIES SINTÉTICAS MULTIVARIADAS NORMALMENTE DISTRIBUÍDA .....</b>	<b>96</b>
<b>APÊNDICE F – GRÁFICOS DAS FUNÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1964 A 2014.</b>	
98	
<b>APÊNDICE G – GRÁFICOS CONTENDO OS HIDROGRAMAS DOS EVENTOS SELECIONADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E OS EVENTOS SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL. ....</b>	<b>107</b>

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 GERAL

O dimensionamento de estruturas hidráulicas, bem como a gestão de recursos hídricos, requer estudos que investiguem a probabilidade de ocorrência de eventos extremos de cheia, caracterizados especialmente pela vazão de pico. Geralmente, o estudo de frequência de vazões de pico é feito de forma univariada, a partir dos valores máximos anuais retirados de uma série histórica de vazões.

Apesar de alguns estudos hidrológicos e o dimensionamento de certas estruturas hidráulicas se restringirem às vazões máximas, outros demandam hidrogramas de projeto. Neste caso, para um dado período de retorno  $T$ , a vazão de pico está associada a um volume e a uma distribuição sequencial de vazões (TUCCI, 1992). Esses estudos, em geral, buscam medir efeitos de atenuação de cheias em uma dada área, assim como o dimensionamento de reservatórios de retenção, extravasores de cheia, etc. Diferente da análise de frequência de vazões máximas, a construção de hidrogramas de projeto não pode se ater simplesmente à vazão de pico, devido à presença de forte correlação dessa variável com o volume escoado e a duração dos eventos (DE MICHELE *et al.*, 2005; REQUENA *et al.*, 2013; TOMIROTTI e MIGNOSA, 2017).

A forma assumida pelos hidrogramas de cheias também é relevante para elaboração de hidrogramas de projeto, uma vez que refletem as características físicas das bacias e dos eventos de precipitação que os originaram. Hidrogramas onde a formação do pico é repentina, por exemplo, são característicos de bacias urbanizadas, pois a sua resposta a eventos de precipitação é rápida. Grandes bacias rurais com forte inclinação do leito do rio e da área de drenagem - caso do rio Iguaçu no Estado do Paraná, entre a cidade de União da Vitória e a Usina Hidrelétrica de Foz do Areia - também podem apresentar características semelhantes (MINE e TUCCI, 2002). Por outro lado, hidrogramas que apresentam uma ascensão mais lenta do que a recessão são típicos de bacias que possuem grandes planícies de inundação.

Assim sendo, é fundamental que os hidrogramas de projeto reproduzam também os formatos característicos dos hidrogramas de cheias observados na região estudada, visto que o impacto de um evento de cheia extremo não está relacionado apenas à sua vazão de pico, volume e duração, mas também ao formato do hidrograma (YUE *et al.*, 2002).

De acordo com PILGRIM e CORDERY (1993), eventos de cheia decorrem da combinação de complexos fatores climatológicos e físicos, como a intensidade e a variabilidade espacial da precipitação, a qual segue um padrão aleatório, e da resposta da bacia à chuva, a qual geralmente é determinística. Isto posto, pode-se dizer que vazões máximas e, por sua vez, os hidrogramas de cheia, resultam de processos estocásticos-determinísticos (CHOW, MAIDMENT E MAYS, 1988).

Dessa forma, é possível reconhecer que as variáveis que compõem o hidrograma de cheia, tais como volume, duração, vazão de pico e o formato, também possuem uma natureza aleatória. Logo, uma modelagem multivariada dessas variáveis por meio de uma distribuição conjunta de probabilidades possibilitaria considerar a aleatoriedade intrínseca a elas, assim como reproduzir as estruturas de correlação existentes.

Diversos estudos consideraram modelagem da vazão de pico, duração e volume de forma multivariada (DE MICHELE et al., 2005, REQUENA et al., 2013 e TOMIROTTI e MIGNOSA, 2017). Na maioria desses estudos, os hidrogramas de projeto sintéticos foram gerados de forma bivariada a partir de eventos de cheia observados e posteriormente propagados em reservatórios de detenção, ou de usinas hidrelétricas, com o objetivo de verificar o risco das estruturas de vertimento de não atender a vazão de projeto para qual foram dimensionadas. Entretanto, verifica-se que os autores negligenciaram os efeitos do formato hidrograma. Yue et al. (2002) e Serinaldi e Grimaldi (2011) propuseram um método onde esses efeitos eram considerados. No entanto, esses estudos se restringiram a uma abordagem univariada para a geração dos hidrogramas de projeto.

Dadas as características aqui apresentadas, esta dissertação propõe a apresentação de um método que permita a construção de hidrogramas de projeto que contemple uma abordagem multivariada, relacionando os diversos fatores que influenciam no formato final do hidrograma. Para chegar a esse objetivo são apresentados métodos para a representação dos hidrogramas de cheia por meio de parâmetros quantificáveis, propiciando o ajuste de uma distribuição conjunta de probabilidades entre todos eles. Considerando que uma solução analítica dessas distribuições é bastante complexa, buscou-se utilizar a simulação Monte Carlo (SMC), a qual permite determinar a frequência dos eventos a partir da geração de números pseudoaleatórios.



## 1.2 JUSTIFICATIVA

O controle sobre os recursos hídricos geralmente demanda estudos que caracterizem a magnitude, frequência e a forma assumida pelos hidrogramas de cheia. Dentre os métodos disponíveis para a estimação do hidrograma de projeto requerido para o dimensionamento de estruturas hidráulicas, ou simplesmente para gestão dos recursos hídricos, podem-se destacar: (i) hidrograma unitário tradicional, obtido por meio de eventos observados, (ii) hidrograma unitário sintético, o qual pressupõe uma linearidade de comportamento da bacia, (iii) modelos chuva vazão, onde o hidrograma pode ser obtido a partir de uma chuva de projeto, (iv) hidrograma típico, onde o hidrograma mais representativo é selecionado a partir de uma série histórica de vazões, assumindo que esse evento pode ocorrer novamente.

Os métodos listados se atêm a uma modelagem puramente determinística, além de muitas vezes ter seu potencial de aplicação limitado devido a questões de escala e por desconsiderar a aleatoriedade das variáveis hidrológicas que regem o escoamento superficial, que por sua vez, originam eventos anuais extremos.

Tendo isso em vista, a presente dissertação se propõe a apresentar um método que explore a aleatoriedade intrínseca das variáveis hidrológicas, assim como uma possível correlação entre cada uma delas, com o objetivo final de gerar uma curva de frequência de hidrogramas de vazões máximas anuais a uma dada exutória da bacia.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo geral

Propor um método fundamentado em simulação Monte Carlo para determinação da curva de frequência de hidrogramas de projeto em bacias hidrográficas.

### 1.3.2 Objetivos específicos

- a) Parametrização dos hidrogramas observados através de método adequado e que propicie a geração de hidrogramas sintéticos usando o método de Monte Carlo.

- b) Identificação de uma distribuição conjunta de probabilidades entre os parâmetros dos hidrogramas observados a montante e as vazões de contribuição lateral até a exutória da bacia incremental.
- c) Geração de valores sintéticos de parâmetros e vazões a partir da distribuição conjunta de probabilidades postulada no item anterior usando a simulação de Monte Carlo.
- d) Aplicar o método proposto para o trecho do rio Iguaçu entre Fluviópolis e União da Vitória.
- e) Propagação dos hidrogramas gerados para Fluviópolis, juntamente com as vazões de contribuição lateral do trecho em questão, a fim de se obter hidrogramas sintéticos para União da Vitória.

#### 1.4 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

O presente documento de dissertação está dividido em seis capítulos: (1) Introdução, (2) Revisão Bibliográfica, (3) Método Proposto, (4) Estudo de Caso, (5) Resultados e (6) Conclusão.

O capítulo 1 busca ambientar o leitor em relação a relevância da pesquisa, apresentando justificativas e os objetivos desta dissertação.

O capítulo 2 apresenta estudos similares aos desenvolvidos nesta dissertação, onde diversos autores buscaram aplicar métodos para elaboração de hidrogramas de projeto utilizando uma abordagem multivariada. O capítulo também apresenta uma breve descrição dos componentes de um hidrograma de cheia, assim como métodos consagrados para a elaboração de hidrogramas de projeto.

O capítulo 3 começa com subitem que apresenta a abordagem metodológica utilizada nessa dissertação, tendo como objetivo familiarizar de antemão o leitor com sequência lógica dos métodos propostos. O capítulo prossegue apresentando os métodos necessários para o desenvolvimento do estudo.

O capítulo 4 introduz a área de estudo para a qual esta pesquisa está sendo aplicada, caracterizando a região e os dados utilizados.

O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos em cada uma das etapas metodológicas apresentadas no capítulo 3.

O capítulo 6 discorre sobre as conclusões obtidas com a aplicação do método proposto para geração de hidrogramas sintéticos de projetos e as recomendações para a realização de estudos futuros.

Por fim, no Apêndice constam métodos secundários que foram utilizados, inventário das estações pluviométricas, rotinas computacionais desenvolvidas e gráficos adicionais que não foram apresentados no corpo do texto.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 GERAL

Habitualmente, a estimativa da magnitude e da frequência de eventos extremos se restringe à análise de frequências empíricas de séries de vazões ou ao ajuste de distribuições teóricas de probabilidades. O dimensionamento de diversas estruturas hidráulicas, assim como a gestão de recursos hídricos, é frequentemente baseado na noção de período de retorno de um evento extremo de cheia.

Dependendo dos riscos assumidos pelo projetista ou pelo gestor é possível calcular a vazão máxima de um projeto dada uma distribuição de frequências de vazões de pico e um período de retorno. No entanto, séries históricas de vazões são usualmente curtas, a partir das quais dificilmente se consegue ter conhecimento da real distribuição de probabilidades (PILGRIM e CORDERY, 1993).

Como abordado na Introdução, a elaboração de alguns estudos hidrológicos e hidráulicos não se limita à ocorrência da vazão de pico, mas demanda também o conhecimento do volume e da duração dos eventos associados a essa vazão. Em um estudo feito por Serinaldi e Kilsby (2013), foram observadas fortes estruturas de dependência entre vazões de pico, volume, duração e precipitação em diversas estações fluviométricas e pluviométricas nos Estados Unidos e na Europa. Considerando que a abordagem clássica para a solução desse tipo de problema se restringe a uma análise de frequências univariada das vazões de pico, surge a necessidade de incorporar mais variáveis ao problema e tratá-lo de forma multivariada.

A análise conjunta de probabilidades das variáveis hidrológicas é um estudo bastante complexo, existindo ainda muita ambiguidade na definição de período de retorno para múltiplas variáveis (SALVADORI *et al.*, 2011). No entanto, alguns estudos abordaram esse assunto mesmo que de forma mais simplificada.

Ainda tendo foco sobre as vazões máximas, EAGLESON (1972) utilizou uma nova abordagem e conseguiu determinar uma função analítica de probabilidade conjunta que expressava a frequência e magnitude de vazões de pico anuais a partir das distribuições das variáveis físicas e climatológicas da bacia analisada, acoplada a equações determinísticas.

Seguindo a mesma linha do estudo pioneiro de EAGLESON (1972), alguns estudos propuseram formulações analíticas de distribuições de probabilidade conjunta

para vazões máximas anuais (CADAVID, 1991; WOOD, 1976). Entretanto, o excesso de parâmetros e a complexidade matemática decorrente da também consideração de equações determinísticas tornam tal abordagem de difícil aplicação.

Com o avanço o emprego das facilidades computacionais, a geração de séries sintéticas de valores uniformemente distribuídos se tornou uma tarefa trivial, de modo que diversos pesquisadores passaram a usar a simulação Monte Carlo para resolver problemas de probabilidade conjunta. Rahman et al. (2002) conseguiram determinar curvas de frequência de vazões a partir de dados de precipitação para três bacias hidrográficas do estado de Victoria, na Austrália. Os valores de vazões de picos foram calculados por meio de um método de transformação chuva-vazão, onde os parâmetros do modelo foram amostrados aleatoriamente de acordo com as suas respectivas distribuições de probabilidades, postuladas a partir de eventos previamente calibrados ao modelo.

A abordagem de Rahman et al. (2002) para obter curva de frequência de vazões máximas por meio de modelos chuva-vazão foi utilizada por diversos pesquisadores (ARONICA e CANDELA, 2007; NATALE e SAVI, 2007; BRODIE, 2013; CHARALAMBOUS et al., 2013). No entanto, em todos esses estudos foram desconsideradas quaisquer correlações que os parâmetros amostrados por meio da simulação Monte Carlo poderiam ter.

Com objetivo de melhorar a elaboração de hidrogramas de projeto e levar em consideração uma possível correlação entre as variáveis que os definem, Goel, Seth e Chandra (1998) usaram a distribuição normal bivariada para modelar a vazão e o volume de hidrogramas de cheia de séries parciais de vazão, obtendo de forma analítica a frequência conjunta dessas duas variáveis.

Serinaldi e Grimaldi (2011) propuseram um método para construção de hidrogramas de projeto a partir da parametrização de hidrogramas por meio de funções densidades de probabilidades, onde esses parâmetros viriam a descrever o formato dos hidrogramas observados. Os autores analisaram a correlação entre as variáveis que descrevem o formato do hidrograma, a vazão de pico, o volume e a duração dos eventos selecionados. No entanto, a construção dos hidrogramas de projeto não seguiu uma abordagem multivariada, se atendo a uma esperança condicional entre a vazão pico, obtida por meio de análise de frequências univariadas, e as outras variáveis que definiam o formato do hidrograma.

Tomirotti e Mignosa (2017) apresentaram um método para a elaboração de hidrogramas de projetos estimados pela curva de frequência da vazão de pico e uma relação entre essa e a duração do evento. Apesar de não ser considerada uma abordagem multivariada, o método buscou considerar a relação entre duas variáveis que originaram os hidrogramas observados.

De Michele *et al.* (2005) utilizaram funções cópulas bivariadas para modelar a distribuição conjunta de probabilidades de vazões de pico e de volume de hidrogramas de cheia observados na entrada do reservatório de uma barragem. Os autores usaram a simulação Monte Carlo para gerar séries sintéticas dessas duas variáveis conjuntamente e modelaram os hidrogramas por meio do Hidrograma Unitário Triangular do SCS (1972), convolução do Hidrograma Unitário Instantâneo (HUI) e modelo Nash (Nash, 1957). Os hidrogramas obtidos foram propagados no reservatório, onde foi possível comparar as vazões de picos simuladas no extravasor de cheias com as vazões observadas no mesmo local, sendo possível concluir que as condições de segurança do vertedouro se verificavam.

Requena *et al.* (2013) efetuaram um estudo semelhante ao de De Michele *et al.* (2005), em que os autores procuraram determinar o risco de galgamento de uma barragem utilizando funções cópulas bivariadas para modelar a vazão de pico e volume dos hidrogramas observados.

A aplicabilidade de funções cópulas para analisar a frequência multivariada de variáveis hidrológicas também foi objeto de estudo de Grimaldi e Serinaldi (2006). Os autores compararam cópulas arquimedianas assimétricas e simétricas para o ajuste de frequências da vazão de pico, volume e duração de hidrogramas, onde foi verificada uma maior flexibilidade das cópulas assimétricas.

Os estudos aqui revisados indicam uma correlação entre as diversas variáveis que caracterizam os hidrogramas de cheia (volume, vazão de pico e duração), sugerindo que uso de distribuições conjuntas de probabilidades resulta na elaboração de hidrogramas de projeto mais fiéis aos observados na natureza.

## 2.2 HIDROGRAMA DE CHEIA

Na análise de hidrogramas de cheia, verifica-se que vazão observada na exutória de um rio é formada por três componentes: escoamento superficial, subsuperficial e subterrâneo. O volume e variação espacial desses componentes resultam da interação entre os diversos elementos do ciclo hidrológico e a bacia hidrográfica (TUCCI, 1998). A esquematização dessas três componentes pode ser observada na FIGURA 1.

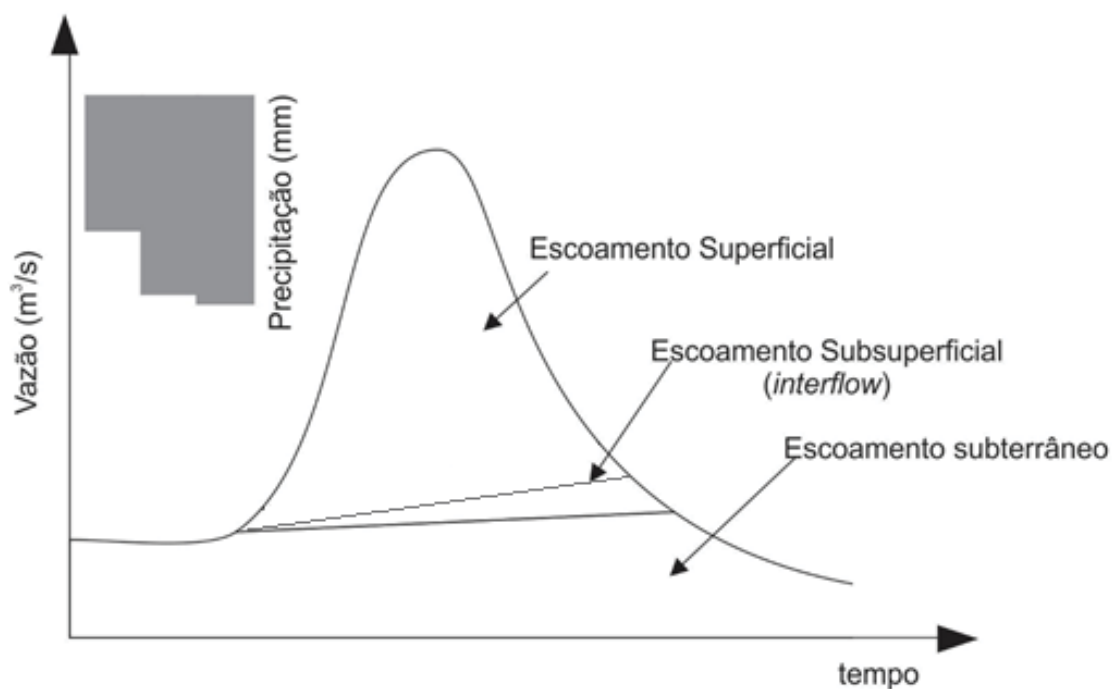


FIGURA 1: SEPARAÇÃO DAS DIFERENTES COMPONENTES QUE FORMAM O HIDROGRAMA DE CHEIA.

O escoamento superficial advém diretamente da chuva excedente que precipita e propaga sobre a área da bacia até a calha do rio. A chuva excedente, ou efetiva, é dada pelo total precipitado descontados os processos de interceptação, evapotranspiração e infiltração. Características físicas da bacia como relevo, tipo de solo e cobertura vegetal influenciam diretamente no volume escoado, pois governam os processos citados anteriormente. Essas características atuam também na propagação do escoamento sobre a bacia, tendo impacto sobre a intensidade e a formação do tempo de pico.

O escoamento subsuperficial, ou *interflow*, por sua vez, resulta da parcela da precipitação que infiltra e percola rapidamente pelas camadas mais superficiais do solo, possuindo menor velocidade de propagação quando comparada ao escoamento superficial. De acordo com Riggs (1964), ambos os escoamentos, superficial e

subsuperficial rápido, constituem o que é denominado escoamento direto, visto que contribuem com uma parcela maior para a vazão de cheia observada em uma dada exutória da bacia. Além disso, em grandes bacias esses processos se confundem, reservando a sua distinção a bacias de pequeno porte (TUCCI, 1998).

Por fim, o escoamento subterrâneo, também conhecido como escoamento de base, é a porção da precipitação que infiltra no solo até atingir o lençol freático e garante a vazão do rio em períodos de estiagem.

### 2.2.1 Separação do Escoamento Subterrâneo

A fim de se proceder uma análise correta de hidrogramas de cheia, é necessário realizar a separação das diferentes componentes que os originaram, posto que cada uma delas contribui de maneira distinta ao formato final dos hidrogramas (LINSLEY et al., 1975). Geralmente, os procedimentos de separação se restringem a distinção entre o escoamento direto (superficial e subsuperficial rápido) e o de base (subsuperficial lento e subterrâneo).

De acordo com Eckhardt (2005), a separação do escoamento subterrâneo é essencial para a compreensão dos efeitos que os diferentes compartimentos da bacia têm sobre o escoamento, em resposta a um evento de precipitação. Impactos causados por mudanças climáticas e modificações no uso do solo podem ser melhor avaliados olhando para as componentes do hidrograma de cheia separadamente (GONZALES et al., 2009).

Dentre as diversas ferramentas disponíveis para a separação do escoamento superficial disponíveis, é possível destacar o método gráfico de Linsley et al. (1975). O método consiste na separação do escoamento por meio de linhas retas, a partir da identificação do ponto de inflexão no período correspondente a recessão do hidrograma. Esse ponto é identificado partindo da premissa que o escoamento de base segue o comportamento de um reservatório linear simples, apresentando um decaimento exponencial. Por se tratar de um método gráfico, algumas inconsistências podem ser geradas, considerando que o traçado manual das retas adiciona um caráter subjetivo ao método. Adicionalmente, distorções causadas por precipitação no período de recessão podem dificultar a identificação do ponto de inflexão do hidrograma.

Com o objetivo de automatizar e eliminar a subjetividade na separação do escoamento, filtros digitais recursivos foram elaborados por diversos pesquisadores



(LYNE e HOLLICK, 1979; CHAPMAN, 1991 e ECKHARDT, 2005). Dentro do espectro de frequências de um fluviograma ou hidrograma, esses filtros compreendem o escoamento de base como sendo ondas com comprimentos longos, uma vez que a percolação da precipitação no solo causa um esgotamento lento da vazão subterrânea, suavizando o escoamento (ECKHARDT, 2005). De maneira oposta, o escoamento direto pode ser encarado como ondas curtas, por ser gerado a partir de uma resposta mais rápida aos eventos de precipitação. Esses filtros são bastante vantajosos por possuírem poucos parâmetros a serem calibrados, dependendo somente da série histórica ou dos hidrogramas dos eventos selecionados.

Outros filtros de separação de escoamento são mais complexos e demandam parâmetros adicionais amostrados diretamente em campo. Conhecidos como filtros baseados em traçadores, esses filtros se fundamentam no balanço de massa de componentes hidrogequímicos presentes na água do corpo hídrico antes e durante o evento de precipitação (WEILER *et al.*, 1999). Gonzales *et al.* (2009) realizaram um estudo comparativo entre diversos métodos gráficos, filtros digitais recursivos e filtros baseados em traçadores, e verificaram um bom desempenho dos dois últimos quando comparados a níveis de água subterrânea observados em campo.

## 2.3 HIDROGRAMA DE PROJETO

Segundo Tucci (1998), hidrogramas de projeto podem ser obtidos com base na vazão máxima registrada, fazendo o uso de análises de frequências, ou por meio de dados de precipitação. Por conseguinte, métodos que propõem a estimação do hidrograma de projeto a partir da precipitação se baseiam geralmente em uma precipitação associada a um risco de ocorrência.

Dentre os diferentes métodos disponíveis para se obter o hidrograma de projeto, Yue *et al.* (2002) os agruparam em quatro abordagens distintas: Hidrograma Unitário Tradicional (HUT), Hidrograma Unitário Sintético (HUS), Hidrograma Típico (HT) e o Método Estatístico (ME). As seções a seguir discutem cada uma delas.

### 2.3.1 Hidrograma Unitário Tradicional

Proposto por Sherman (1932), o Hidrograma Unitário (HU) é definido como sendo a distribuição temporal do escoamento superficial resultante de uma altura de precipitação unitária excedente (1mm ou 1cm) causada por uma chuva de intensidade uniforme e com duração específica. Dessa forma, definindo a precipitação excedente

para qualquer evento de chuva, é possível estimar o hidrograma de escoamento superficial resultante por meio do HU. Por se configurar um método bastante simples, o HU é largamente utilizado por engenheiros e hidrólogos.

O HU Tradicional, como interpretado por Yue et al. (2002), é determinado a partir de registros fluviométricos de um dado rio, devendo a sua bacia ser monitorada por uma boa rede de postos pluviométricos. De acordo com (PILGRIM e CORDERY, 1993), a preparação dos dados para a construção do HU é feita da seguinte forma:

1. Como o HU corresponde apenas ao escoamento superficial, se faz necessária a separação do escoamento subterrâneo.
2. Cálculo do volume do escoamento superficial, o qual corresponde ao volume total da precipitação excedente, ou efetiva.
3. Estimação da altura de precipitação média em cada instante de tempo ( $\Delta t$ ) da chuva.
4. Cálculo da chuva efetiva em cada instante de tempo com um modelo de perdas adequado.

O ideal é que o HU seja elaborado a partir de eventos de precipitação simples, onde a chuva é uniformemente distribuída e a sua duração é igual ou inferior aos intervalos de tempo  $\Delta t$ , aos quais o hidrograma observado é dividido. Dessa maneira, as ordenadas do HU são obtidas pela simples divisão das vazões do hidrograma observado pela precipitação efetiva do evento que o originou. No caso de eventos complexos, o número de ordenadas do HU será inferior ao número de ordenadas do hidrograma observado. Logo, o número de incógnitas será menor do que número de equações disponíveis, podendo, assim, obter infinitas soluções.

Como estabelecido por Dooge (1959), HUs devem seguir o princípio da proporcionalidade e da superposição. O primeiro afirma que o hidrograma de escoamento superficial causado por um padrão específico de precipitação efetiva é invariável, desta forma, o HU se configura como um modelo linear, onde o escoamento superficial é proporcional a precipitação efetiva. O segundo estabelece que o hidrograma resultante de precipitações efetivas sucessivas podem ser encontrados a partir da soma dos hidrogramas resultantes das precipitações individuais.

### 2.3.2 Hidrograma Unitário Sintético

Hidrogramas unitários sintéticos (HUS) foram desenvolvidos para regiões que não possuem observações fluviométricas, impossibilitando o uso do HU tradicional. Esses métodos procuram estabelecer relações empíricas entre o escoamento superficial e as características físicas da bacia.

O primeiro HUS foi proposto por Snyder (1938) e desenvolvido para a região dos Apalaches, Estados Unidos. No entanto, dadas as devidas adequações, é possível utilizá-lo em qualquer região (LINSLEY e FRANZINI, 1979). Seguindo a mesma linha, o *Soil Conservation Service* (SCS, 1957) propôs um método onde a forma do HU é reduzida a um hidrograma triangular. Para a elaboração dos HUS em ambos os métodos são utilizadas equações empíricas que expressam o tempo de pico, o tempo de base e a vazão de pico em função de características físicas da bacia.

Existem também HUS conceituais, que levam em consideração relações de armazenamento na bacia, que é o caso do modelo Nash.

O modelo Nash representa o comportamento do escoamento superficial como sendo uma cascata de  $n$  reservatórios. A saída da vazão ocasionada por uma precipitação unitária de um reservatório para outro se baseia na equação do Hidrograma Unitário Instantâneo (HUI) do Modelo Reservatório Linear Simples (RLS):

$$\mu(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (1)$$

onde  $\mu$  é a resposta a um impulso unitário instantâneo,  $t$  é o tempo e  $k$  representa o tempo médio de esvaziamento do reservatório.

Considerando  $n$  reservatórios, a equação (1) se torna:

$$\mu(t) = \frac{1}{k} \left(\frac{1}{k}\right)^{n-1} \frac{e^{-t/k}}{\Gamma(n)} \quad (2)$$

O hidrograma unitário pode ser obtido pela convolução do HUI dado pela equação (2), obtendo assim:

$$h(t) = \int \frac{1}{k} \left(\frac{t-\tau}{k}\right)^{n-1} \frac{e^{-(t-\tau)/k}}{\Gamma(n)} d\tau \quad (3)$$

### 2.3.3 Hidrograma Típico

O Hidrograma Típico, conhecido também como Hidrograma Crítico (TUCCI, 1998), foi inicialmente proposto por Sokolov (1975) e consiste na seleção do

hidrograma mais representativo da série histórica de vazões, devendo apresentar as condições mais críticas de vazão de pico e volume.

Para a construção do hidrograma de projeto é necessário obter estimativa de uma vazão de pico com  $T$  anos de período de retorno. Logo, deve-se efetuar uma análise de frequência de vazões máximas. O hidrograma de projeto com  $T$  anos de período de retorno é dado pela divisão das ordenadas do hidrograma típico pela sua vazão de pico correspondente, e posterior multiplicação pela vazão estimada pela análise de frequência. Devido a sua simplicidade, esse método é largamente usado profissionalmente (MERLEAU et al., 2007). No entanto, esse método não associa a ocorrência da vazão de pico a um volume, ou pressupõe uma condição de escoamento a qual não necessariamente se repetirá (TUCCI, 1998).

#### 2.3.4 Métodos Estatísticos

É razoável visualizar funções densidade de probabilidades (FDP) como sendo semelhantes a hidrogramas de cheia, uma vez que possuem um trecho de ascensão, um pico e uma recessão. Este pensamento foi usado por Yue et al. (2002) para caracterizar o formato de hidrogramas de escoamento superficial por meio das estatísticas da função Beta. Definido pelo autor como sendo um Método Estatístico, essa abordagem permite descrever o formato dos hidrogramas por meio de parâmetros simples e quantificáveis, possibilitando identificar e atribuir um caráter aleatório ao formato dos hidrogramas.

A consideração do formato dos hidrogramas é de elevada importância, uma vez que expressa informações relevantes quanto às características físicas da bacia e do evento de precipitação que o originaram. Yue et al. (2002) identificaram três formatos distintos de hidrogramas quanto ao tempo de formação do pico ( $t_p$ ) e ao centroide do hidrograma ( $t_c$ ), como pode ser visto na FIGURA 2. Segundo o autor, o formato do hidrograma pode influenciar o dimensionamento de estruturas hidráulicas, tais como reservatórios de controle de cheias, o que justificaria a consideração dessa característica na elaboração de hidrogramas de projeto.

Curvas de distribuições de probabilidades são frequentemente usadas para representar hidrogramas unitários (HUs), sendo as mais usuais as funções Beta e Gama (HAKTANIR e SEZEN, 1990; SINGH, 2005; NADARAJAH, 2007; BHUNYA et al., 2007; BHUNYA et al., 2008; BRUNNER et al., 2018). Isso é possível porque o volume de um HU equivale a 1cm de precipitação e a área sob a curva de FDPs é

também igual a 1. No entanto, HUs são usados para representar um suposto comportamento linear da bacia frente a qualquer evento de precipitação, pressupondo que eventos com condições antecedentes semelhantes produziram hidrogramas idênticos (LINSLEY et al., 1975). Logo, o HU não captura os efeitos de variações espaciais e temporais de eventos de precipitação, limitando o seu uso a pequenas bacias. Por sua vez, a representação de hidrogramas de cheia por meio de FDPs pode vir a considerar a variabilidade espacial e temporal dos eventos de precipitação, uma vez que afetam o formato do hidrograma.

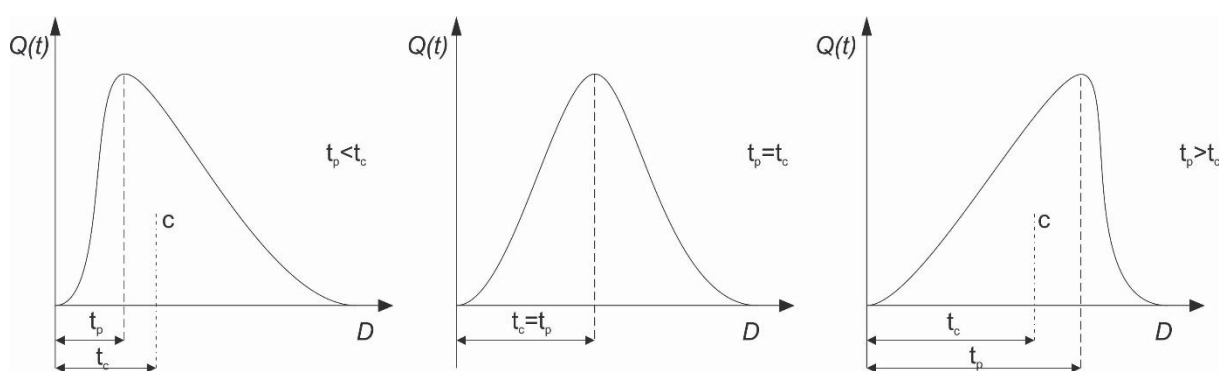


FIGURA 2: (a) HIDROGRAMA COM ASSIMETRIA POSITIVA ( $t_p < t_c$ ), (b) HIDROGRAMA SIMÉTRICO ( $t_p = t_c$ ) E (c) HIDROGRAMA COM ASSIMETRIA NEGATIVA ( $t_p > t_c$ ).

Para o ajuste das funções de densidade de probabilidades aos hidrogramas, Yue et al. (2002) sugeriram uma adimensionalização das ordenadas e das abcissas dos hidrogramas observados por meio de uma relação entre o volume ( $V$ ) e a duração ( $D$ ) do evento, sendo essa abordagem seguida por outros pesquisadores (PRAMANIK, PANDA e SEN, 2010; SERINALDI e GRIMALDI, 2011). A adimensionalização resulta em um hidrograma com volume e duração iguais a 1, se assemelhando a uma função densidade de probabilidade.

Para facilitar o ajuste de FDPs a hidrogramas adimensionais de escoamento superficial, Nadarajah (2007) expressou os parâmetros de diversas funções em termos de tempo de pico ( $t_p$ ), vazão de pico ( $q_p$ ) e tempo de base ( $t_b$ ). Esse estudo foi usado por diversos autores (PRAMANIK, PANDA e SEN, 2010; SERINALDI e GRIMALDI, 2011; BRUNNER et al., 2018), dado que o ajuste por meio dos momentos de primeira e segunda ordem proposto por Yue et al. (2002) não capturava as características dos hidrogramas observados de maneira satisfatória.

Pramanik, Panda e Sen (2010) compararam o uso das distribuições Beta, Gama, Lognormal e Weibull para representar hidrogramas de escoamento superficial do rio Brahmani, na Índia. Os parâmetros que resultaram dos ajustes de cada uma

das FDPs foram sujeitos a análises de frequência com o objetivo de construir os hidrogramas de projeto com 20, 50, 100 e 200 anos de período de retorno, por meio de distribuições marginais. Os pesquisadores verificaram que a distribuição de Weibull propiciava melhores ajustes devido a sua flexibilidade, visto que pode assumir assimetrias tanto positiva quanto negativa.

No estudo desenvolvido por Serinaldi e Grimaldi (2011), as distribuições tipo Beta e GTSPS (*Generalized Standard Two-Sided Power Distribution*) foram usadas para descrever os formatos dos hidrogramas observados no rio Secchia, norte da Itália. Os pesquisadores ajustaram uma distribuição marginal de probabilidades somente à vazão de pico ( $Q_p$ ), onde o hidrograma de projeto para um período de retorno  $T$  era construído a partir de uma regressão linear entre a vazão de pico ( $Q_{p,T}$ ) e as outras variáveis que representam os hidrogramas observados, como o volume ( $V$ ), duração ( $D$ ) e parâmetros das FDPs. De acordo com os autores, a distribuição GSTSP forneceu os melhores resultados devido a sua versatilidade na representação dos hidrogramas, visto que possui três parâmetros para serem ajustados, e por possuir um formato mais leptocúrtico, ideal para os eventos de cheia observados na área de estudo. Os autores também atentaram ao fato de que as variáveis obtidas nesse estudo apresentaram uma forte correlação, sugerindo que uma modelagem multivariada poderia fornecer hidrogramas de projeto mais fiéis aos observados na natureza.

### 2.3.5 Propagação de Vazões

A complexidade da física do escoamento não-permanente em rios, planícies de inundação e através de estruturas hidráulicas faz da simulação hidrodinâmica uma tarefa desafiadora. A modelagem matemática que busca resolver este problema é conhecida como propagação de ondas de cheia (*flood routing*), que, de acordo com FREAD (1993), consiste em "prever a magnitude, a velocidade e a forma da mudança de uma onda de cheia em função do tempo" ao longo de um curso d'água. O advento das equações de Saint-Venant em 1871 proporcionou uma solução matemática para a modelagem desse problema. No entanto, ainda requer uma resolução analítica para o seu par de equações diferenciais parciais (HENDERSON, 1966; CHOW, 1959). Desde então, diversas soluções surgiram para resolver este complexo conjunto de equações. A vasta quantidade de métodos numéricos permitiu que pesquisadores e engenheiros solucionassem e compreendessem problemas práticos, como as alturas

exigidas para pontes e diques, transporte de poluentes, danos causados por rompimento de barragens e extensão de inundações causada por eventos extremos.

As equações de Saint-Venant são:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4)$$

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (5)$$

(i)                      (ii)                      (iii)                      (iv)

Onde  $A$  é a área molhada,  $t$  é o tempo,  $Q$  é a descarga,  $q$  é entrada lateral,  $x$  é o eixo do canal,  $h$  é a profundidade do escoamento,  $g$  é a aceleração da gravidade,  $S_f$  é a declividade da linha de energia, que pode ser estimada pela equação de Manning, e  $S_0$  é a declividade do leito do rio. Adicionalmente, os termos (i) e (ii) da equação (2.2) são, respectivamente, a aceleração local e convectiva, (iii) corresponde a força de pressão e (iv) é a parcela correspondente à força gravitacional e a resistência ao escoamento.

Devido à algumas simplificações na concepção das equações de Saint-Venant, alguns pressupostos básicos devem ser atendidos (CHOW, MAIDMENT E MAYS, 1988; FREAD, 1993; NÉELZ e PENDER, 2009), tais como: (a) escoamento unidimensional, (b) a aceleração vertical é insignificante e a distribuição da pressão é hidrostática, (c) a declividade longitudinal do canal é consideravelmente pequena, (d) a inclinação da linha de energia ( $S_f$ ) pode ser estimada pelas mesmas equações do escoamento permanente.

De acordo com Teng *et al.* (2017), a integração matemática e custo computacional são algumas das principais dificuldades na resolução das equações de Saint-Venant. Essa tarefa se torna mais complexa quando é necessário propagar as vazões ao longo inúmeras seções transversais em rios com grandes planícies de inundação, ou por corpos d'água que percorrem áreas urbanas, demandando a modelagem de diversas estruturas hidráulicas, tais como pontes, manilhas e diques. Como não há uma solução analítica para equações completas de Saint-Venant, modelos de propagação de vazões empregam abordagens que vão desde a simplificação das equações e dos dados de entrada ao uso de métodos numéricos.

Essas simplificações geralmente consideram que os efeitos hidrodinâmicos da calha principal do rio ou das planícies de inundação sobre o escoamento tem pouca relevância, conseqüentemente, alguns termos das equações da conservação de massa e energia podem ser negligenciados. Modelos que usam a onda cinemática, por exemplo, consideram somente o termo (iv) da equação (5). Por outro lado, a onda difusiva desconsidera os efeitos dos termos de aceleração local (i) e convectiva (ii).

Moussa e Bocquillon (1995) elaboraram um critério baseado no número de Froude e um parâmetro de onda adimensional para auxiliar na escolha do modelo matemático mais adequado para realizar a propagações de vazões. De acordo com os autores, a escolha método se apoia sobre o balanço entre as forças inercias e de fricção do escoamento. Caso as forças inercias se sobressaiam, é indicado o uso das equações completas de Saint-Venant. Do contrário, as ondas cinemática ou difusiva geram resultado bastante satisfatórios.

Em suas formas mais complexas, a resolução das equações de Saint-Venant e feita por meio de métodos numéricos. Segundo Néelz e Pender (2009), soluções numéricas consistem na transformação de equações diferenciais em equações algébricas, onde as variáveis do problema são discretizadas em relação ao tempo e ao espaço em um conjunto finito de pontos.

Dependendo da solução escolhida, a discretização espacial pode ser classificada em diferenças finitas, elementos finitos e volumes finitos. Adicionalmente, a discretização temporal compreende os esquemas explícitos (o cálculo do próximo passo de tempo depende apenas do valor da variável no passo de tempo anterior) e implícitos (o cálculo do próximo passo de tempo depende valor da variável no passo de tempo anterior e do valor que ela assume no passo de tempo atual).

Schäfer (2006) pontua que ambos os esquemas resultam em valores com acurácia de ordem  $n$ . Isso significa que os erros de aproximam ao passo de tempo em ordem  $n$ . Adicionalmente, esquemas implícitos demandam mais memória computacional para resolver os sistemas de equações e armazenar variáveis e coeficientes por passo de tempo. Entretanto, isso poder compensado pelo fato de esquemas implícitos permitirem o uso de passos de tempo maiores quando comparados a esquemas explícitos.



### 3 MÉTODO PROPOSTO

#### 3.1 Abordagem Metodológica

Com o objetivo de gerar uma série de hidrogramas sintéticos para uma seção qualquer de um rio a partir de dados observados em uma estação a montante, esta dissertação se propõe a apresentar um método que envolve as etapas listadas na TABELA 1.

<b>Etapas</b>	<b>Métodos</b>	<b>Descrição</b>	<b>Referencial Bibliográfico</b>
1. Preparação dos dados	Consistência de dados, vazão máxima anual	Seleção dos hidrogramas baseados na vazão máxima anual, consistência regional e temporal de dados, preenchimento de falhas	KAVISKI et al. (2006), SERINALDI e GRIMALDI (2011), TUCCI (2012)
2. Separação do escoamento	Método dos Mínimos Locais	Compreende os pontos de início e fim do escoamento superficial como sendo os valores mínimos locais dentro de um intervalo de tempo e separa o escoamento por meio de uma reta.	PETTYJHON AND HENNING (1979) e SLOTO AND CROUSE (1996)
3. Adimensionalização e parametrização dos hidrogramas de escoamento superficial	Adimensionalização dos hidrogramas observados e ajuste de função de probabilidades com intervalo finito [0,1] (GSTSP)	Adimensionalização das ordenadas e das abcissas dos hidrogramas observados por meio de uma relação Duração/Volume do escoamento superficial. Ajuste dos hidrogramas adimensionais à curva GSTSP.	NADARAJAH (2007). SERINALDI e GRIMALDI (2011), KOTZ E VAN DORP (2004) e YUE et al. (2002)
4. Modelagem chuva-vazão	Modelo Sacramento	Subdivide o solo em zonas superior e interior, onde o volume de umidade retido em cada uma delas e a taxa de transferência de umidade entre elas são ditadas por equações conceituais. O excesso de umidade é convertido em escoamento rápido e de base.	BURNASH ET AL. (1973)
5. Distribuição conjunta de probabilidades e geração de séries sintéticas	Distribuição Normal Multivariada e Simulação de Monte Carlo	Uso da simulação Monte Carlo para a geração de séries sintéticas de variáveis hidrológicas normalmente distribuídas, reproduzindo as estruturas de dependência entre elas.	KAVISKI (2006)
6. Modelagem hidrodinâmica	Modelo Difusivo LAX	Método de diferenças finitas explícito responsável por solucionar as equações de Saint-Venant.	CHANSON (2004); SIVALOGANATHAN (1978); STEINSTRASSE R (2005)

TABELA 1: RESUMO DOS MÉTODOS PROPOSTOS PARA ELABORAÇÃO DE HIDROGRAMAS SINTÉTICOS.

De maneira geral, a sequência de métodos listados na TABELA 1 foi selecionada com o objetivo de representar o escoamento observado na bacia por meio de parâmetros quantificáveis, preservando importantes características físicas, tais como vazão de pico ( $Q_p$ ), volume ( $V$ ) e duração ( $D$ ). Os métodos de separação do escoamento, representação dos hidrogramas de escoamento superficial por meio de distribuição de probabilidades e de modelagem chuva-vazão traduzem as componentes do escoamento superficial e subterrâneo que contribuem com a formação de eventos de cheia em variáveis. Portanto, esses métodos se configuram como ferramentas de aquisição dos dados de entrada do modelo estocástico multivariado de geração de séries sintéticas. Esse modelo tem a função de descrever e reproduzir as possíveis correlações entre todas as variáveis de entrada, preservando as estatísticas iniciais de cada uma delas.

### 3.2 PREPARAÇÃO DOS DADOS

A etapa de preparação dos dados fluviométricos, pluviométricos e evaporimétricos busca garantir que os mesmos estão consistentes regionalmente e temporalmente. Essa etapa, preliminar a qualquer estudo hidrológico, pode ser averiguada por meio de análise de fluviogramas simultâneos e curvas dupla-massa. Falhas em dados pluviométricos podem ser preenchidas por meio de ponderação regional, regressão linear ou vetor regional (TUCCI, 2012). A escala temporal dos dados também é essencial. Para isso, Kaviski *et al.* (2006) propuseram um método para a desagregação de totais mensais de variáveis hidrológicas em totais diários.

Garantida a continuidade e consistência das séries de dados, faz-se necessário a seleção dos hidrogramas de cheia. Em estudo similar, Serinaldi e Grimaldi (2011) selecionaram os hidrogramas a partir de séries parciais e de vazões máximas anuais. No entanto, com o objetivo de evitar uma possível autocorrelação na série de dados, propõe-se que apenas hidrogramas que geraram vazões máximas anuais sejam selecionadas.

O começo e o fim desses eventos são ditados pela ascensão e cessação do escoamento rápido. Esses pontos podem ser identificados nos fluviogramas por meio de métodos de separação de escoamento de base, como mostra o item a seguir.

### 3.3 SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO DE BASE

Deve-se ressaltar que a presente dissertação tem como um dos objetivos a representação de hidrogramas observados mediante uma função de probabilidade com intervalo finito  $[0, 1]$ . No entanto, esta configuração possibilita apenas a simulação do escoamento superficial, surgindo a necessidade de separar o escoamento subterrâneo.

Pettyjohn e Henning (1979) desenvolveram três filtros diferentes para separação do escoamento de base que não trabalham de forma recursiva. Entretanto possuem a vantagem de poderem ser automatizados: método do Intervalo Fixo (IF), Intervalo Móvel (IM) e Mínimos Locais (ML). Esses métodos produzem resultados consistentes e eliminam as incertezas inerentes a métodos manuais (SLOTO e CROUSE, 1996). Os três métodos identificam os pontos com menor vazão dentro de um intervalo ( $2N^*$ ) de tamanho prefixado e se diferenciam na adoção de critérios distintos para traçar as retas que separam os escoamentos. Adicionalmente, facilidade de implementação computacional e versatilidade desses métodos motivou Sloto e Crouse (1996) a desenvolver o *software* HYSEP, sendo este utilizado em diversas pesquisas (GONZALES et al., 2009).

As menores vazões são definidas dentro do intervalo  $2N^*$ , calculado com base no número de dias que o escoamento superficial leva para cessar ( $N$ ), dado por (LINSLEY et al., 1975):

$$N = 0,827A^{0,2}, \quad (6)$$

onde  $A$  é a área da bacia em  $\text{km}^2$ .

O intervalo  $2N^*$  é dado por um valor inteiro e ímpar mais próximo de  $2N$ .

Nesta dissertação foi usado o método dos mínimos locais que identifica se a vazão na posição central é o menor valor dentro do intervalo  $2N^*$ , caso seja, este ponto se configura como um mínimo local. Após percorrer a série e identificar cada um dos pontos, esses são conectados por linhas retas, onde as vazões do escoamento de base são interpoladas linearmente.

Apesar da disponibilidade do *software* HYSEP de Sloto e Crouse (1996), a separação do escoamento de base nesta dissertação foi executada no Matlab utilizando a função *findpeaks*. Essa função possibilita inserção de um argumento extra correspondente a um intervalo de tempo, permitindo a localização de picos locais. Dado que o interesse está na localização de mínimos locais, a série de dados foi

invertida, dessa maneira, os pontos de início e fim do escoamento superficial foram determinados e o escoamento de base pode ser separado por meio de uma linha reta.

Vale ressaltar que a equação (4) foi desenvolvida para uma localidade específica, logo o valor de  $N$  não necessariamente irá refletir o fim do escoamento superficial, dado que a complexidade dos diversos processos físicos que ocorrem na bacia não poderia ser traduzida em função somente da área de drenagem. Entretanto, dadas as devidas limitações teóricas, a método proposto por Sloto e Crouse (1996) fazendo uso da equação desenvolvida por Linsley et al. (1975) permite realizar a separação do escoamento de maneira satisfatória (GONZALES et al., 2009). Adicionalmente, o método dos mínimos locais consegue descrever o hidrograma do escoamento de base em termos simples: vazão de base de início ( $Q_{inBF}$ ) e de fim do evento de cheia ( $Q_{finBF}$ ), associadas a uma duração ( $D$ ) do hidrograma. Esses parâmetros podem ser facilmente inseridos no modelo estocástico de geração de séries sintéticas, onde além de resultar em hidrogramas de escoamento superficial, poderá contar com o escoamento de base associado.

### 3.4 REPRESENTAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL POR MEIO DE UMA FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES

É possível inferir que o formato de hidrogramas de cheia é um fenômeno aleatório, posto que os fatores que o governam como precipitação, distribuição espacial e temporal, umidade antecedente da bacia, entre outros, também são aleatórios (YUE et al., 2002). Como o presente estudo se propõe a gerar séries sintéticas de hidrogramas de cheia, surge a necessidade de traduzir eventos observados em termos paramétricos, possibilitando o seu tratamento de forma estocástica.

Tendo isto em vista, o ajuste de funções de densidade de probabilidades (FDPs) para representar o hidrograma de escoamento superficial surge como uma possibilidade para exprimir a aleatoriedade observada nesses eventos por meio dos parâmetros da função selecionada.

De maneira prévia, essa representação demanda a necessidade de adimensionalizar os hidrogramas de escoamento superficial para que o volume e a duração do hidrograma seja igual a 1, do mesmo modo que a área sob a curva de FDPs. Nesta dissertação será utilizado o procedimento proposto por Yue et al. (2002), onde as ordenadas  $Q(t)$  do hidrograma de escoamento superficial são divididas pelo

volume total escoado ( $V$ ) e multiplicadas pelo tempo de base ( $D$ ). Adicionalmente, as abscissas são divididas somente pelo tempo de base. A FIGURA 3 ilustra os hidrogramas original e modificado do escoamento superficial  $f(t)$ .

Logo, o hidrograma de escoamento superficial pode ser expresso pela equação (7):

$$Q(t) = f(t) \frac{D}{V} \quad (7)$$

Onde  $f(t)$  é vazão adimensionalizada, podendo essa ser associada a frequência relativa em FDPs.

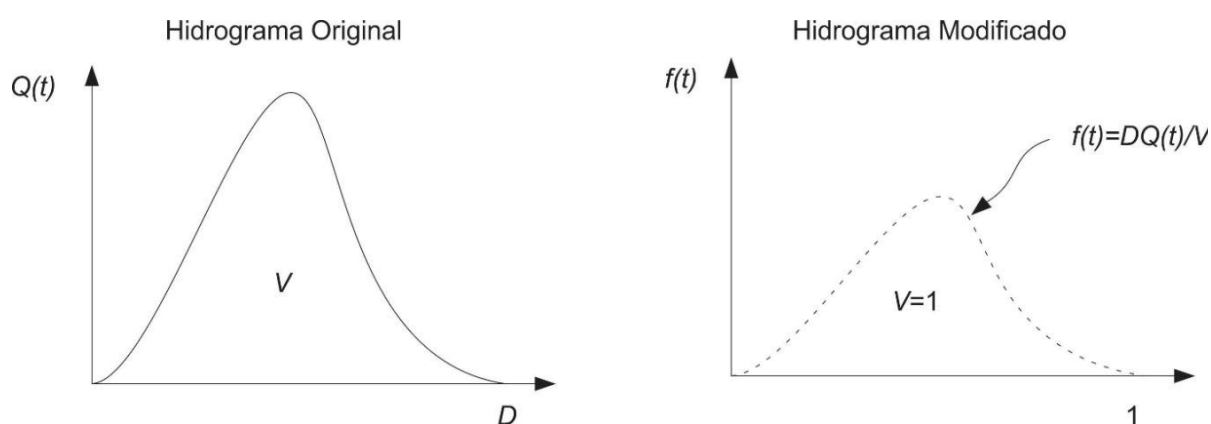


FIGURA 3: COMPARAÇÃO ENTRE OS HIDROGRAMAS ORIGINAL E MODIFICADO DE ACORDO COM O MÉTODO SUGERIDO POR YUE ET AL. (2002).

Nadarajah (2007) estudou a aplicabilidade de diversas distribuições de probabilidades na representação de hidrogramas, deduzindo expressões para os parâmetros desconhecidos das funções a partir das características observadas em hidrogramas, como vazão de pico ( $q_p$ ) e tempo de pico ( $t_p$ ). Dentre as distribuições estudadas, foram selecionadas as funções GSTSP (*Generalized Standard Two-Sided Power Distribution*) e BETA. A primeira possui três parâmetros ( $n_1, n_3, \theta$ ) e foi desenvolvida por Van Dorp e Kotz (2004) para fins econométricos. Em contraste, a função BETA possui dois parâmetros ( $p, q$ ) e permite representar distribuições uni e bimodais. Ambas as funções foram utilizadas por Serinaldi e Grimaldi (2011) no ajuste de hidrogramas adimensionalizados de cheia, onde os autores observaram que a função GSTSP gerava uma representação mais satisfatória de eventos com formato leptocúrtico quando comparada a função BETA. Essa função possui a vantagem de ser mais flexível, devido a um número maior de parâmetros para descrevê-la. Ambas possuem um intervalo finito  $[0,1]$ , o que permite simular um tempo de base bem

definido. A função densidade de probabilidades da distribuição GSTSP é dada pela equação (8):

$$f(t; \theta, n_1, n_3) = \begin{cases} n_1 n_3 / [\theta n_3 (1 - \theta) n_1] (t/\theta)^{n_1 - 1}, & 0 < t < \theta \\ n_1 n_3 / [\theta n_3 (1 - \theta) n_1] [(1 - t)/(1 - \theta)]^{n_3 - 1}, & \theta < t < 1. \end{cases} \quad (8)$$

Sendo  $t$  o tempo adimensional, os parâmetros  $n_1$ ,  $n_3$  e  $\theta$  da função podem ser estimados pela equação (9) (NADARAJAH, 2007).

$$\begin{cases} \theta = t_p \\ n_1 = \theta f(\theta) / F(\theta) \\ n_3 = [f(\theta)(1 - \theta)n_1] / [n_1 - f(\theta)] \end{cases} \quad (9)$$

$t_p$ : tempo de pico adimensional;

$f(\theta)$ : frequência relativa amostral em  $\theta$ ;

$F(\theta)$ : frequência acumulada amostral em  $\theta$ .

A FDP da distribuição BETA é dada pela equação (10):

$$f(t; p, q) = \frac{t^{p-1}(1-t)^{q-1}}{B(p, q)} \quad (10)$$

Onde  $0 \leq t \leq 1$ ,  $p$  e  $q$  são os parâmetros da distribuição BETA e  $B$  é função Beta. Os parâmetros  $p$  e  $q$  expressos em termos de tempo e vazão de pico adimensionais são apresentados pelas equações (11) e (12):

$$t_p = \frac{p-1}{p+q-2} \quad (11)$$

$$q_p = \frac{(p-1)^{p-1}(q-1)^{q-1}}{(p+q-2)^{p+q-2} B(p, q)} \quad (12)$$

As equações (11) e (12) mostram que os parâmetros  $p$  e  $q$  estão implícitos, sendo necessária a solução conjunta de ambas as equações utilizando o método de Newton-Raphson ou outro método para a solução de equações não-lineares.

Com o ajuste dos hidrogramas adimensionalizados às funções GSTSP e BETA, os parâmetros aqui estimados servirão como dados de entrada do modelo de geração de séries sintéticas, visto que eles descrevem o formato dos hidrogramas de cheia observados na natureza.

### 3.5 MODELAGEM CHUVA-VAZÃO

A modelagem chuva-vazão busca reproduzir matematicamente as interações entre a precipitação, condições climáticas e propriedades físicas do terreno que levam à formação do escoamento observado na exutória da bacia, traduzido na forma de um hidrograma.

Essas interações são de difícil representação, devido à influência da variação temporal e distribuição espacial da chuva. Outras informações como temperatura e umidade atmosférica estão intrinsicamente ligadas ao processo de evapotranspiração, medida essa que pode ter um importante papel no balanço hídrico dentro do processo de geração do escoamento superficial. Adicionalmente, há também a influência das propriedades físicas da bacia sobre a capacidade de infiltração do solo, que depende do tipo de solo e da cobertura vegetal, da declividade e do sistema de drenagem. Destaca-se também que a umidade do solo no início da precipitação é determinante na estimativa do volume escoado superficialmente, uma vez que este ocorre quando a precipitação excede a capacidade de infiltração do solo. Esse processo foi inicialmente descrito por Horton (1933), no entanto, o princípio já havia sido aplicado por Sherman (1932) com a teoria do hidrograma unitário.

Diversos modelos matemáticos foram desenvolvidos para simular essas etapas e interações, seja na forma de equações empíricas, modelos conceituais baseados na equação da continuidade ou modelos físicos. De maneira geral, modelos físicos acabam sendo bastante complexos, pois aliam a equação da continuidade à simulação dos processos dinâmicos que ocorrem na bacia. Para isso, requerem a entrada de uma quantidade muito grande de variáveis, tanto físicas quanto climatológicas, tornando inviável a sua aplicação em regiões onde dados são escassos. Somam-se a isso as incertezas inerentes a calibração dos diversos parâmetros que esses modelos possuem. Devido a essas limitações, não é incomum que esses modelos complexos gerem resultados semelhantes aos observados em modelos empíricos ou conceituais (BEVEN, 1989).

Os modelos empíricos e conceituais podem apresentar parâmetros que não possuem uma interpretação física, ou seja, não podem ser medidos diretamente em campo (WHEATER et al., 1993). Apesar desses modelos usualmente possuírem uma quantidade menor de parâmetros para serem calibrados, carecem de uma representação efetiva da variabilidade espacial e temporal da precipitação. Para Tucci (1998), a obtenção de resultados satisfatórios está diretamente ligada à habilidade e

a familiaridade do hidrólogo na operação desses modelos, uma vez que a incerteza dos dados de entrada é muito maior do que a diferença entre as equações empíricas que regem esses modelos.

Como o objetivo desta dissertação é gerar séries sintéticas de hidrogramas de cheia para uma dada exutória da bacia a partir de dados observados a montante deste ponto, a modelagem chuva-vazão acaba tendo um papel fundamental, pois possibilita a estimação da vazão que ocorre no trecho incremental da bacia em questão. Essa vazão chega à calha do rio lateralmente e é propagada juntamente com a vazão de montante até a exutória da bacia. Tratando essa estimativa da vazão de forma multivariada, ou seja, em conjunto com as outras variáveis resultantes da aplicação dos métodos apresentados anteriormente, é possível correlacioná-las e determinar uma série de hidrogramas sintéticos.

### 3.5.1 Modelo de Sacramento

O modelo Sacramento é um modelo hidrológico de transformação chuva-vazão desenvolvido por Burnash et al. (1973) para o *National Weather Service* (NWS) e para o departamento de Recursos Hídricos do estado da Califórnia, Estados Unidos. O modelo opera de forma contínua e em qualquer escala temporal, onde busca representar a interação entre os mecanismos de precipitação e evapotranspiração, juntamente com os processos saturação, infiltração e percolação do solo que resultam no escoamento superficial, subsuperficial e de base.

A conceituação do modelo é bastante simples e subdivide o solo em duas zonas: zona superior, onde ocorrem os processos de escoamento rápido, e zona inferior, onde ocorrem os processos de escoamento lento. A interação entre essas zonas e o produto gerado por elas podem ser observados na esquematização do modelo apresentado na FIGURA 4.

No modelo, a zona superior do solo é subdividida em dois reservatórios:

**Reservatório de água pelicular superior:** compõe o volume de água necessário para satisfazer a umidade do solo, sendo este retido por tensão superficial.

**Reservatório de água gravitacional:** região onde ocorre o livre movimento da água tanto na horizontal quanto na vertical, resultando, respectivamente, em escoamento subsuperficial e percolação.

A zona inferior do solo é composta por três reservatórios, sendo estes alimentados pelo fenômeno de percolação proveniente da zona superior.



**Reservatório de água pelicular inferior:** análogo ao que ocorre na zona superior, uma porção do volume de água percolada é retida nas camadas mais profundas do solo devido a tensão superficial.

**Reservatório primário de água gravitacional:** responsável pelo abastecimento do escoamento de base lento.

**Reservatório suplementar de água gravitacional:** responsável pelo escoamento de base gerado imediatamente ao evento de precipitação.

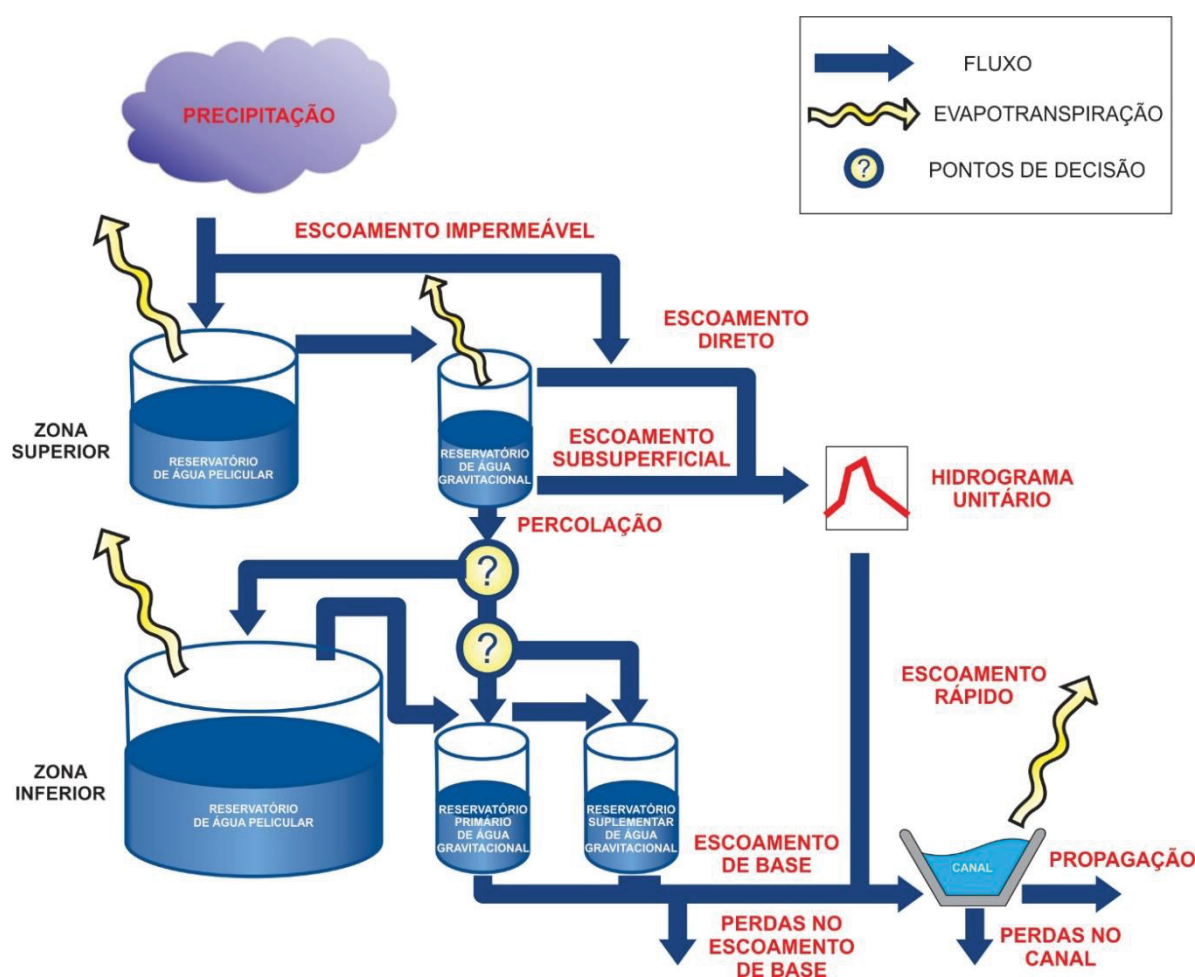


FIGURA 4: ESQUEMATIZAÇÃO DO MODELO DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO SACRAMENTO. ALTERADO DE EWATER (2019).

Para o cálculo do escoamento direto, é considerado que a bacia hidrográfica possui áreas de contribuição as quais podem ser impermeáveis e/ou permeáveis. Em áreas impermeáveis, o escoamento superficial é produzido independentemente da altura de precipitação, não sendo este sujeito a perdas por evapotranspiração. Em áreas permeáveis, é necessário que primeiramente o evento de precipitação

recomponha o reservatório de água pelicular superior. Tendo este a sua capacidade de retenção superada, o excesso de precipitação é direcionado para o reservatório de água gravitacional superior, onde parte do volume de água torna-se escoamento subsuperficial e o restante é percolado, alimentando os reservatórios inferiores. O escoamento superficial é produzido somente quando a altura de precipitação supera as taxas de percolação e de escoamento subsuperficial.

De forma complementar, o escoamento de base advém dos reservatórios primário e suplementar da zona inferior. O reservatório primário busca reproduzir o escoamento de base lento, o qual alimenta o rio em épocas de estiagem. De maneira oposta, o reservatório suplementar corresponde ao escoamento de base produzido logo após o evento de precipitação, alcançando o rio com maior rapidez. Em ambos os casos, a drenagem desses reservatórios segue a Lei de Darcy (ANDERSON, 2002).

Adicionalmente, a propagação de todas as componentes do escoamento direto e subterrâneo sobre a bacia hidrográfica pode ser feito com o uso de hidrogramas unitários sintéticos, como os apresentados na 0.

Juntamente com os reservatórios listados, o modelo Sacramento possui no total 16 parâmetros que definem os processos descritos anteriormente, os quais estão dispostos na TABELA 2.

Dentre os parâmetros apresentados TABELA 2, cinco definem a capacidade dos reservatórios da zona superior e inferior do solo (*UZTWM*, *UZFWM*, *LZTWM*, *LZFSM* e *LZFPM*), três correspondem a taxas do escoamento drenado lateralmente (*UZK*, *LZSK* e *LZPK*), três são responsáveis pelo cálculo da taxa de percolação que ocorre entre os reservatórios da zona superior e inferior (*PFREE*, *REXP* e *ZPERC*), dois calculam o escoamento direto oriundo de áreas impermeáveis (*PCTIM* e *ADIMP*) e outros três estimam as perdas que ocorrem no sistema (*SIDE*, *SSOUT*, *SARVA*) (EWATER, 2019).

O procedimento de calibração desses parâmetros deve decorrer de maneira a minimizar os desvios entre os hidrogramas observados e simulados. O ajuste dos parâmetros pode ser feito por tentativa-e-erro ou utilizando técnicas de calibração automática. A seção a seguir explora melhor os processos de calibração e de simulação utilizando o modelo Sacramento.

	Parâmetro	Unidade	Descrição
<b>ZONA SUPERIOR</b>	<i>UZTWM</i>	mm	Capacidade do reservatório de água pelicular
	<i>UZFWM</i>	mm	Capacidade do reservatório de água gravitacional
	<i>UZK</i>	dia <sup>-1</sup>	Taxa de drenagem do escoamento subsuperficial a partir do reservatório de água gravitacional ( <i>UZFWM</i> )
<b>ZONA INFERIOR</b>	<i>LZTWM</i>	mm	Capacidade do reservatório de água pelicular
	<i>LZFSM</i>	mm	Capacidade do reservatório suplementar de água gravitacional
	<i>LZFPM</i>	mm	Capacidade do reservatório primário de água gravitacional
	<i>LZSK</i>	dia <sup>-1</sup>	Taxa de drenagem do escoamento de base a partir do reservatório suplementar de água gravitacional ( <i>LZFSM</i> )
	<i>LZPK</i>	dia <sup>-1</sup>	Taxa de drenagem do escoamento de base a partir reservatório primário de água gravitacional ( <i>LZFPM</i> )
	<i>PFREE</i>	--	Fração da percolação disponível aos reservatórios de água gravitacional da zona inferior do solo
	<i>REXP</i>	--	Expoente da equação de percolação
	<i>ZPERC</i>	--	Máxima fração de aumento da demanda de percolação mínima
	<i>RSERV</i>	--	Fração de água gravitacional indisponível para transpiração
	<i>SIDE</i>	--	Fração do escoamento de base total que compõe a perda de base
	<i>SSOUT</i>	m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> km <sup>-2</sup>	Taxa fixa do aporte total ao canal que compõe a perda de base
	<i>PCTIM</i>	--	Fração da área impermeável permanente da bacia (escoamento direto)
	<i>ADIMP</i>	--	Fração máxima da área impermeável variável da bacia (escoamento direto)
	<i>SARVA</i>	--	Fração da bacia coberta por espelhos de água ou alagadiça (escoamento direto)

TABELA 2: TABELA RESUMO DOS PARÂMETROS QUE INTEGRAM O MODELO SACRAMENTO.

### 3.5.2 Calibração e simulação do modelo Sacramento

Para esta dissertação, tanto a calibração quanto a simulação do modelo Sacramento foram feitas utilizando o *software* RRL (*Rainfall Runoff Library*) desenvolvido pelo eWater Innovation Centre da Universidade de Canberra, Austrália. Além do modelo Sacramento, o software conta com outros modelos conceituais de transformação chuva-vazão: Tank Model, AWBM, SimHyd e SMAR. A princípio, o software é comumente utilizado somente como uma ferramenta de calibração dos parâmetros apresentados na TABELA 2. No entanto, dado que para realizar essa tarefa é necessário ter as equações que expressam o modelo Sacramento no código do software, o RRL permite simular eventos distintos dos que foram utilizados na calibração.

Os métodos disponíveis no RRL buscam otimizar uma função objetivo, escolhida a critério do usuário, minimizando os desvios entre valores observados e simulados. No total, são oito funções objetivo:

- (i) Coeficiente de Nash-Sutcliffe;
- (ii) soma dos desvios quadráticos;
- (iii) erro médio quadrático;
- (iv) diferença média quadrática em relação ao *bias*;
- (v) valor absoluto do *bias*;
- (vi) soma das raízes quadráticas;
- (vii) soma dos resíduos quadráticos;
- (viii) desvio logarítmico acumulado.

O *software* conta com uma variedade de algoritmos de otimização, podendo o usuário escolher de acordo com a sua familiaridade com o método. São sete no total:

- (i) Algoritmo genético;
- (ii) Busca Padrão;
- (iii) Amostragem aleatória uniforme;
- (iv) Algoritmo de inicialização múltipla de Rosenbrock;
- (v) Algoritmo de inicialização única de Rosenbrock;
- (vi) *Shuffled Complex Evolution* (SCE-UA);
- (vii) Algoritmo próprio de otimização do modelo AWBM.

A simulação segue a sequência lógica apresentada pela esquematização do modelo Sacramento na FIGURA 4 e discutida no item anterior. Como o *software* foi concebido de maneira a operar em escala diária, é requerido que os dados de entrada do modelo (séries de precipitação média, evapotranspiração e vazão) sejam diários e contínuos no tempo. Os parâmetros do modelo são ajustados iterativamente de acordo com a concepção do algoritmo de calibração escolhido pelo usuário. No entanto, é importante reforçar que esses algoritmos acabam ajustando valores pouco coerentes com a realidade física (TUCCI, 1998; MUHLENHOFF, 2016). Logo, é recomendado que se ajustem manualmente os valores iniciais dos parâmetros e que se utilizem os algoritmos para realizar uma calibração fina. O RRL permite que alguns parâmetros tenham os seus valores fixados e que o algoritmo de calibração busque o

valor ótimo de apenas um ou alguns poucos parâmetros. Adicionalmente, o *software* permite confrontar o período calibrado com um período de validação, possibilitando aferir a performance da calibração.

### 3.5.3 Precipitação média: Polígonos de Thiessen

A construção dos polígonos de Thiessen visa mensurar o alcance da influência de uma estação pluviométrica sobre uma dada área. Os lados dos polígonos são definidos pelo encontro das mediatrizes das retas que ligam as estações pluviométricas mais próximas umas das outras. Esse método pode ser facilmente executado por meio de *softwares* de processamento geoespacial como ArcMap e QGis, os quais possuem ferramentas que constroem automaticamente os polígonos de Thiessen a partir da inserção das estações pluviométricas georreferenciadas, como ilustrado na FIGURA 5.

Calculando a área de influência de cada estação, é possível quantificar a chuva média sobre a bacia, onde a escala de tempo é dada pela discretização temporal dos pluviômetros. Considerando o conjunto de estações pluviométricas  $i=1,2, 3 \dots, n$ , com precipitação  $P_i$  e área de influência do polígono de Thiessen dada por  $A_i$ , a chuva média na bacia pode ser calculada pela equação (13):

$$\bar{P} = \frac{P_1A_1 + P_2A_2 + P_3A_3 + \dots + P_nA_n}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (13)$$

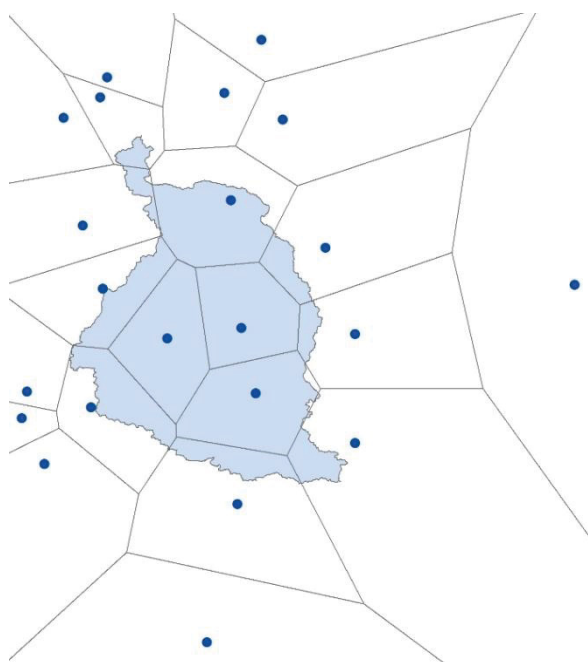


FIGURA 5: POLÍGONOS DE THIESSEN GERADOS PELO SOFTWARE ARCMAP

### 3.6 MODELO ESTOCÁSTICO DE GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS

#### 3.6.1 Simulação Monte Carlo

A simulação Monte Carlo (SMC) é usualmente definida como um modelo computacional para solucionar problemas usando amostragens aleatórias. Devido à sua robustez e facilidade de aplicação, a simulação Monte Carlo se tornou extremamente atrativa, sendo amplamente utilizada para simular sistemas físicos, matemáticos e de engenharia (KAVISKI, 2006). A popularidade do método se deve muito ao aumento da velocidade de processamento dados, visto que a natureza repetitiva do método o torna ideal para implementação computacional.

Outra característica que torna o método atrativo se deve ao fato de as variáveis aleatórias geradas pela simulação de Monte Carlo poderem assumir a forma de qualquer distribuição de probabilidades, inclusive funções sem formas analíticas explícitas para as funções de distribuição acumulada (FDA), como o caso da distribuição Normal.

#### 3.6.2 Transformação Box-Cox

Para o uso da distribuição normal multivariada deve-se garantir que as FDPs marginais das variáveis de entrada  $X$  sejam distribuições Normal  $X \sim N(\mu_{i,j}, S_{i,j})$ . A distribuição Normal é uma função simétrica, portanto o seu coeficiente de assimetria é nulo, logo, é possível utilizar uma transformação Box-Cox de tal maneira que os dados transformados também possuam um coeficiente de assimetria nulo.

Considere-se uma matriz  $\mathbf{X}$  com elementos  $x_{i,j}$  que contenha os valores amostrais de cada uma das variáveis selecionadas. Tem-se que:

$$\begin{cases} i = 1, \dots, p, & p: \text{número de variáveis/parâmetros} \\ j = 1, \dots, n, & n: \text{número de valores amostrais} \end{cases}$$

A transformação Box-Cox é dada pela equação (14):

$$y_{i,j} = \begin{cases} \frac{x_{i,j}^{\lambda_i} - 1}{\lambda_i}, & \lambda_i \neq 0 \\ \ln(x_{i,j}), & \lambda_i = 0 \end{cases} \quad (14)$$

Onde  $\lambda_i$  é o parâmetro de transformação dos dados.

O valor de  $\lambda_i$  pode ser estimado por um algoritmo de otimização que obedeça a seguinte condição:

$$CA(y_i) = 0 \quad (15)$$

sendo  $CA(y_i)$  o coeficiente de assimetria da distribuição Normal, dado pela equação (16):

$$CA(y_i) = \sum_{j=1}^n \frac{(y_{i,j} - \mu_i)^3}{ns_i^3} \quad (16)$$

onde a média e a variância amostrais dos dados transformados são dadas pelas equações(17) e (18):

$$\mu_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n y_{i,j} \quad (17)$$

$$s_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (y_{i,j} - \mu_i)^2 \quad (18)$$

Nesta dissertação foi utilizado o método de otimização conhecido como recozimento simulado. O algoritmo de busca local tem como objetivo zerar os valores dos coeficientes de assimetria de cada uma das variáveis estudadas alterando sistematicamente o parâmetro  $\lambda_i$  da transformação Box-Cox. O método está apresentado com maiores detalhes no apêndice A.

### 3.6.3 Distribuição normal multivariada

Para um vetor  $\mathbf{y}^T = (y_1, y_2, \dots, y_p)^T$  com  $p$  variáveis normalmente distribuídas  $\mathbf{Y} \sim N(\boldsymbol{\mu}, \boldsymbol{\Sigma})$ , o vetor  $\boldsymbol{\mu}$  contém as médias e a matriz  $\boldsymbol{\Sigma}$  as covariâncias que podem ser representados da seguinte forma:

$$\boldsymbol{\mu} = \begin{pmatrix} \mu_1 \\ \vdots \\ \mu_n \end{pmatrix}, \quad \boldsymbol{\Sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \cdots & \sigma_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{n1} & \cdots & \sigma_{nn} \end{bmatrix}$$

É possível padronizar as variáveis  $y_{i,j}$  por meio da equação (16) e obter a matriz  $\mathbf{Z}$  com elementos  $z_{i,j}$  contendo variáveis adimensionais.

$$z_{i,j} = \frac{y_{i,j} - \mu_i}{s_i} \quad (19)$$

Dessa maneira, tem-se que  $Z \sim N_p(\mathbf{0}, \mathbf{R})$ , onde  $\mathbf{R}$  é uma matriz simétrica de correlações entre as variáveis  $z_i$ .

Usando o método de decomposição de Cholesky, é possível expressar  $\mathbf{R}$  da seguinte forma:

$$\mathbf{R} = \mathbf{L}\mathbf{L}^T \quad (20)$$

Onde  $\mathbf{L}$  é uma matriz triangular inferior com a diagonal não nula, ou seja:

$$\mathbf{Z}^T \mathbf{R}^{-1} \mathbf{Z} = \mathbf{Z}^T \mathbf{L}^{-T} \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z} \quad (21)$$

Logo:

$$\mathbf{Z}^T \mathbf{R}^{-1} \mathbf{Z} = (\mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z})^T \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z} \quad (22)$$

Por fim, tem-se que:

$$\mathbf{Z}^T \mathbf{R}^{-1} \mathbf{Z} = \mathbf{U}^T \mathbf{I} \mathbf{U} \quad (23)$$

Onde  $\mathbf{U} \sim N_p(0, \mathbf{I})$ , sendo  $\mathbf{I}$  a matriz identidade e  $u_i$  são variáveis aleatórias normais e independentes.

Usando a simulação de Monte Carlo para gerar as variáveis  $u_i^* \sim N(0,1)$ , é possível determinar as séries sintéticas para os parâmetros dos hidrogramas, logo:

$$\mathbf{Z}^* = \mathbf{L} \mathbf{U}^* \quad (24)$$

Por fim, temos que:

$$y_i^* = \mu_i + s_i z_i \quad (25)$$

Invertendo a transformação Box-Cox, obtém-se as séries sintéticas dos parâmetros dos hidrogramas de cheia, as quais seguem as estatísticas da série original:

$$x_{i,j} = \begin{cases} (1 + y_i^*)^{1/\lambda_i}, & \lambda_i \neq 0 \\ \exp(y_i^*), & \lambda_i = 0 \end{cases} \quad (26)$$



### 3.7 PROPAGAÇÃO DE VAZÕES

#### 3.7.1 Esquema difusivo LAX

Devido à ausência de uma solução analítica para as equações completas de Saint-Venant, a sua resolução pode ser feita por meio de aproximações numéricas a partir de um conjunto de equações algébricas de diferenças finitas, sendo este resolvido de acordo com as condições iniciais e de contorno do sistema a ser modelado (FREAD,1993). O procedimento adotado nesta dissertação, conhecido como Esquema Difusivo Lax, é frequentemente atribuído ao matemático Peter Lax, embora J. J. Stoker houvesse defendido o método anteriormente (CHANSON, 2004; MONTES, 1998). De maneira genérica, o esquema expressa equações diferenciais parciais em termos de diferenças finitas, onde o valor  $\Phi(t,x)$  no tempo  $j+1$  é obtido a partir de  $j$ , caracterizando o método como sendo explícito, como esquematizado em grade na figura abaixo:

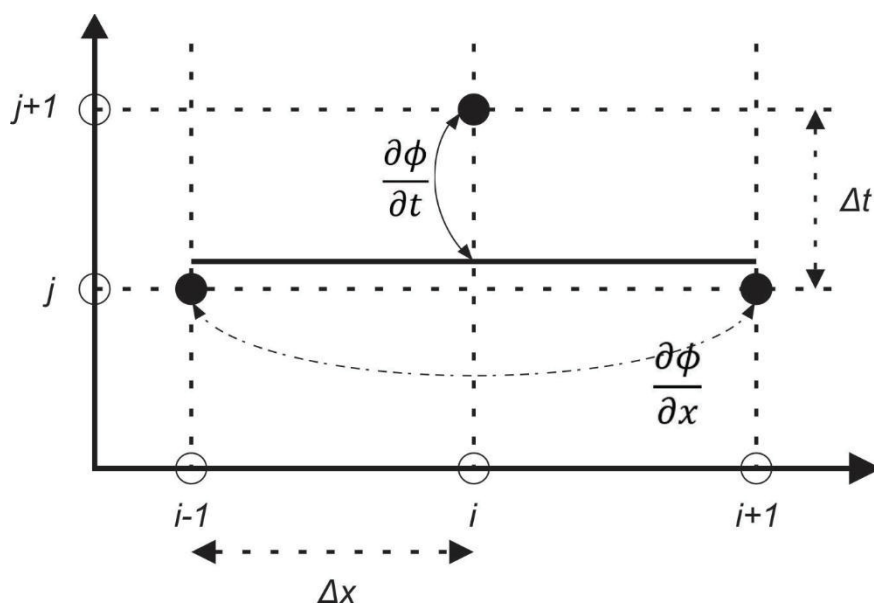


FIGURA 6: ESQUEMATIZAÇÃO DIFERENCIAL DAS DERIVADAS ESPACIAIS E TEMPORAIS SEGUNDO O ESQUEMA DIFUSIVO LAX. FONTE: ADAPTADO DE CHANSON (2004)

Desta maneira, as derivadas no tempo ( $t$ ) e no espaço ( $x$ ) resultam em (STEINSTRASSER, 2005):

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} \cong \frac{\phi_i^{j+1} - \phi_i^*}{\Delta t_j} \quad (27)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} \cong \frac{(\phi_{i+1}^j - \phi_{i-1}^j)}{2\Delta x_i} \quad (28)$$

Onde  $\phi^*$  corresponde também aos termos não derivados da equação e é dado por:

$$\phi^* \cong \frac{(\phi_{i+1}^j + \phi_{i-1}^j)}{2\Delta t}, \quad (29)$$

As equações de Sain-Venant podem ser reescritas de forma vetorial, resultando em (CHAUDHRY, 2008):

$$\mathbf{U}_t + \mathbf{F}_x + \mathbf{S} = \mathbf{0}, \quad (30)$$

onde:

$$\mathbf{U}_t = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}; \mathbf{F}_x = \begin{pmatrix} VA \\ Q^2A + gA\bar{y} \end{pmatrix}; \mathbf{S} = \begin{pmatrix} -q \\ -gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix}, \quad (31)$$

sendo  $A_{\underline{y}}$  o momento de área em relação a superfície livre e  $V$  a velocidade do escoamento.

Aplicando o esquema difusivo de Lax na equação (30), resulta:

$$\mathbf{U}_i^{j+1} = \frac{1}{2}(\mathbf{U}_{i+1}^j + \mathbf{U}_{i-1}^j) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} (\mathbf{F}_{i+1}^j - \mathbf{F}_{i-1}^j) - \mathbf{S}^* \Delta t \quad (32)$$

Por se tratar de um método explícito, sua estabilidade é ditada pela condição de Courant, onde os passos de tempo e espaço devem respeitar a seguinte relação:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} (|v| + c) \leq 1 \quad (33)$$

Onde  $c$  é a celeridade da onda, dada por:

$$c = \sqrt{g \frac{A}{B}} \quad (34)$$

Onde  $B$  é largura do rio na cota de inundação.

As equações (4) e (5) são válidas somente para os pontos internos da grade, permitindo o cálculo de  $A_j^{i+1}$  e  $Q_j^{i+1}$  nos instantes de tempo  $(j+1)\Delta t$  e nos pontos  $i\Delta x$  para  $i=1, 2, \dots, N-1$ . A solução nos pontos  $A_0^{i+1}$ ,  $A_N^{i+1}$ ,  $Q_0^{i+1}$  e  $Q_N^{i+1}$  dependerá das condições iniciais e de contorno impostas ao sistema modelado, variando de acordo com a disponibilidade de dados.

A aplicação do esquema difusivo Lax se inicia com a inserção dos valores de  $A_j^{i+1}$  e  $Q_j^{i+1}$  em  $t=0$ , referentes ao estado inicial do escoamento. Nesse caso, pode ser assumido que inicialmente o escoamento se encontra em estado permanente ao longo do canal simulado. Por sua vez, os contornos de montante e de jusante podem ser definidos por curvas de variação da cota ou da descarga com o tempo (cotagrama ou hidrograma), ou uma relação entre as duas (curva chave). Caso a curva chave seja desconhecida, ou as vazões simuladas extrapolem o domínio da curva chave, é possível realizar uma interpolação entre os pontos internos previamente calculados de uma das variáveis a ser determinada. A outra variável pode ser calculada pelo método das características proposto por Sivaloganathan (1978), como mostra a seção a seguir.

### 3.8 CONDIÇÕES DE CONTORNO: MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS

A solução das equações de Saint-Venant proposta por Sivalogaganathan (1978) se baseia no método das características, solução usual para equações diferenciais parciais (EDP), logo, as equações (4) e (5) podem ser expressas da seguinte forma:

$$\frac{1}{c} \frac{dy}{dt} + \frac{1}{g} \frac{dv}{dt} = S_0 - S_f - \frac{q}{gA} (v - c) - \frac{vc}{gA} \left( \frac{\partial A}{\partial x} \right)_y \quad (35)$$

$$\frac{dx}{dt} = v + c \quad (36)$$

$$-\frac{1}{c} \frac{dy}{dt} + \frac{1}{g} \frac{dv}{dt} = S_0 - S_f - \frac{q}{gA} (v + c) + \frac{vc}{gA} \left( \frac{\partial A}{\partial x} \right)_y \quad (37)$$

$$(38)$$

$$\frac{dx}{dt} = v - c$$

onde,  $v$  é a velocidade do escoamento (m/s),  $y$  é a profundidade da lâmina d'água (m),  $c$  é a celeridade e  $(\partial A/\partial x)_y$  é a taxa de variação de  $A$  em relação a  $x$  quando  $y$  é mantido constante.

As equações (35) e (37) são conhecidas como equações de compatibilidade, onde, por questão de conveniência, os seus termos do lado direito serão designados como  $G_f$  e  $G_b$ . Adicionalmente, as equações (36) e (38) são comumente referidas como características positiva e negativa, respectivamente.

Dado que os pontos internos da solução das equações de Saint-Venant serão calculados por meio do esquema difusivo Lax, onde os passos de tempo ( $\Delta t$ ) e espaço ( $\Delta x$ ) são predefinidos, foi definido que para as condições de contorno de montante e de jusante será utilizado o Método da Malha Retangular Característica, esquematizado na FIGURA 7. A figura ilustra o cálculo dos valores de velocidade e da altura do escoamento nos pontos  $B_2, B_3 \dots, B_{n-1}$  a partir do encontro das características negativas e positivas para os pontos internos, e para os pontos  $B_1$  e  $B_n$ , dadas as condições de contorno de montante e de jusante.

Os itens a seguir descrevem o procedimento de cálculo nos contornos de montante e de jusante.

**Contorno de montante:** a reta  $B_1R$  representa a característica negativa que passa pelo ponto  $R$ . A posição do ponto  $R$  no eixo  $x$  é determinada assumindo que a inclinação dessa característica é a mesma da que passa pelo ponto  $A_1$ , já conhecida. Conseqüentemente, os valores  $v_R$  e  $y_R$  podem ser estimados pela interpolação dos valores conhecidos nos pontos  $A_1$  e  $A_2$ . Dessa forma, a equação de compatibilidade da característica negativa expressa em diferenças finitas resulta em:

$$-\frac{y_{B1} - y_R}{c_b \Delta t} + \frac{v_{B1} - v_R}{c_b \Delta t} = G_B \quad (39)$$

Onde  $c_b$  e  $G_B$  são definidas em  $R$ .

Considerando que a condição de montante é dada por um hidrograma  $Q(0,t)$  em  $B_1$ , pode-se considerar a seguinte equação:

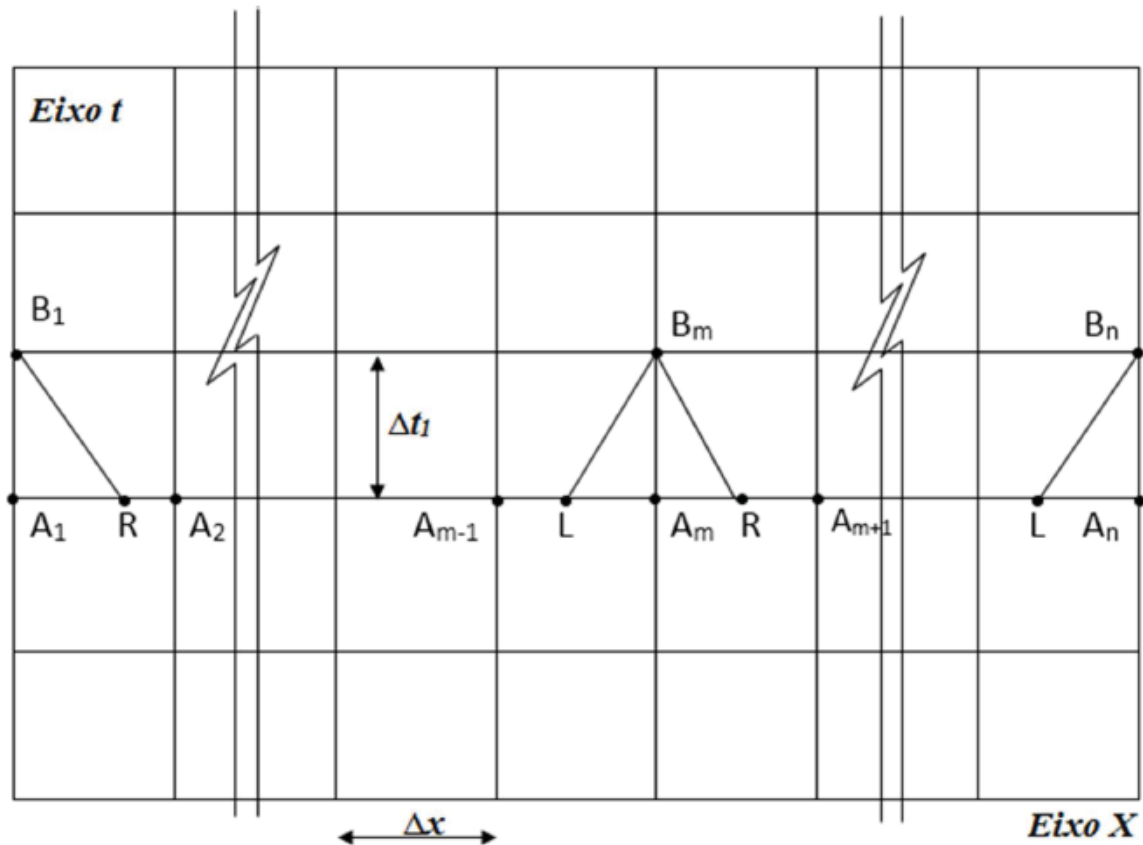


FIGURA 7: ESQUEMATIZAÇÃO DO MÉTODO DA MALHA RETANGULAR CARACTERÍSTICA. FONTE: ADAPTADO DE SIVALOGANATHAN (1978).

$$v_{B1} - \frac{Q(0, t_{B1})}{A(y_{B1}, 0)} = 0 \quad (40)$$

A substituição da equação (39) na equação (40) resulta em uma equação não linear a qual pode ser resolvida utilizando o método de Newton-Raphson. No desenvolvimento desta dissertação, as rotinas de cálculo foram feitas em MATLAB, onde foi usada a função *fzero* para determinação das raízes de funções não-lineares.

**Contorno de jusante:** a reta  $B_nL$  representa a característica negativa que passa pelo ponto L. A posição do ponto L no eixo x é determinada assumindo que a inclinação dessa característica é a mesma da que passa pelo ponto  $A_n$ , já conhecida. Por conseguinte, os valores  $v_L$  e  $y_L$  são estimados pela interpolação dos valores conhecidos nos pontos  $A_{n-1}$  e  $A_n$ . Dessa forma, a equação de compatibilidade da característica positiva expressa em diferenças finitas resulta em:

$$-\frac{y_{Bn} - y_L}{C_f \Delta t} + \frac{v_{Bn} - v_L}{C_f \Delta t} = G_L \quad (41)$$

Onde  $c_f$  e  $G_L$  são definidas em L.

A outra equação para determinar  $y_{Bn}$  e  $v_{Bn}$  pode ser obtida por meio de uma curva de descarga, ou considerando que o escoamento ocorre em altura crítica caso a seção em questão possua algum controle. Outra solução que pode ser adotada é interpolação de três pontos internos, definindo assim, uma das duas variáveis.

## 4 ESTUDO DE CASO

### 4.1 ÁREA DE ESTUDO

Para a aplicação do método de geração de séries sintéticas de hidrogramas de cheia, foi estudada como área de estudo o rio Iguaçu, o maior rio do Estado do Paraná. Desde a sua nascente na Serra do Mar até a sua foz no rio Paraná, o rio Iguaçu possui uma extensão total de 1.275 km e uma bacia com uma área de drenagem de aproximadamente 68.700 km<sup>2</sup>. O trecho estudado compreende desde a estação fluviométrica de Fluvioópolis, no município de São Mateus do Sul, até a estação de União da Vitória, localizada no município de mesmo nome, onde se estende por cerca de 104 km, abrangendo uma área de drenagem entre essas estações de 6.525 km<sup>2</sup> e apresentando uma inclinação média de 1m.km<sup>-1</sup> (MULLER, 2000). A maior parte do trecho de estudo está compreendido na porção média da bacia, conhecida como Médio Iguaçu, como pode ser observado na FIGURA 8.

A montante da estação de Fluvioópolis está a região mais elevada da bacia do rio Iguaçu, designada por Alto Iguaçu, com áreas predominantemente urbanas e com intensas atividades industriais (SEMA, 2010). Devido à proximidade com a Serra do Mar, nessa região o rio é caracterizado por inúmeros meandros com grandes raios de curvatura, conferindo-o um ‘aspecto senil’ (GRANEMANN, 2016). Considerando a bacia do rio como um todo, esta integra a grande bacia do rio Paraná, a qual é atribuída o número 65 de acordo com sistema nacional de classificação de bacias hidrográficas (ANEEL, 2000).

A região do Médio Iguaçu, que engloba a maior parte da área de estudo, possui uma precipitação média anual variando de 1600 a 2500 mm (SEMA, 2010b) e segundo a classificação de Köppen, o clima desta área é categorizado como Cfb – Clima Temperado Úmido (Mesotérmico). A temperatura média do mês mais quente é inferior a 22°C e do mês mais frio inferior a 18°C, não apresenta estação seca, verão brando e com ocorrência de geadas severas e frequentes (PARANÁ, 2018). Por fim, os eventos de precipitação não apresentam uma sazonalidade bem definida, sendo que o regime de chuvas na região é comumente descrito como errático. Devido à topografia particular do Estado do Paraná, a qual o subdivide em três grandes planaltos, o rio Iguaçu acaba dispondo de características essenciais ao aproveitamento hidroelétrico, tais como vales estreitos e alta declividade. Em virtude da sua importância, o rio Iguaçu é extensamente monitorado, sendo objeto de estudo

de diversos pesquisadores (GRANEMANN, 2016; MINE, 1998, MÜLLER, 2000). No entanto, essas características não são observadas em toda extensão do rio. A região à montante de União da Vitória, por exemplo, possui baixa declividade e grandes planícies de inundação, tornando a área suscetível a eventos de cheia. Soma-se a isso a influência do reservatório da usina de Foz do Areia sobre a cidade e a estação fluviométrica de União da Vitória, onde os efeitos do remanso do reservatório sobre os níveis de inundação na cidade foram estudados por Tucci e Villanueva (1999), e o equilíbrio entre a geração de energia e o controle de cheias foi objeto de estudo de Mine (1998).

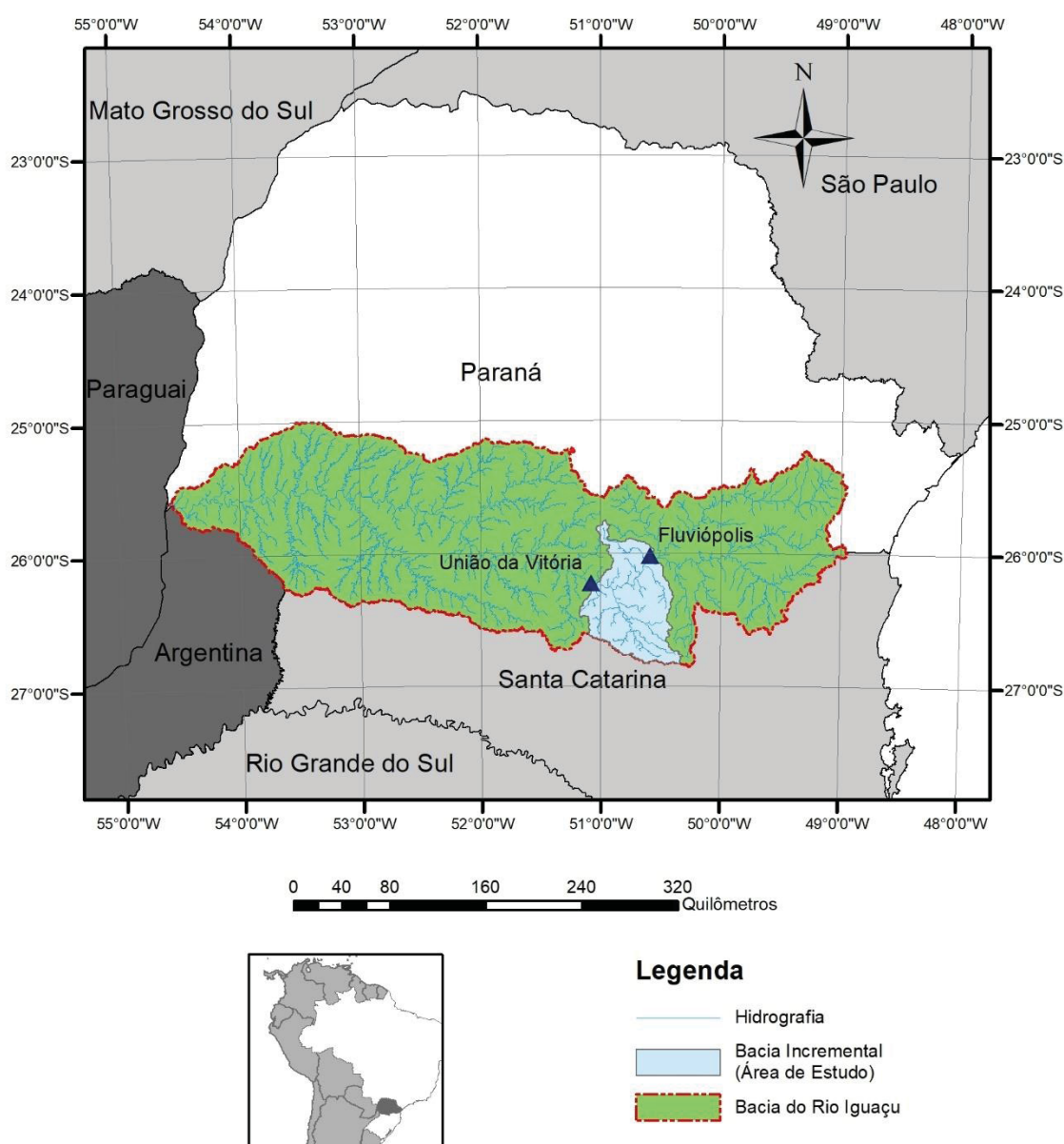


FIGURA 8: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.



Em vista da situação descrita, é possível inferir que as leituras na régua limimétrica de União da Vitória são influenciadas pelo remanso do reservatório de Foz do Areia e, conseqüentemente, as vazões mais altas registradas nessa estação podem estar sendo superestimadas por conta desse efeito. Dessa forma, o método proposto nesta dissertação poderia gerar séries sintéticas de hidrogramas de cheias para o ponto onde está localizada a estação de União da Vitória a partir dos dados de vazão da estação de Fluviópolis, tratando de forma multivariada as variáveis hidrológicas que originam o escoamento na região.

#### 4.2 DADOS

A partir da delimitação da área de estudo, foi selecionada a estação pluviométrica de Fluviópolis (65220000), a qual drena uma área de aproximadamente 18600 km<sup>2</sup> e possui as coordenadas 26°01'12" S 50°35'24" O. Analisando a série histórica, foram identificados e selecionados eventos de vazão máxima anual, permitindo a representação dos hidrogramas de forma paramétrica. Dessa maneira, os parâmetros resultantes desta etapa do estudo servirão como dados de entrada do modelo estocástico de geração de séries sintéticas, como descrito na seção 3.6. A estação de Fluviópolis é operada pelo SIMEPAR, e a sua série histórica possui um registro de vazões diárias que compreende os anos de 1964 a 2014, sendo disponibilizada pela Agência Nacional de Águas (ANA) na plataforma Hidroweb.

Para a modelagem chuva-vazão foram selecionadas 52 estações pluviométricas (APÊNDICE B), com registro diário de precipitação, situadas dentro e no entorno da área de estudo. Considerando que período de registro de cada uma das estações é bastante variado, as estações foram escolhidas de tal maneira a conceder o máximo cobertura da área total da bacia durante os eventos de cheia selecionados. A calibração do modelo foi ajustada a partir dos dados de vazão do rio Timbó, afluente do rio Iguaçu. A estação selecionada, São Pedro do Timbó (65285000), é operada pela COPEL e drena uma área de 1930 km<sup>2</sup>.

Além da precipitação, são requeridos dados de evapotranspiração para a modelagem chuva-vazão. A estação meteorológica com dados mais próxima da área de estudo está localizada no município de Irati e é identificada pelo código 83836 do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia). A série é composta de leituras diárias feitas por um evaporímetro de Piché, tendo as observações começando no ano de 1966 e se estendendo até os dias atuais. A estação compreende boa parte do período

estudado, no entanto possui diversas falhas. Para o preenchimento dessas falhas, foi utilizado o método de desagregação de séries mensais por meio de séries de Fourier proposto por Kaviski et al. (2006). Dessa forma, foram calculadas as médias mensais de longo termo de toda a série histórica, e posteriormente, desagregadas em termos diários a fim de completar os períodos com falhas.

Adicionalmente, para a modelagem hidrodinâmica serão utilizados dados do levantamento topobatimétrico feito no trecho entre Fluvópolis e União da Vitória obtidas para desenvolvimento de um estudo feito pela JICA (Japan International Cooperation Agency) e disponibilizadas para esta dissertação pela COPEL (Companhia Paranaense de Energia). Como seções naturais possuem formatos bastante variados e complexos, a sua introdução em uma rotina de cálculo de um modelo hidrodinâmico acarretaria em um custo computacional bastante elevado. Dessa maneira, optou-se por simplificar o formato das seções, reduzindo-as a seções retangulares, onde a largura do canal e o espaçamento entre as seções correspondessem aos valores obtidos no levantamento topobatimétrico. Outra informação extraída desse levantamento foi a declividade média do canal, obtida partir da análise das cotas mínimas de cada seção. A localização das seções transversais pode ser observada na FIGURA 9.

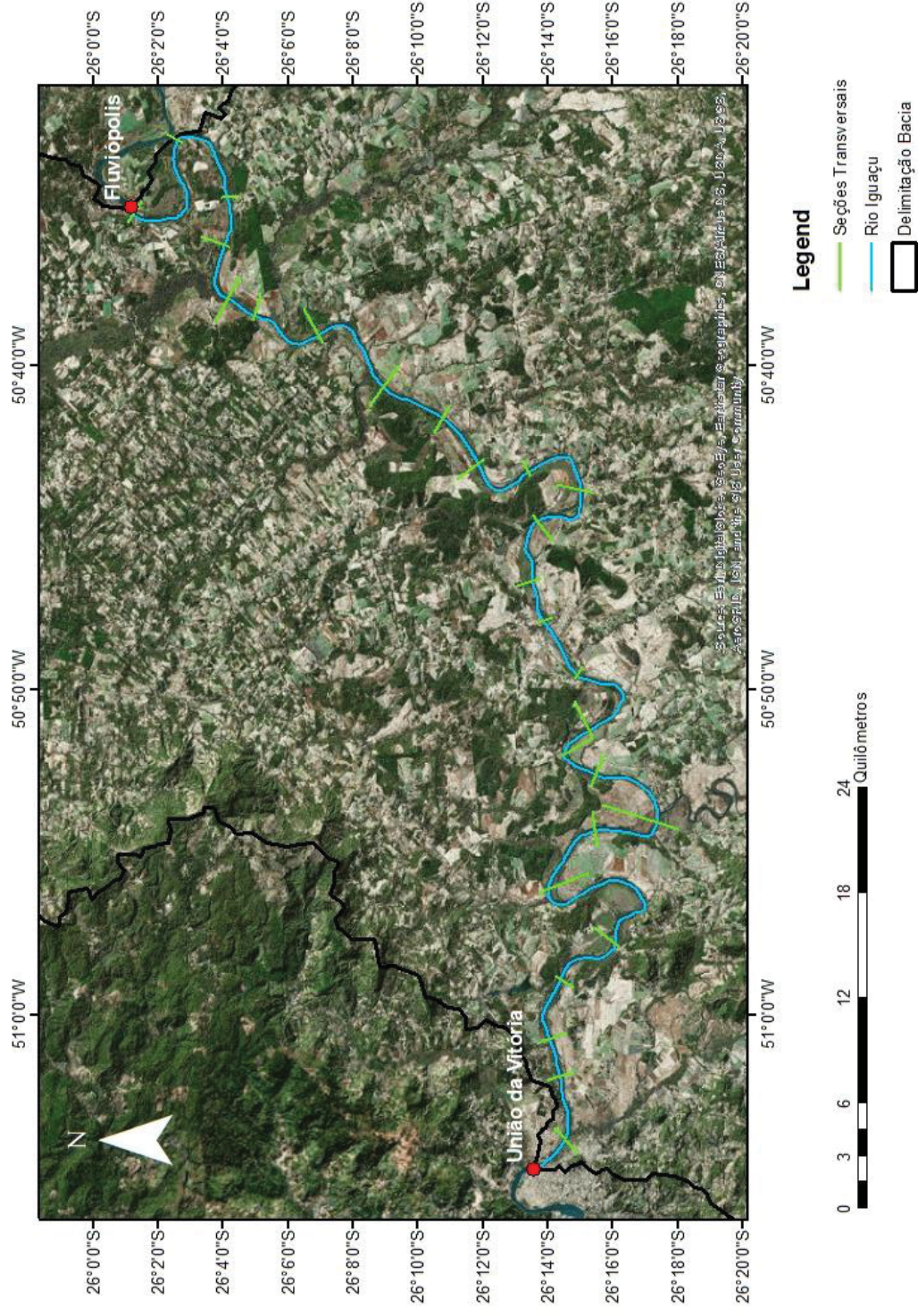


FIGURA 9: LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS AO LONGO DO RIO IGUAÇU NO TRECHO ENTRE FLUIÓPOLIS E UNIÃO DA VITÓRIA.

## 5 DISCUSSÃO E RESULTADOS

### 5.1 GERAL

Cada uma das etapas listadas no item 3 visa representar as características dos hidrogramas de cheia observados na forma de parâmetros quantificáveis, podendo, assim, utilizá-los como dados de entrada do modelo de geração de séries sintéticas. Os eventos de cheia foram escolhidos a partir da análise da série histórica da estação fluviométrica de Fluviópolis, onde os hidrogramas com a maior vazão de pico anual foram selecionados. Essa abordagem foi adotada por Serinaldi e Grimaldi, (2011) em estudo semelhante para a geração de hidrogramas de sintéticos de projeto. Assim, a escolha dessa abordagem implica que as variáveis que descrevem cada um dos eventos de cheia estão condicionadas a vazão máxima anual. Ao todo, foram selecionados 51 eventos de cheia entre os anos de 1964 e 2014. A seleção desses eventos está ilustrada na FIGURA 10.

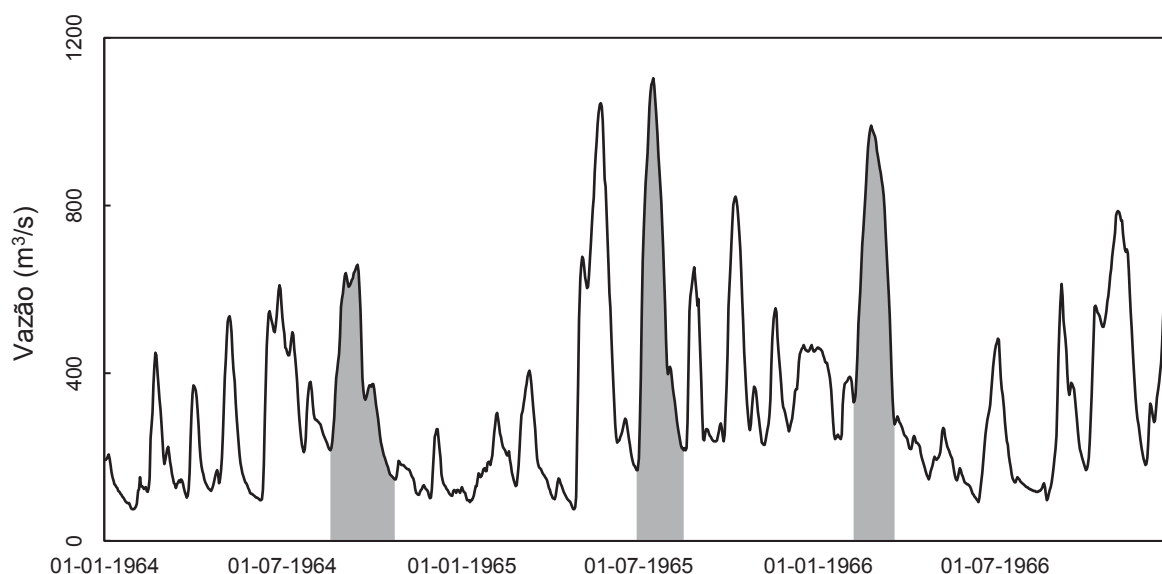


FIGURA 10: SELEÇÃO DO HIDROGRAMAS DE CHEIA COM BASE NA MÁXIMA VAZÃO ANUAL. O INÍCIO E O FIM DO EVENTO SÃO DETERMINADOS COM BASE NO MÉTODO DE SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO.

### 5.2 SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO

A primeira etapa para a obtenção desses dados é a separação do escoamento. O método dos Mínimos Locais (ML), desenvolvido por Pettyjohn e Henning (1979) foi aplicado sobre os hidrogramas observados na estação de Fluviópolis, possibilitando a separação do escoamento superficial e subterrâneo, como ilustra a FIGURA 11.

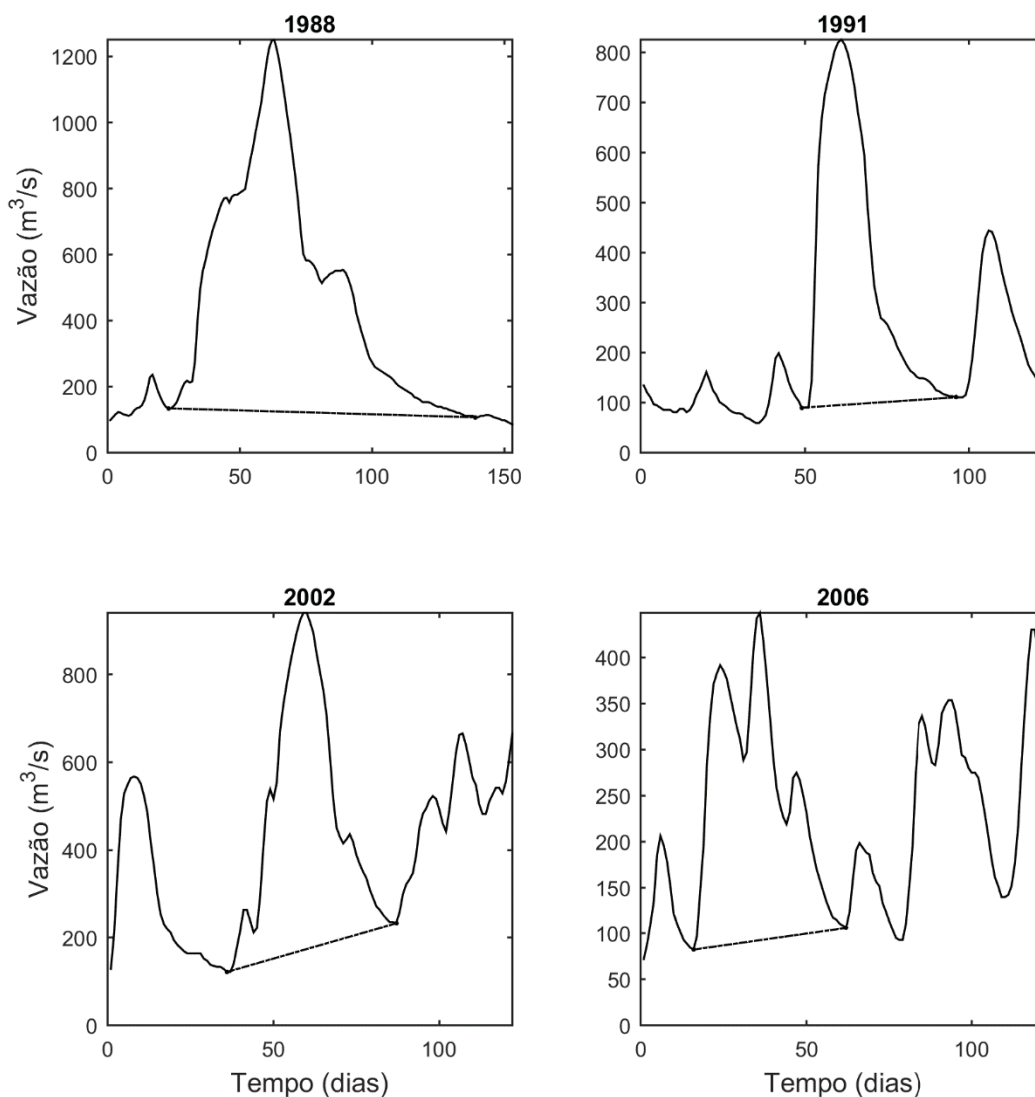


FIGURA 11: SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO DE BASE DO HIDROGRAMAS DE CHEIA DA ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA DE FLUVIÓPOLIS USANDO O MÉTODO DOS MÍNIMOS LOCAIS.

### 5.3 PARAMETRIZAÇÃO DOS HIDROGRAMAS OBSERVADOS

Com a aplicação do método de separação do escoamento foi possível identificar a duração de cada um dos eventos ( $D$ ), assim como as vazões no início da ascensão do hidrograma ( $Q_{inBF}$ ) e no fim do período de recessão ( $Q_{finBF}$ ). A determinação desses valores é essencial para a caracterização do escoamento de base na área de estudo, pois possibilitam a inserção da sua contribuição ao volume total e a vazão de pico dos hidrogramas sintéticos. Essa consideração agrega um caráter distinto a esta dissertação, visto que as pesquisas que seguem a mesma linha aqui proposta se restringiram a elaboração de hidrogramas sintéticos de escoamento

superficial, negligenciando os efeitos do escoamento de base (SERINALDI e GRIMALDI, 2011; YUE *et al.*, 2002).

Dada a separação do escoamento, foi determinado o volume dos hidrogramas de escoamento superficial e, juntamente com a duração dos eventos, foi executada a adimensionalização dos hidrogramas. Esta etapa possibilita o ajuste das FDPs das distribuições GSTSP (*Generalized Standard Two-Sided Power Distribution*) e BETA aos hidrogramas observados. Para o cálculo dos parâmetros de ambas as distribuições correspondentes a cada um dos eventos selecionados, foram utilizadas as equações (9), (11) e (12) propostas por Nadarajah (2007).

A aferição do ajuste de ambas as funções foi feita por meio da estimação do coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe. O resultado está disposto por meio de gráficos *boxplot*, onde é possível observar que a função GSTSP resultou valores médios do coeficiente superiores aos apresentados pela função BETA (FIGURA 12). Adicionalmente, a função BETA possui uma dispersão maior dos valores de Nash, assim como coeficientes negativos.

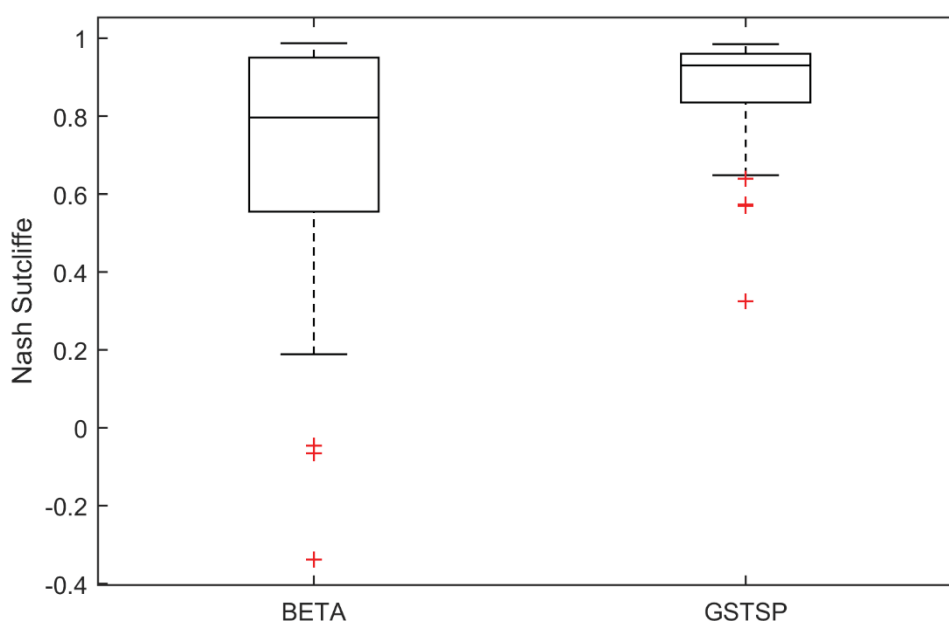


FIGURA 12: *BOXPLOT* DAS DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP. A DISPERSÃO E A MÉDIA DOS VALORES DO COEFICIENTE DE NASH INDICAM UM MELHOR AJUSTE DA FUNÇÃO GSTSP.

Considerando que eventos de precipitação são bastante heterogêneos quanto à sua variabilidade espacial e temporal, é comum que hidrogramas complexos sejam originados, os quais possuem múltiplos picos. Dado que a curva GSTSP é uma distribuição unimodal, observa-se que ela não consegue capturar todas as nuances

desse tipo de hidrograma, resultando em uma representação simplificada (FIGURA 13). Apesar de a função BETA permitir uma representação bimodal, as modas se concentram nos extremos  $[0,1]$ , logo, a ascensão e a recessão dos hidrogramas não seriam capturadas.

O melhor ajuste conferido pela função GSTSP se deve ao número maior de parâmetros que a mesma possui. A sua performance superior frente a função BETA pode ainda ser observada na FIGURA 13, onde nota-se um ajuste melhor às vazões médias e baixas. De maneira oposta, a função BETA apresenta um ajuste mais satisfatório na região do pico quando este apresenta um formato mais achatado, ou seja, mesocúrtico ou platicúrtico, caso dos anos de 1991 e 2002. Por sua vez, a função GSTSP se ajusta melhor a picos com formato leptocúrtico, como o apresentado pelo evento selecionado para o ano de 1988.

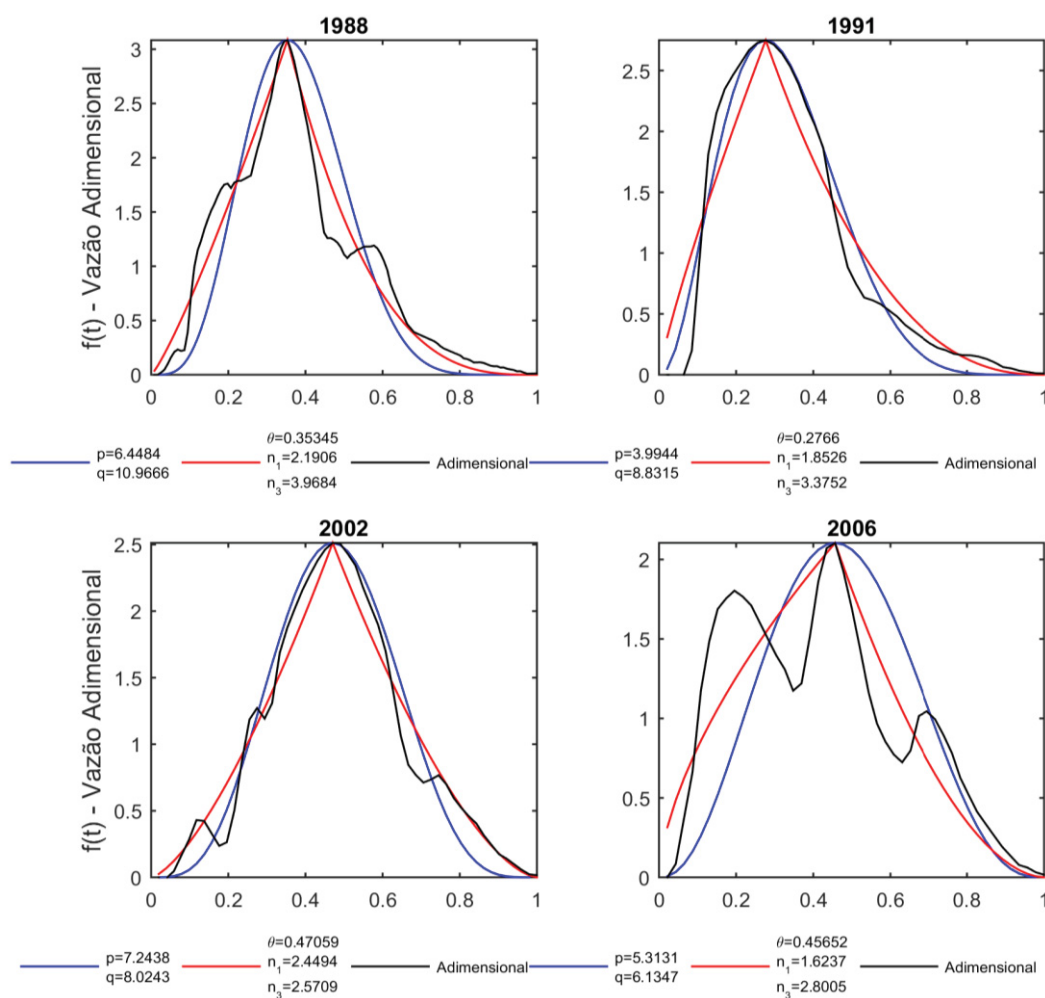


FIGURA 13: AJUSTE DAS DISTRIBUIÇÕES BETA (AZUL) E GSTSP (VERMELHO) AOS HIDROGRAMAS ADIMENSIONALIZADOS (PRETO) OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS.

Dados os valores apresentados pelos coeficientes de eficiência de Nash-Sutcliffe, foi selecionada a função GSTSP para representar os eventos observados adimensionalizados. Os valores dos parâmetros que caracterizam cada um dos 51 eventos de cheia podem ser verificados no APÊNDICE C.

#### 5.4 CALIBRAÇÃO, VALIDAÇÃO E SIMULAÇÃO DAS VAZÕES NA BACIA INCREMENTAL

Seguindo a sequência metodológica proposta na seção 3.1, a etapa subsequente consistiu da aplicação do modelo de transformação chuva-vazão Sacramento, tendo como objetivo quantificar as vazões na área incremental na bacia estudada.

Observa-se pela FIGURA 8, que a seção exutória deste trecho da bacia está localizada a estação fluviométrica de União da Vitória, a qual normalmente seria usada para realizar a calibração dos parâmetros que descrevem a transformação da precipitação em vazão. No entanto, os métodos propostos nesta dissertação visam gerar hidrogramas sintéticos para uma dada exutória da bacia que não possui observações de vazões, ou possua uma série histórica curta, logo, seria contraditório utilizar a estação de União da Vitória para calibrar os parâmetros do modelo Sacramento. Isto posto, para contornar essa limitação teórica foi usada uma sub-bacia da bacia em questão para qual os parâmetros do modelo foram calibrados, assumindo que os valores obtidos para cada um deles permaneçam os mesmo em escala regional. Complementarmente, essa estratégia calibração indireta foi adotada devido a ausência de estações fluviométricas nos principais afluentes do rio Iguaçu no trecho incremental em estudo.

A sub-bacia utilizada na calibração está localizada inteiramente no estado de Santa Catarina, se situando na margem esquerda do rio Iguaçu, como mostra a FIGURA 14. A sua área corresponde a aproximadamente 1/3 da bacia incremental, totalizando 1931 km<sup>2</sup>. A exutória da sub-bacia foi definido pela estação fluviométrica São Pedro do Timbó (65285000), instalada no rio Timbó. Apesar de a estação possuir observações desde a década de 70, há extensos períodos de falhas na sua série histórica de vazões. Desta maneira, para a calibração e validação dos resultados, foi usado o maior período contínuo de dados, compreendendo, para cada uma dessas etapas, os anos de 1995 a 1998, e 1999 a 2001, respectivamente. Os valores dos parâmetros obtidos com a calibração estão dispostos na TABELA 3. As estatísticas



resultantes dos períodos de calibração e validação são apresentadas pela tabela TABELA 4.

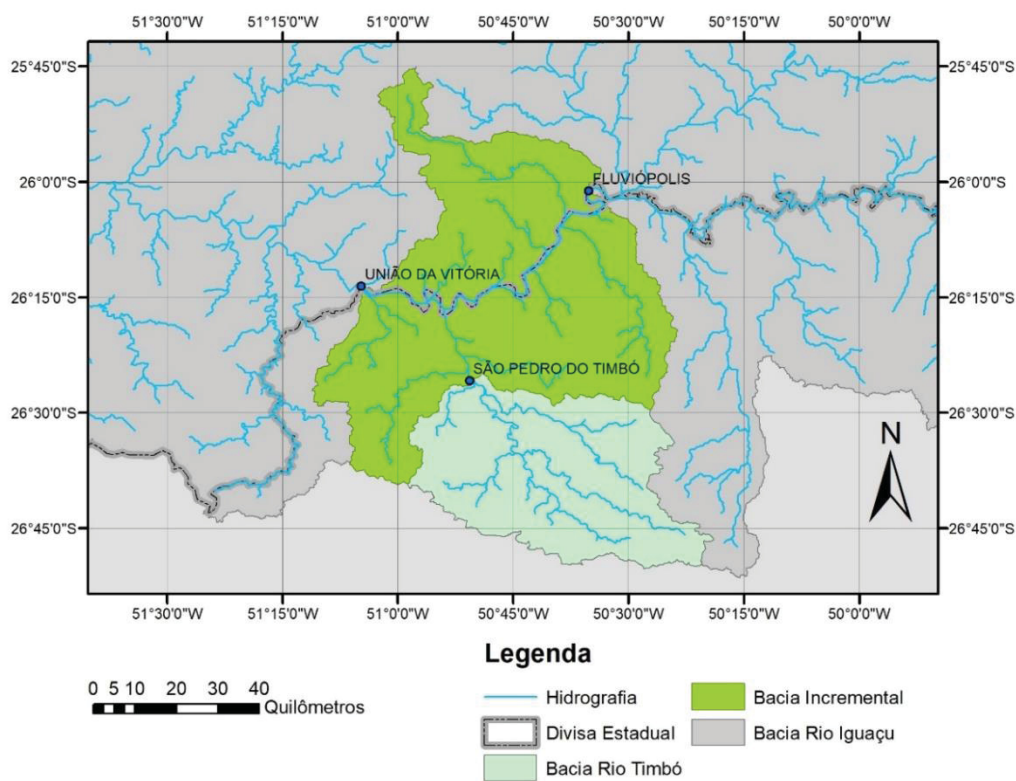


FIGURA 14: LOCALIZAÇÃO DA SUB-BACIA USADA NA CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO.

Parâmetro	Unidade	Faixa de Variação	Valor Calibrado
<i>ADIMP</i>	--	0-0,2	0.03
<i>LZFPM</i>	mm	0-1000	50
<i>LZFSM</i>	m	15-300	45
<i>LZPK</i>	1/dia	0,001-0,015	0.04
<i>LZSK</i>	1/dia	0,03-0,2	0.11
<i>LZTWM</i>	mm	0-500	96
<i>PCTIM</i>	--	0-0,5	0
<i>PFREE</i>	--	0-0,4	1
<i>REXP</i>	--	1-3	0.84
<i>RSERV</i>	--	0-0,4	0.25
<i>SARVA</i>	--	0-0,5	0
<i>SIDE</i>	--	0-5	0.57
<i>SSOUT</i>	m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>	0-1	0.33
<i>UZFWM</i>	mm	10-100	76
<i>UZK</i>	1/dia	0-0,5	0
<i>UZTWM</i>	mm	0-125	0
<i>ZPERC</i>	--	20-300	13

TABELA 3: VALORES DOS PARÂMETROS OBTIDOS COM A CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO PARA ESTAÇÃO DE SÃO PEDRO DO TIMBÓ.

Os resultados da calibração foram aferidos pelo índice de eficiência de Nash-Sutcliffe e resultou em 0,803 e 0,762 para os períodos usados na calibração e validação do modelo, respectivamente. É válido ponderar que esses valores podem levar a uma conclusão errônea quanto ao desempenho do modelo, pois o índice de Nash-Sutcliffe é bastante sensível a valores extremos. Como as diferenças entre as vazões observadas e simuladas são elevadas ao quadrado, e posteriormente normalizadas, o peso das vazões mais altas tendem a ser superestimado e o das baixas negligenciado (LEGATES e MCCABE, 1999). Isso pode ser constatado visualmente nas figuras FIGURA 15 e FIGURA 16, onde apesar de o índice de eficiência de Nash-Sutcliffe resultar em valores próximos a 1 para os cenários de calibração e validação, as vazões mais baixas simuladas diferiram bastante das observadas. No entanto, como o interesse dessa dissertação reside sobre as vazões altas, os valores obtidos pelo NSE indicam que a calibração foi bastante satisfatória.

	<i>NSE</i> (--)	<i>BIAS</i> (mm)	<i>RMSE</i> (mm)	<i>MAE</i> (mm)	$r^2$ (--)
<b>Calibração</b>	0.803	0.101	0.686	0.511	0.901
<b>Validação</b>	0.762	0.134	0.662	0.490	0.881

TABELA 4: RESUMO DAS ESTATÍSTICAS DA CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO.

As dispersões entre as vazões observadas e simuladas também confirmam isso, como ilustram as figuras FIGURA 17 e FIGURA 18. É possível verificar que o modelo Sacramento tende a superestimar as vazões baixas tanto para o período de calibração quanto para o de validação. As vazões altas apresentaram maior dispersão, no entanto, com uma boa distribuição em relação a reta de 45°.

Adicionalmente, observa-se que de maneira geral vazão simulada foi superior à observada, entretanto, os desvios em relação à média foram satisfatórios, como indicam os valores do *RMSE*, *MAE* e *BIAS*.

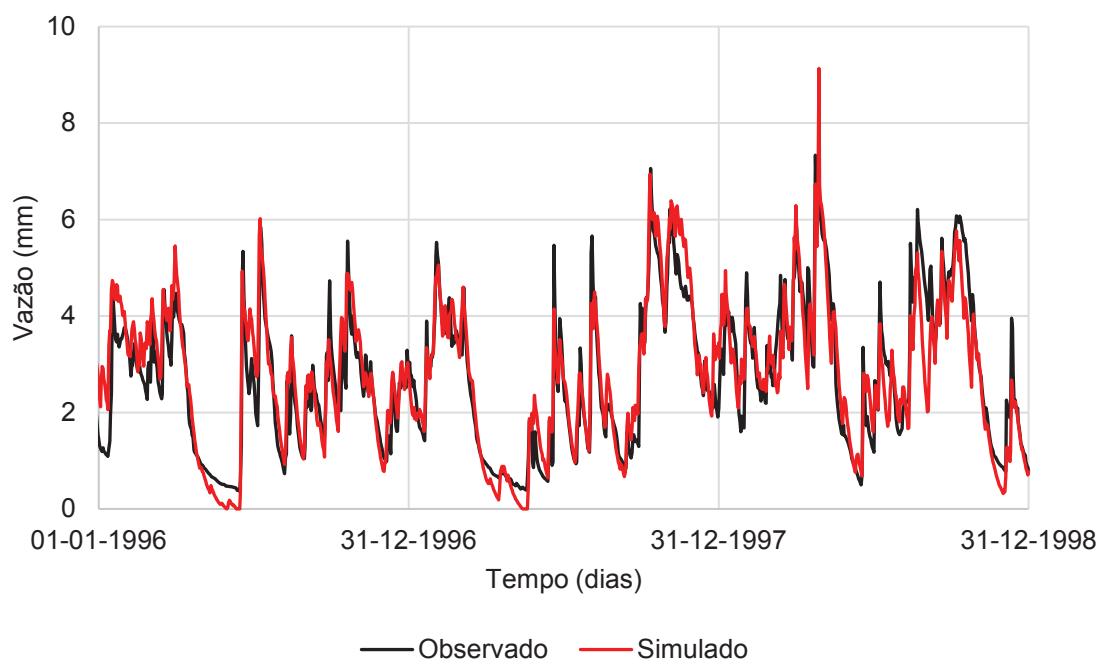


FIGURA 15: FLUVIOGRAMAS COMPARATIVOS ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO (01/01/1996-31/12/1999).

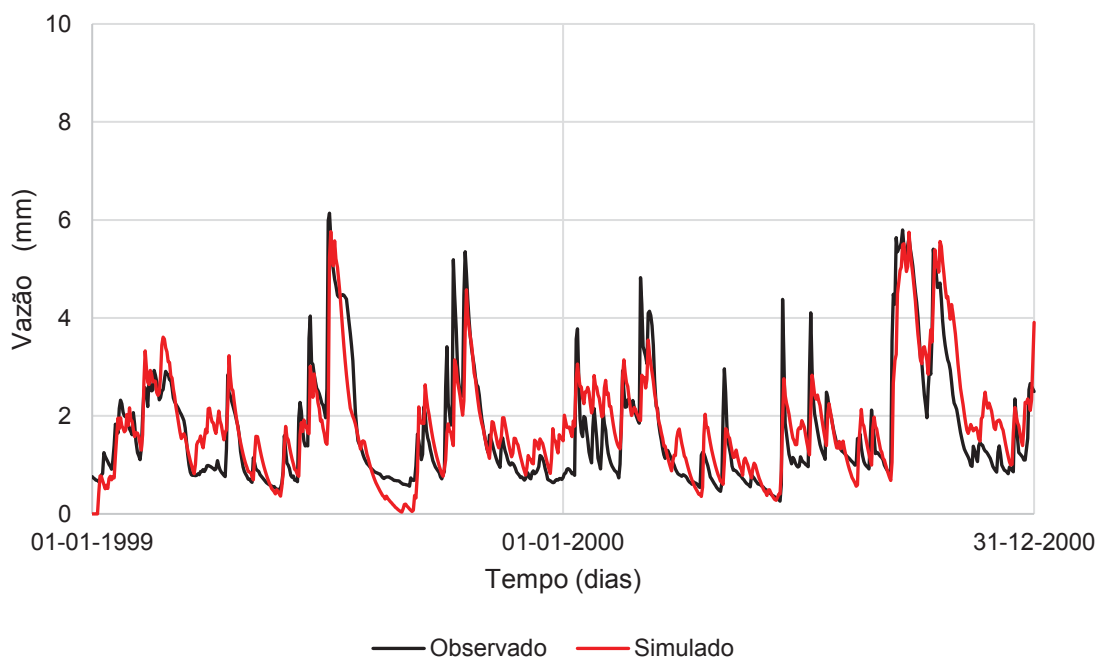


FIGURA 16: FLUVIOGRAMAS COMPARATIVOS ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE CALIBRAÇÃO DO MODELO SACRAMENTO (01/01/2000-31/12/2001).

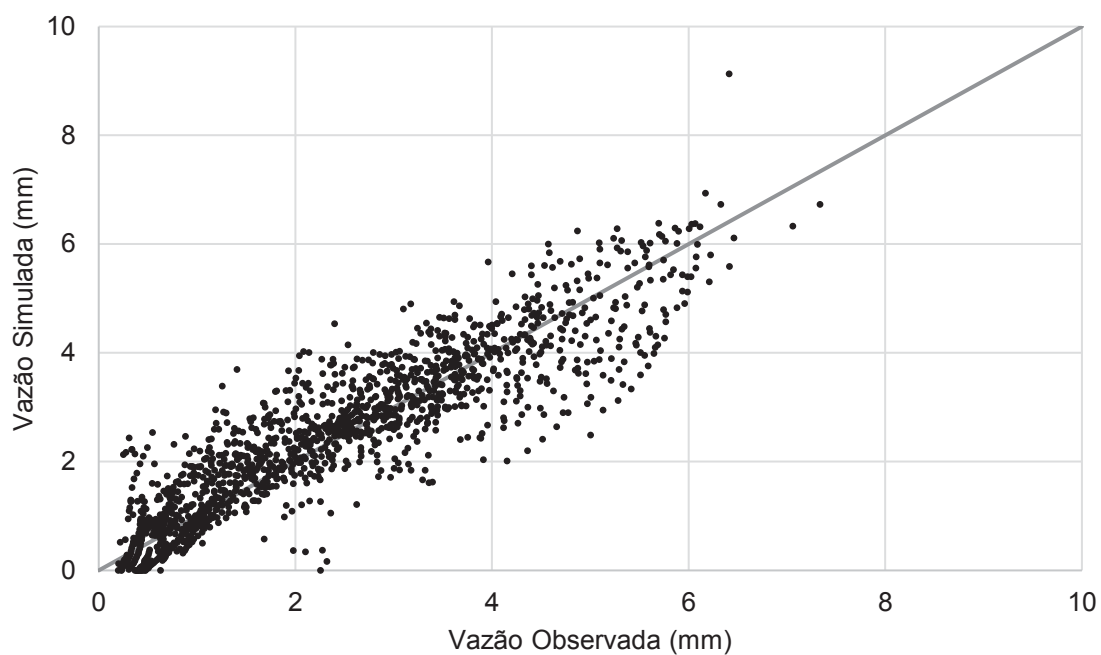


FIGURA 17: DISPERSÃO ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE CALIBRAÇÃO (01/01/1996-31/12/1999)

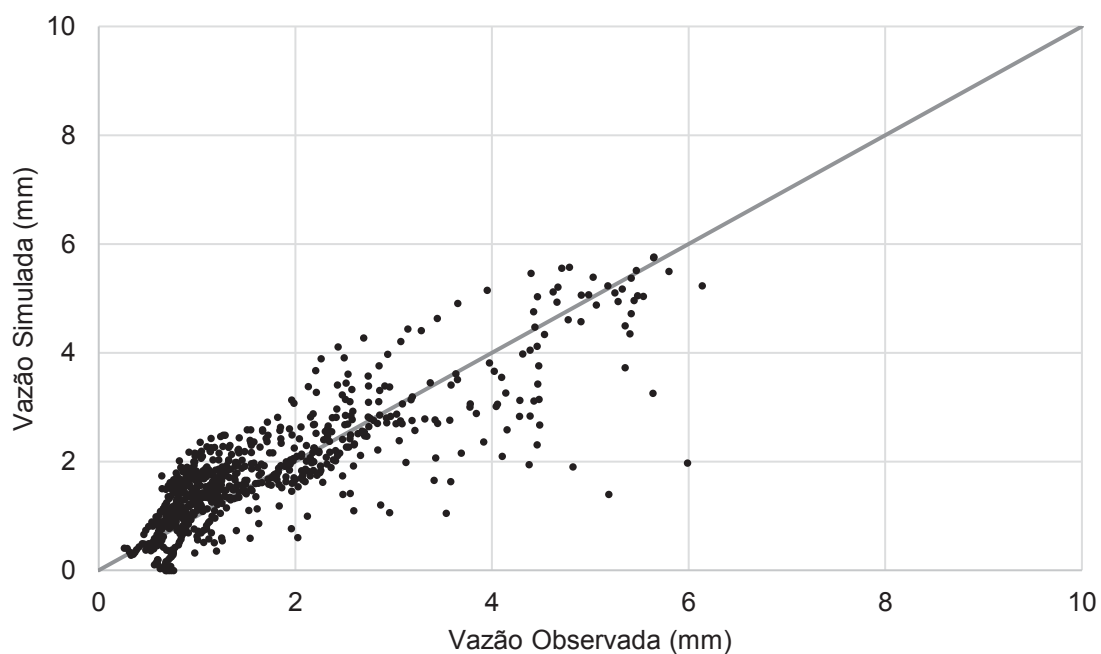


FIGURA 18: DISPERSÃO ENTRE AS VAZÕES OBSERVADAS E SIMULADAS PARA O PERÍODO DE VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS (01/01/1996-31/12/1999)

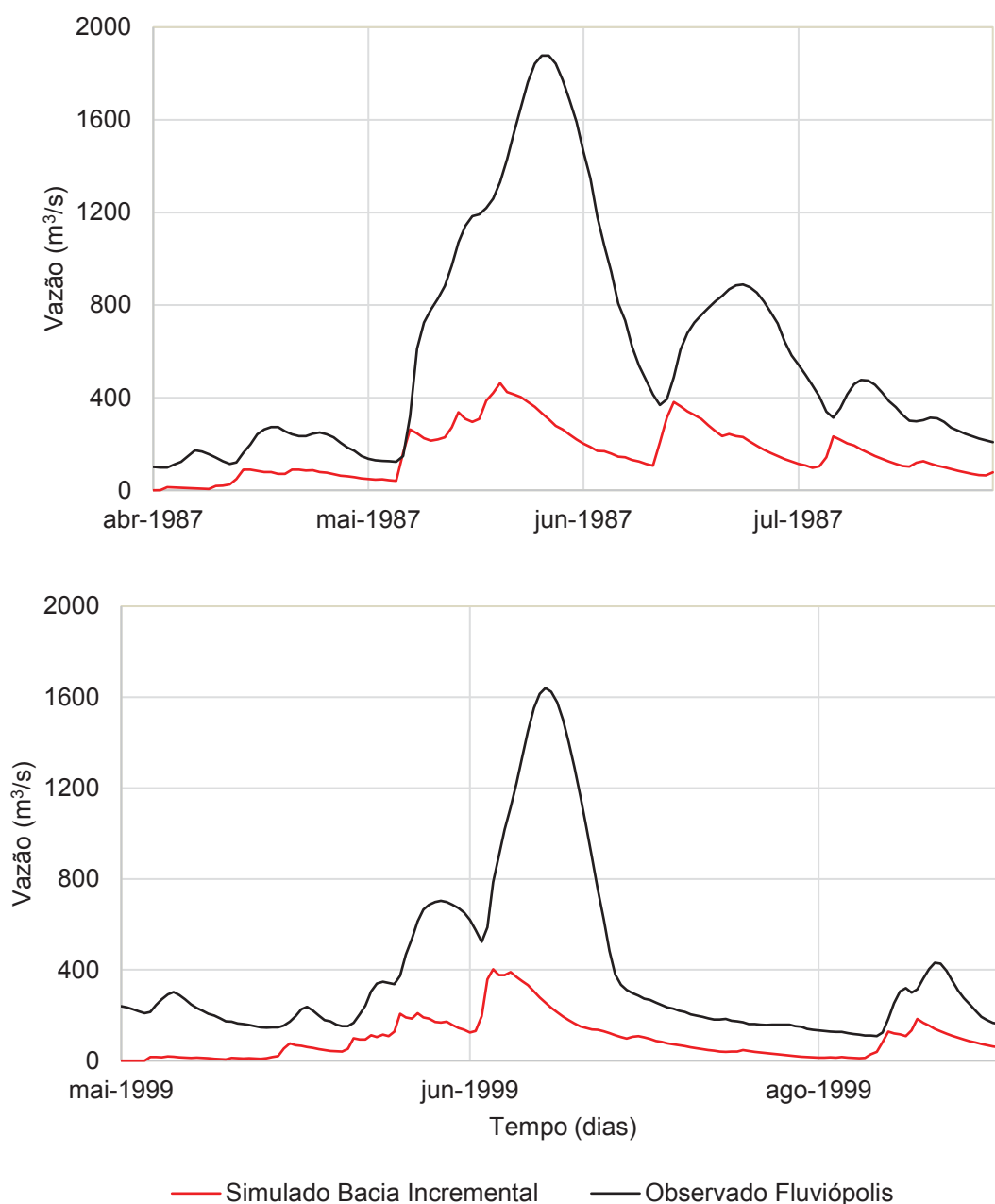


FIGURA 19: COMPARAÇÃO ENTRE O HIDROGRAMA RESULTANTE DA SIMULAÇÃO DA BACIA INCREMENTAL E O HIDROGRAMA DE FLUVIÓPOLIS PARA OS ANOS DE 1987 E 1999.

Posteriormente a calibração, foi simulada a contribuição para o escoamento fornecido pela bacia incremental para os 51 eventos selecionados, tendo sido separados previamente os dados de precipitação e evapotranspiração. A FIGURA 19 mostra os hidrogramas observados de montante provenientes da estação fluviométrica de Fluviópolis juntamente com os hidrogramas simulados da bacia incremental para os anos de 1987 e 1999. Os demais eventos se encontram no ANEXO E.

## 5.5 PARÂMETROS DO MODELO ESTOCÁSTICO MULTIVARIADO

Para o uso do modelo estocástico de geração de séries sintéticas, é necessário que os dados de entrada sejam normalmente distribuídos  $\mathbf{X} \sim N(\boldsymbol{\mu}, \mathbf{s})$ . De maneira prévia, os dados obtidos foram normalizados com o objetivo de verificar a correlação entre as variáveis. De modo similar, verificou-se se a dispersão dos dados segue um padrão linear, visto que o modelo estocástico aqui proposto usa uma transformação linear para gerar as séries sintéticas.

As estatísticas dos dados normalizados  $\mathbf{Y} \sim N(\boldsymbol{\mu}_Y, \mathbf{s}_Y)$ , assim como os valores de coeficiente  $\lambda$  usados na transformação Box-Cox, estão dispostos na TABELA 5.

	$\lambda$	$\mu_Y$	$s_Y$
<i>Volume</i>	0.059	43.695	2.454
<i>Q<sub>P</sub></i>	-0.083	5.391	0.255
<i>D</i>	-0.273	2.460	0.136
<i>tp</i>	-0.050	2.989	0.413
<i>Q<sub>inBF</sub></i>	0.095	6.726	0.667
<i>Q<sub>finBF</sub></i>	0.209	10.049	1.426
<i>q</i>	0.061	41.078	2.092
$\theta$	0.835	-0.596	0.134
<i>n<sub>1</sub></i>	-0.380	0.671	0.167
<i>n<sub>3</sub></i>	-0.802	0.624	0.125

TABELA 5: ESTATÍSTICAS DAS SÉRIES NORMALIZADAS.

Os coeficientes de correlação de Pearson entre as variáveis estudadas estão dispostos na TABELA 6.

	<i>Volume</i>	<i>Q<sub>P</sub></i>	<i>D</i>	<i>tp</i>	<i>Q<sub>inBF</sub></i>	<i>Q<sub>finBF</sub></i>	<i>q</i>	$\theta$	<i>n<sub>1</sub></i>	<i>n<sub>3</sub></i>
<i>Volume</i>	1									
<i>Q<sub>P</sub></i>	0.796	1								
<i>D</i>	0.713	0.211	1							
<i>tp</i>	0.636	0.227	0.814	1						
<i>Q<sub>inBF</sub></i>	0.203	0.353	-0.056	-0.047	1					
<i>Q<sub>finBF</sub></i>	0.340	0.560	-0.172	-0.042	0.395	1				
<i>q</i>	0.912	0.643	0.791	0.660	0.182	0.246	1			
$\theta$	0.058	0.106	-0.067	0.515	0.024	0.196	-0.015	1		
<i>n<sub>1</sub></i>	0.318	0.458	0.203	0.251	0.023	0.198	0.342	0.119	1	
<i>n<sub>3</sub></i>	-0.007	-0.045	0.311	0.111	-0.223	-0.618	0.064	-0.268	0.043	1

TABELA 6: MATRIZ DIAGONAL DE CORRELAÇÃO DOS DADOS AMOSTRAIS.

Como esperado, nota-se uma forte correlação entre as vazões de pico ( $Q_P$ ) e os volumes ( $V$ ) dos hidrogramas selecionados para este estudo ( $\rho=0,796$ ) e uma correlação moderada do volume com a duração ( $D$ ) ( $\rho=0,713$ ) sendo esta informação observada em outros estudos (SERINALDI e GRIMALDI, 2011). Verifica-se também uma dependência moderada entre a vazão de pico e vazão ao final do evento de cheia ( $Q_{finBF}$ ) ( $\rho=0,560$ ) a qual é uma das variáveis que caracterizam o escoamento de base.

Dentre os parâmetros que descrevem o formato do hidrograma, é possível observar correlações muito baixas ou praticamente inexistentes, entretanto, há uma forte correlação inversa entre o parâmetro  $n_3$  e a vazão ao final do evento de cheia ( $\rho=-0,618$ ). Observa-se também uma correlação moderada entre a vazão de pico e o coeficiente  $n_1$  ( $\rho=0,458$ ).

O volume escoado na bacia incremental ( $q$ ), representada pelo trecho entre as estações fluviométricas de Fluiópolis e União da Vitória, apresentou forte correlação com a volume, vazão de pico, duração e tempo de pico dos eventos selecionados na estação de Fluiópolis, indicando uma dependência espacial e temporal do escoamento entre essas áreas. Os elevados valores desses coeficientes de correlação corroboram com a adoção de uma estratégia de construção de hidrogramas de projeto que contemplem uma abordagem multivariada, dado que essa é capaz de reproduzir as diversas estruturas de dependência existentes entre variáveis hidrológicas.

As correlações entre as variáveis podem ser verificadas visualmente na FIGURA 20, onde esses dados estão dispostos em uma matriz de dispersão. Entre as variáveis que possuem forte correlação, observa-se uma linearidade na disposição dos dados, caso do volume com a vazão de pico ( $Q_p$ ) e com o volume total escoado pela bacia incremental ( $q$ ). Por fim, na diagonal da matriz de dispersão encontram-se os histogramas de cada uma das variáveis, sendo possível observar uma simetria na distribuição de frequências, indicando que os dados são normalmente distribuídos.

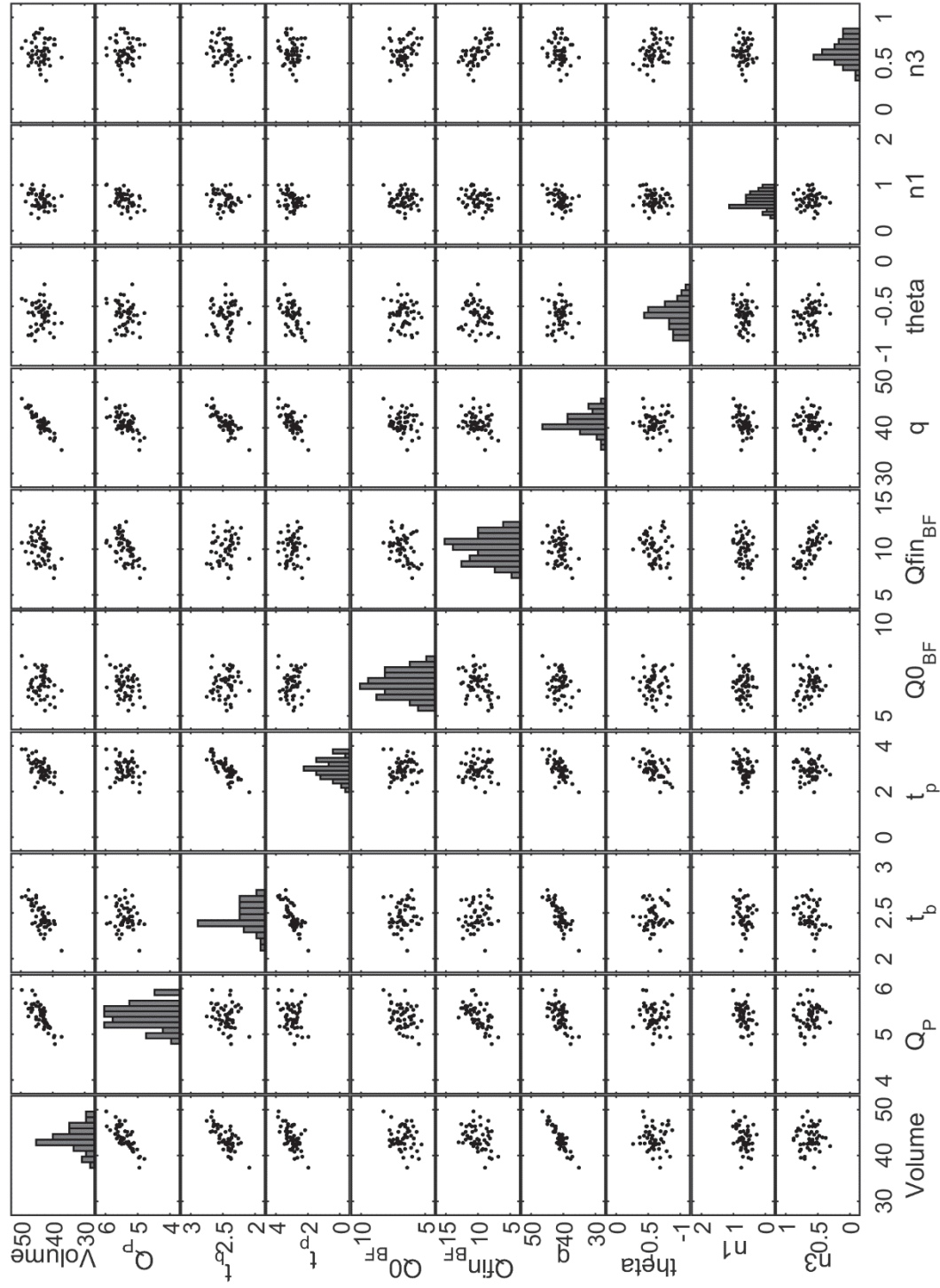


FIGURA 20: MATRIZ DE DISPERSÃO DOS PARÂMETROS NORMALIZADOS.



## 5.6 GERAÇÃO DE HIDROGRAMAS SINTÉTICOS

Seguindo o princípio da simulação de Monte Carlo, foram geradas séries sintéticas dos parâmetros que descrevem os hidrogramas de cheia. A partir da inserção dos dados que alimentam modelo estocástico descrito na seção 3.6, números pseudoaleatórios independentes e uniformemente distribuídos foram gerados. O vetor com esses números foi multiplicado pela matriz triangular resultante da decomposição de Cholesky da matriz de correlação das variáveis, possibilitando transformá-los em números pseudoaleatórios normalmente distribuídos e dependentes entre si. Posteriormente, foi feita a inversão da padronização das variáveis normais e da transformação Box-Cox, obtendo-se parâmetros propriamente ditos. O código com a rotina de cálculo para a geração de séries sintéticas multivariada normalmente distribuídas está disposto no APÊNDICE E.

A construção dos hidrogramas seguiu o procedimento inverso ao que foi apresentado na seção 3.4. Como demonstra a FIGURA 21, a função de densidade de probabilidade  $f(t; n_1, n_3, \theta)$  deve ser multiplicada por  $V/D$ , originando o hidrograma de escoamento superficial. O hidrograma do escoamento total é obtido somando-se o escoamento de base, definido pelas variáveis  $Q_{inBF}$ ,  $Q_{finBF}$  e  $D$ .

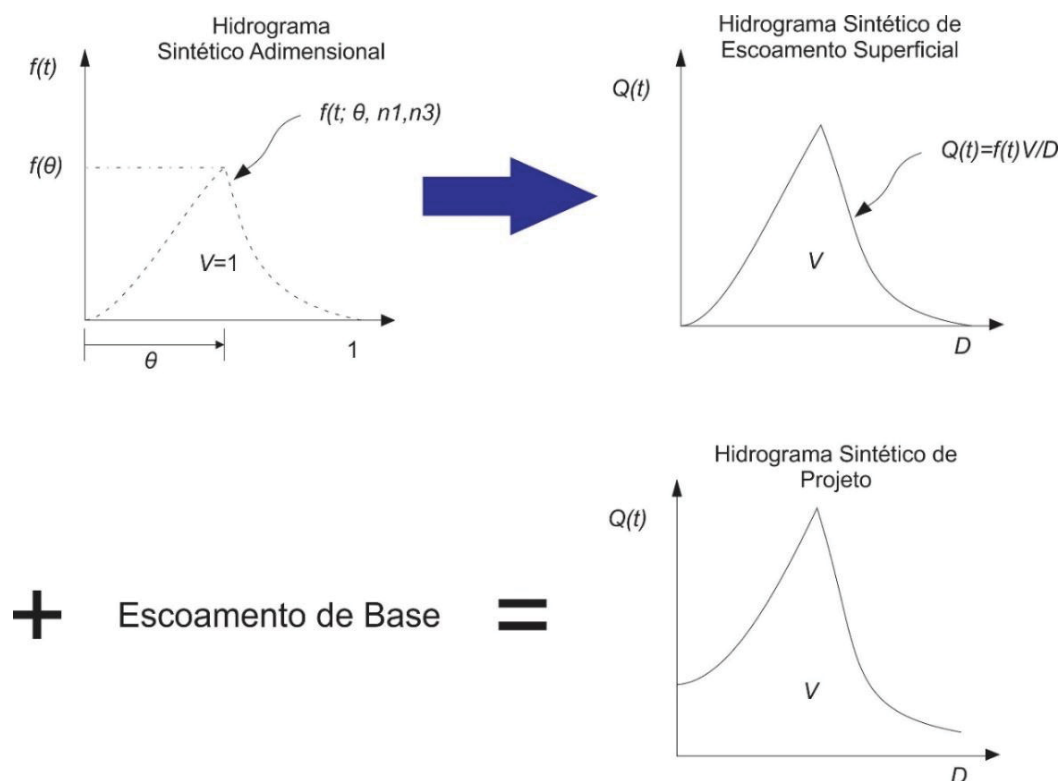


FIGURA 21: CONSTRUÇÃO DO HIDROGRAMA SINTÉTICO DE CHEIA A PARTIR DOS PARÂMETROS GERADOS PELO MODELO ESTOCÁSTICO.

A partir do apresentado, foram gerados mil hidrogramas sintéticos para a estação de Fluviópolis, os quais estão dispostos na Figura 22. Em destaque estão os hidrogramas com períodos de retorno de 100 (a), 200 (b), 500 (c) e 1000 anos (d) especificados a partir da vazão de pico, a qual resultou em 3281, 3385, 3536 e 3744  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , respectivamente. Os parâmetros gerados sinteticamente que originaram esses hidrogramas estão apresentados na TABELA 7.

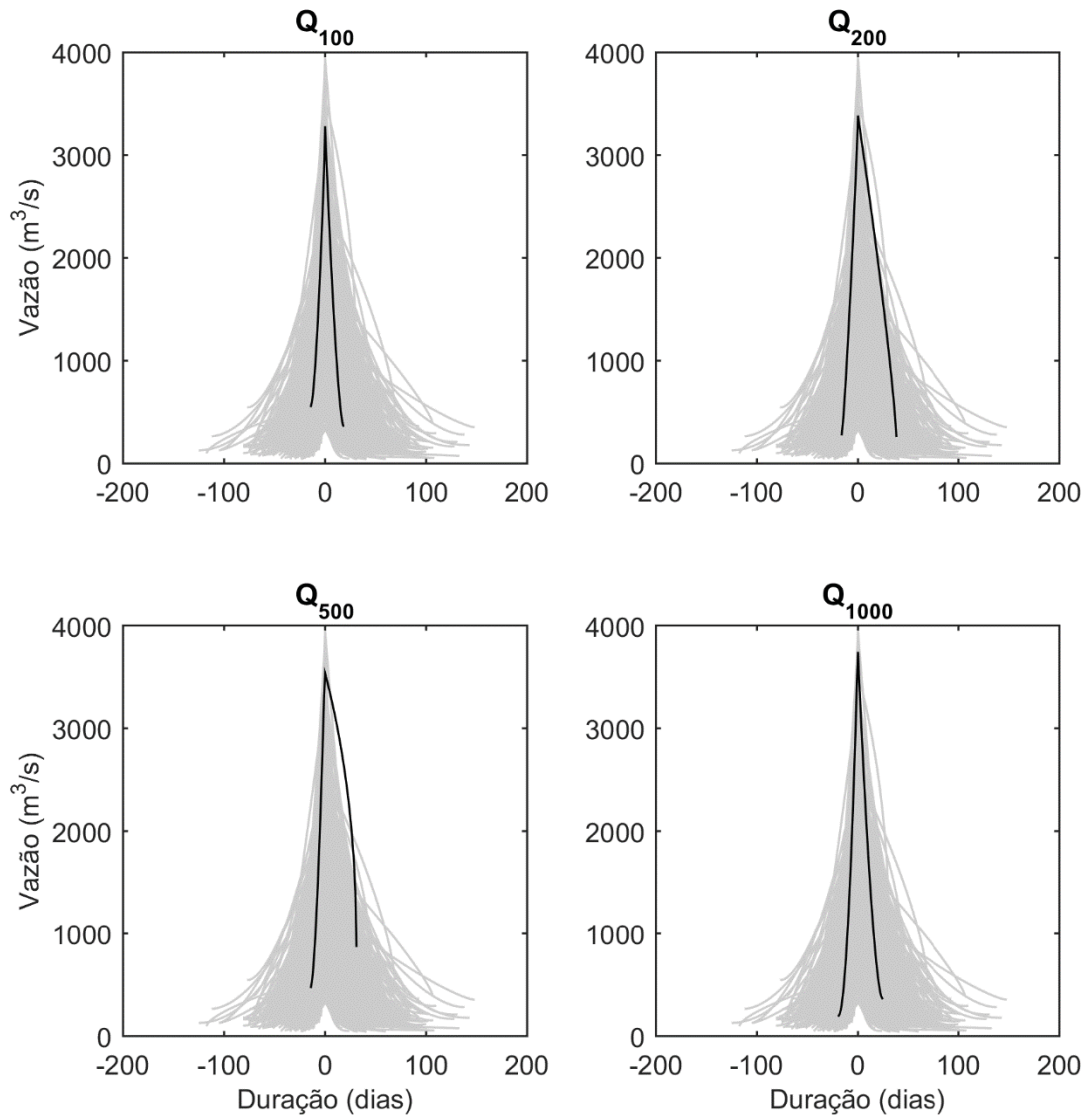


FIGURA 22: HIDROGRAMAS GERADOS SINTETICAMENTE PARA A ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA DE FLUVIÓPOLIS.

Vale reforçar que o período de retorno pode variar de acordo com a variável escolhida. No caso da Figura 22, foram escolhidos os hidrogramas de acordo com a vazão de pico, mas poderiam ter sido selecionados de acordo com o volume ou a duração do evento. O critério de seleção ficaria a cargo do devido uso dos hidrogramas, dependendo do projeto a ser realizado. Adicionalmente, da mesma

forma que os hidrogramas foram gerados considerando a dependência entre essas variáveis, atribuir um tempo de retorno baseado em apenas uma delas pode ser contraproducente. No caso de dimensionamento de reservatórios, a relação entre o armazenamento e a vazão vertida é verificada para o hidrograma como um todo. Logo, considerar apenas a vazão de pico para estimar a risco de galgamento de uma barragem, por exemplo, pode levar a conclusões errôneas. A abordagem mais correta seria propagar todos os hidrogramas gerados e, empiricamente, calcular o risco de galgamento, seguindo o princípio da simulação de Monte Carlo.

	Volume ( $10^9 m^3$ )	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	$D$ (dias)	$t_p$ (dias)	$Q_{inBF}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{finBF}$ ( $m^3/s$ )	$q$ ( $10^9 m^3$ )	$\theta$	$n_1$	$n_3$	$f(t_p; \theta, n_1, n_3)$ ( $m^3/s$ )
Q <sub>100</sub>	2.97	3253	32	14	558	367	0.808	0.44	2.54	2.54	3281
Q <sub>200</sub>	7.44	3650	54	16	284	267	1.495	0.30	2.24	1.82	3385
Q <sub>500</sub>	6.67	4314	45	14	477	877	1.769	0.30	2.61	1.49	3536
Q <sub>1000</sub>	4.77	4476	43	18	199	368	1.533	0.44	2.92	2.57	3744

TABELA 7: PARÂMETROS SINTÉTICOS QUE DESCREVEM OS HIDROGRAMAS Q<sub>100</sub>, Q<sub>200</sub>, Q<sub>500</sub> E Q<sub>1000</sub>.

Analisando a TABELA 7, observa-se que no processo de construção dos hidrogramas sintéticos, onde o hidrograma adimensional tem as suas ordenadas multiplicadas pela relação  $V/D$ , a vazão de pico originada a partir deste produto ( $f(t_p; n_1, n_3, \theta)V/D$ ) não é necessariamente a mesma que resulta do modelo de geração de séries sintéticas ( $Q_p$ ). Essa variação é decorrente das correlações entre as variáveis, as quais não são iguais a 1, posto que uma correlação perfeita é praticamente impossível de se observar na hidrologia. Em vista disso, buscou-se analisar a significância dessa variação através de um teste de hipótese. Dessa maneira, foi avaliado por meio do teste de Kolmogorov-Smirnov se as vazões de pico resultantes da construção dos hidrogramas sintéticos e os dados observados de vazões máximas anuais ( $Q_p$ ) são amostras provenientes da mesma população ( $H_0$ : hipótese nula). As estatísticas do teste estão dispostas na TABELA 8 e foram obtidas por meio da função *kstest2* do software MATLAB e indicam que, estatisticamente, não há uma diferença a um nível de significância de 5% entre as vazões de pico.

Teste	Nível de Significância	p-valor	Resultado
Kolmogorov-Smirnov	5%	0.8217	Aceita-se a hipótese nula ( $H_0$ )

TABELA 8: ESTATÍSTICAS DOS TESTES DE HIPÓTESE REALIZADOS SOBRE OS VAZÕES DE PICO OBSERVADAS E RESULTADAS DOS HIDROGRAMAS SINTÉTICOS.

## 5.7 PROPAGAÇÃO DE VAZÕES

Com a geração dos hidrogramas de projeto para estação de Fluvioópolis e da vazão na bacia incremental ( $q$ ), foi possível realizar a propagação de vazões até União da Vitória. O trecho simulado foi objeto de estudo de Steinstrasser (2005), onde o autor buscou avaliar a performance do esquema difusivo LAX em canais naturais. Em seu estudo foi definido o valor de 0,0198 para o coeficiente de rugosidade de Manning, o qual também foi adotado para esta dissertação.

Devido à natureza explícita do método utilizado para resolver as equações de Saint-Venant, foi necessário monitorar a estabilidade numérica a cada passo de tempo por meio do coeficiente de Courant. Para os eventos simulados, o coeficiente variou de (0,26 a 0,68). A fim de satisfazer a condição de Courant,  $\Delta t$  foi fixado em 60 segundos e  $\Delta x$  em 1000 metros, totalizando 103 seções transversais espaçadas ao longo de aproximadamente 102 km de canal. Como os hidrogramas sintéticos possuem um tempo de base que varia de semanas a meses, a passo de tempo adotado no esquema difusivo de LAX para a propagação de vazões impactou na performance computacional. O tempo de processamento variou de 6 a 45 minutos.

Foram simulados os 1000 hidrogramas gerados sinteticamente, juntamente com as vazões laterais correspondentes, tendo como objetivo determinar os hidrogramas resultantes no final do canal. A FIGURA 23 exemplifica os efeitos hidrodinâmicos e de conservação da massa sobre os hidrogramas propagados e ilustra a discretização em diferenças finitas da solução das equações de Sain-Venant, permitindo a observação da evolução da vazão (eixo  $z$ ) espacialmente (eixo  $x$ ) e temporalmente (eixo  $t$ ). A condição inicial foi definida como sendo escoamento permanente ao longo de todo o canal e a profundidade do escoamento em  $t=0$ , determinada pela equação de Manning. Em termos temporais, a vazão permaneceu inalterada desde  $t=0$  até  $t=1000\Delta t$  a fim de evitar que perturbações iniciais na solução numérica se propaguem ao longo da simulação.

Analisando a FIGURA 23 observa-se que não ocorre o amortecimento do pico, como é usualmente previsto em problemas de propagação. O aumento da vazão como um todo e do pico decorre do acréscimo do termo  $q$  na equação de conservação de massa para simular a contribuição da bacia incremental. Isso acarreta o aumento da vazão ao longo do canal, resultando em um pico superior em  $i=n$  quando comparado ao hidrograma de entrada em  $i=1$ . Nota-se também a translação da vazão pico, ficando isso mais evidente na FIGURA 24.

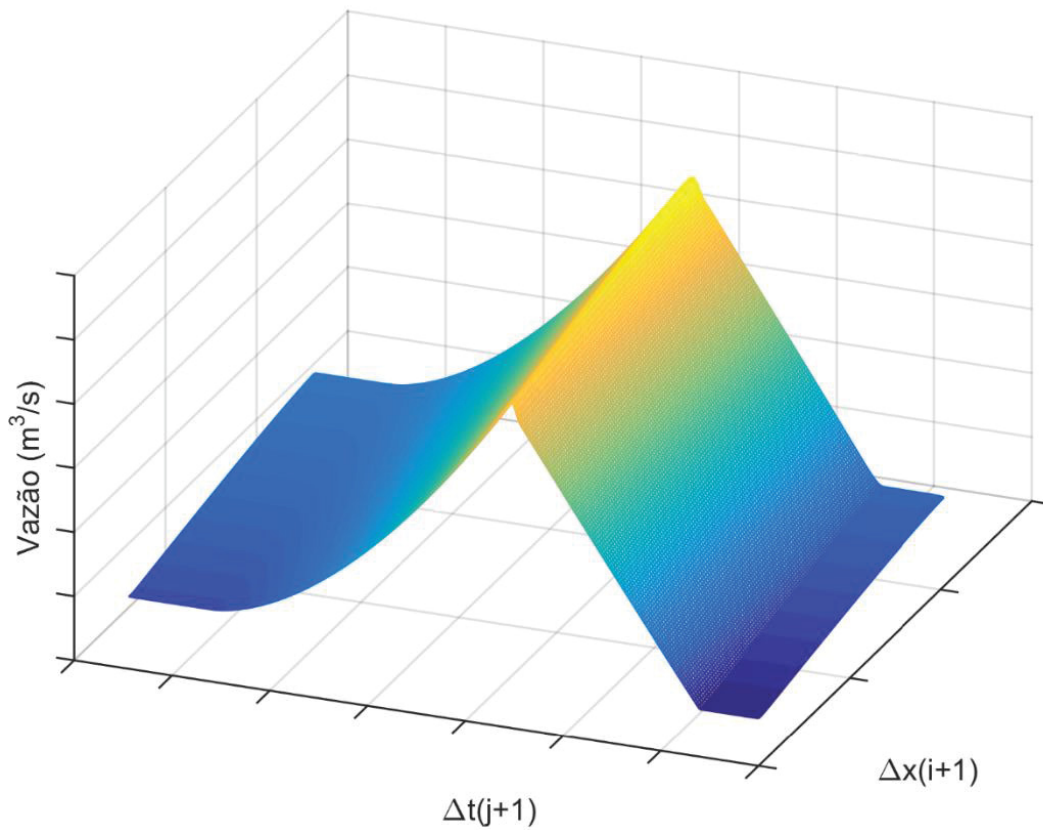


FIGURA 23: REPRESENTAÇÃO EVOLUÇÃO ESPACIAL E TEMPORAL DA VAZÃO NO CANAL SIMULADO, ONDE OBSERVA-SE O AUMENTO GRADUAL DA VAZÃO DE PICO ASSIM COMO A SUA TRANSLAÇÃO AO LONGO DA SIMULAÇÃO.

A FIGURA 24 destaca a simulação dos quatro hidrogramas que inicialmente tinham seus períodos de retorno em função da vazão de pico definidos como sendo de 100, 200, 500 e 1000 anos. Ressalta-se que o tempo de retorno pode mudar devido à correlação da vazão incremental com as outras variáveis que descrevem os hidrogramas de entrada. Dessa maneira, um hidrograma que possui uma vazão de pico com tempo de retorno  $T$  pode ter a sua recorrência alterada ao fim da propagação de vazões dependendo do valor sorteado de  $q$  no momento da geração das séries sintéticas. Essa possibilidade pode ser verificada na TABELA 7, onde a vazão da bacia incremental gerada para o hidrograma de 1000 anos de período de retorno é inferior ao do hidrograma de 500 anos.

Para o hidrograma com período de retorno de 100 anos na estação de Fluiópolis, a vazão de pico era de  $3281 \text{ m}^3/\text{s}$  e passou a ser de  $3489 \text{ m}^3/\text{s}$  com a propagação em canal juntamente com a vazão lateral. Os hidrogramas com 200, 500 e 1000 anos de recorrência passaram a ter uma vazão de pico na estação de União

de Vitória de 3663, 3975 e 4083 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. Em termos percentuais, o aumento na vazão de pico foi de 6,3%, 8,2%, 12,4% e 9,1%, respectivamente.

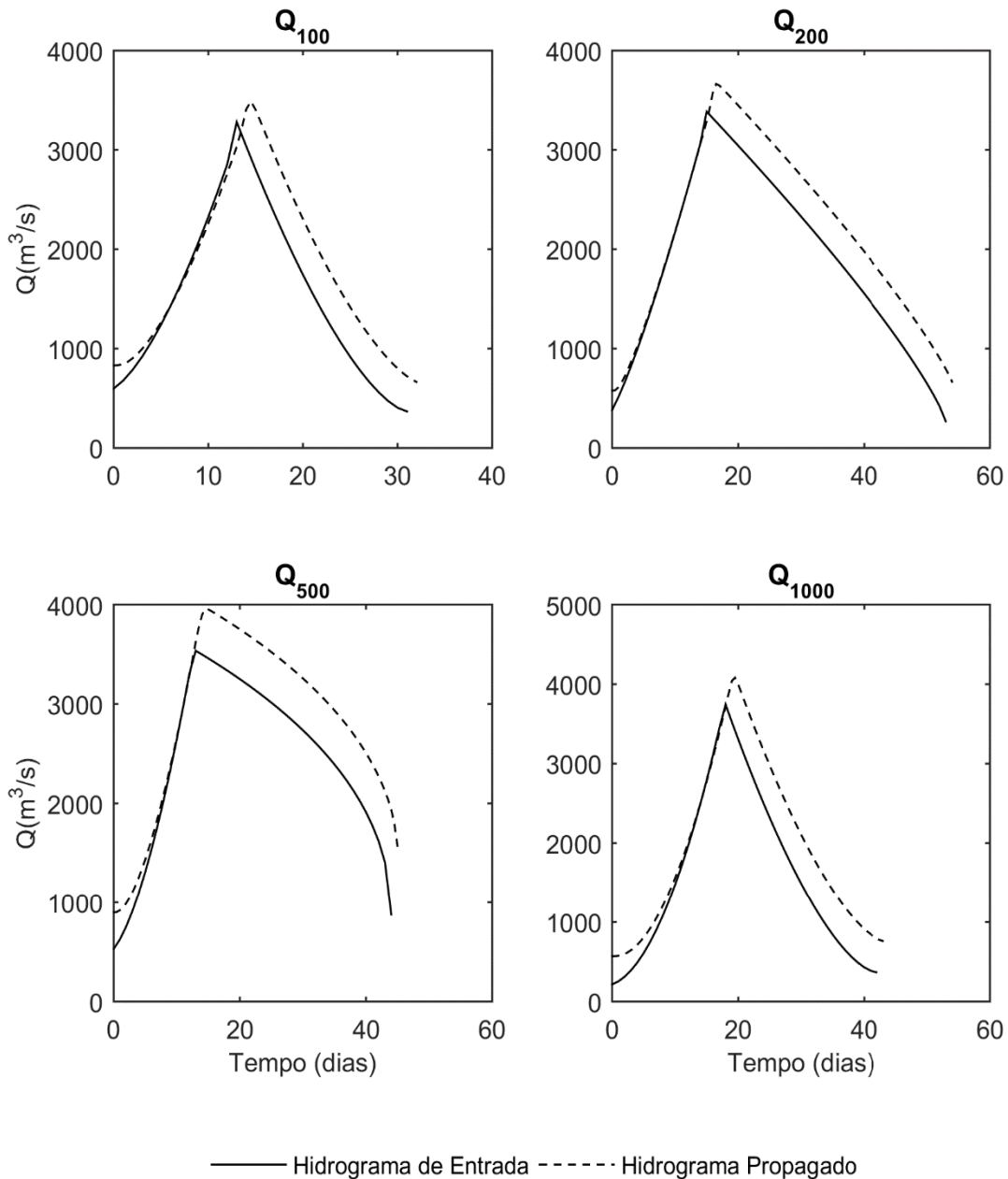


FIGURA 24: EFEITO DA SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA SOBRE OS HIDROGRAMAS SINTÉTICOS. EM LINHA CONTÍNUA ESTÃO HIDROGRAMAS DE ENTRADA ( $i=1$ ) E EM LINHA TRACEJADA OS DE SAÍDA ( $i=n$ ).

Por fim, a partir da propagação de todos os hidrogramas de entrada, foi possível definir a recorrência dos eventos de cheia em União da Vitória. Como pontuado anteriormente, utilizar uma única variável para determinar o tempo de retorno de um hidrograma de projeto pode conduzir a uma conclusão errônea, logo, recorrência deve

ser determinada de forma empírica, onde todos os hidrogramas devem ser testados e, assim, definir o risco associado a eles. A TABELA 9 apresenta para diversos períodos de retorno a vazão de pico correspondente, assim como o volume e a duração dos eventos simulados em União da Vitória. Comparando esses dados como os apresentados na TABELA 7, observa-se um acréscimo na vazão de pico e no volume escoado ocasionado pela simulação da vazão lateral. Adicionalmente, os efeitos de translação e das forças hidrodinâmicas podem ter o seu impacto observado sobre a duração dos eventos quando comparado com a estação de montante, Fluvioópolis. A duração é em média 2 dias maior em União da Vitória. Isso se deve em parte pelo coeficiente de rugosidade utilizado para propagar as vazões de montante para jusante, assim como a distância entre os pontos simulados.

Período de Retorno em relação a $Q_p$	$Q_p$ ( $m^3/s$ )	$V$ ( $10^9 m^3$ )	$D$ (dias)
1000	4083	7.244	46
500	3958	10.931	48
200	3663	10.133	56
100	3489	5.008	35
50	3233	6.642	40
40	3067	6.082	54
30	2918	10.512	82
20	2778	10.521	76
10	2434	5.202	62

TABELA 9: RESUMO DAS PRINCIPAIS VARIÁVEIS QUE CARACTERIZAM O ESCOAMENTO EM UNIÃO DA VITÓRIA.

Devido ao seu histórico de enchentes, a variável de maior interesse para União da Vitória seria a vazão de pico, pois está associada à maior cota de inundação. Dessa forma, ao fim do processo de geração de hidrogramas sintéticos para a estação de Fluvioópolis e posterior propagação no rio Iguaçu, a distribuição acumulada empírica das vazões de pico em União da Vitória é apresentada na FIGURA 25.

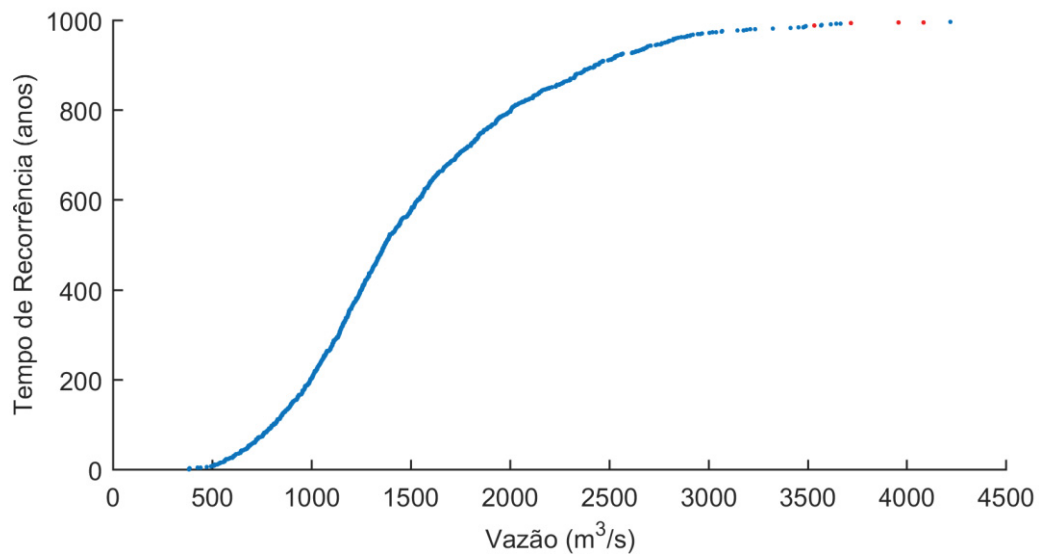


FIGURA 25: TEMPO DE RECORRÊNCIA EMPÍRICO DAS VAZÕES DE PICO EM UNIÃO DA VITÓRIA.

A função de densidade acumulada empírica apresentada na FIGURA 25 mostra a vazão de pico resultante da propagação dos mil hidrogramas de projeto gerados sinteticamente. Em destaque no canto superior direito, podem ser observadas as vazões com 100, 200, 500 e 1000 anos de período de retorno. Nota-se que existe um evento com tempo de retorno superior ao de 1000 anos. Isso decorre em consequência da forma como a recorrência desses eventos foi calculada, onde se preferiu utilizar uma formulação não enviesada. Dessa maneira, a probabilidade de excedência foi determinada pela divisão das frequências acumuladas pelo tamanho da amostra mais 1.



## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O método proposto nesta dissertação buscou elaborar hidrogramas sintéticos que contemplem uma abordagem multivariada, considerando a dependência de variáveis como vazão de pico, volume e duração dos eventos de cheia. De forma geral, os resultados aqui obtidos mostram que os hidrogramas gerados sinteticamente conseguiram reproduzir de maneira satisfatória as estatísticas dos eventos observados.

Olhando a partir de uma escala regional, procurou-se também reproduzir a estrutura de dependência que existe entre eventos observados em uma dada exutóra da bacia e o escoamento gerado em uma bacia incremental. Isso foi feito por meio de modelo de geração de séries sintéticas multivariada baseada na distribuição Normal. Essa etapa teve como área de estudo a bacia do rio Iguaçu entre as estações fluviométricas de Fluiópolis e União da Vitória. Notou-se forte correlação entre os eventos observados na estação de Fluiópolis com o volume total escoado na bacia incremental correspondente ao trecho entre essas duas estações. A estimativa da contribuição da vazão da bacia incremental foi feita a partir do modelo de transformação chuva-vazão Sacramento, possibilitando, assim correlacionar as variáveis que caracterizam as duas áreas de interesse.

O estudo desenvolvido foi bastante complexo, e necessitou de diversas etapas, o que pode ter acrescentado incertezas ao resultado final. Dessa maneira, recomenda-se uma avaliação das mesmas para estudos futuros. A estimativa da vazão da bacia incremental, por exemplo, foi feita pelo modelo Sacramento de maneira indireta, fazendo uso de uma subbacia para calibrar os parâmetros do modelo. Apesar da subbacia compreender parte considerável da bacia incremental e a resposta do modelo ser compatível com tamanho da bacia e aos eventos de precipitação observados, deve ser investigado até que extensão os parâmetros calibrados são compatíveis regionalmente. Uma solução para isso seria a adoção de modelos que usam dados fisiográficos da bacia para realizar a estimativa da vazão a partir da precipitação, tal como o modelo SCS (*Soil Conservation Service*). No entanto, é frequente a desconsideração desse tipo de modelo devido à escassez de dados.

A geração das hidrogramas sintéticos foi feita por meio da simulação Monte Carlo, a qual propiciou a utilização da função Normal multivariada. Como as variáveis não seguiam necessariamente uma distribuição Normal, foi necessário normalizá-las por meio da transformação Box-Cox. Apesar de gerar resultados satisfatórios,

recomenda-se a investigação de outras distribuições multivariadas para gerar séries sintéticas. O uso de funções cópulas tem crescido em popularidade devido a sua versatilidade e por poderem prover uma solução mais fidedigna, pois permitem a determinação da distribuição conjunta de probabilidades, onde as variáveis seguem as próprias distribuições marginais.

Recomenda-se também a possibilidade do uso de séries parciais em estudos futuros, o que viria a aumentar o tamanho do espaço amostral usado.

A simulação hidrodinâmica teve papel fundamental nesta dissertação, sendo utilizada na propagação de hidrogramas de um ponto da bacia para uma seção mais a jusante. Esse arranjo permite conhecer a distribuição de probabilidades dos hidrogramas em um ponto da bacia sem observação de vazões, ou com histórico reduzido. O método numérico utilizado para resolver as equações de conservação de massa e de quantidade de movimento, esquema difusivo de LAX, provou ser estável e de aplicação simples.

Por fim, esta dissertação buscou trazer luz sobre a elaboração de hidrogramas de projeto a partir de uma abordagem multivariada. As diferentes etapas propostas podem ser adaptadas de acordo com o local de estudo e a disponibilidade de dados. A etapa central consistiu na geração de séries sintéticas dos parâmetros que descrevem os hidrogramas, feita aqui de maneira conjunta entre a distribuição Normal multivariada e a simulação Monte Carlo, sendo que essa combinação se mostrou bastante eficiente na geração dos resultados. Recomenda-se que para trabalhos futuros, os métodos adotados nesta dissertação sejam comparados com diferentes abordagens, sobretudo o ajuste de funções de distribuição conjunta de probabilidades.

## REFERÊNCIAS

- ANDERSON, E. (2002) **Calibration of conceptual hydrological models for use in river forecasting**. NOAA Technical Report, NWS 45, Hydrology Laboratory, August 2002
- ARONICA, G. T.; CANDELA, A. Derivation of flood frequency curves in poorly gauged Mediterranean catchments using a simple stochastic hydrological rainfall-runoff model. *Journal of Hydrology*, v. 347, n. 1, p. 132-142, 2007.
- ALI, S.; GHOSH, N. C.; SINGH, R. Rainfall–runoff simulation using a normalized antecedent precipitation index. **Hydrological Sciences Journal**, v. 55, n. 2, p. 266–274, 2010.
- BESCHTA, R. L. Peakflow estimation using an antecedent precipitation index (API) model in tropical environments. Peakflow estimation using an antecedent precipitation index (API) model in tropical environments., (192), 128-137, 1990.
- BHUNYA, P. K.; BERNDTSSON, R.; OJHA, C. S. P.; MISHRA, S. K. Suitability of Gamma, Chi-square, Weibull, and Beta distributions as synthetic unit hydrographs. **Journal of Hydrology**, v. 334, n. 1–2, p. 28–38, 2007.
- BHUNYA, P. K.; BERNDTSSON, R.; SINGH, P. K.; HUBERT, P. Comparison between Weibull and gamma distributions to derive synthetic unit hydrograph using Horton ratios. **Water Resources Research**, v. 44, n. 4, 2008.
- BRODIE, Ian M. Rational Monte Carlo method for flood frequency analysis in urban catchments. **Journal of hydrology**, v. 486, p. 306-314, 2013.
- BRUNNER, M. I.; SEIBERT, J.; FAVRE, A.-C. Representative sets of design hydrographs for ungauged catchments: A regional approach using probabilistic region memberships. **Advances in Water Resources**, v. 112, p. 235–244, 2018.
- BURNASH, R.J.C; FERRAL, R.L.; MCGUIRE, R.A. A generalized streamflow simulation system: conceptual modeling for digital computers, Technical Report, Joint Federal and State River Forecast Center, US National Weather Service and California Department of Water Resources, Sacramento, CA, 1973.
- CADAVID, L.; OBEYSEKERA, J. T. B. ; SHEN, H. W. Flood-frequency derivation from kinematic wave. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 117, n. 4, p. 489-510, 1991.
- CHANSON, H. (2004). Environmental hydraulics for open channel flows. Elsevier.
- CHARALAMBOUS, J.; RAHMAN, A.; CARROLL, D. Application of Monte Carlo simulation technique to design flood estimation: a case study for North Johnstone River

- in Queensland, Australia. **Water resources management**, v. 27, n. 11, p. 4099-4111, 2013.
- CHAUDHRY, M. H. **Open Channel Flow**. 2º ed. Springer. Columbia, EUA, 2008
- DOOGE, J. A General Theory of the Unit Hydrograph. **Journal of Geophysical Research**, v. 64, n. 2, p. 241–256, 1959.
- EAGLESON, Peter S. Dynamics of flood frequency. **Water resources research**, v. 8, n. 4, p. 878-898, 1972.
- ECKHARDT, K. How to construct recursive digital filters for baseflow separation. **Hydrol. Process.**, 19: 507-515. doi:10.1002/hyp.5675, 2005.
- EWATER, Sacramento Model – SRG. Australia, 2017. Disponível em: <https://wiki.ewater.org.au/display/SD41/Sacramento+Model+-+SRG>
- GRANEMANN, Adelita Ramaiana Bennemann. Análise de frequência de vazões mínimas (Dissertação de Mestrado). UFPR. 2016.
- GOEL NK, SETH SM, CHANDRA S. Multivariate modeling of flood flows. **J Hydraulic Eng** 1998;124(2):146–55.
- GONZALES, A. L.; NONNER, J.; HEIJKERS, J.; UHLENBROOK, S. Comparison of different base flow separation methods in a lowland catchment. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 13, n. 11, p. 2055–2068, 2009.
- GRIMALDI, S.; SERINALDI, F. Asymmetric copula in multivariate flood frequency analysis. **Advances in Water Resources**, v. 29, n. 8, p. 1155–1167, 2006.
- HAKTANIR, T.; SEZEN, N. Suitability of two-parameter gamma and three-parameter beta distributions as synthetic unit hydrographs in anatolia. **Hydrological Sciences Journal**, v. 35, n. 2, p. 167–184, 1990.
- HORTON, R. E. Determination of infiltration capacity for large drainage basins. **Transactions of the American Geophysical Union**, v. 8: p. 371, 1937
- JAVELLE, P.; OUARDA, T. B. M. J.; LANG, M.; et al. Development of regional flood-duration-frequency curves based on the index-flood method. **Journal of Hydrology**, v. 258, n. 1–4, p. 249–259, 2002.
- KAVISKI, E. **Solução de problemas de fenômenos de transporte pelo método de Monte Carlo**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.
- KAVISKI, E.; CUNHA, L. M.; GIBERTONI, R. F. C. 2005. Método de desagregação utilizando séries de Fourier. In: **Simpósio Nacional de Recursos Hídricos**. Maceió. 2005.
- KOTZ, S.; VAN DORP, J. R. Uneven two-sided power distributions with applications in

- econometric models. **Statistical Methods and Applications**, v. 13, n. 3, p. 285–313, 2004.
- LINSLEY, Ray K.; FRANZINI, Joseph B. **Water-resources engineering**. New York: McGraw-Hill, 1979.
- LYNE, V. D. AND HOLLICK, M.: Stochastic time-variable rainfall runoff modelling. **Hydrology and Water Resources Symposium**, Institution of Engineers Australia, Perth, 89–92, 1979.
- MERLEAU, J.; PERREAULT, L.; ANGERS, J. F.; FAVRE, A. C. Bayesian modeling of hydrographs. **Water Resources Research**, v. 43, n. 10, p. 1–15, 2007.
- DE MICHELE, C.; SALVADORI, G.; CANOSSI, M.; PETACCIA, A.; ROSSO, R. Bivariate Statistical Approach to Check Adequacy of Dam Spillway. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 10, n. 1, p. 50–57, 2005.
- MINE, M. R.; TUCCI, C. E. Gerenciamento da Produção de Energia e Controle de Inundação : Foz do Areia no Rio Iguaçu. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 7, p. 85–107, 2002.
- MINE, M. R. M. **Método determinístico para minimizar o conflito entre gerar energia e controlar cheias**. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). UFRGS. Porto Alegre, 1998.
- MOUSSA, R., BOCQUILLON, C. Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels. **Journal of Hydrology**, v. 186, n. 1-4, p. 1-30, 1996.
- MUHLENHOFF, A. P. **Análise comparativa de esquemas de discretização 1D e 1D/2D para avaliação de curvas de inundação em rio com escassez de dados**. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental). UFPR. 2016.
- MÜLLER, M. **Investigação da aplicabilidade do uso de modelos hidrológicos e redes neurais na propagação de vazões**. (Dissertação de Mestrado). UFPR. 2000.
- NADARAJAH, S. Probability models for unit hydrograph derivation. **Journal of Hydrology**, v. 344, n. 3–4, p. 185–189, 2007.
- NATALE, L.; SAVI, F. Monte Carlo analysis of probability of inundation of Rome. **Environmental Modelling & Software**, v. 22, n. 10, p. 1409-1416, 2007.
- ORTH, R., STAUDINGER, M., SENEVIRATNE, S. I., SEIBERT, J., & ZAPPA, M. (2015). Does model performance improve with complexity? A case study with three hydrological models. **Journal of Hydrology**, 523, 147-159.

- PARANA, Secretaria de Educação (SEED). Um pouco de história. Disponível em: <http://www.geografia.seed.pr.gov.br/modules/galeria/detalhe.php?foto=1570&evento=5>. Acesso em: 25/08/2018.
- PETTYJOHN, W. A. E HENNING, R. **Preliminary estimate of groundwater recharge rates, related streamflow and water quality in Ohio**: Ohio State. University Water Resources Center, Project Completion Report Number 552, 323, 1979.
- PILGRIM, D. H. e CORDERY, I. Chapter 9: Flood Runoff. Em. \_\_\_. MAIDMENT, D. R. **Handbook of Hidrology**. New Yor: McGraw-Hill, 1992
- RAHMAN, Aatur et al. Monte Carlo simulation of flood frequency curves from rainfall. **Journal of Hydrology**, v. 256, n. 3, p. 196-210, 2002.
- REQUENA, A. I.; MEDIERO, L.; GARROTE, L. A bivariate return period based on copulas for hydrologic dam design: Accounting for reservoir routing in risk estimation. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 17, n. 8, p. 3023–3038,
- RIGGS. H. C. The baseflow recession curve as an indicator of ground water. **International Association of Scientific Hydrology Publication**, vol. 63, 1964.
- SALVADORI, G.; DE MICHELE, C.; DURANTE, F. On the return period and design in a multivariate framework. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 15, n. 11, p. 3293–3305, 2011.
- SCHÄFER, M. **Computational engineering: Introduction to numerical methods**. Berlin: Springer, 2006.
- SECRETARIA DE ESTADO DE MEIO AMBIENTE (SEMA). Bacias Hidrográficas do Paraná: Série Histórica. Curitiba: SEMA, 2010a.
- SECRETARIA DE ESTADO DE MEIO AMBIENTE (SEMA). Elaboração do Plano Estadual de Recursos Hídricos: Diagnóstico das Demandas e Disponibilidades Hídricas Superficiais. Curitiba: SEMA, 2010b.
- SERINALDI, F.; GRIMALDI, S. Synthetic Design Hydrographs Based on Distribution Functions with Finite Support. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 16, n. 5, p. 434–446, 2011.
- SERINALDI, F.; KILSBY, C. G. The intrinsic dependence structure of peak, volume, duration, and average intensity of hyetographs and hydrographs. **Water Resources Research**, v. 49, n. 6, p. 3423–3442, 2013.
- SINGH, S. K. Clark's and Espey's unit hydrographs vs the gamma unit hydrograph. **Hydrological Sciences Journal**, v. 50, n. 6, p. 1053–1068, 2005.
- SIVALOGANATHAN, K. Flood routing by characteristic methods. **J. of the Hydraulics**

**Div.**, v. 104, p.1075-1091, 1978.

SLOTO, R. A. AND CROUSE, M. Y.: HYSEP: A computer program for streamflow hydrograph separation and analysis, US Geological Survey, Water Resources Investigation Report, 96-4040, 1996.

SOKOLOV, A. A., S. E. RANTZ, AND M. ROCHE. Flood Computation Methods Compiled from World Experience, chap. Methods of Developing Design-Flood Hydrographs, UNESCO, Paris, 1976.

STEINSTRASSER, C. E. **Método difusivo de Lax aplicado na solução das equações de Saint Venant**. 2005. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

TENG, J.; JAKEMAN, A. J.; VAZE, J.; CROKE, B.F.W.; DUTTA, D.; KIM, S. Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis.

**Environmental Modelling & Software**, v. 90, p. 201-217, 2017

TOMIROTTI, M.; MIGNOSA, P. A methodology to derive Synthetic Design Hydrographs for river flood management. **Journal of Hydrology**, v. 555, p. 736–743, 2017. Elsevier B.V. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.10.036>>.

TUCCI, C. EM. Hidrologia: ciência e aplicação. São Paulo: Editora da, 2012.

TUCCI, C. E. M. Modelos hidrológicos. Colaboração da Associação Brasileira de Recursos Hídricos/ABRH. 1. ed. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 1998.

TUCCI, C. E. ; VILLANUEVA, A. O. . Flood control measures in União da Vitória and Porto União: structural vs. non-structural measures. **Urban Water**, v. 1, n. 2, p. 177–182, 1999.

WEILER, M.; SCHERRER, S.; NAEF, F.; BURLANDO, P. Hydrograph separation of runoff components based on measuring hydraulic state variables , tracer experiments , and weighting methods. **IASH Publication**, v. 258, n. 258, p. 249–255, 1999.

WHEATER H.S., JAKEMAN A.J., BEVEN K.J., BECK M.B. e MCALEER M.J., (1993), Progress and directions in rainfall-runoff modelling, Modelling change in environmental systems, New York, pp. 101-132

WOOD, E. F. An analysis of the effects of parameter uncertainty in deterministic hydrologic models. **Water Resources Research**, v. 12, n. 5, p. 925-932, 1976

YUE, S.; OUARDA, T. B. M. J.; BOBÉE, B.; LEGENDRE, P.; BRUNEAU, P. Approach for Describing Statistical Properties of Flood Hydrograph. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 7, n. 2, p. 147–153, 2002

## APÊNDICE A – MÉTODO DO RECOZIMENTO SIMULADO

O Recozimento ou Arrefecimento Simulado foi proposto inicialmente por Kirkpatrick et al. (1983) e consiste em uma técnica meta-heurística de otimização, onde é possível evitar que o algoritmo pare ao encontrar uma solução local, forçando-a a uma solução global (IZQUIERDO, 2000). A técnica utiliza uma forma estocástica de otimização, onde a solução depende de um conjunto de valores gerados aleatoriamente.

O termo recozimento vem de uma analogia à metalurgia, onde o metal é aquecido a altas temperaturas até o ponto de fusão e, posteriormente, resfriado lentamente. Esse procedimento garante que os átomos de uma liga metálica, os quais inicialmente possuem níveis elevados de energia, se reorganizem com uma redução gradativa da energia interna diminuindo possíveis defeitos.

Assim sendo, o resfriamento do metal e a diminuição da energia interna dos átomos está associada a probabilidade de o algoritmo de recozimento simulado aceitar ou não a solução após cada iteração. Pequenas perturbações são feitas nos valores iniciais da variável a ser otimizada e caso haja uma diminuição na energia interna do sistema, o valor é aceito. Caso contrário, esse valor é avaliado probabilisticamente por meio da função de Boltzmann. Abaixo, encontra-se o pseudo-código do recozimento simulado proposto por Downsland (1993):

```

Inicializa (f(.), Perturbar(.),  $\alpha$ , SAmax, T0, Tmin, S0)
T=T0
i=1
    enquanto T>Tmin           *laço principal
S=S0
        enquanto i<=SAmax faça           *laço interno
        i=i+1
        S'=Perturbar(S)
         $\Delta E=f(S)-f(S')$ 
        se  $\Delta E<0$  então
            S=S'
        senão
            se rand[0,1]<  $e^{-\Delta E/T}$  então
                S=S'
        fim se

```



```

        fim se
        se f(S') < f(S0)
        S0=S'
        fim se
    T=αT
    i=1
    fim enquanto                                *fim laço interno
S0=S
    fim enquanto                                *fim laço principal
retorna valor de S

```

O código possui um laço interno e um laço principal. O laço principal descreve o decaimento da temperatura  $T_0$  até  $T_{min}$ , enquanto o laço interno avalia as melhores soluções a uma temperatura  $T$ . O número de iterações do laço interno é restrito por  $S_{max}$  e contabilizado por  $i$ .

Após a atribuir o valor inicial  $S_0$  a variável  $S$ , é calculado a diferença de energia ( $\Delta E$ ) da função objetivo ( $f(\cdot)$ ) entre  $S$  e  $S'$ , onde  $S'$  é obtido ao se perturbar o valor de  $S$  por meio da função  $Perturb(\cdot)$ . Caso o valor  $\Delta E$  seja negativo, significa que  $S'$  está mais próximo de um valor ótimo, dessa maneira,  $S$  deve ser igualado a  $S'$  ( $S=S'$ ). Caso  $\Delta E$  seja positivo, significa que a solução se distanciou de um possível valor ótimo, no entanto, ao invés de descartar  $S'$ , ele é avaliado probabilisticamente por meio da função  $e^{-\Delta E/T}$ . O valor obtido por essa função deve ser maior que um número pseudoaleatório  $U[0,1]$ , gerado pela função  $rand[0,1]$ .

Nas primeiras iterações, onde a  $T$  tende a ser mais elevado, é provável que mais valores de  $S'$  sejam aceitos por essa restrição. Visto que o objetivo é buscar um valor ótimo global, isso ajuda a evitar que o algoritmo se perca em valores ótimos locais. Ao passo que a temperatura resfria de acordo com uma taxa  $\alpha$ , a probabilidade de  $e^{-\Delta E/T}$  ser maior que  $rand[0,1]$  diminui, dessa maneira, o algoritmo eventualmente se encaminha para uma solução final.

### APENDICE B - ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS

Código	Estação	Código	Estação
02550005	RIO CLARO DO SUL (EUFROZINA)	02650028	PCH DERIVAÇÃO DO RIO JORDÃO FOZ DO
02550007	IRATI	02650029	FOZ DO TIMBÓ
02550014	MALLET (RVPS)	02650030	SANTA CRUZ DO TIMBÓ
02550017	PONTILHÃO FERRARIA	02650032	SANTA CECÍLIA
02550025	TEIXEIRA SOARES (EST. EXPER.)	02650033	FOZ DO TIMBÓ
02550035	TURVO	02651000	UNIÃO DA VITÓRIA
02550038	REBOUÇAS	02651005	PALMITAL DO MEIO
02550069	UHE GOV. NEY AMINTHAS	02651007	PORTO UNIÃO
02550070	PONTILHÃO	02651010	SERRARIA SÃO SEBASTIÃO - INDUBRAS
02551001	LEONÓPOLIS	02651011	MATOS COSTA (RVPS)
02551008	COLÔNIA VITÓRIA	02651027	RIO FARIAS
02551011	COLÔNIA DALEGRAVE	02651036	QUILOMETRO 30
02551014	INÁCIO MARTINS	02651044	CALMON
02551018	PÁTIO VELHO (PINARÉ)	02651056	PALMITAL DO MEIO
02551023	FAZENDA ZANILO	02651057	UHE GOV. BENTO MUNHOZ JANGADA DO SUL
02649016	RIO PRETO DO SUL	02651059	UHE GOV. BENTO MUNHOZ UNIÃO DA VITÓRIA
02650000	SALTO CANOINHAS	02749001	IBIRAMA
02650002	IRINEÓPOLIS	02749002	ITUPORANGA
02650003	MARCILIO DIAS (RVPS)	02749005	NOVA BREMEN DALBERGIA
02650008	SANTA CRUZ DO TIMBÓ	02749006	POUSO REDONDO
02650015	RESIDENCIA FUCH (LAJEADINHO)	02749013	TROMBUDO CENTRAL
02650016	BURITI (TIMBÓ GRANDE)	02749022	PCH SALTO RIO ITAJAÍ DO NORTE
02650018	PINHEIROS	02750009	PASSO MAROMBAS
02650019	LEBON REGIS	02750011	PONTE ALTA DO SUL
02650026	PCH DERIVAÇÃO DO RIO JORDÃO DIVISA	02750016	FRAIBURGO
02650027	UHE GOV. BENTO MUNHOZ FLUVIÓPOLIS	02751016	VIDEIRA

**APÊNDICE C – PARÂMETROS DE ENTRADA DO MODELO DE GERAÇÃO DE  
SÉRIES SINTÉTICAS DE HIDROGRAMAS DE CHEIA**

<b>ID</b>	<b>Volume (10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>)</b>	<b>QP (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>D (dias)</b>	<b>tp (dias)</b>	<b>Q<sub>in,BF</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>fin,BF</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>θ</b>	<b>n<sub>1</sub></b>	<b>n<sub>3</sub></b>
1964	1.202	659	66	29	216,46	146,98	100,96	0,439	1,549	3,251
1965	1.692	1103,56	48	18	168,64	216,46	146,55	0,375	1,769	2,584
1966	1.473	991,04	42	19	330,69	277,67	229,57	0,452	2,020	1,431
1967	1.833	769,57	82	36	242,65	142,25	169,61	0,439	1,881	2,434
1968	0,743	567,53	51	12	116,92	69,97	66,17	0,235	2,294	2,819
1969	1.154	856,38	51	26	211,3	183,45	135,89	0,51	2,524	2,403
1970	2.755	1121,42	79	37	123,72	128,3	111,11	0,468	1,693	3,869
1971	3.505	1944,37	59	33	92,77	400,47	284,91	0,559	2,523	2,258
1972	1.667	1100,58	48	22	291,42	253,32	193,25	0,458	1,803	2,231
1973	3.472	1127,38	97	28	226,86	294,19	187,27	0,289	2,583	1,933
1974	1.043	801,31	39	21	198,53	224,25	101,61	0,538	1,921	1,804
1975	1.771	1355,39	58	37	196	310,91	149,94	0,638	3,472	2,447
1976	1.726	1097,61	42	24	232,09	266,79	149,86	0,571	1,571	2,041
1977	1.685	847,66	59	44	224,25	221,64	176,37	0,746	1,846	1,871
1978	0,357	573,96	22	8	146,98	154,12	81,49	0,364	2,428	2,107
1979	1.646	1067,91	55	23	71,98	126	175,35	0,418	2,208	3,351
1980	1.872	1203,87	54	17	302,53	535,63	155,59	0,315	2,232	1,950
1981	2.234	1420,63	49	17	283,16	400,47	220,28	0,347	1,790	2,204
1982	4.812	1665,24	109	59	110,66	389,6	153,59	0,541	2,963	2,435
1983	11.280	3819,43	118	71	445,36	276,83	378,91	0,602	3,529	2,574
1984	2.259	1402,61	52	18	180,94	230,58	159,72	0,346	2,238	2,409
1985	0,707	607,46	47	17	177,54	118,34	115,20	0,362	1,819	3,249
1986	1.965	1070,87	69	34	207,61	265,11	163,20	0,493	2,894	2,181
1987	2.796	1877,59	38	22	122,88	367,83	230,33	0,579	1,885	1,831
1988	3.584	1251,19	116	41	134,4	107,13	147,31	0,353	2,191	3,968
1989	1.681	1549,4	34	15	273,17	270,48	215,55	0,441	2,181	2,188
1990	2.539	1640,9	45	29	148,5	317,77	253,90	0,644	2,378	1,694
1991	1.056	825,88	47	13	90,02	110,67	131,08	0,277	1,853	3,375
1992	4.864	3658,74	47	26	163,57	296,96	314,72	0,553	3,577	2,206
1993	4.229	2122,97	85	37	142,25	139,9	177,15	0,435	3,028	3,692
1994	3.558	853,81	127	64	142,25	126	121,42	0,504	1,838	2,667
1995	5.154	2064,29	94	25	203,62	196	218,57	0,266	2,683	2,950
1996	6.636	1259,38	162	41	119,18	128,3	189,14	0,253	2,559	2,287
1997	5.600	1764,34	106	35	185,95	479,28	281,26	0,33	3,081	2,136
1998	8.334	2154,74	124	72	310,91	201,07	217,57	0,581	2,069	3,084
1999	2.121	1640,14	64	27	336,38	156,52	138,85	0,422	2,667	4,574
2000	1.830	1764,34	30	15	193,48	445,55	259,55	0,5	2,037	1,994
2001	2.145	1522,44	48	21	237,36	211,3	166,11	0,438	2,538	2,390
2002	1.320	940,19	51	24	121,44	232,09	141,38	0,471	2,449	2,571
2003	1.237	826,4	45	17	166,2	173,55	242,65	0,378	2,003	2,038
2004	1.690	978,53	59	24	108	201,07	204,03	0,407	2,011	2,916

ID	Volume (10 <sup>9</sup> m <sup>3</sup> )	QP (m <sup>3</sup> /s)	D (dias)	tp (dias)	Q <sub>in_BF</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>fin_BF</sub> (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s)	θ	n <sub>1</sub>	n <sub>3</sub>
2005	5.369	1514,12	87	22	166,2	330,69	228,77	0,253	1,498	1,922
2006	0,659	448,59	46	21	82,23	105,79	85,92	0,457	1,624	2,800
2007	2.397	1331,88	78	37	105,79	116,92	158,70	0,474	2,613	4,533
2008	2.974	936,71	74	38	163,77	173,55	111,68	0,514	1,329	2,096
2009	4.870	1772,99	73	34	211,3	256	204,27	0,466	1,865	2,041
2010	3.053	2264,57	43	13	310,69	444,67	266,16	0,302	2,011	2,426
2011	6.616	1721,25	110	51	150,4	275,41	231,16	0,464	2,679	1,809
2012	2.470	1497,52	45	24	173,44	353,07	124,85	0,533	2,330	1,568
2013	2.394	2010,5	34	16	235,55	319,67	209,69	0,471	2,283	1,940
2014	3.868	3040,17	48	10	340,84	246,79	331,69	0,208	1,841	3,334

## APÊNDICE D – CÓDIGO DO MODELO HIDRODINÂMICO BASEADO NO ESQUEMA DIFUSIVO DE LAX E NO MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS

```

%DADOS

clc
clear

tic
load('Q_total_final_sint.mat')
load('D_sint.mat')
load('q0sint.mat')
load('iT.mat')
load('L_marg_interp.mat')

n_XS=length(L_marg_interp)
n=0.0198;
S0=0.0001;
tic
for k=1:1000
Qi=Q_total(:,k)
Qi(isnan(Qi))=[]
dt=60;
dx=1000

Qhid=interp1(1:length(Qi),Qi,1:(1/(24*60)):length(Qi))
Qi=Qhid'
q=q0sint(k)/D_sint(k)/84600/(1000*(n_XS-1))
Q1(1,1:n_XS)=Qi(1,1);
h(1,1:n_XS)=0;
B(1,1:n_XS)=(L_marg_interp')
L=dx

%Condição Inicial
for i=1:n_XS
    fun=@(w) f_area(w,n,S0,Q1(1,1),B(1,i));
    w0=2;
    h(1,i)=fzero(fun,w0);
end
A1(1,1:n_XS)=h.*(B)
Sf=(n^2).*Q1(1,:).*abs(Q1(1,:))./(h.*B./(2.*h+B)).^(2/3).*A1(1,:).^2;

%Estabilidade de Courant
v0=(1/n).*(h.*B./(2.*h+B)).^(2/3)).*(S0).^(0.5);
c0=(9.81.*h).^(0.5);
dt_max=((1+2*abs(v0./c0)).^(0.5))./(abs(v0./c0)*9.81*S0./v0)-1;
dx_calc=dt*(v0+c0);
courant=(v0+c0)/(dx/dt);
pos_xs=[0:dx:dx*n_XS-1];
%Dados dos escoamento não permanente
Q1(1,1:n_XS)=Qi(1,1);
g=9.81;
for j=1:(length(Qhid)-1);
%Condição de contorno a jusante
    %Localizando o ponto R da característica negativa
    dx_dt=Q1(1,1)/A1(1,1)-(9.81*h(1,1))^0.5; %inclinação da característica
    negativa
    R=-dx_dt*dt;
    dif=pos_xs-R;
    dif=dif(dif<0);

```

```

id_int_R=find((pos_xs-R)==-min(abs(dif)));
QR=interp1([0,dx],[Q1(1,id_int_R),Q1(1,id_int_R+1)],R,'linear');
AR=interp1([0,dx],[A1(1,id_int_R),A1(1,id_int_R+1)],R,'linear');
hR=interp1([0,dx],[h(1,id_int_R),h(1,id_int_R+1)],R,'linear');
BR=AR/hR;
vR=QR/AR;
cR=(9.81*hR)^0.5;
%Cálculo de Gb da característica negativa no ponto R
Sf_R=(n^2)*vR*abs(vR)/(BR*hR/(2*hR+BR))^(4/3);
dA_dx=(A1(1,1)-AR)/R;
Gb=S0-Sf_R-q*(vR+cR)/(9.81*AR)+dA_dx*vR*cR/(9.81*AR);
%Cálculo de vB e hB (velocidade e a altura na característica negativa)
Q2(1,1)=Qi(j+1,1);
fun=@(w)f_backward(w,Gb,hR,cR,dt,vR,Q2(1,1),B(1,1));
w0=AR;
A2(1,1)=fzero(fun,w0);

%Pontos internos do canal

Sf=(n^2).*Q1(1,:).*abs(Q1(1,:))./(A1(1,:).*A1(1,:)./(2.*h+B)).^(2/3)).^2;
dQ=Q1(1,3:n_XS)-Q1(1,1:n_XS-2);
A_soma=(A1(1,1:n_XS-2)+A1(1,3:n_XS)); %A1(1,i+1)+A1(1,i-1)
Q_soma=(Q1(1,1:n_XS-2)+Q1(1,3:n_XS));
Q_sqd_area=(Q1(1,3:n_XS).^2)./A1(1,3:n_XS)-(Q1(1,1:n_XS-
2).^2)./A1(1,1:n_XS-2);
dh=g*(A1(1,3:n_XS).*h(1,3:n_XS)-A1(1,1:n_XS-2).*h(1,1:n_XS-2));
% knem=-0.5*g*(A1(1,1:n_XS-2).*(S0-Sf(1,1:n_XS-2))+A1(1,3:n_XS).*(S0-
Sf(1,3:n_XS)))
knem=-0.5*g*(A1(1,1:n_XS-2)+A1(1,3:n_XS)).*(S0-0.5*(Sf(1,1:n_XS-
2)+Sf(1,3:n_XS)))
A2(1,2:n_XS-1)=0.5*A_soma-0.5*(dt/dx)*dQ+q*dt;
Q2(1,2:n_XS-1)=0.5*Q_soma-0.5*(dt/dx)*(Q_sqd_area+dh)-dt*knem;

%Condição de contorno de jusante
%Localizando o ponto L da característica positiva
c=(9.81*h(1,n_XS))^0.5;
v=Q1(1,n_XS)/A1(1,n_XS);
dx_dt=v+c; %inclinação da caractérisa positiva
xL=dx_dt*dt;
dif=pos_xs-((n_XS-1)*dx-xL);
dif=dif(dif>0);
id_int_xL=find((pos_xs-((n_XS-1)*dx-xL))==min(abs(dif)));
x=[(id_int_xL-2)*dx,(id_int_xL-1)*dx];
QL=interp1(x,[Q1(1,id_int_xL-1),Q1(1,id_int_xL)],(id_int_xL-1)*dx-
xL,'linear');
AL=interp1(x,[A1(1,id_int_xL-1),A1(1,id_int_xL)],(id_int_xL-1)*dx-
xL,'linear');
hL=interp1(x,[h(1,id_int_xL-1),h(1,id_int_xL)],(id_int_xL-1)*dx-
xL,'linear');
BL=interp1(x,[B(1,id_int_xL-1),B(1,id_int_xL)],(id_int_xL-1)*dx-
xL,'linear');
%para o caso com seção genérica, terei que adicionar os termos Rh_R e
vL=QL/AL;
cL=(9.81*hL)^0.5;
%Cálculo de Gb da característica negativa no ponto R
Sf_L=(n^2)*vL*abs(vL)/(BL*hL/(BL+2*hL))^(4/3);
dA_dt=(A1(1,n_XS)-AL)/(xL);
Gf=S0-Sf_L-q*(vL-cL)/(9.81*AL)-dA_dt*vL*cL/(9.81*AL);
%Interpolando a vazão nos três últimos pontos da grade para encontrar o
Qf=Q1(1,n_XS-1);
fun=@(w)f_forward3(w,Gf,cL,vL,hL,Qf,dt);

```

```

w0=AL;
A2(1,n_XS)=fzero(fun,w0);
Q2(1,n_XS)=Qf;
A1=A2;
Q1=Q2;
h=A1./B;
if j/720==floor(j/720)
    A(j/720,1:n_XS)=A2(1,1:n_XS);
    Q(j/720,1:n_XS)=Q2(1,1:n_XS);
    courmax(j/720,1)=max(abs((Q2./A2+(9.81*(A2./B)).^0.5))/(dx/dt));
    courmin(j/720,1)=min(abs((Q2./A2+(9.81*(A2./B)).^0.5))/(dx/dt));
end
%Verificando Courant
dx_calc_pos=dt*abs((Q2./A2+(9.81*(A2./B)).^0.5));
if dx_calc_pos>dx
    error('Courant não verifica')
end
end
Qprop(1:length(Q),k)=Q(1:length(Q),1)
cminprop(1:length(courmin),k)=courmin
cmaxprop(1:length(courmax),k)=courmax
Q=[]
courmax=[]
courmin=[]
end
toc

```

## APÊNDICE E – CÓDIGO DO PROGRAMA GERADOR DE SÉRIES SINTÉTICAS MULTIVARIADAS NORMALMENTE DISTRIBUÍDA

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
clear
%IMPORTANDO A MATRIZ COM OS PARÂMETROS DOS HIDROGRAMAS
par=csvread('Parâmetros.txt');
par=par(1:end,2:9);
gplotmatrix(par)

%IMPORTANDO A MATRIZ COM AS ESTATÍSTICAS DOS HIDROGRAMAS
est=csvread('Estatísticas.txt');
lambda=est(1:end,2);
mu=est(1:end,3);
sigma=est(1:end,4);

%IMPORTANDO A MATRIZ CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS HIDROGRAMAS
corr=csvread('Matriz de Correlação.txt');

%DECOMPOSIÇÃO DE CHOLESKY
L=chol(corr,'lower'); %L é a matriz diagonal inferior

%GERAÇÃO DE NÚMEROS PSEUDOALEATÓRIOS  $N(0,1)$  INDEPENDENTES
u=normrnd(0,1,[8,1000]);

%GERAÇÃO DOS PARÂMETROS SINTÉTICOS
for i=1:1000
    Z(:,i)=L*u(:,i)
end

%INVERSÃO DAS VARIÁVEIS PADRONIZADAS
for i=1:8
    for j=1:1000
        Y(i,j)=mu(i,1)+sigma(i,1)*Z(i,j);
    end
end

%INVERSÃO DA TRANSFORMAÇÃO BOX-COX
for i=1:8
    for j=1:1000
        X(i,j)=(1+Y(i,j)*lambda(i,1))^(1/lambda(i,1))
    end
end
X=real(X)
%CONSTRUÇÃO DOS HIDROGRAMAS
%Hydrogramas adimensionalizados
a=X(7,:).*X(8,:)./(X(6,:).*X(8,:)+(1-X(6,:)).*X(7,:))
for j=1:1000
    for i=1:round(X(3,j))
        t=i/round(X(3,j));
        if i<round(X(3,j).*X(6,j))
            f_teorico1(i,1)=a(1,j)*(t/X(6,j))^(X(7,j)-1)
        else
            f_teorico2(i,1)=a(1,j)*((1-t)/(1-X(6,j)))^(X(8,j)-1)
        end
    end

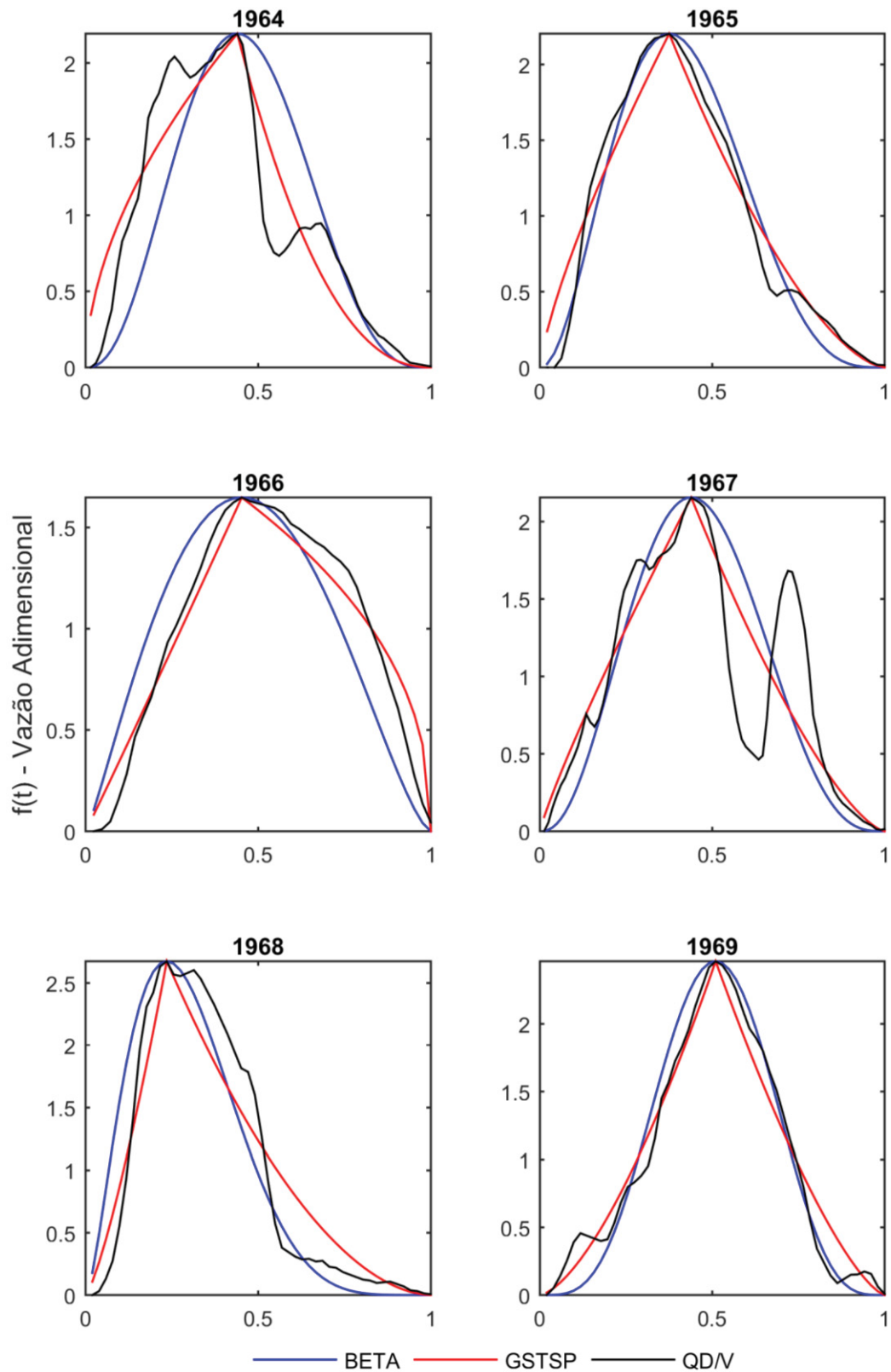
    end
    f_teorico(1:(round(X(3,j).*X(6,j))-1),j)=f_teorico1(1:end,1)
f_teorico(round(X(3,j).*X(6,j)):round(X(3,j)),j)=f_teorico2(round(X(3,j).*X
(6,j)):end,1)

```



```
clearvars f_teorico2 f_teorico1
end
D_=round(X(3,:))
%Hidrogramas de escoamento superficial de projeto
for j=1:1000
    Q_sup(:,j)=f_teorico(:,j)*X(1,j)/(D_(1,j)*86400)
end
%Hidrogramas do escoamento total de projeto
taxa_base=(X(5,:)-X(4,:))./D_(1,:)
for j=1:1000
    q_aux=[X(4,j):taxa_base(1,j):X(5,j)]'
    q_base(1:(D_(1,j)+1),j)=q_aux(1:end,1)
end
```

**APÊNDICE F – GRÁFICOS DAS FUNÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS  
EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1964 A 2014.**



**FIGURA F.1. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1964 A 1969.**

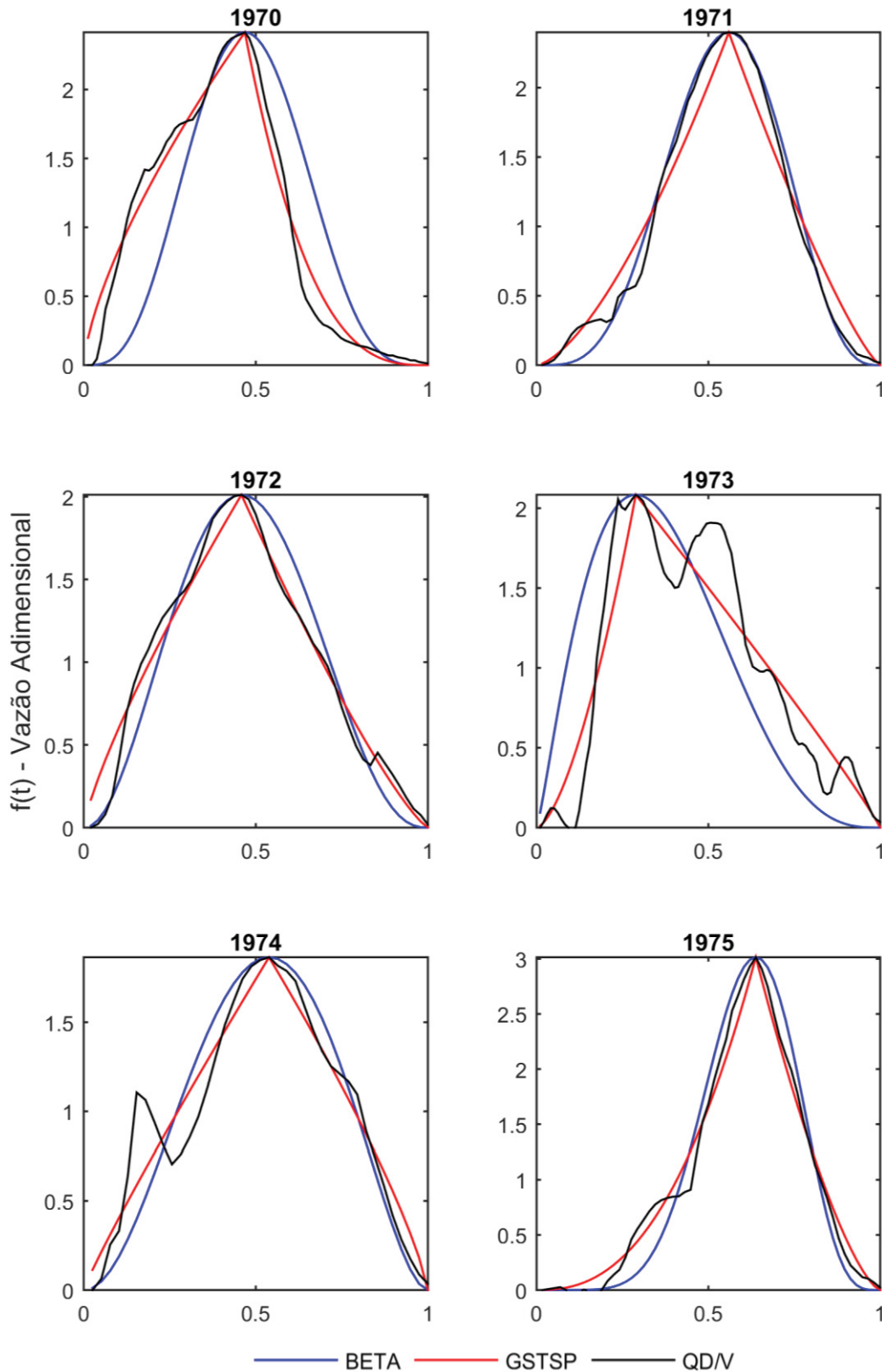


FIGURA F.2. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1970 A 1975.

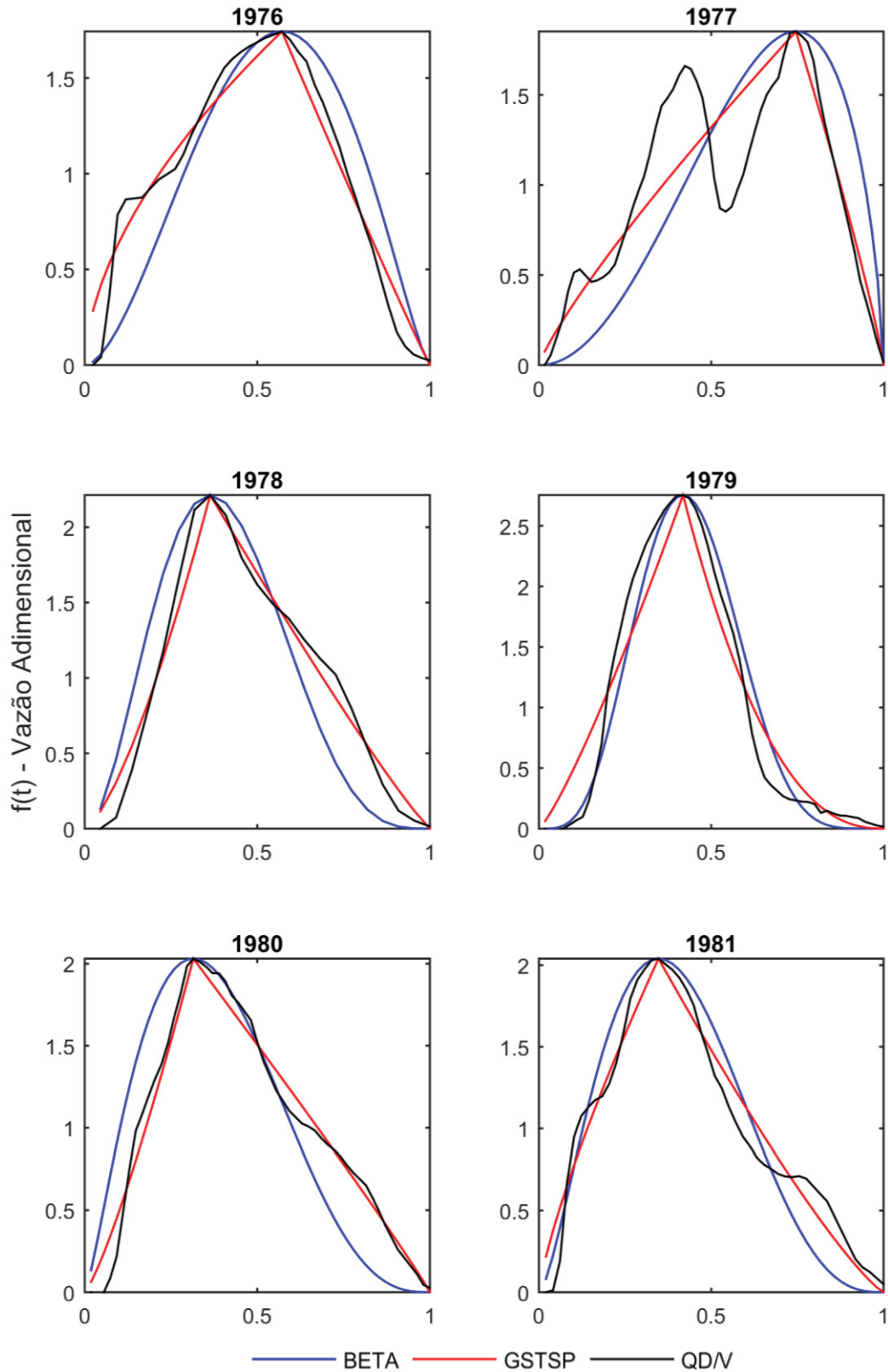


FIGURA F.3. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1976 A 1981.

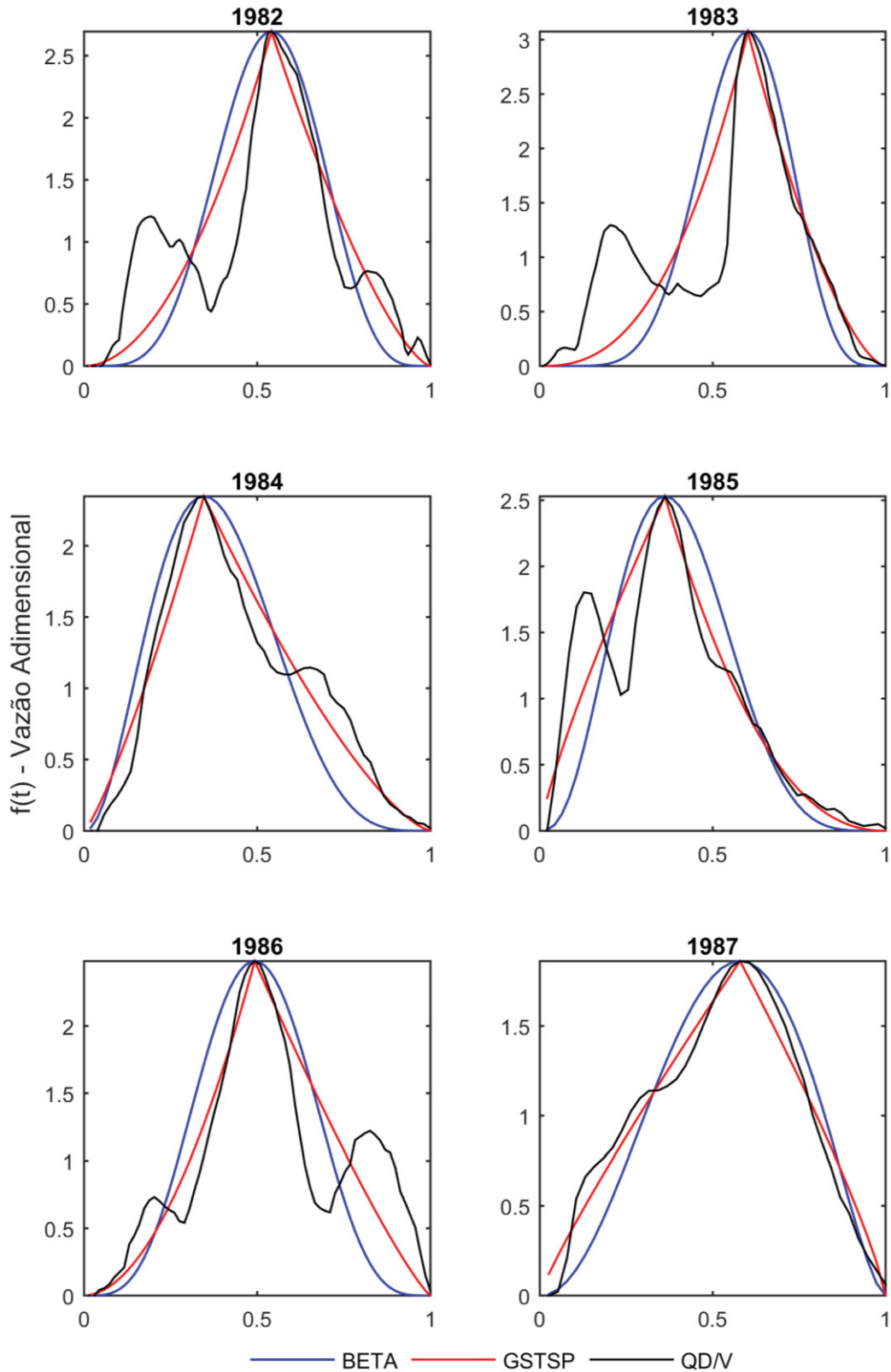


FIGURA F.4. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1982 A 1987.

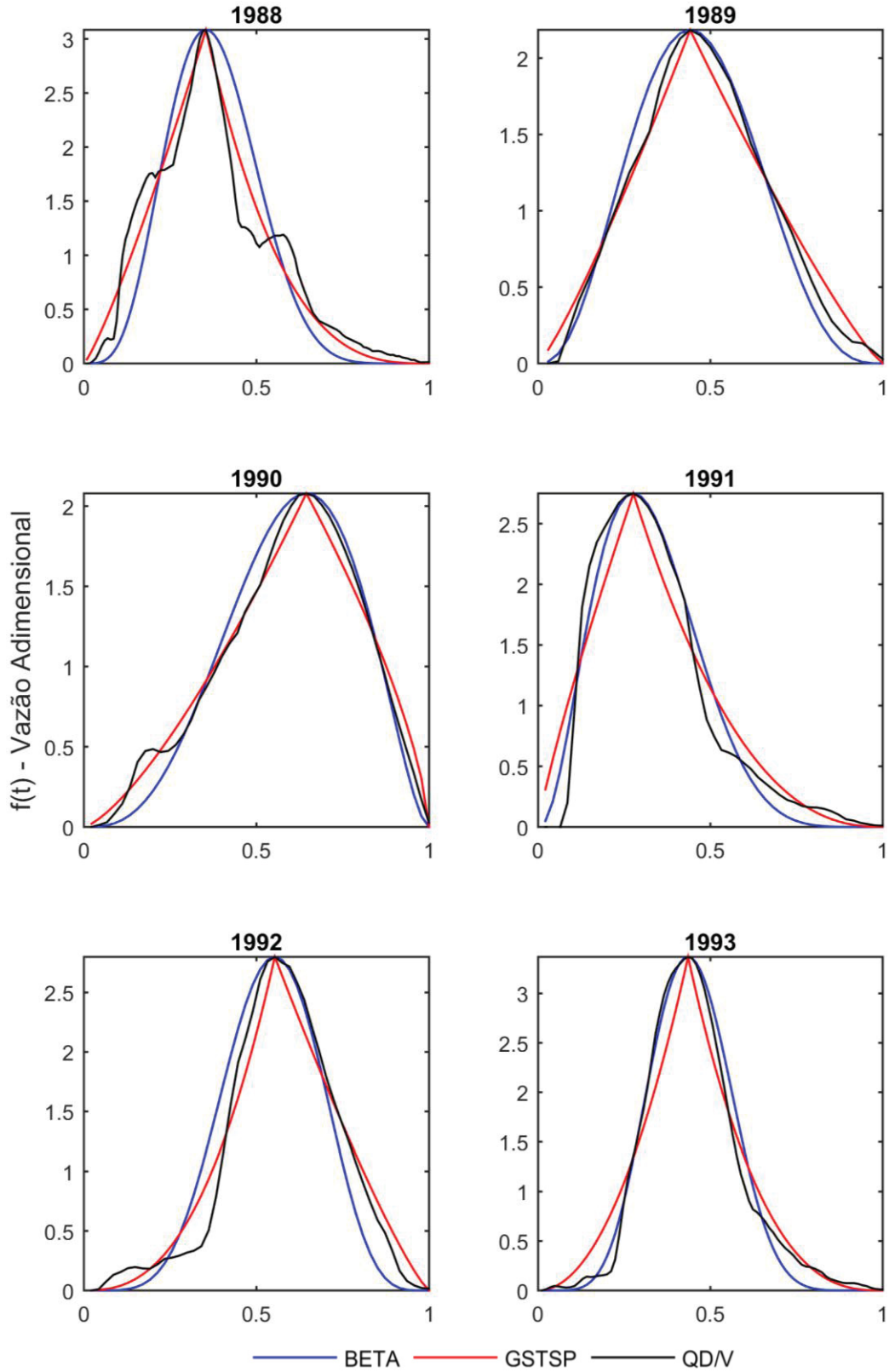


FIGURA F.5. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1988 A 1993.

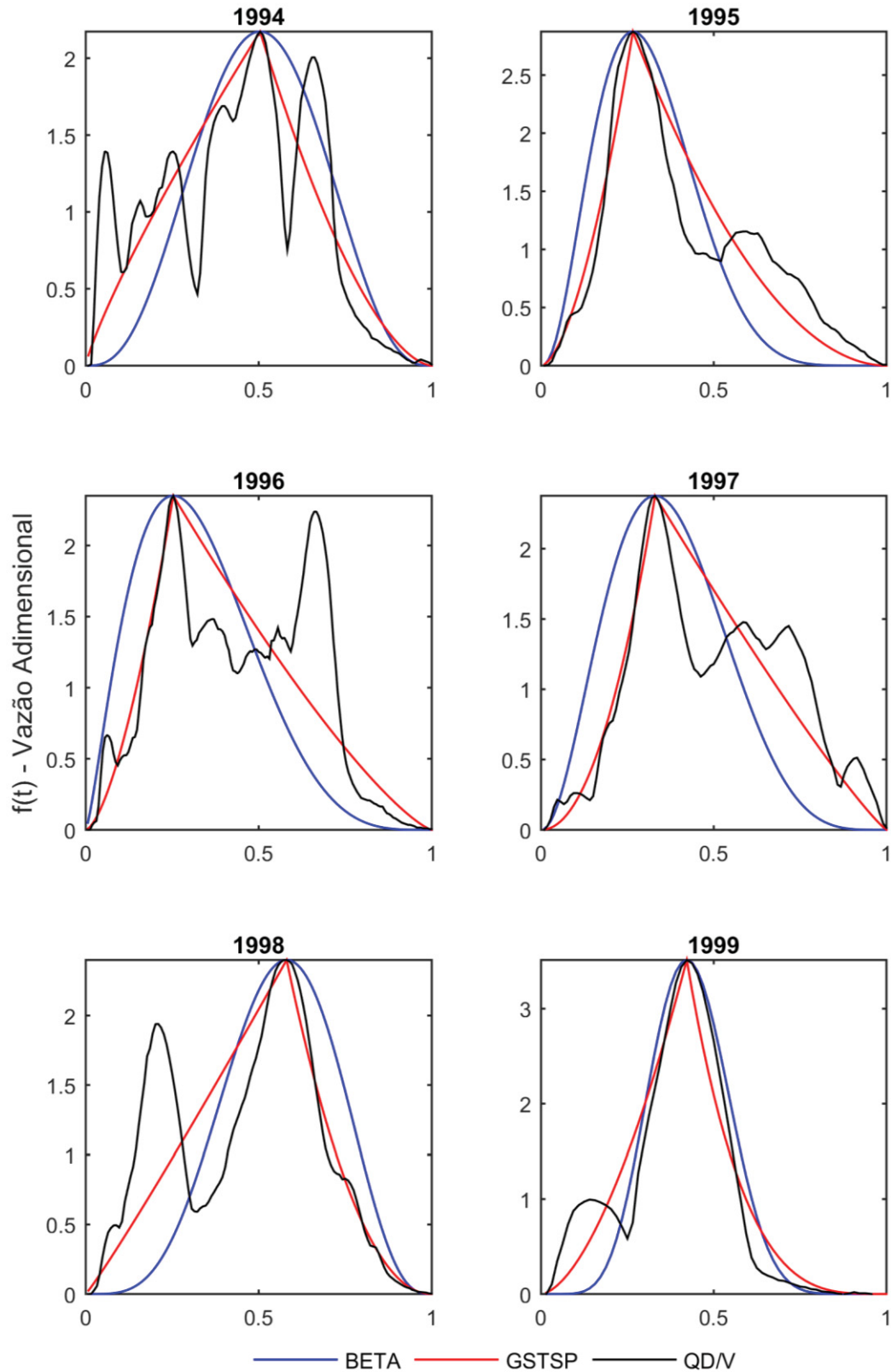


FIGURA F.6. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 1994 A 1999.

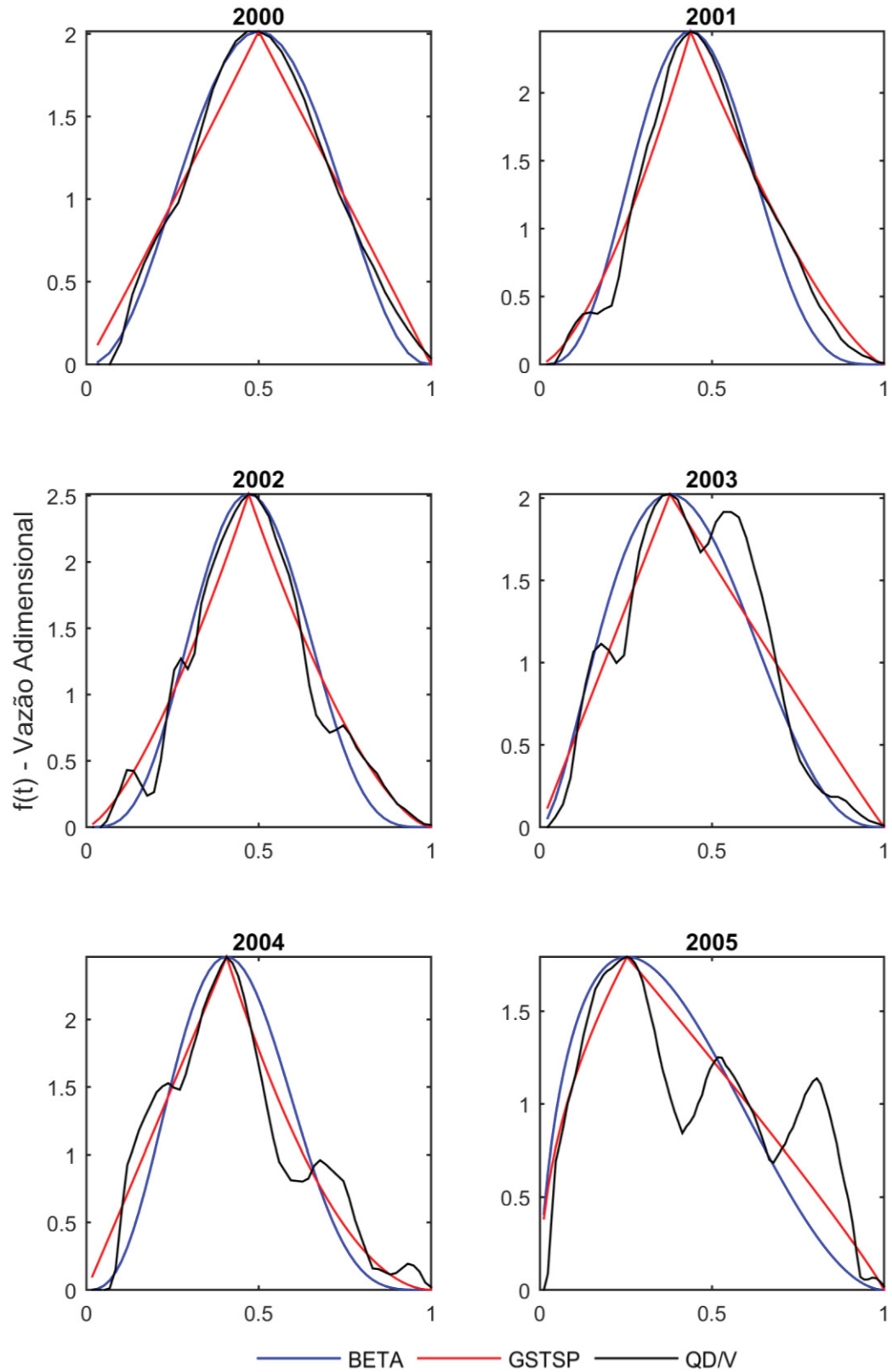


FIGURA F.7. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 2000 A 2006.



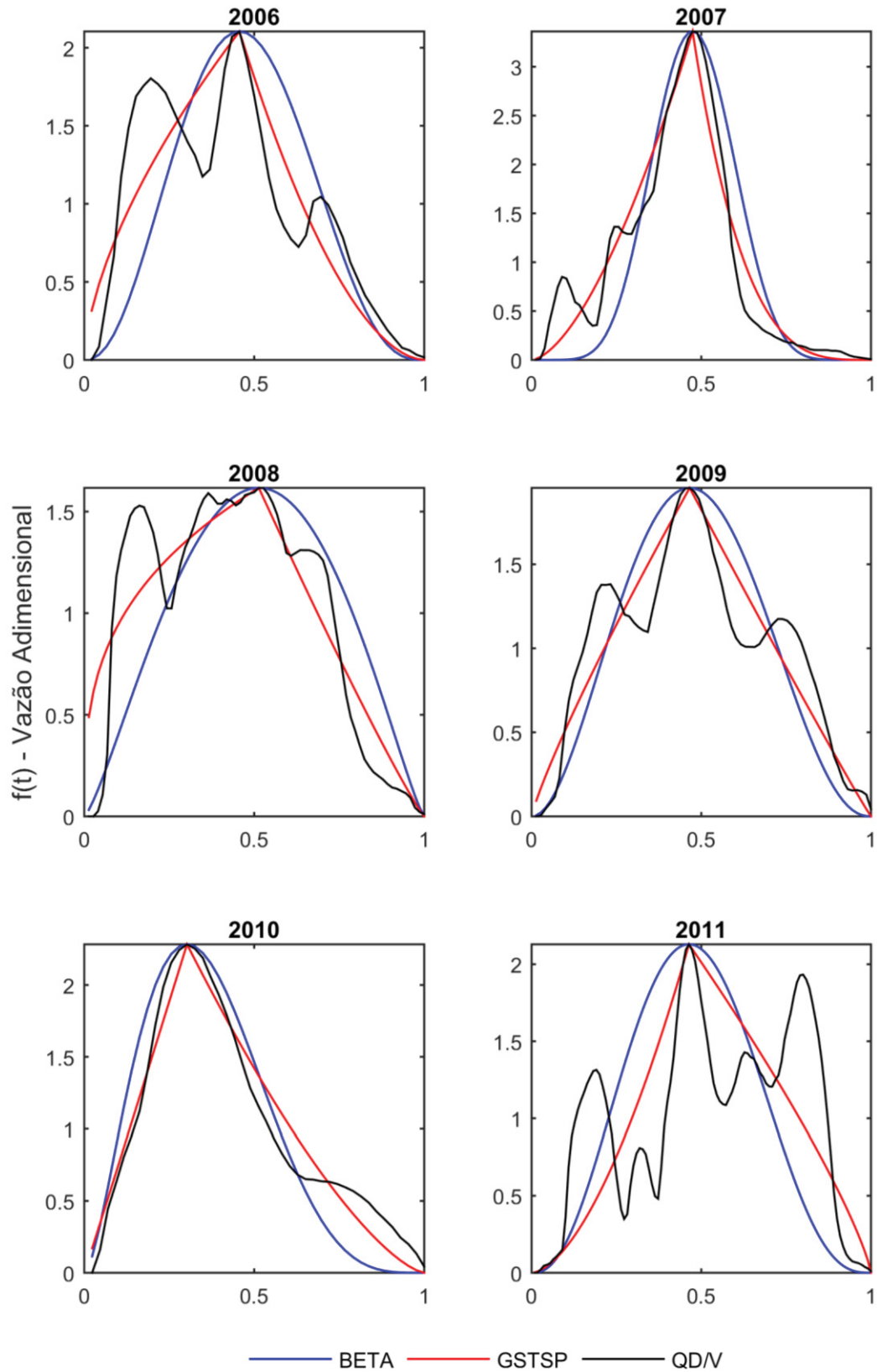


FIGURA F.8. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 2006 A 2011.

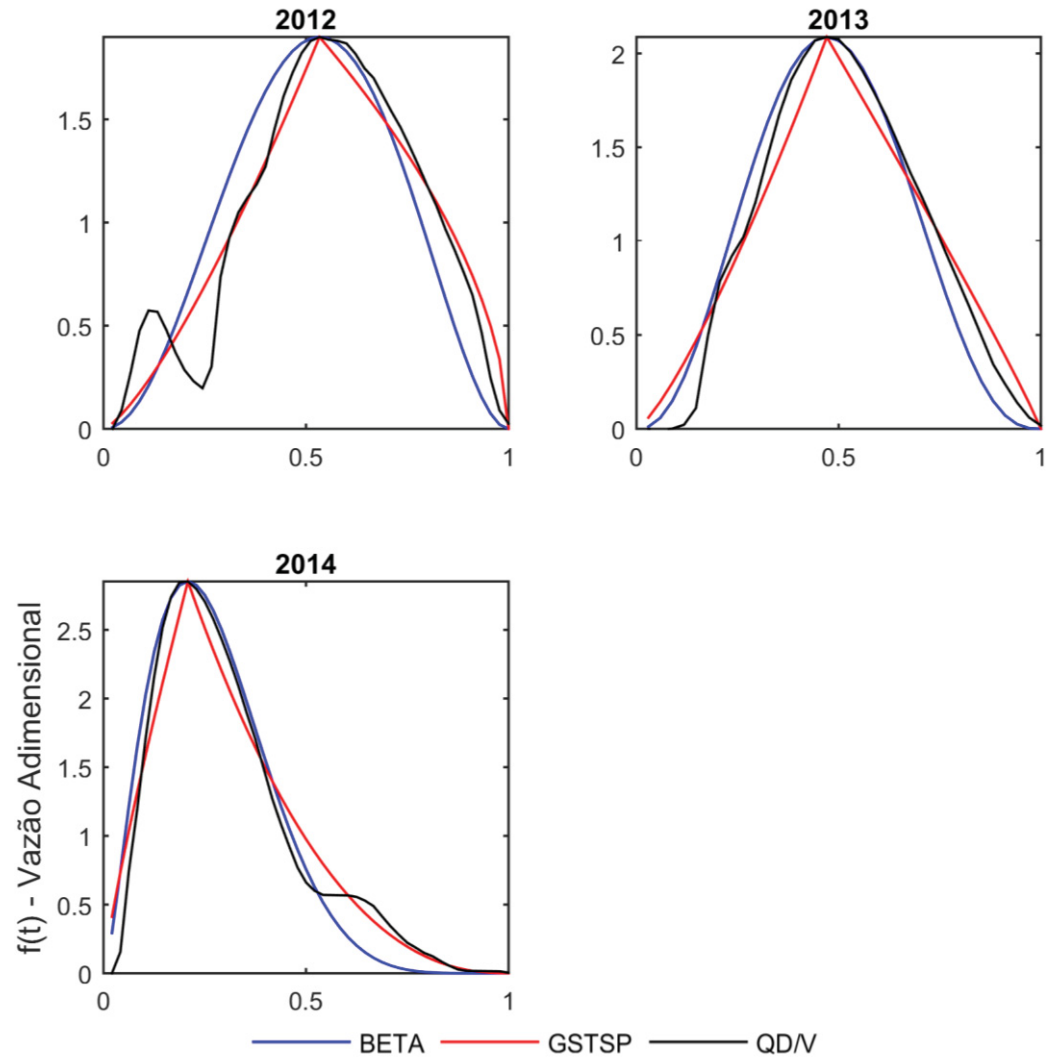
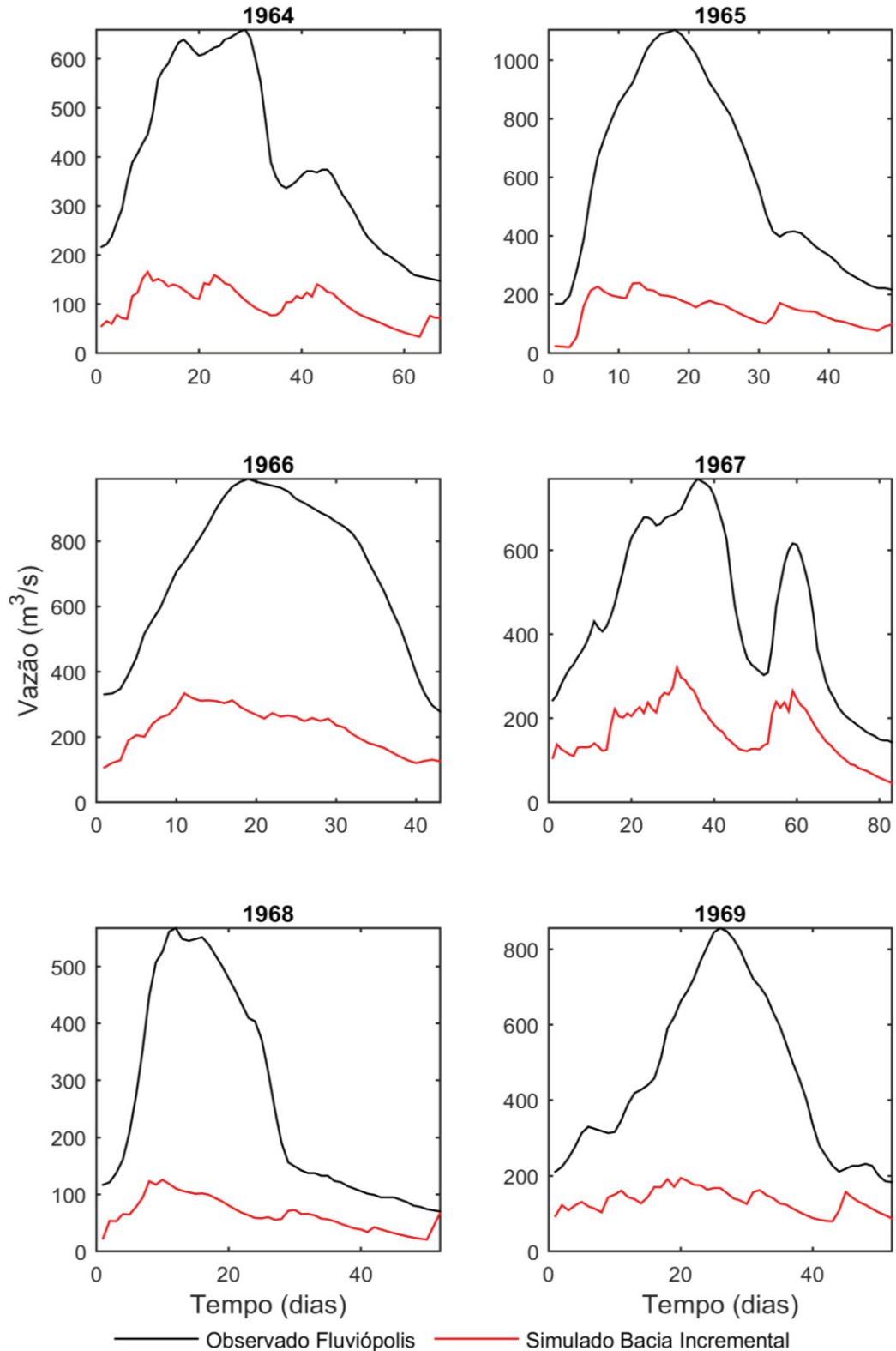
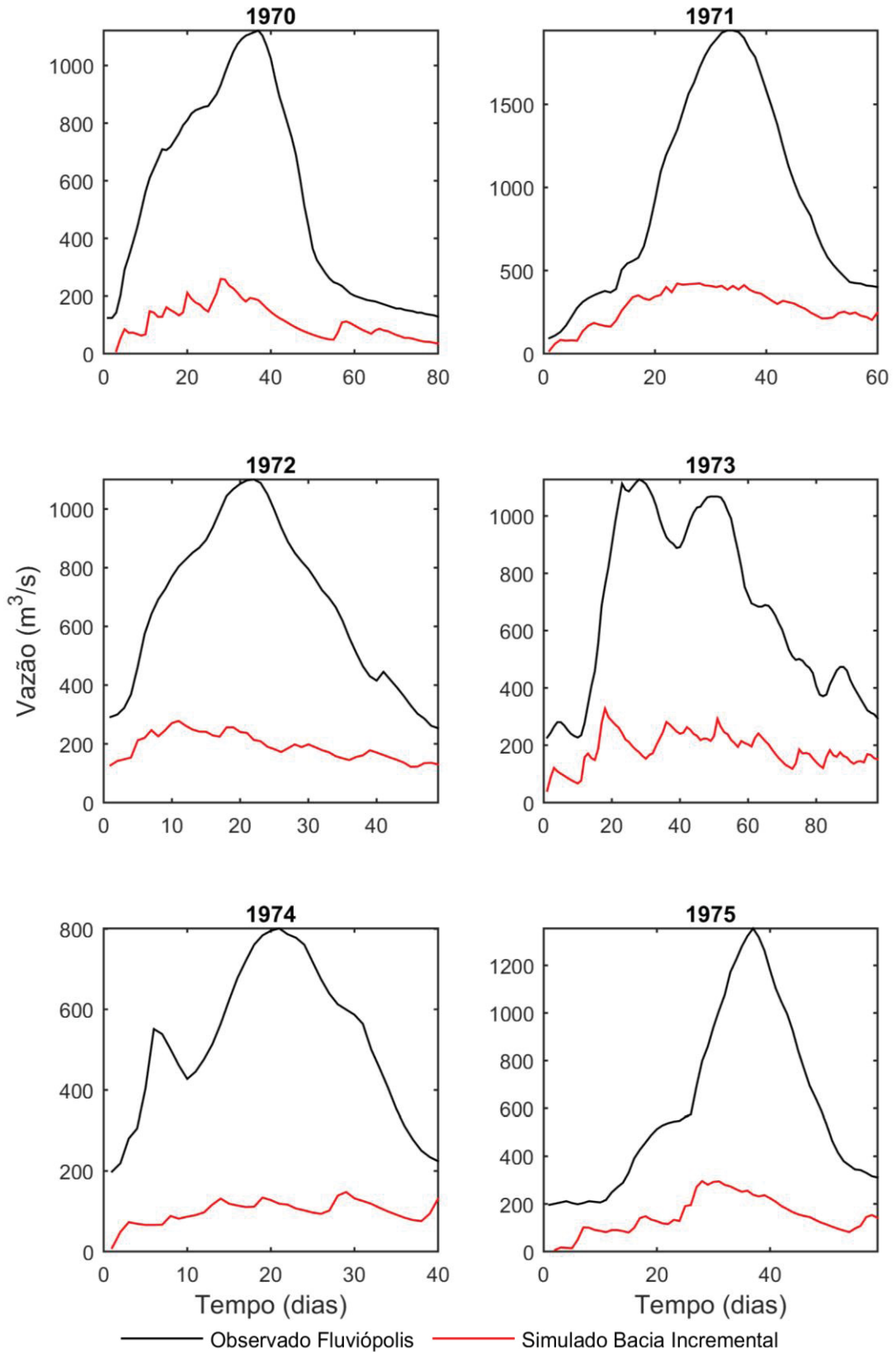


FIGURA F.9. DISTRIBUIÇÕES BETA E GSTSP AJUSTADAS AOS EVENTOS DE CHEIA ADIMENSIONALIZADOS PARA OS ANOS DE 2012 A 2014.

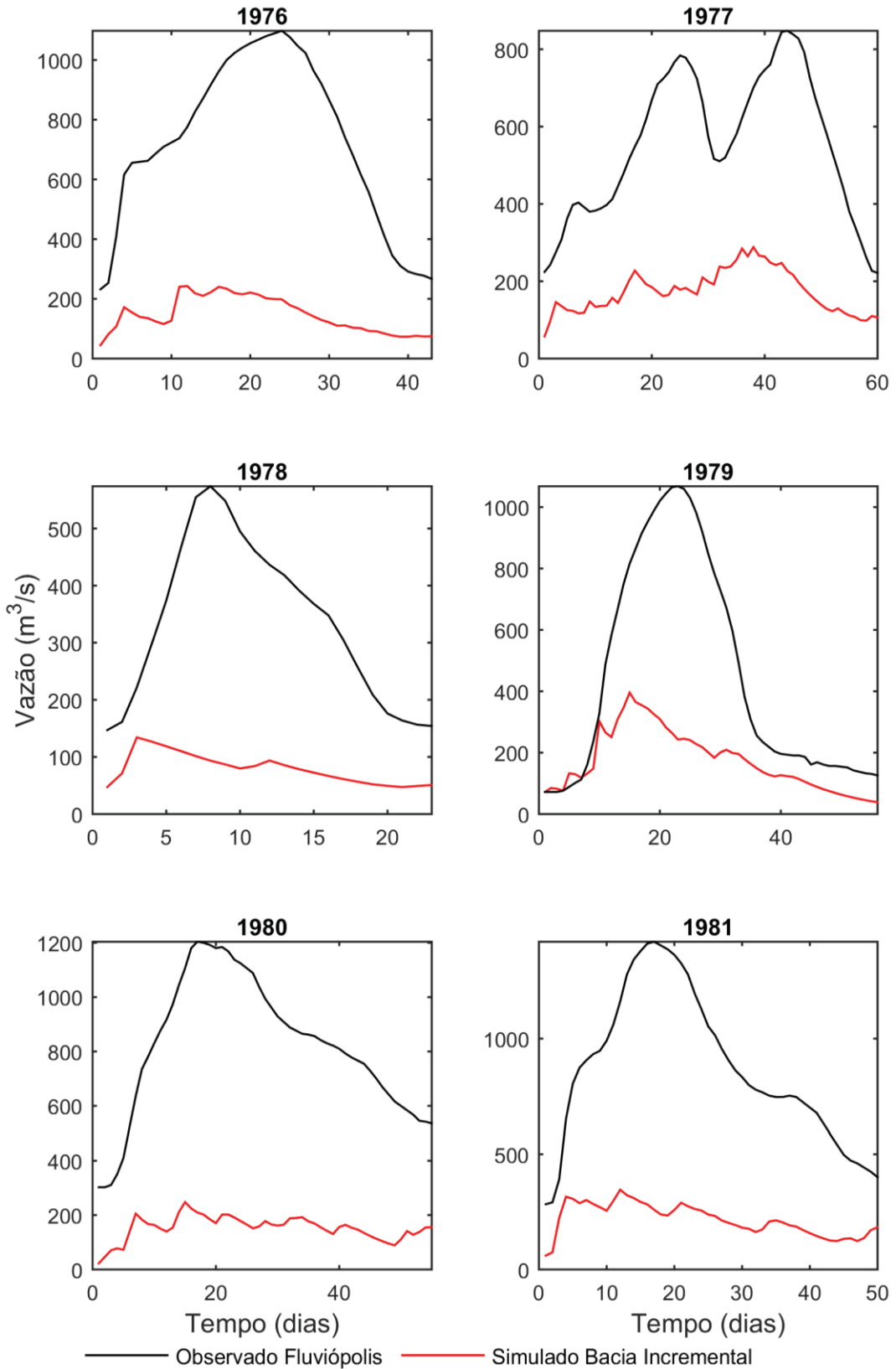
**APÊNDICE G – GRÁFICOS CONTENDO OS HIDROGRAMAS DOS EVENTOS SELECIONADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E OS EVENTOS SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL.**



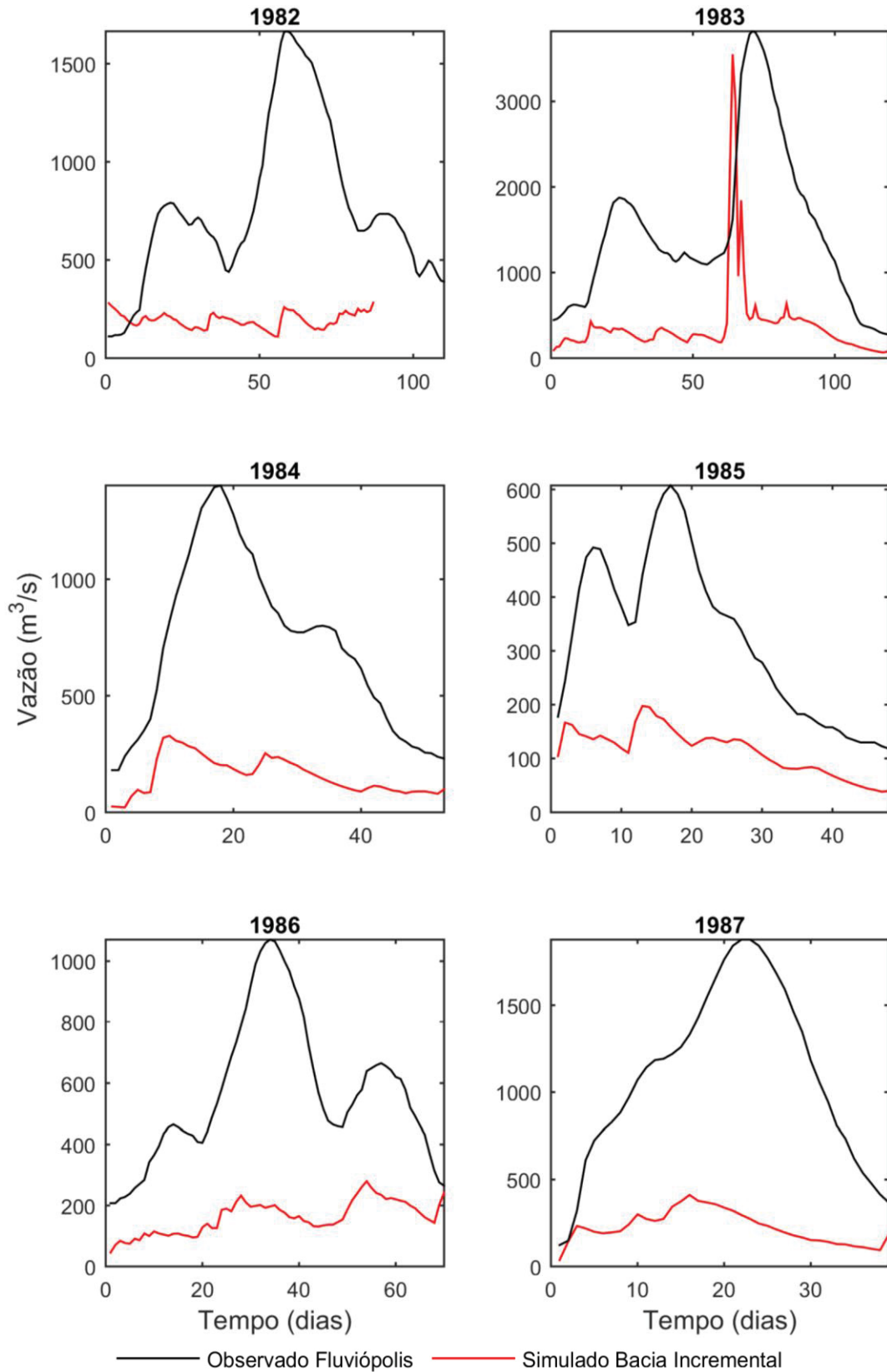
G.1. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 1964 E 1969.



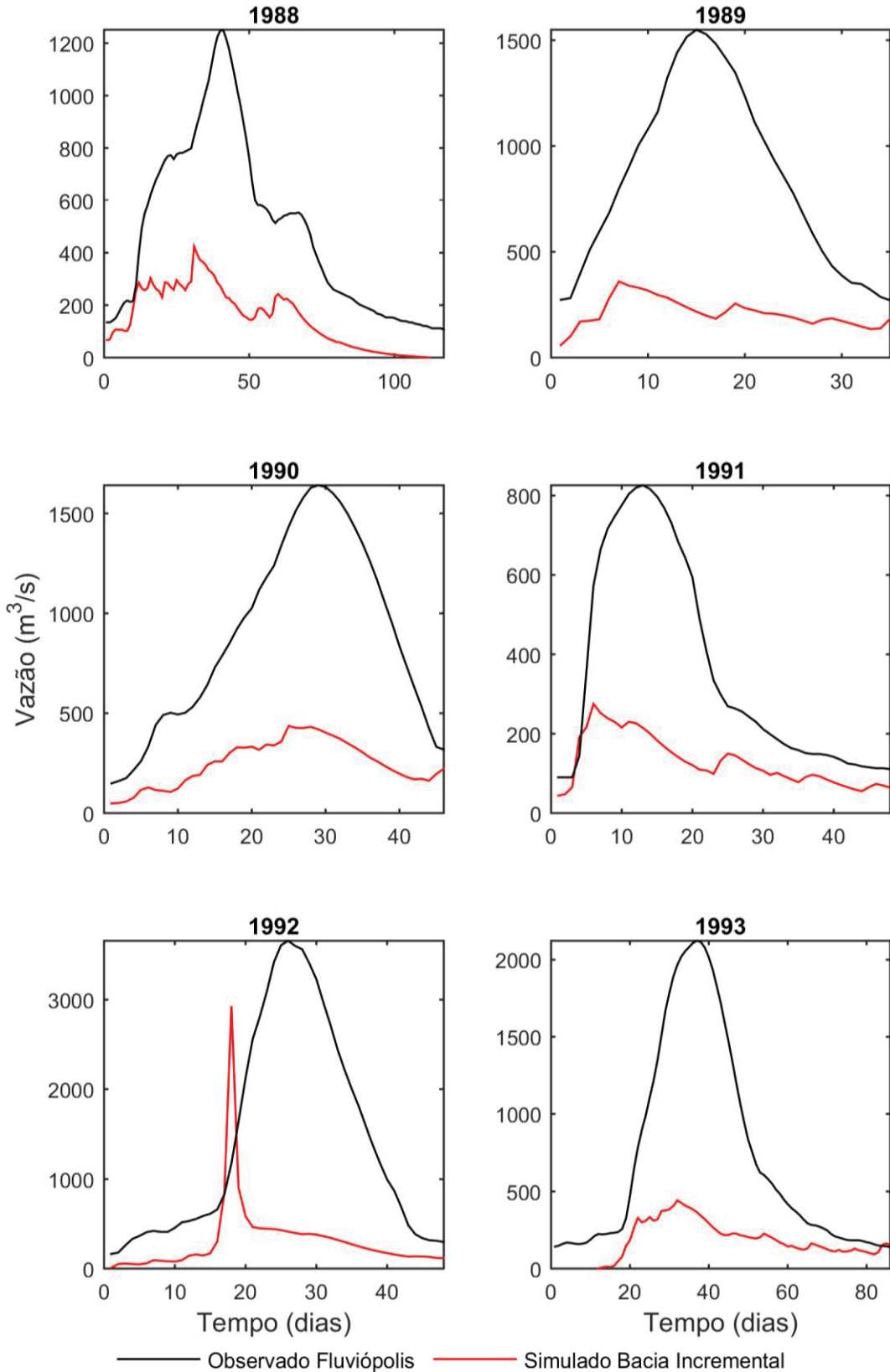
G.2. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 1970 E 1975.



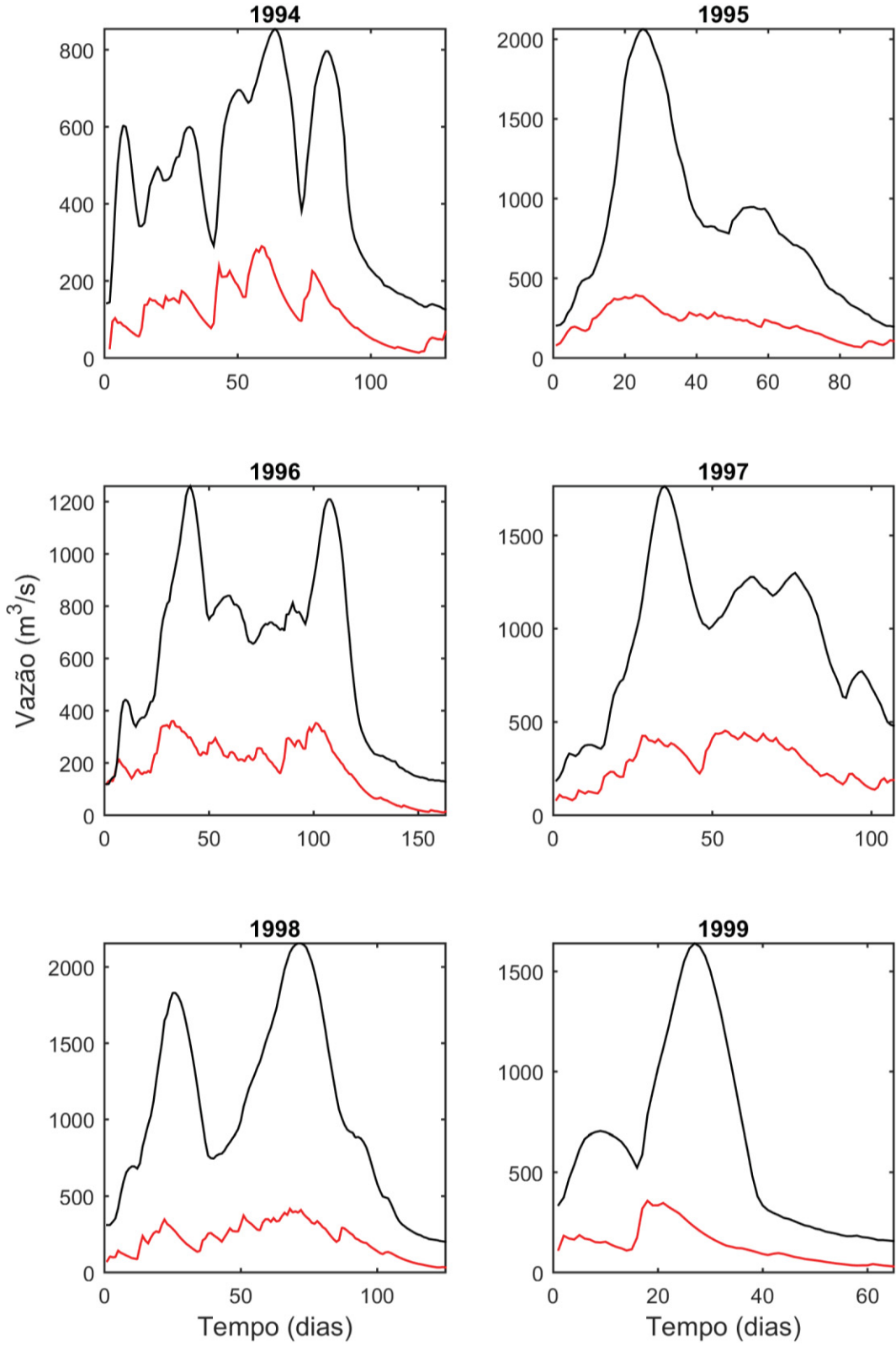
G.3. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 1976 E 1981.



G.4. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 1982 E 1987.

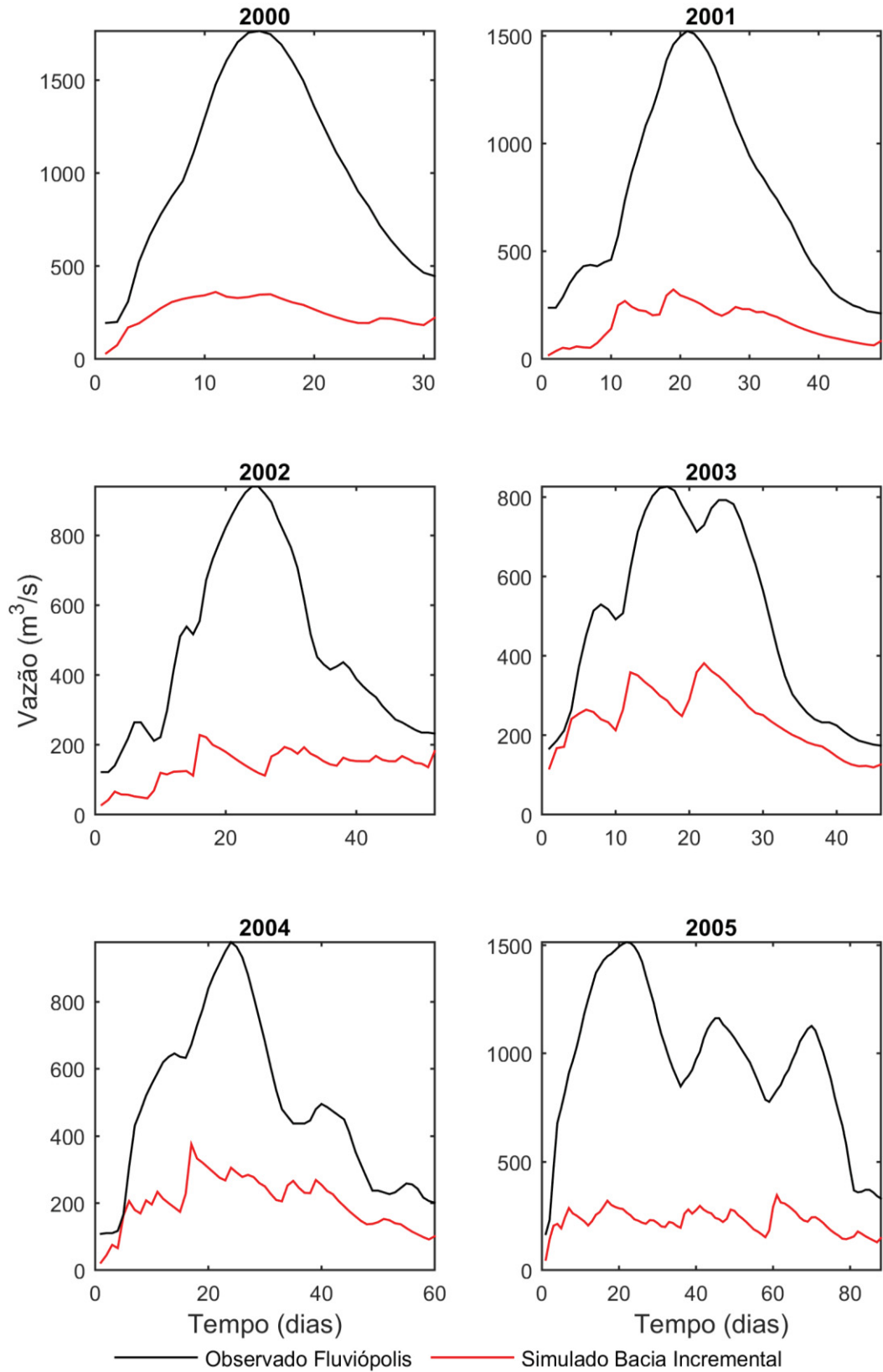


G.5. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 1988 E 1993.

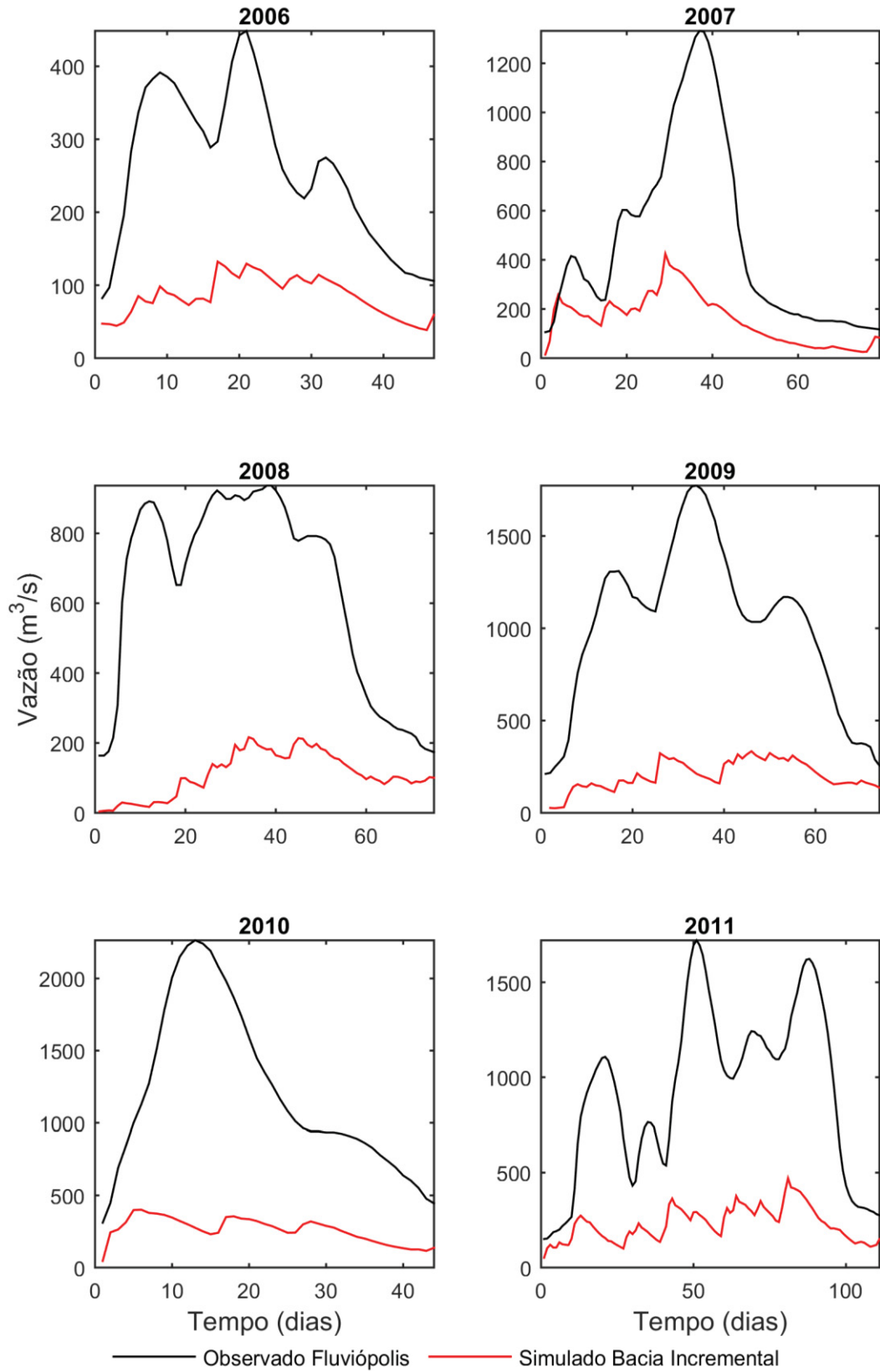


— Observado Fluviópolis — Simulado Bacia Incremental  
 G.6. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 1994 E 1999.

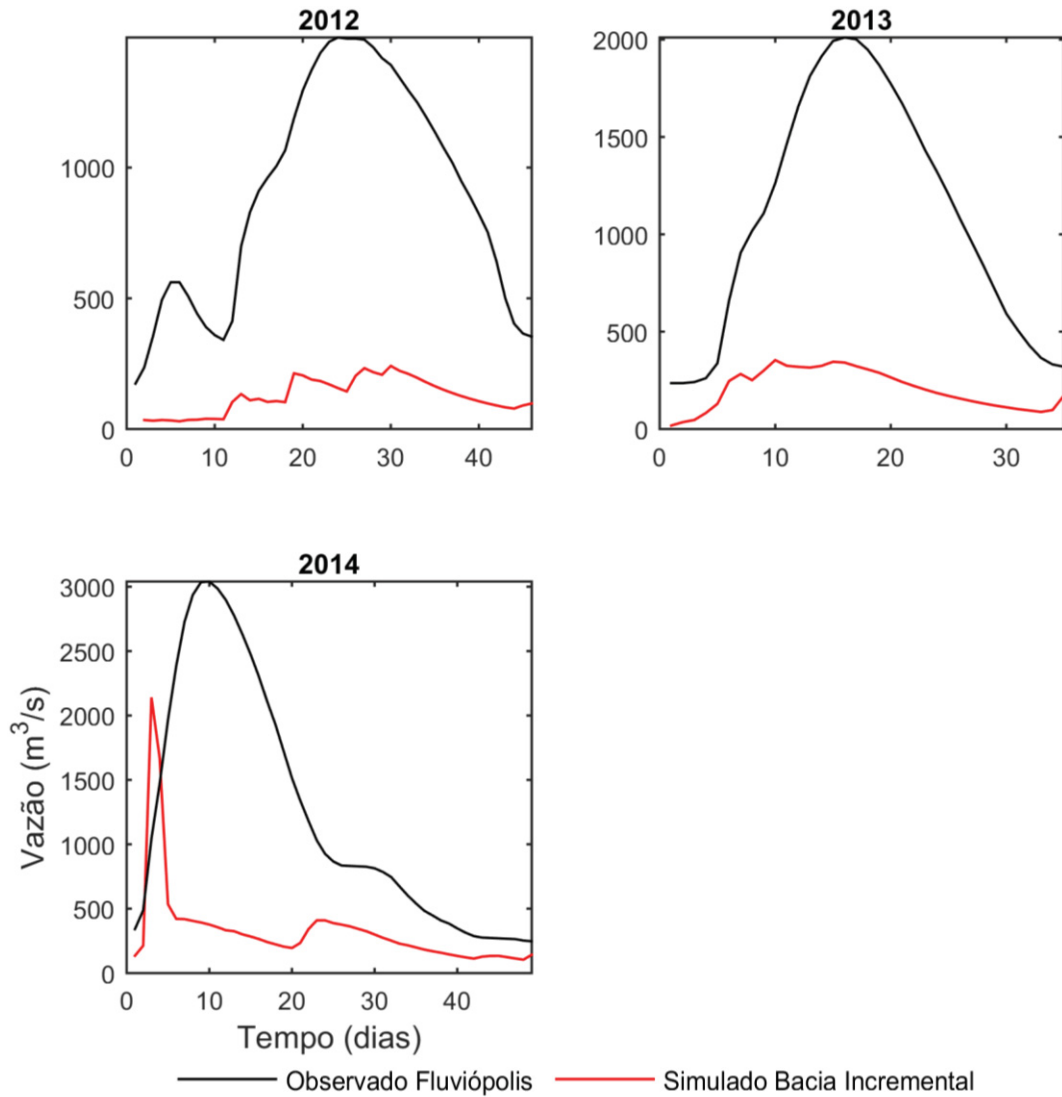




G.7. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 2000 E 2005.



G.8. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 2006 E 2011.



G.9. EVENTOS OBSERVADOS NA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS E SIMULADOS PELO MODELO SACRAMENTO PARA A BACIA INCREMENTAL ENTRE OS ANOS DE 2012 E 2014.