

JOÃO BATISTA LOPES DA SILVA

**MODELOS DE PREVISÃO DE ENCHENTES EM TEMPO REAL  
PARA O MUNICÍPIO DE NOVA ERA – MG**

Dissertação apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa, como  
parte das exigências do Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Agrícola, para  
obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2006

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e  
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

S586m  
2006

Silva, João Batista Lopes da, 1981-  
Modelos de previsão de enchentes em tempo real para  
o município de Nova Era – MG / João Batista Lopes da Silva.  
– Viçosa : UFV, 2006.  
xii, 99f. : il. ; 29cm.

Inclui apêndice.

Orientador: Paulo Afonso Ferreira.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 79-85.

1. Inundações – Previsão – Nova Era (MG). 2. Hidrologia  
- Modelos matemáticos. 3. Defesa civil. 4. Controle de  
inundações. I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 551.489

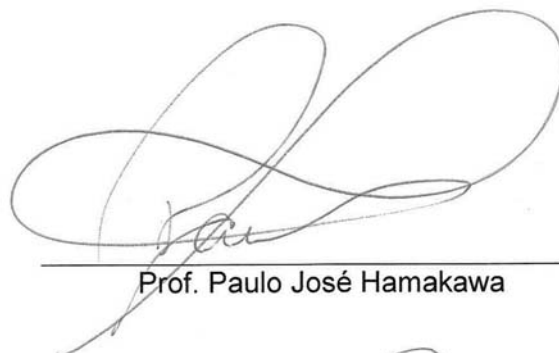
JOÃO BATISTA LOPES DA SILVA

**MODELOS DE PREVISÃO DE ENCHENTES EM TEMPO REAL  
PARA O MUNICÍPIO DE NOVA ERA – MG**

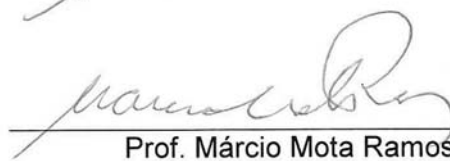
Dissertação apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa, como  
parte das exigências do Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Agrícola, para  
obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 06 de setembro de 2006.

  
Prof. Mauro Aparecido Martínez

  
Prof. Paulo José Hamakawa

  
Prof. Rubens Alves de Oliveira

  
Prof. Márcio Mota Ramos  
(Co-orientador)

  
Prof. Paulo Afonso Ferreira  
(Orientador)

*“Porque, daqui a sete dias, farei chover sobre a terra durante quarenta dias e quarenta noites; e da superfície da terra exterminarei todos os seres que fiz” (Gênesis 7:4).*

*“Terra de Canaan, por volta de 3000 a.C., numa grande inundação, centrada no rio Eufrates próximo a cidade de Ur, Noé e sua família se salvaram. Um dilúvio resultante de 40 dias e 40 noites de contínua precipitação ocorreu na região. Terras inundadas por 150 dias. Todas as criaturas vivas afogaram com exceção de Noé, sua família e animais, dois a dois, foram salvos numa arca e finalmente descansaram no Monte Ararat” (passagem bíblica do Dilúvio adaptada).*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por ter criado a maravilha que é viver.

Aos meus pais, José Aymoré e Eva Inês, por terem me ensinado o respeito, a educação, a honestidade e, a cima de tudo, por me amarem.

À minha irmã, Nádia lacy, pelo apoio e conselhos nas horas difíceis.

À Deborah, que antes de todos, foi a primeira a ler este trabalho e, também, pela compreensão e incentivo nos momentos difíceis.

Ao professor Paulo Afonso, por ter sido além de um grande orientador, um segundo pai, ou “paí” como ele próprio diz.

Aos professores Márcio Mota Ramos e Vicente Soares, e também a Humberto Euclides, pelos conselhos durante a realização deste trabalho.

À Universidade Federal de Viçosa, por meio do Departamento de Engenharia Agrícola, pela oportunidade de realização do curso.

Ao programa CT-HIDRO do CNPq, pela concessão da bolsa de estudos.

Aos técnicos da CPRM de Belo Horizonte, Elizabeth Daves, Alice Castilho, Yuri Queiroga, Alessandro e Eber, pela colaboração e sugestões.

À Cemig, CPRM e Belgo Mineira, pela doação das séries hidrológicas.

Aos grandes amigos, Felipe, Marcelo, Ronaldo e Sady que me auxiliaram, aconselharam e ajudaram durante esta jornada.

Também aos professores e funcionários do DEA que, além de me ajudar, também me ensinaram.

Enfim, a todos os amigos e colaboradores que, direta ou indiretamente, contribuíram para o sucesso deste trabalho.

## **BIOGRAFIA**

JOÃO BATISTA LOPES DA SILVA, filho de José Aymoré Lopes da Silva e Eva Inês Camilotti Lopes da Silva, nasceu no dia 11 de setembro de 1981, em Amparo, Estado de São Paulo.

No primeiro semestre de 1999, ingressou na Universidade Federal de Viçosa, concluindo o Curso de Engenharia Agrícola e Ambiental em julho de 2004.

Em agosto de 2004, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Agrícola, área de concentração em Recursos Hídricos e Ambientais, na Universidade Federal de Viçosa, submetendo-se à defesa da dissertação em setembro de 2006.

## ÍNDICE

	Página
LISTA DE SÍMBOLOS .....	vii
RESUMO .....	ix
ABSTRACT .....	xi
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	4
2.1. Enchentes e seus efeitos .....	4
2.2. Medidas de prevenção contra enchentes .....	6
2.2.1. Previsão de vazões .....	7
2.2.2. Sistemas de Alerta Contra Enchentes .....	9
2.3. Modelos hidrológicos .....	9
2.3.1. Modelos de transformação chuva-vazão .....	11
2.3.2. Modelos de propagação do escoamento .....	14
2.3.3. Modelos chuva-vazão acoplados a modelos de propagação do escoamento .....	16
2.3.4. Análise de sensibilidade.....	17
3. MATERIAIS E MÉTODOS .....	19
3.1. Caracterização da área de estudo .....	19
3.2. Descrição dos modelos hidrológicos utilizados.....	22
3.2.1. Módulo bacia – transformação chuva-vazão.....	23
3.2.1.1. Perdas por interceptação e evapotranspiração.....	24
3.2.1.2. Separação do escoamento .....	25
3.2.1.3. Propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo .....	28
3.2.2. Módulo rio – propagação da onda de cheia no canal .....	31
3.3. Aquisição de dados.....	33
3.4. Elaboração do banco de dados .....	33
3.4.1. Seleção dos eventos de cheia .....	34
3.4.2. Discretização da bacia em sub-bacias menores.....	35
3.4.3. Influência de cada estação pluviográfica .....	37

3.4.4. Dados fisiográficos de entrada nos modelos .....	38
3.5. Construção dos modelos hidrológicos .....	41
3.5.1. Construção do primeiro modelo hidrológico.....	41
3.5.2. Construção do segundo modelo hidrológico .....	42
3.6. Calibração dos modelos hidrológicos .....	43
3.6.1. Calibração do primeiro modelo hidrológico .....	43
3.6.2. Calibração do segundo modelo hidrológico .....	44
3.7. Análise estatística dos resultados e estimativa da antecedência .....	45
3.7.1. Comparação entre a vazão calculada e observada .....	45
3.7.2. Estimativa da antecedência .....	46
3.8. Análise de sensibilidade do modelo.....	46
3.9. Comparação entre os resultados obtidos com os modelos e aqueles obtidos na atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce .....	47
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	49
4.1. Calibração do primeiro modelo hidrológico.....	49
4.2. Calibração do segundo modelo hidrológico .....	53
4.2.1. Calibração do módulo bacia para a sub-bacia B.....	54
4.2.2. Calibração do módulo bacia para a sub-bacia C .....	60
4.2.3. Calibração do módulo rio .....	62
4.2.4. Simulação completa do segundo modelo hidrológico .....	65
4.3. Estimativa da antecedência .....	70
4.4. Análise de sensibilidade do modelo.....	73
4.5. Comparação entre os resultados obtidos com os modelos e aqueles obtidos na atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce .....	76
5. CONCLUSÕES .....	77
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	78
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	79
APÊNDICES .....	86
APÊNDICE A .....	87
APÊNDICE B .....	88
APÊNDICE C .....	89
APÊNDICE D .....	90
APÊNDICE E .....	93
APÊNDICE F.....	95
APÊNDICE G .....	99

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	porcentagem de área impermeável, %.
$A_c$	área contribuinte acumulada relativa à área total, adimensional.
$c$	celeridade da onda de cheia, m/s.
$CE$	coeficiente de eficiência, adimensional.
$C_n$	coeficientes resultantes da discretização que dependem de $K$ , $X$ e $t$ , adimensionais.
$d$	declividade do fundo do canal, m/m.
$dp$	declividade do curso de água principal, m/m.
$EAMR$	erro absoluto médio relativo, adimensional.
$EP$	erro-padrão da estimativa, m <sup>3</sup> /s.
$f$	ordenada do histograma tempo-área sintético, adimensional.
$fm$	fator de ponderação do volume de escoamento superficial da parcela impermeável, adimensional.
$fp$	fator de ponderação do volume de escoamento superficial da parcela permeável, adimensional.
$I$	taxa de infiltração, mm/h.
$I_0$	taxa de infiltração em condições iniciais, mm/h.
$I_1$	valor do parâmetro a -50 % do calibrado.
$I_{12}$	valor do parâmetro calibrado.
$I_2$	valor do parâmetro a 50 % do calibrado.
$I_b$	taxa de infiltração quando o solo está saturado, mm/h.
$IS$	índice de sensibilidade do modelo aos parâmetros de entrada, adimensional.
$K$	parâmetro representativo do tempo de deslocamento da onda no trecho de propagação, adimensional.
$k$	parâmetro que caracteriza o decaimento da curva exponencial de infiltração e depende das características do solo, h <sup>-1</sup> .
$kb$	tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo, h.
$ks$	tempo médio de esvaziamento do reservatório superficial, h.

$L$	comprimento do trecho de propagação, m.
$L_p$	comprimento do curso de água principal, km.
$n$	coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional.
$N_{NEIV}$	nível da estação NEIV-FLU, cm.
$N_{NET}$	nível da estação NET-FLU, cm.
$p$	tamanho da amostra, adimensional.
$P$	precipitação, mm.
$q$	vazão específica por unidade de largura do canal, m <sup>3</sup> /s/m.
$Q_a$	vazão armazenada no curso de água, m <sup>3</sup> /s.
$Q_b$	vazão de saída do escoamento subterrâneo, m <sup>3</sup> /s.
$Q_{cal}$	vazão calculada pelo modelo, m <sup>3</sup> /s.
$Q_e$	vazão de entrada do escoamento superficial, m <sup>3</sup> /s.
$Q_i$	vazão de entrada no curso de água, m <sup>3</sup> /s.
$Q_m$	vazão média observada, m <sup>3</sup> /s.
$Q_{NEIV}$	vazão da estação NEIV-FLU, m <sup>3</sup> /s.
$Q_o$	vazão de saída no curso de água, m <sup>3</sup> /s.
$Q_{ob}$	vazão observada nas estações fluviográficas, m <sup>3</sup> /s.
$Q_s$	vazão de saída do escoamento superficial, m <sup>3</sup> /h.
$R_1$	volume total escoado com o valor do parâmetro a -50 % do calibrado, m <sup>3</sup> .
$R_{12}$	volume total escoado com o valor do parâmetro calibrado, m <sup>3</sup> .
$R_2$	volume total escoado com o valor do parâmetro a 50 % do calibrado, m <sup>3</sup> .
$R_{max}$	reservatório máximo de perdas iniciais, mm.
$R_t$	reservatório de perdas iniciais, mm.
$S$	teor de água no solo, mm.
$S_0$	teor de água no solo quando inicia a percolação, mm.
$S_{max}$	capacidade máxima da camada superior do solo em armazenar água, mm.
$T$	percolação, mm/h.
$t$	tempo, h.
$t_c$	tempo de concentração da bacia, min.
$VE$	volume escoado, m <sup>3</sup> .
$VI$	volume infiltrado, m <sup>3</sup> .
$VP$	volume percolado, m <sup>3</sup> .
$X$	parâmetro que pondera a influência das vazões de entrada e saída do trecho na função de armazenamento, adimensional.
$XN$	coeficiente que varia com a forma da bacia, adimensional.
$z$	número de ordenadas do histograma tempo-área, adimensional.

## RESUMO

SILVA, João Batista Lopes da, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, setembro de 2006. **Modelos de previsão de enchentes em tempo real para o município de Nova Era – MG**. Orientador: Paulo Afonso Ferreira. Co-orientadores: Márcio Mota Ramos e Vicente Paulo Soares.

A bacia do rio Doce é frequentemente atingida por inundações, causando prejuízos econômicos, perdas humanas e materiais. Em decorrência desta problemática, a CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais) de Belo Horizonte criou, em 1997, o Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce, no intuito de minimizar os impactos oriundos das inundações. Entre as cidades beneficiadas pelo sistema encontra-se Nova Era, em que a atual metodologia de previsão de vazões não possui antecedência satisfatória para minimizar os impactos das enchentes. Neste contexto, o objetivo do presente trabalho foi aumentar a antecedência na previsão de vazões, para a cidade de Nova Era. Assim, foram construídos dois modelos hidrológicos no sistema IPHS1: o primeiro baseado apenas na transformação chuva-vazão, utilizando-se o modelo IPH II; e o segundo, com a bacia discretizada em três sub-bacias, utilizou-se, além do modelo de transformação chuva-vazão IPH II, o modelo hidráulico Muskingum-Cunge para a propagação das ondas de cheias no canal. No primeiro modelo foram utilizadas, como dados de entrada, as séries de cinco estações pluviográficas e uma estação fluviográfica da qual foram selecionados dois eventos de cheia para a calibração, enquanto no segundo modelo, além dos dados de entrada do primeiro modelo, foram ainda utilizadas, mais duas estações fluviográficas para a calibração do modelo hidráulico. Para considerar a variabilidade espacial da precipitação, em ambos modelos, utilizou-se a metodologia dos polígonos de Thiessen, enquanto as características físicas da bacia foram extraídas do MDE (modelo digital de elevação), obtido no web site do “United States Geological Survey” (USGS), e por imagens da bacia obtidas pelo satélite Landsat 5. Ambos os modelos foram calibrados por meio de tentativa e erro. Após essa calibração, os resultados foram analisados, estatisticamente, por meio do coeficiente de

eficiência (*CE*), erro padrão (*EP*) e erro absoluto médio relativo (*EAMR*), sendo esses comparados com aqueles obtidos por meio da atual metodologia do sistema de alerta. A antecedência dos modelos para a previsão de vazões foi determinada, a partir da simulação progressiva da precipitação. Os resultados das simulações dos eventos, com ambos os modelos, foram similares aos da atual metodologia do sistema de alerta, com desempenho um pouco melhor do segundo modelo. Contudo, a antecedência na previsão de enchentes dos dois modelos foi superior a 10 horas, mais do que três vezes a da atual metodologia do sistema (três horas). Assim, os resultados demonstraram que ambos os modelos construídos têm potencial para aumentar o tempo de antecedência em relação ao da metodologia atual do sistema de alerta no município de Nova Era.

## ABSTRACT

SILVA, João Batista Lopes da, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, September, 2006.  
**Forecasting models for flood in real time at Nova Era county - MG.** Adviser: Paulo Afonso Ferreira. Co-advisers: Márcio Mota Ramos and Vicente Paulo Soares.

The Rio Doce basin is frequently affected by floods that causes economical, material and human losses. Because this problem, the Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) in Belo Horizonte established the “Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce” (Alert System Against Rio Doce Flooding) in order to minimizing the impacts from floods. Among the cities benefited by this system is Nova Era, where the current methodology for forecasting the floods has no satisfactory antecedence to minimize the impacts from floods. In this context, the study was carried out to increase the antecedence in forecasting the floods in Nova Era. So, two hydrologic models were constructed in IPHS1 system, as follows. The first model was based on the rainfall-runoff transformation only, by applying the model IPH II. In the second one, the basin was divided into three watersheds and the rainfall-runoff transformation model (IPH II) was used, as well as the hydraulic model so-called Muskingum-Cunge for propagation of the flood waves in the open channel. In the first model, the series from either five pluviographic stations and one fluviographic station were used as entrance data, from which two flood events were selected for calibration. In the second model, besides the entrance data of the first model, two fluviographic stations were also used for calibration of the hydraulic model. The Thiessen polygons methodology was used in both methods in order to considering the space variability of precipitation, whereas the physical characteristics of the basin were extracted from the digital elevation model (DEM) obtained at the web site United States Geological Survey (USGS) and through basin images obtained by the satellite Landsat 5. Both models were gauged by trial and error. After this calibration, the results were statistically analyzed, by using the efficiency coefficient (*EC*), standard error (*SE*) and relative mean absolute error (*RMAE*), as being these ones compared to those obtained by the current methodology of the alert system.

The antecedence of the models for forecasting the floods was determined from the progressive simulation of precipitation. The results of the event simulations with both models were similar to the current methodology of the alert system, however the second model showed a slightly better performance. However, the antecedence in forecasting the floods were above 10 hours for both models, that is more than three times the antecedence of the current system methodology (three hours). Thus, the results showed that both constructed models have potential to substitute the current methodology of the alert system in Nova Era county.

## 1. INTRODUÇÃO

Durante o período chuvoso, são freqüentes nos noticiários, tanto regionais como internacionais, notícias sobre enchentes em várias partes do globo. Em consequência, estes eventos causam grandes prejuízos econômicos e sociais para a população atingida, tais como: interrupção da atividade econômica nas áreas inundadas; perdas materiais e humanas; contaminação por doenças de veiculação hídrica; inúmeras pessoas desabrigadas, etc.

Grande parte desses problemas provém da ocupação desordenada das áreas naturalmente inundáveis – o leito maior dos cursos de água. A razão da ocupação dessas áreas está na especulação imobiliária e na facilidade de ocupação por serem, geralmente, áreas mais planas. A falta de um Plano Diretor, que direcione a expansão e o desenvolvimento das cidades, torna-se outro agravante, pois, deste modo, não há definição das áreas prioritárias, juntamente com as restritas à expansão.

Em muitas cidades, o problema é de extrema complexidade, pois, o leito maior dos cursos de água já está completamente ocupado e as soluções muitas vezes buscadas e desejadas, pela população e administração da cidade, são obras de engenharia extremamente complexas e onerosas, que não resolvem a totalidade do problema. Uma das soluções viáveis e de baixo custo para o problema são os Sistemas de Alerta Contra Enchentes que, embora não evitem os eventos, podem reduzir seus prejuízos. Tais sistemas têm a finalidade de prever esses eventos com determinada antecedência, a fim de informar a defesa civil do município, para tomar as devidas precauções no intuito de minimizar os prejuízos gerados.

A bacia do rio Doce é, frequentemente, atingida por esses eventos. Somente no período de dezembro de 2004 a março de 2005, foram registradas, pela defesa civil do Estado de Minas Gerais, 88 ocorrências de inundações na bacia, correspondendo a 43% de um total de 203 registradas em todo Estado (CPRM, 2005). A defesa civil registrou em todo o Estado, neste mesmo período, um total de 18 vítimas fatais, 298 feridos, 9.099 desabrigados e 42.993 desalojados devido às enchentes (Defesa Civil MG, 2005). Em decorrência desses fatos, a CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais) de

Belo Horizonte criou, em 1997, o Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce, no intuito de minimizar os impactos oriundos das enchentes nesta bacia.

O Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce é ativado, somente, nos períodos de dezembro a março, ou seja, na época das chuvas na região. Resumidamente, o sistema consiste nas seguintes etapas: coleta de dados hidrometeorológicos, armazenamento dos dados, análise dos dados, elaboração da previsão meteorológica, elaboração da previsão hidrológica e transmissão das informações. As seguintes cidades são contempladas pelo sistema: Aimorés (MG), Antônio Dias (MG), Baixo Guandu (ES), Colatina (ES), Conselheiro Pena (MG), Coronel Fabriciano (MG), Galiléia (MG), Governador Valadares (MG), Ipatinga (MG), Linhares (ES), Nova Era (MG), Ponte Nova (MG), Resplendor (MG), Timóteo (MG) e Tumiritinga (MG).

No período de operação do sistema, dezembro de 2004 a março de 2005, o município de Nova Era foi afetado pelo transbordamento do rio Piracicaba, que inundou parte de alguns bairros e a área central da cidade. Frequentemente, o município tem sido afetado por inundações, sendo que no período de dezembro de 2001 a março de 2005, seis eventos de cheias foram registrados pelo Sistema de Alerta da Bacia do Rio Doce (CPRM, 2005).

Embora o sistema de alerta tenha sido implantado, efetivamente, em 1997, a previsão de vazões na cidade de Nova Era começou a ser realizada, somente, a partir do período de operação 1999/2000 (CPRM, 2000). O modelo utilizado para previsão de vazão na cidade, nos períodos 1999/2000 e 2001/2002 – o sistema de alerta não operou durante o período 2000/2001 – não apresentava resultados satisfatórios, tendo o intervalo válido de vazões previsíveis entre 40 a 350 m<sup>3</sup>/s, abaixo da cota de alerta de inundação da cidade. CPRM (2002) adverte que este modelo não se ajustava às vazões mais altas, as quais realmente interessam para um sistema de alerta contra enchentes, havendo, portanto, a necessidade de se ajustar um novo modelo de previsão.

Atualmente, a metodologia de previsão da vazão em tempo real na cidade (modelo das diferenças) baseia-se na vazão de montante do rio Piracicaba e seu afluente, o rio Santa Bárbara. Os resultados dessas previsões nos períodos 2002/2003, 2003/2004 e 2004/2005 foram considerados satisfatórios, com *CE* (coeficiente de eficiência) superior a 0,97 (CPRM, 2003), 0,79 (CPRM, 2004) e 0,81 (CPRM, 2005) respectivamente. A estimativa da antecedência dos eventos de cheia foi de apenas três horas, a partir das medições de vazões das estações das usinas hidrelétricas de Peti, operada pela Cemig (Companhia Energética de Minas Gerais) e de Piracicaba, operada pela Belgo Mineira, assim como da estação fluviométrica Nova Era IV.

Em decorrência do curto tempo de antecedência, CPRM (2004) e CPRM (2005) sugerem a busca de um novo modelo ou de novas metodologias, que possibilitem aumentar esse tempo das previsões para a cidade de Nova Era. Uma possibilidade seria testar o uso das previsões de precipitação, realizadas por meio de modelos meteorológicos, como dados de entrada de modelos hidrológicos de transformação chuva-vazão para toda a bacia (CPRM, 2004).

Tendo em vista a necessidade de determinar, com maior antecedência, os eventos de cheia para o Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce na cidade de Nova Era, objetivou-se neste trabalho:

- construir e calibrar um modelo hidrológico de transformação chuva-vazão na bacia do rio Piracicaba, à montante da estação Nova Era IV;
- construir e calibrar um modelo hidrológico de transformação chuva-vazão acoplado a um modelo hidráulico de propagação de ondas de cheias na bacia do rio Piracicaba, à montante da estação Nova Era IV;
- analisar a sensibilidade dos modelos construídos aos parâmetros de entrada; e
- comparar os resultados obtidos com os modelos construídos com aqueles obtidos com a atual metodologia do sistema de alerta na cidade.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1. Enchentes e seus efeitos

Enchentes são eventos de vazões extremas, que ocorrem quando a precipitação é intensa e com duração suficiente para ultrapassar a capacidade de interceptação da cobertura vegetal, do armazenamento temporário e da infiltração de água no solo. Consequentemente, causam volumes de escoamento superficial que chegam simultaneamente aos cursos de água, ultrapassando suas capacidades naturais de drenagem, ou seja, a de seus leitos menores ou calhas normais e resultam em inundações de seus leitos maiores ou áreas ribeirinhas.

As enchentes são fenômenos hidrológicos, cujo período de retorno de ocorrência, varia, segundo Tucci (2003a), geralmente, entre 1,5 a 2 anos. Contudo, ações antrópicas na bacia hidrográfica, tais como agricultura, mineração, obras hidráulicas, desmatamento e urbanização, alteram significativamente as condições de uso e ocupação do solo na bacia, ocasionando inundações de maiores magnitudes, com um período de retorno menor. Surgem, dessa maneira, grandes prejuízos econômicos e maiores riscos de morte para a população, que ocupa essas áreas inundáveis.

Podem-se diferenciar dois tipos de inundações: as de áreas ribeirinhas e aquelas devidas à urbanização. O primeiro tipo é natural, ocorrendo em bacias de grande e médio porte, com área geralmente maior que 500 km<sup>2</sup>. O segundo tipo é oriundo das alterações provocadas pela urbanização como, por exemplo, a construção da rede de condutos de águas pluviais e a impermeabilização e ocupação do solo de forma desordenada, ocorrendo em pequenas bacias urbanizadas, com áreas inferiores a 100 km<sup>2</sup> (Tucci, 2003a).

Inundações nas áreas urbanas são ocorrências tão antigas quanto a formação das cidades ou de qualquer aglomerado urbano. O homem, em sua história, sempre procurou fixar-se próximo aos rios, a fim de usá-lo como meio de transporte, obter água para seu consumo ou mesmo para dispor seus dejetos. Assim, geralmente, as cidades desenvolveram-se às margens dos rios, lagos ou no litoral. À medida que essas cidades

se urbanizaram, aumentaram-se os problemas com as inundações. Leopold (1968) descreve um aumento das vazões médias de cheia em até sete vezes, devido ao aumento na capacidade de escoamento dos condutos e canais, bem como das áreas impermeáveis. Já Veríssimo *et al.* (2001) mencionam que, devido ao crescimento populacional e à ocupação desordenada das cidades, os leitos fluviais transformaram-se em verdadeiros lixões e receptores de excrementos humanos, o que agrava e gera epidemias nas épocas de cheia, pois, essas impurezas retornam à população.

Os impactos sobre os sistemas de drenagem devido à urbanização, observados por Campana e Tucci (1999), são o aumento do escoamento superficial, da magnitude das vazões de cheia e da redução no tempo de concentração. Já Silva e Campos (2002) relatam que o crescimento desordenado das cidades brasileiras aumentou muito a ocorrência de inundações e a deterioração da qualidade das águas superficiais e subterrâneas.

No processo de urbanização, ocorre a impermeabilização de grande parte da superfície do solo, que restringe a infiltração, aumentando o volume e a velocidade de escoamento superficial. Conseqüentemente, o tempo de concentração na bacia diminui, sobrecarregando o sistema de drenagem urbano existente e da própria calha natural dos cursos de água. A redução na infiltração acarreta outro problema; não permite a adequada recarga dos aquíferos, ocasionando redução na contribuição aos mananciais que abastecem as cidades, provocando falhas ou diminuições no fornecimento de água durante o período de estiagem.

Autores, como Lira e Porto (2003), argumentam que as cidades brasileiras estão despreparadas, do ponto de vista da oferta adequada de infra-estrutura e de moradia, enfrentando sérios problemas com inundações esporádicas em suas malhas urbanas. Os conseqüentes prejuízos abrangem desde perdas de vidas humanas até destruições de infra-estruturas urbanas. Já Tucci (2003a) afirma que os principais impactos e prejuízos oriundos das inundações, sobre a população são:

- perdas materiais e humanas;
- interrupção da atividade econômica nas áreas inundadas;
- contaminação por doenças de veiculação hídrica, como leptospirose, cólera e outras; e
- contaminação da água pela inundações de depósitos de material tóxico, estações de tratamento de esgoto e outros.

Grande parte desses problemas é decorrente da ocupação desordenada e intensa no leito maior dos cursos de água. Isto se deve ao fato dessas áreas apresentarem menor declividade, o que resulta, geralmente, em maior especulação imobiliária por parte de empresários e agricultores. Quando a frequência das inundações é baixa, a população

tende a ganhar confiança e despreza os riscos, aumentando significativamente o investimento e a densificação dessas áreas inundáveis. Conseqüentemente, quando a inundação ocorre, os danos assumem proporções catastróficas.

Andrade Filho *et al.* (1999) comentam que a drenagem urbana ocupa papel relevante no rol das dificuldades enfrentadas pelas cidades, uma vez que a experiência tem demonstrado que não basta a boa vontade dos técnicos em buscar soluções urbanísticas, pois, a questão de ocupação das várzeas dos rios é muito mais complexa.

## **2.2. Medidas de prevenção contra enchentes**

Para redução dos impactos causados por inundações, existem medidas de controle, que podem ser do tipo estrutural ou não-estrutural.

As medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial e evitam os prejuízos decorrentes das enchentes. São obras de engenharia onerosas, podendo ser extensivas ou intensivas. Medidas extensivas são aquelas que atuam na bacia, a fim de modificar as relações entre precipitação e vazão, melhorando as condições para favorecer a infiltração, como a alteração da cobertura vegetal existente no solo, a fim de torná-la mais densa. Já as medidas intensivas, segundo Simons (1977), citado por Tucci (2003b), são aquelas que agem no curso de água de três formas:

- aceleram o escoamento – construção de diques e retificação do leito;
- retardam o escoamento – reservatórios e bacias de amortecimento; e
- desvio do escoamento – obras como canais de desvios.

Estas medidas podem gerar uma falsa sensação de segurança, permitindo a ampliação da ocupação das áreas inundáveis, que futuramente tendem a resultar em danos significativos.

Já as medidas não-estruturais têm baixo custo de implantação e não são projetadas para dar uma proteção completa, mas reduzir os prejuízos causados pelas enchentes, pois, buscam melhorar a convivência da população com esses eventos. Segundo Silva e Campos (2002), as medidas não-estruturais podem ser agrupadas em:

- zoneamento das áreas inundáveis através da regulamentação do uso e ocupação do solo;
- construções à prova de inundações;
- seguro contra inundações; e
- previsão em tempo real e sistemas de alerta contra enchentes.

Apesar das vantagens econômicas e de implantação, quando há ocorrência de enchentes, a população exige ações por parte da administração pública. Essas ações

desejadas por maior parte da população, geralmente, são obras hidráulicas onerosas, que em muitos casos são superfaturadas, não são finalizadas e podem dar uma falsa sensação de segurança. Por outro lado, o poder público não incentiva a prevenção dos problemas causados pelas inundações, pois, no momento em que ocorrem esses eventos, o município declara calamidade pública e recebe recursos da União ou do Estado a fundo perdido, desviando essas verbas, já que não é necessário realizar licitação pública para gastá-las.

Países desenvolvidos buscam prevenir os problemas com medidas não-estruturais, por serem mais econômicas e com sustentabilidade ambiental, enquanto os países em desenvolvimento e mais pobres priorizam ações insustentáveis, economicamente, como as medidas estruturais. Tucci (2003b) afirma que o controle das inundações é obtido, por meio de um conjunto de medidas estruturais e não-estruturais, permitindo à população ribeirinha minimizar suas perdas e manter uma convivência harmônica com o rio.

### **2.2.1. Previsão de vazões**

No contexto da minimização dos impactos das inundações, a previsão de vazões pode ser uma importante ferramenta. Segundo Tucci (2005), essa previsão pode ser realizada em longo ou curto prazo. A estimativa em longo prazo somente pode ser realizada por meio de modelos probabilísticos. Já a previsão em curto prazo ou em tempo real, pode ser realizada ao longo da ocorrência dos processos, com base no conhecimento de algumas variáveis ou em sua previsão, como a precipitação, a cota ou a vazão a montante da seção de interesse do curso de água.

As previsões em longo prazo, geralmente, são utilizadas nas medidas estruturais sob a forma de obras hidráulicas como, por exemplo, obras de drenagem urbana e barragens, tanto para fins hidrelétricos como para minimizar os efeitos das inundações – barragens de amortecimento ou acumulação. Essas previsões determinam os eventos extremos e o período de retorno das vazões associadas.

Já as previsões em tempo real podem ser contínuas ou eventuais. Contínua, quando é realizada e simulada ao longo do tempo. Por exemplo, a operação de uma usina hidrelétrica requer a previsão da vazão afluyente para regular o nível do reservatório, no ímpeto de otimizar a produção de energia. Nas previsões eventuais, como o próprio nome indica, trabalha-se somente com épocas climáticas definidas, cheias ou estiagens em que as condições são críticas. Paz *et al.* (2002) e Yu *et al.* (2006) enfatizam que

essas previsões têm-se apresentado como uma medida não-estrutural de grande importância na redução dos danos decorrentes das grandes inundações.

Fragoso Júnior (2004) define que a previsão de vazão em tempo real pode ser utilizada: em épocas definidas no regime hidrológico como, por exemplo, cheias ou estiagens, em que as condições são críticas para o usuário da água; na previsão do volume afluente para regular o nível do reservatório e maximizar a produção de energia; para conhecimento antecipado dos níveis do rio no período de estiagem, quando existe o risco do curso de água não ter o calado suficiente para as embarcações; e no risco de inundações.

As previsões de vazões em tempo real podem ser realizadas com base na previsão da precipitação, na precipitação conhecida, na vazão de montante ou na combinação dos dois últimos (Larentis & Tucci, 2003). Para realização dessas previsões, utilizam-se modelos matemáticos, que representam o comportamento da água nas diferentes fases do ciclo hidrológico. Esses modelos podem ser alimentados tanto com dados horários como diários, dependendo da situação. Entretanto, os dados horários são mais desejáveis à previsão de enchentes, podendo ser utilizados dados diários em grandes bacias, devido ao alto tempo de deslocamento da onda de cheia.

Na previsão de vazões em tempo real, quando a precipitação na bacia é conhecida, utiliza-se uma rede telemétrica de coleta e transmissão de dados. Após a transmissão, a estimativa da vazão é obtida por meio de modelos matemáticos, que simulam a transformação de precipitação em vazão. Neste caso, a antecedência na previsão do evento está associada ao tempo médio de deslocamento da onda de cheia na rede de drenagem da bacia ou no tempo de concentração, possuindo, desta forma, maior antecipação do evento do que os outros métodos.

Tucci (2005) classifica a previsão de cheia em tempo real de acordo com a antecedência desejada e as características da bacia de drenagem do local de interesse. Uma bacia pequena possui um tempo de ocorrência muito pequeno entre a precipitação e seu efeito na seção principal, ao contrário de uma bacia grande, em que esse tempo é muito maior. Normalmente, deseja-se a maior antecedência possível na ocorrência de uma enchente; no entanto, com algumas horas de antecedência, já é possível atuar sobre seus efeitos, minimizando os danos. O autor menciona que as pequenas bacias têm somente, como opção, a previsão com base na precipitação ocorrida. Entretanto, nas grandes bacias, pode-se utilizar a observação do nível a montante, para efetuar esta previsão, pois, a antecedência pode ser suficiente para as medidas mencionadas.

### **2.2.2. Sistemas de Alerta Contra Enchentes**

Em conjunto com as previsões de vazões em tempo real, encontram-se os Sistemas de Alerta Contra Enchentes, que têm se mostrado importantes no auxílio da minimização dos danos. Esses são medidas não-estruturais, que têm como objetivo prever, com relativa precisão, as precipitações, vazões ou aumento no nível dos cursos de água. Esse tipo de sistema também envolve a Defesa Civil, que possui estreitas relações em atividades de prevenção de eventos críticos, sendo que, após detectado o evento de cheia com a previsão de vazões em tempo real, a mesma é informada, passando o aviso à população, com antecedência, para que desocupe as áreas sujeitas a inundações. Outras medidas também são tomadas, como a retirada de móveis e objetos de valor da população, encaminhamento das pessoas para abrigos seguros, recolhimento de agasalhos e comida. Contudo, tais medidas podem ser tomadas, somente, se houver um plano de emergência da Defesa Civil e, logicamente, um sistema de previsão para esse tipo de evento.

Em muitas cidades, frequentemente atingidas pelas inundações, medidas de controle e combate ao problema tornam-se inviáveis, com custos onerosos ao município, pois, as medidas estruturais são caras e dificilmente solucionam o problema, causando, em muitos casos, uma falsa sensação de proteção. Uma solução viável para o problema é a implantação de um Sistema de Alerta Contra Enchentes.

Os sistemas de alerta contra enchentes, operados atualmente no Brasil, são os sistemas da bacia do rio Doce – MG e ES (CPRM, 2005), da bacia do rio Itajaí – SC (Tucci, 2003b), da bacia do rio Tietê na cidade de São Paulo – SP (Ramirez *et al.*, 2005) e do alto da bacia do rio Sapucaí no município de Itajubá – MG (Singe, 2006). Existe ainda, em funcionamento no Brasil, o Sistema de Previsão de Níveis do Pantanal (Ana, 2006).

### **2.3. Modelos hidrológicos**

Modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar respostas para diferentes entradas. Assim, no modelo, tenta-se reproduzir o ambiente físico, ou real, em condições específicas e, ou controladas. Estes modelos podem ser classificados, segundo Tucci (2005), em três tipos: físicos, analógicos e matemáticos. Os modelos físicos representam o sistema por um protótipo, em escala menor. Já os analógicos valem-se da analogia das equações que regem diferentes fenômenos, para modelar, no sistema mais conveniente, o processo desejado. Entre estes, os modelos matemáticos, que representam a natureza

do sistema através de equações, são os mais versáteis e mais utilizados em estudos do ciclo hidrológico, sendo, neste caso, denominados como modelos hidrológicos.

Estes modelos utilizam parâmetros, que representam os componentes do ciclo hidrológico, sendo estes ajustados, utilizando-se dados locais. As vazões de saída da bacia, em conjunto com as precipitações, geralmente, são as variáveis mais utilizadas como dados de entrada. Neste processo, as vazões representam a integração de todos os processos de saída, enquanto a precipitação representa a entrada de água na bacia (Collischonn, 2001).

Historicamente, os modelos hidrológicos foram desenvolvidos para operações de reservatórios e para quantificação dos recursos hídricos nas bacias hidrográficas, sendo tipicamente utilizados na estimativa da taxa de escoamento da bacia até à seção de interesse. Queiroga *et al.* (2005) afirmam que o modelo hidrológico é uma das ferramentas, desenvolvida pela ciência, para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas. Ranzini *et al.* (2004) salientam que os modelos hidrológicos podem ser úteis no manejo de bacias hidrográficas, tanto para seu planejamento quanto para avaliação do impacto de mudanças no uso da terra.

Entretanto, Loucks (1981) citado por Lima e Lanna (2005), enfatiza que, por melhor que seja a representação matemática, esta será somente uma aproximação do processo real. A solução ótima obtida com o modelo, portanto, é ótima somente em relação à condição peculiar. Tucci (2005) ressalta que nenhuma metodologia poderá aumentar as informações existentes, mas poderá melhor extrair essas informações. As limitações básicas dos modelos hidrológicos são a quantidade e a qualidade dos dados hidrológicos, além da dificuldade em formular, matematicamente, alguns processos e a simplificação do comportamento espacial de variáveis e fenômenos. Por outro lado, Jacquín e Shamseldin (2006) colocam que um aumento da complexidade na estrutura dos modelos nem sempre produz melhores resultados, ao passo que a qualidade dos dados de entrada produz um grande impacto no desempenho do modelo.

Os modelos hidrológicos ainda podem ser classificados como: conceitual, empírico ou combinado. Os modelos empíricos utilizam formulações matemáticas sem nenhuma relação com o processo físico, envolvido no ciclo hidrológico. A principal vantagem deste modelo reside na facilidade de atualização de seus parâmetros em tempo real. Contudo, sua principal limitação decorre do empirismo em sua formulação, produzindo fortes incertezas quando utilizado fora do intervalo dos dados em que foi ajustado. Já os modelos conceituais, apresentam como vantagem, a capacidade de reproduzir os processos hidrológicos de forma mais próxima dos processos físicos, possibilitando melhor extrapolação de diferentes cenários do ajuste (Brun & Tucci, 2001).

Segundo Silva e Ewen (2000), as parametrizações conceituais, base dos modelos conceituais, são abstrações da realidade física, por isso apresentam-se menos complexas e com maior facilidade de aplicação. Os autores afirmam que uma variedade de modelos hidrológicos conceituais tem sido aplicado com sucesso, principalmente, na engenharia de recursos hídricos. Argumentam, ainda, que esses modelos apresentam uma visão sistemática dos processos hidrológicos relativamente simples, compreendendo, em geral, uma rede de reservatórios.

Germano *et al.* (1998), analisando a utilização desses modelos, sugerem que a estimativa dos parâmetros dos modelos hidrológicos – que representam os processos do ciclo hidrológico – deve ser uma tarefa dependente de vários fatores, como: (i) qualidade e representatividade dos dados observados; (ii) as condições do modelo em representar os processos; e (iii) a capacidade dos parâmetros em retratar a variabilidade física da bacia.

Outra importante classificação, em relação aos modelos hidrológicos, é descrita por Nemeç (1986) citado por Schultz *et al.* (1995), que os difere entre modelos de transformação chuva-vazão e modelos de propagação do escoamento.

### **2.3.1. Modelos de transformação chuva-vazão**

Os modelos precipitação-vazão ou chuva-vazão representam a parte do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão. Segundo Jacquín e Shamseldin (2006), estes modelos simulam, com muitas abstrações dos processos físicos, o complicado processo hidrológico de transformação da precipitação em vazão. Basicamente, utilizam a precipitação e algumas características da bacia como dados de entrada, retornando a vazão como resposta a todos os processos que ocorrem na bacia. Os dados de vazão, quando existentes, são utilizados como dados comparativos aos simulados pelos modelos, definindo, assim, o ajuste dos parâmetros do modelo e a qualidade da simulação.

Segundo Gourley e Vieux (2006) e Carpenter e Georgakakos (2006), esses modelos podem ser classificados de acordo com a espacialização dos dados de entrada e dos parâmetros representativos da bacia, podendo ser dos tipos concentrado, distribuído ou semidistribuído. No modelo do tipo concentrado, toda a bacia é representada por uma precipitação média, enquanto os processos hidrológicos são representados por variáveis concentradas no espaço. Já os modelos distribuídos incluem variações espaciais da precipitação e dos parâmetros em toda a bacia. Entre estes extremos estão os modelos semidistribuídos, podendo fazer a divisão da bacia em

células ou em sub-bacias, onde cada célula ou sub-bacia recebe a precipitação e seus parâmetros correspondentes. A descrição de alguns modelos, tanto distribuídos como concentrados, é apresentada nos trabalhos de Germano *et al.* (1998), Ranzini *et al.* (2004), Araújo Filho *et al.* (2005) e Tucci (2005).

Segundo Cheng *et al.* (2006), modelos chuva-vazão, que estimam as vazões com base na precipitação conhecida, têm se tornado ferramentas básicas importantes na previsão de enchentes. Esses modelos, quando utilizados nestas previsões, apresentam, na maioria dos casos, uma antecedência muito elevada, sendo adequados para esta finalidade. Apresentam-se, também, ideais para pequenas bacias, por causa da rápida resposta a produção de escoamento, oriunda do baixo tempo de concentração da bacia. Em contrapartida, para grandes bacias, onde o tempo de concentração é, geralmente, maior, os modelos de propagação de escoamento apresentam resultados melhores, pois, na previsão com base nas vazões de montante ocorrem menores incertezas.

Nas previsões de cheias, utilizando o modelo chuva-vazão IPH II – modelo conceitual semidistribuído – pode-se citar os trabalhos de Favoreto *et al.* (2003), Brun e Tucci (2001) e Germano *et al.* (1998). Brun e Tucci (2001) aplicaram o modelo no reservatório de Ernestina, no rio Jacuí, para a previsão em tempo real do volume do reservatório, sendo os resultados considerados bons para a previsão dos eventos, apresentando *CE* igual a 0,95. Favoreto *et al.* (2003) aplicaram o modelo para o reservatório de Vossoroca, no rio São João (PR), encontrando pequenas diferenças entre o volume total escoado observado e o simulado, que variaram entre -1,3 a -0,2 %. Os mesmos autores ressaltam que a utilização de dados horários de precipitação e vazão poderia melhorar muito os resultados. Já Germano *et al.* (1998), utilizando dados horários para previsão de enchentes em inúmeras bacias urbanas e rurais brasileiras, com áreas variando entre 1,9 a 137,4 km<sup>2</sup> e características muito diferentes entre si, obtiveram erros médios absolutos na estimativa dos picos de enchentes, para todas as bacias, variando entre 3,0 a 88,0 %. Contudo, os autores ressaltam que este erro médio absoluto foi menor que 25 %, em 60 % das bacias em que o modelo foi calibrado.

Ranzini *et al.* (2004), utilizando o modelo Topmodel – modelo conceitual distribuído – para uma microbacia da Serra do Mar (SP), não obtiveram resultados satisfatórios na simulação contínua do modelo. Em contrapartida, obtiveram resultados melhores, quando simularam eventos máximos isoladamente, com *CE* superior a 0,7 e com superestimativa do volume simulado para o observado de 13 a 44 %, apresentando, também, uma diminuição no tempo de pico da vazão. Schuler (1998), também utilizando o Topmodel em uma bacia de cabeceira do rio Corumbataí, no município de Analândia (SP), concluiu que o modelo não se mostrou adequado à previsão de enchentes. No entanto, Araújo Filho *et al.* (2005), utilizando o modelo Topsimpl – versão simplificada do

modelo Topmodel – para previsão de enchentes na bacia do riacho Gameleira (PE), obtiveram resultados considerados satisfatórios com  $CE$  igual a 0,88, ressaltando, somente, que o modelo não se ajustou bem ao período de recessão do hidrograma.

Quanto às diferenças entre os modelos distribuídos e concentrados, Carpenter e Georgakakos (2006) compararam os dois tipos, utilizando dois modelos baseados no modelo Sacramento. Esta comparação foi realizada em duas bacias dos EUA, com aproximadamente 1500 km<sup>2</sup>, utilizando-se dados horários de precipitação e vazão. De acordo com os resultados, os modelos distribuídos apresentaram melhor desempenho na previsão dos picos de cheia do que os modelos concentrados. O mesmo desempenho também foi observado por Reed *et al.* (2004). No entanto, Anderson *et al.* (2006) utilizaram dois modelos distribuídos, um de alta e outro de baixa resolução, sendo ambos também baseados no modelo Sacramento, para a previsão de cheias, em várias bacias dos EUA, concluíram que o aumento da resolução dos modelos distribuídos não determina melhores resultados, sugerindo uma resolução intermediária aos modelos distribuídos.

Segundo Moreda *et al.* (2006), experiências na calibração e utilização de modelos concentrados podem ser passadas para os modelos distribuídos, sendo que, parâmetros a priori definidos, para modelos concentrados, podem ser utilizados em modelos distribuídos, tomando-se somente o cuidado com alguns ajustes.

Modelos empíricos chuva-vazão também são utilizados nas previsões de enchentes. Entretanto, Shamseldin e O'Connor (1996) destacam que não pode se esperar um bom desempenho dos modelos empíricos em todas as situações, ou bacias, sendo necessário a realização de testes, com inúmeras séries de dados, para decidir qual modelo se adequará melhor à bacia, ou mesmo se estes se adequarão. Esta conclusão foi obtida pelos autores, a partir da comparação de três modelos empíricos concentrados – modelo linear simples, modelo de perturbação linear e modelo de perturbação linear do vizinho mais próximo – para a previsão de enchentes em bacias da Austrália, China, EUA, Irlanda e Nepal, frequentemente castigadas por esses eventos. Nesse trabalho, os melhores resultados, tanto para a calibração como para verificação (simulação com dados diferentes da calibração), foram obtidos por meio do modelo de perturbação linear do vizinho mais próximo. Já o modelo linear simples apresentou os piores desempenhos, tanto na calibração quanto na verificação, ressaltando-se que na verificação, para algumas bacias, os valores de  $CE$  foram negativos. Os autores também ressaltam que o modelo de perturbação linear, para algumas bacias, obteve melhor desempenho.

Conforme mencionado anteriormente, também é possível a previsão de vazões em tempo real de enchentes, por meio dos modelos de propagação do escoamento, sendo estes mais utilizados em grandes bacias.

### **2.3.2. Modelos de propagação do escoamento**

Os modelos de propagação realizam basicamente, como o próprio nome indica, a propagação do escoamento nos cursos de água da bacia hidrográfica. Incorporam, como dados de entrada, vazões de montante da seção de interesse, simulando a propagação da vazão nos cursos de água com a devida atenuação existente no meio físico real. Ponce (1989) descreve que esses modelos usam relações matemáticas, para calcular a vazão de jusante a partir da vazão de montante, da contribuição lateral e das características conhecidas dos cursos de água.

Segundo Chow (1959), esses modelos podem ser classificados em dois grupos: modelos de armazenamento e modelos hidráulicos. Os modelos de armazenamento utilizam o princípio da continuidade e relações entre o armazenamento e a vazão de saída e entrada no trecho do rio. Tucci (2005) cita que esses tipos de modelos têm sido muito utilizados em hidrologia devido, principalmente, à simplicidade de formulação a ao pequeno volume de dados utilizados. O mesmo ponto de vista é compartilhado por Schultz *et al.* (1995), quando afirmam que esses modelos possuem razoável precisão com cálculos relativamente simples, gerando resultados satisfatórios. Já os modelos hidráulicos, além de equações, utilizam também dados da topografia e das características hidráulicas dos cursos de água. Contudo, possuem cálculos mais complexos, sendo necessárias algumas simplificações e omissões em suas equações para obtenção de soluções.

Apesar dos modelos hidráulicos serem mais adequados à previsão de vazões, em virtude da maior aproximação à condição real dos cursos de água, os modelos mais utilizados para este fim são os modelos de armazenamento, devido à facilidade de uso e aos bons resultados alcançados. Isto pode ser observado nos trabalhos de Larentis e Tucci (2003) e Castilho e Davis (2003). Larentis e Tucci (2003) utilizaram o modelo das diferenças – modelo de armazenamento linear empírico concentrado, desenvolvido pelo IPH (Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) – com dados diários na bacia do rio Uruguai, entre os trechos de Garruchos e Uruguiana, obtendo resultados considerados satisfatórios na previsão da vazão em tempo real para dois eventos de cheia, com *CE* iguais a 0,999 e 0,823. Esses autores ainda concluem que o modelo prevê, satisfatoriamente, tanto a elevação como a recessão do hidrograma.

Já Castilho e Davis (2003), utilizando o mesmo modelo das diferenças com dados horários, na previsão da vazão em tempo real de enchentes nas cidades de Resplendor (MG), Colatina (ES) e Linhares (ES) obtiveram, também, resultados considerados satisfatórios, sendo que os melhores *CE*, respectivamente para cada cidade, foram iguais a 0,992, 0,979, e 0,983. Contudo, as autoras ressaltam que o modelo gera muitas flutuações e apresenta pouca sensibilidade à introdução de dados incorretos, o que dificulta a identificação de possíveis erros na simulação.

Nas previsões de vazões com modelos hidráulicos, cita-se o trabalho de Shrestha e Nestmann (2005). Nesse trabalho foram utilizados, além de dois modelos hidráulicos – modelo hidrodinâmico numérico e modelo de Muskingum-Cunge – dois modelos de redes neurais – modelo de redes neurais artificiais e modelo de redes adaptado ao sistema fuzzy – para a previsão de enchentes nos rios Rhine e Neckar, ambos localizados na Alemanha. Foram comparados os resultados das previsões realizadas por esses modelos, constatando-se que todos os modelos apresentaram bom desempenho, com *CE* superior a 0,94.

Oyunbaatar *et al.* (2004) também realizaram comparações entre modelos de armazenamento e hidráulicos para a previsão de enchentes. Os autores compararam o modelo de armazenamento regressão linear e os modelos hidráulicos Muskingum e Muskingum-Cunge, no rio Kherlen localizado na Mongólia. Os resultados mostraram que o modelo Muskingum produziu os melhores resultados, com diferenças do observado para o simulado de 10,3 a 15,5 %, seguido do modelo de regressão linear, com diferenças de 24,0 a 30,0 %, e, finalmente, o modelo Muskingum-Cunge apresentou diferenças de 32,5 a 42,4 %. Embora o modelo Muskingum tenha apresentado os melhores resultados, os autores recomendam o modelo de regressão linear para as previsões, devido sua simplicidade e à possibilidade desse modelo ser atualizado durante a simulação.

Os modelos de armazenamento e hidráulicos são muito utilizados nas previsões de vazão. Entretanto, os modelos hidráulicos são utilizados na previsão de vazões, também, acoplados a modelos chuva-vazão. Assim, o modelo chuva-vazão gera o escoamento e o modelo hidráulico realiza a propagação, aproveitando-se a vantagem de ambos: maior antecedência dos eventos (modelos chuva-vazão) e melhores resultados (modelos de propagação).

### 2.3.3. Modelos chuva-vazão acoplados a modelos de propagação do escoamento

Com a produção do escoamento por modelos de transformação chuva-vazão e a propagação deste escoamento por modelos de propagação, os modelos chuva-vazão acoplados aos de propagação utilizam as vantagens de ambos.

Muitas operadoras de reservatórios com fins à geração de energia elétrica utilizam, ou mesmo, desenvolvem esses tipos de modelo para a simulação e operação de seus reservatórios, a fim de prever futuros cenários. Exemplos destes modelos são o Sipop (Sistema Integrado de Previsão Hidrológica e Operação Hidráulica em Tempo Real) da Concessionária de Energia Elétrica do Estado do Rio de Janeiro (Light) e o modelo Rio Grande da Companhia Hidrelétrica do Estado de Minas Gerais (Cemig).

O Sipop, citado por Cunha e Guetter (2003), foi desenvolvido com base no modelo chuva-vazão Sacramento Modificado e em uma equação de balanço hídrico para operação hidráulica de reservatório. O desenvolvimento desse modelo teve como objetivo a operação dos reservatórios do sistema hidráulico da Light, localizado nas bacias do rio Pirai e parte do rio Paraíba do Sul, juntamente com a previsão de enchentes na bacia. O modelo Rio Grande, citado por Lima *et al.* (2003), baseado no modelo chuva-vazão Xinanjiang e no modelo hidráulico de propagação Muskingum-Cunge, foi desenvolvido para previsões de curto prazo na UHE Camargos, pertencente à Cemig, na bacia do rio Grande. O desempenho do modelo, segundo EHR-UFMG (2002) citado por Queiroga *et al.* (2005), foi considerado satisfatório, com *CE* entre 0,69 até 0,79, em vários postos fluviométricos da bacia.

Collischonn (2001) desenvolveu um modelo para simulação contínua de grandes bacias, baseado no modelo chuva-vazão Larsim e no modelo de propagação do escoamento Muskingum-Cunge. O modelo foi aplicado em duas bacias com, aproximadamente, 27.000 km<sup>2</sup> e características bem distintas. Os resultados foram considerados satisfatórios pelo autor, com *CE* entre 0,40 a 0,90 e variação do volume calculado para o observado de -6,07 a 5,71 %. O modelo também foi aplicado para a bacia do rio Uruguai, entre os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul (Collischonn & Tucci, 2005), bacia de aproximadamente 75.000 km<sup>2</sup>. Os resultados também foram considerados satisfatórios, com *CE* entre 0,70 a 0,88, sendo a variação do volume calculado para o observado entre -19,1 e 2,3 %. Nesse trabalho, os autores concluem, através da comparação dos resultados de ambos os trabalhos, que o modelo possui uma forte dependência na qualidade das vazões simuladas com o número e a densidade espacial de postos pluviométricos na bacia.

No intuito de prever os impactos da urbanização sobre os sistemas de drenagem e identificar possíveis cenários de ocorrência de inundações, Campana e Tucci (1999)

desenvolveram um trabalho na previsão de vazões, em diferentes cenários, para uma mesma bacia em Porto Alegre (RS), aplicando o modelo hidrológico-hidrodinâmico IPH IV. Nesse trabalho foi identificado que, entre a urbanização de 1990 e a ocupação máxima prevista no PDDU (Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano), a vazão máxima teve um acréscimo de aproximadamente 30 %, para precipitação com período de retorno de dois anos. Já para precipitação com período de retorno de 25 anos, o aumento foi de aproximadamente 10 %. Os autores ainda ressaltam que trabalhos, como esses, têm papel decisivo na avaliação dos Planos Diretores de Desenvolvimento.

Existem também sistemas hidrológicos, no qual o hidrólogo constrói seu próprio modelo a partir de uma biblioteca de modelos, como é caso do IPHS1 (IPHS1, 2004b) e do Hec-HMS (Hec, 2000).

No âmbito desses sistemas hidrológicos, Eid *et al.* (2003) realizaram um trabalho na bacia do rio Corumbá com o sistema Hec-HMS 2.0 – biblioteca de modelos hidrológicos desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército do EUA. Os autores fizeram três diferentes discretizações na bacia, uma com 23 sub-bacias, outra com oito sub-bacias e, finalmente, uma única bacia, para previsão de vazões em tempo real. Nesse trabalho, utilizou-se o modelo concentrado Número da Curva (CN) do SCS (Soil Conservation Service) para a transformação chuva-vazão, bem como o modelo hidráulico Muskingum-Cunge para a propagação do escoamento. Os resultados das simulações nas diferentes discretizações da bacia não mostraram diferenças entre os volumes dos hidrogramas finais, mostrando, assim, que a discretização não melhorou a qualidade dos resultados, fato este os autores não esperavam.

#### **2.3.4. Análise de sensibilidade**

Na calibração de modelos hidrológicos, é necessário avaliar a sensibilidade dos parâmetros de entrada do modelo, pois, dependendo da calibração, como é o caso da usual técnica de tentativa e erro, é interessante saber quanto e de que forma determinados parâmetros influenciam os resultados. Assim, estudos de sensibilidade dos parâmetros de entrada dos modelos, são, em geral, muito importantes, pois, permitem verificar se um modelo produz resultados lógicos, em função de alterações nos parâmetros de entrada. Esses estudos fornecem informações sobre o comportamento do modelo, como sobre falhas na metodologia utilizada no desenvolvimento e na sua aplicabilidade a diferentes cenários e escalas (Gowda, 1999, citado por Evangelista, 2003).

Segundo Goldenfum (1991), também citado por Evangelista (2003), para modelos simples é possível obter expressões das saídas em função dos dados de entrada, expressando a sensibilidade do modelo como funções explícitas. No entanto, à medida que os modelos se tornam mais complexos, a sensibilidade é expressa mais facilmente na forma de mudanças relativas, gráficos e tabelas, ao invés de funções. O autor afirma que este tipo de análise auxilia o usuário a determinar quais parâmetros devem ser estimados com precisão e quais não requerem grande atenção em suas estimativas.

Germano *et al.* (1998) realizaram testes de sensibilidade do modelo de transformação chuva-vazão IPH II, por meio da calibração do modelo em inúmeras bacias urbanas e rurais brasileiras. Concluíram que os parâmetros de infiltração do modelo são os mais sensíveis, podendo variar amplamente entre as bacias. Entretanto, a sensibilidade desses diminui, conforme o aumento na impermeabilização do solo da bacia. Os autores observam, também, que os parâmetros de representação do escoamento subterrâneo são pouco sensíveis para a simulação de cheias.

### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

Neste trabalho, utilizou-se o sistema hidrológico IPHS1 para Windows, versão 2.2, desenvolvido pelo IPH (Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul), FEA (Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Pelotas) e DFIS (Departamento de Física – Setor de Hidráulica e Saneamento da Fundação Universidade Federal do Rio Grande). O sistema consiste de um programa computacional, em que o usuário constrói seu próprio modelo hidrológico, a partir da seleção de alguns modelos cujo uso já são consagrados na literatura. A construção do modelo hidrológico baseia-se na metodologia de modelagem orientada a objetos aplicada a sistemas de recursos hídricos, sendo apresentada por Viegas Filho (2000), citado por IPHS1 (2004a).

#### **3.1. Caracterização da área de estudo**

O município de Nova Era – MG está localizado a leste do Estado, entre as latitudes 19°33'29''S e 19°49'55''S e longitudes 42°54'25''W e 43°06'38''W, próximo aos municípios de João Monlevade e Itabira, sendo sua população de 17.785 habitantes (Atlas, 2005). O principal curso de água do município é o rio Piracicaba, afluente do rio Doce. A bacia do rio Piracicaba, a montante da cidade (Figura 1), apresenta área de drenagem de 3063 km<sup>2</sup> e tem como principal afluente, o rio Santa Bárbara. Seu relevo é bem acidentado (Figura 2), com altitudes variando de 523 até 2075 m e declividade média de 13,8 %, atingindo 238,6 % na área do Parque Natural do Caraça.



Figura 1 – Localização da bacia do rio Doce e do Piracicaba a montante de Nova Era.



Figura 2 – Imagem Landsat-TM (bandas 3;2;1) tridimensional da bacia a montante de Nova Era, apresentada com discrepância 5V:1H.

A bacia do rio Piracicaba tem grande importância econômica para Minas Gerais, pois, nela estão localizadas grandes jazidas de minério de ferro exploradas pela Companhia Vale do Rio Doce (CVRD) e três grandes usinas siderúrgicas: a Belgo Mineira, Acesita e Usiminas, estando as duas últimas instaladas no Vale do Aço. Em virtude dessas siderúrgicas e da Celulose Nipo-Brasileira (Cenibra), existem grandes áreas de cultivo de eucalipto para a produção de carvão e celulose (Atlas, 2005). Nesta bacia, o tipo predominante de solo é o Latossolo Vermelho-Amarelo, apresentando também expressiva área de Cambissolo e Podzólico Vermelho-Amarelo (Figura 3).



Figura 3 – Tipos de solos presentes na bacia do rio Piracicaba a montante de Nova Era (Adaptado de Geominas, 2006).

O regime pluviométrico na bacia registra total anual médio de 1270 mm (estação 01943005), com maior concentração da precipitação durante o período de outubro a março. No município, a vazão média de longo período do rio Piracicaba é de 51,62 m<sup>3</sup>/s, sendo que, no período de outubro a março, esta média eleva-se a 76,21 m<sup>3</sup>/s. As vazões de alerta e inundação do rio no município, definidas por CPRM (2000), são 376 e 602 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. Foram registradas, a partir de 1989, na estação Nova Era IV (56659998), 34 eventos que ultrapassaram a vazão de alerta, concentrados nos meses de novembro a fevereiro, com 10 eventos que provocaram inundações, concentrados nos meses de dezembro e janeiro, sendo que 80 % destes ocorreram no mês de janeiro, sendo que o maior evento ocorreu em 1997, com a vazão atingindo 1236 m<sup>3</sup>/s. Segundo a população local, as grandes inundações ocorreram nos anos de 1979 e 1997.

A magnitude das enchentes no município pode ser observada nas figuras 4 e 5, que mostram a área central da cidade. Na Figura 4, observa-se que o piso da ponte foi completamente inundado na enchente de 1979, chegando quase a cobri-la por completo. Enquanto na Figura 5 é mostrada a mesma ponte com a vazão normal do rio Piracicaba.



Figura 4 – Vista parcial do rio Piracicaba durante a enchente de 1979, mostrando a ponte parcialmente coberta pela água (Adaptado de Atlas, 2005).



Figura 5 – Vista do rio Piracicaba com vazão normal e da mesma ponte apresentada na Figura 4 (Adaptado de Atlas, 2005).

### 3.2. Descrição dos modelos hidrológicos utilizados

Neste trabalho foram construídos, no sistema IPHS1, dois modelos hidrológicos: o primeiro baseado apenas na transformação chuva-vazão (módulo bacia) para toda a bacia hidrográfica; e o segundo, com a bacia discretizada em três sub-bacias menores, baseado na transformação chuva-vazão (módulo bacia) e na propagação da onda de cheia no canal (módulo rio).

No primeiro modelo construído, baseado somente na transformação chuva-vazão, foi utilizado o modelo hidrológico IPH II (IPHS1, 2004b; Tucci, 2005). Enquanto, no segundo modelo, baseado na transformação chuva-vazão e na propagação da onda de cheia no canal, foi utilizado na sua construção, além do modelo hidrológico IPH II, o modelo hidráulico Muskingum-Cunge linear (Chow, 1959; IPHS1, 2004b).

Os processos inerentes ao primeiro modelo são simples, apresentando somente a transformação chuva-vazão no módulo bacia, sendo que o hidrograma resultante é apresentado no ponto de controle (objeto cuja função é propiciar a soma de hidrogramas), que representa a seção de interesse, no caso, Nova Era. Já no segundo modelo, com a bacia discretizada em sub-bacias menores, primeiramente é realizada a transformação chuva-vazão em cada sub-bacia. Concluída esta etapa, o hidrograma é transferido para o modelo hidráulico, que o propaga no canal até uma seção de confluência, ou até à seção de interesse, no caso, Nova Era.

Em decorrência dos processos acima descritos, o primeiro modelo construído funciona como um modelo concentrado, enquanto o segundo funciona como um modelo distribuído por sub-bacias. As figuras 6 e 7 ilustram os fluxogramas de ambos os modelos construídos no sistema IPHS1.

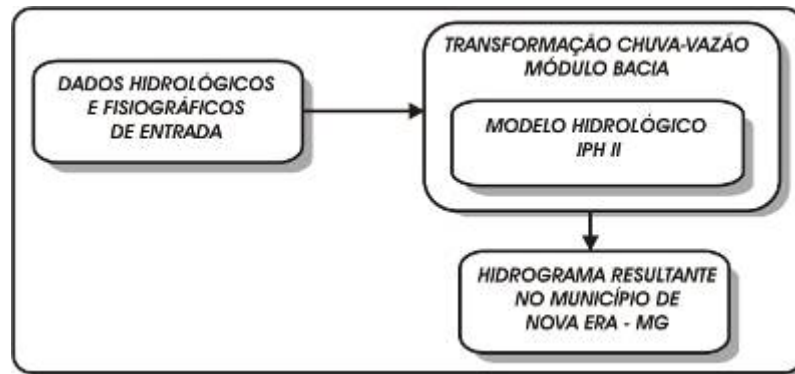


Figura 6 – Fluxograma do primeiro modelo hidrológico construído.

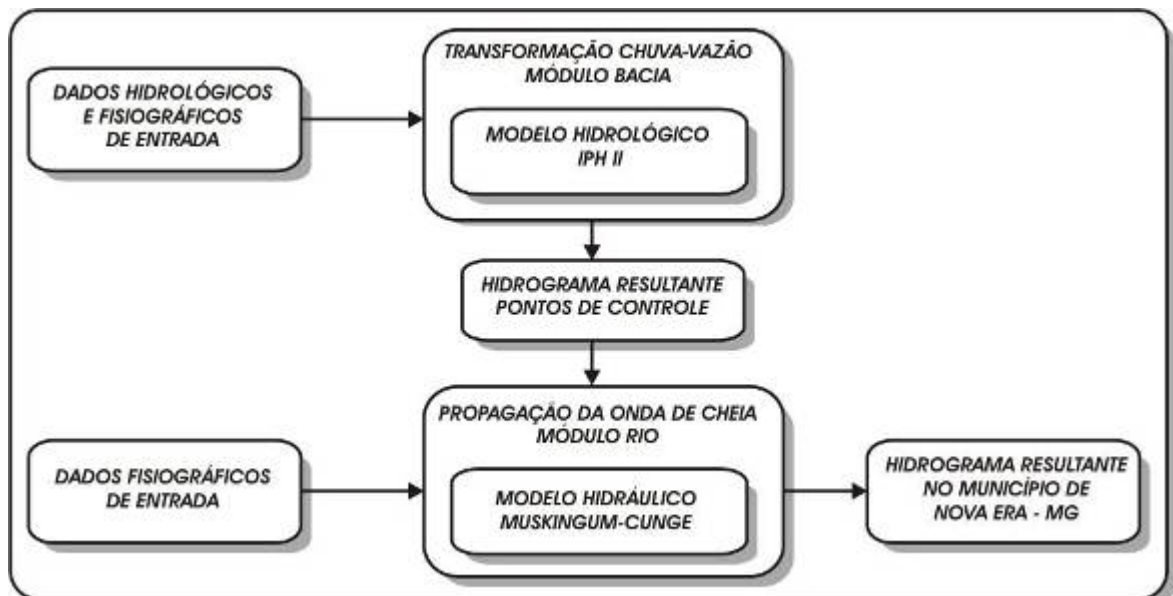


Figura 7 – Fluxograma do segundo modelo hidrológico construído.

É importante salientar que o sistema IPHS1 trabalha, somente, com eventos isolados. Desta forma, o sistema não contabiliza perdas por evapotranspiração, pois, essas perdas possuem magnitudes desprezíveis para eventos de curta duração, como os eventos de vazão máxima (IPHS1, 2004b).

O modelo hidrológico (IPH II) e o modelo hidráulico (Muskingum-Cunge), utilizados neste trabalho, são descritos nos itens subseqüentes, de acordo com seu respectivo módulo.

### 3.2.1. Módulo bacía – transformação chuva-vazão

Para realização da transformação chuva-vazão no módulo bacía, utilizou-se o modelo hidrológico IPH II. Este modelo faz parte de uma família de modelos

desenvolvidos pelo IPH. Tem o objetivo de permitir seu uso em projetos de engenharia para bacias rurais e urbanas, utilizando poucos parâmetros, baseando-se em metodologias conhecidas (Tucci, 2005).

A base do modelo IPH II é o algoritmo de separação do escoamento, desenvolvido por Berthelot que utiliza a equação da continuidade em combinação com a equação de Horton, bem como uma função empírica de percolação, sendo composto pelos seguintes algoritmos: perdas por interceptação e evapotranspiração; separação do escoamento; e propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo (IPHS1, 2004b).

### 3.2.1.1. Perdas por interceptação e evapotranspiração

A precipitação é, inicialmente, retida pelo reservatório de interceptação (cobertura vegetal e depressões), representado pela variável  $R_t$ , até que sua capacidade máxima,  $R_{max}$ , seja atingida (Figura 8). Em seguida, a precipitação restante é utilizada no algoritmo de infiltração para o cálculo dos volumes superficial e percolado. Contudo, parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada apenas superficialmente, não passando pelo algoritmo de infiltração. O parâmetro utilizado para definir a porcentagem de área impermeável, em cada sub-bacia, é representado por  $\alpha$ .

Como o sistema IPHS1 é orientado a eventos, não se inclui dentro desta versão do modelo IPH II o algoritmo de cálculo das perdas por evapotranspiração, pois, como mencionado anteriormente, esta perda é desprezível para eventos de curta duração.

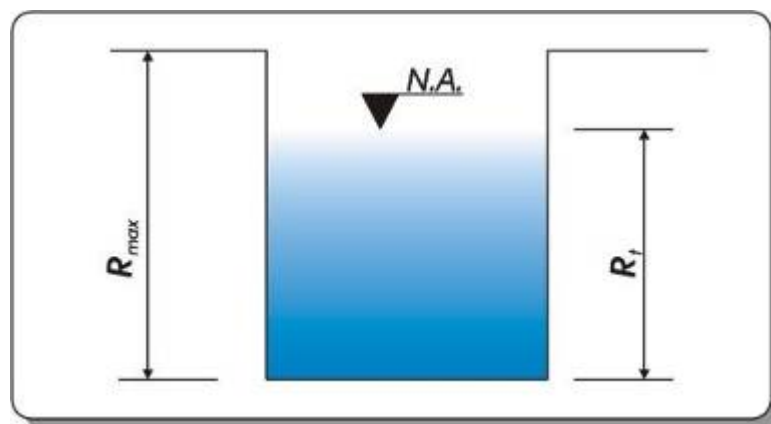
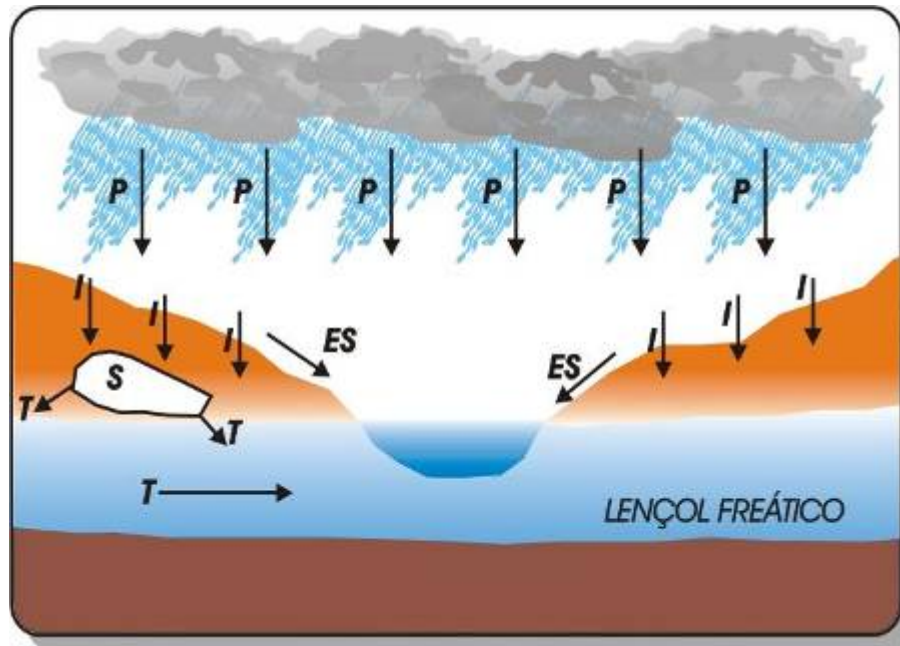


Figura 8 – Apresentação esquemática do reservatório de interceptação (Adaptado de IPHS1, 2004b).

### 3.2.1.2. Separação do escoamento

A precipitação resultante do algoritmo de interceptação pode gerar escoamento superficial ou infiltrar-se no solo. Parte desta precipitação, quando ocorre em áreas impermeáveis, é apenas escoada. Entretanto, nas áreas permeáveis, a precipitação pode gerar escoamento superficial ou infiltrar-se, podendo, neste último caso, percolar-se para o aquífero (Figura 9).



em que:  $P$  é a precipitação;  $I$  é a infiltração;  $S$  é o teor de água no solo;  $T$  é a percolação; e  $ES$  é o escoamento superficial.

Figura 9 – Infiltração e percolação na camada superior do solo (Adaptado de IPHS1, 2004b).

Considerando a camada superior do solo, que pode ficar saturada ou não-saturada (Figura 9), os processos de percolação e infiltração podem ser expressos pela equação de continuidade:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - T(t) \quad (1)$$

em que:

$dS / dt$  – variação do teor de água na camada superior, no intervalo de tempo  $dt$ , mm;

$I(t)$  – taxa de infiltração no tempo  $t$ , mm/h; e

$T(t)$  – taxa de percolação no tempo  $t$ , mm/h.

A infiltração, neste caso, pode ser obtida pela equação de Horton (Equação 2) e a percolação na camada superior do solo por uma equação empírica (Equação 3).

$$I(t) = I_b + (I_0 - I_b) H^t \quad (2)$$

$$T(t) = I_b(1 - H^t) \quad (3)$$

em que:

$I_b$  – taxa de infiltração quando o solo está saturado, mm/h;

$I_0$  – taxa de infiltração em condições iniciais, mm/h;

$t$  – tempo, h; e

$H = e^{-k}$ , em que  $k$  ( $h^{-1}$ ) é um parâmetro que caracteriza o decaimento da curva exponencial de infiltração e depende das características do solo.

Substituindo as equações 2 e 3 na Equação 1 e integrando no intervalo de  $t = 0$  até  $t$ , obtém-se:

$$S = S_0 + \frac{I_0}{\ln H} (H^t - 1) \quad (4)$$

Em que  $S_0$  é o teor de água no solo, quando se inicia a percolação. Para este modelo,  $S_0$  é adotado igual a zero.

Isolando o termo  $H^t$  nas equações 2 e 3 e substituindo na Equação 4, resultam duas equações (equações 5 e 6) que relacionam o armazenamento com a infiltração e percolação:

$$S(t) = a_I + b_I I(t) \quad (5)$$

$$S(t) = a_T + b_T T(t) \quad (6)$$

em que:

$$a_I = \frac{-I_0^2}{\ln H (I_0 - I_b)} \quad (7)$$

$$b_I = \frac{I_0}{\ln H (I_0 - I_b)} \quad (8)$$

$$a_T = 0 \quad (9)$$

$$b_T = \frac{-I_0}{\ln H I_b} \quad (10)$$

Apresenta-se, na Figura 10, as funções obtidas pelas equações 5 e 6, em que  $S_{max}$  é a capacidade máxima da camada superior do solo em armazenar água. Vale ressaltar que o tempo da equação de infiltração não é o tempo da simulação, pois, a infiltração pode iniciar-se após o início da simulação.

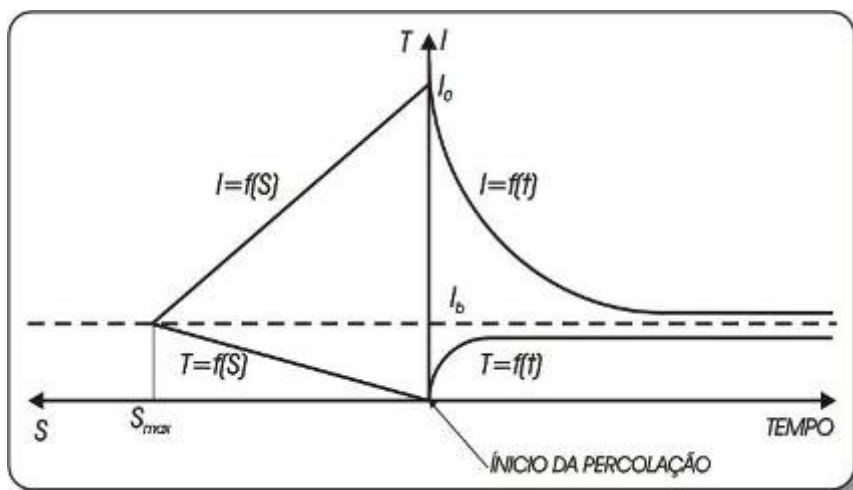


Figura 10 – Funções das equações de balanço, infiltração e percolação (Adaptado de Tucci, 2005).

Três situações distintas podem ocorrer no cálculo dos volumes superficiais e percolados, as quais são representadas na Figura 11.

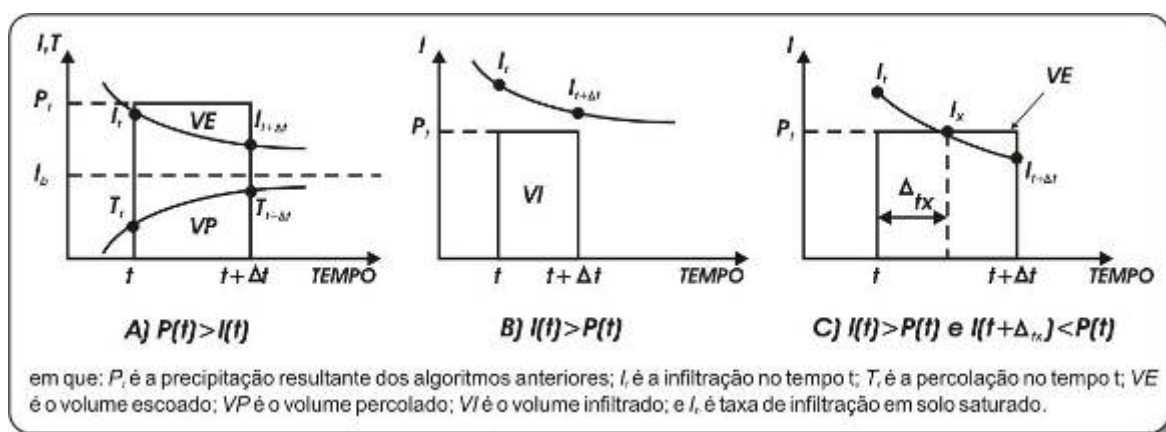


Figura 11 – Situações contempladas no algoritmo de infiltração (Adaptado de IPHS1, 2004b).

A primeira situação (Figura 11A) ocorre, quando a precipitação ( $P_t$ ) é maior que a taxa de infiltração ( $I_t$ ); deste modo, a equação de Horton (Equação 2) pode ser utilizada para calcular a taxa de infiltração. O volume infiltrado ( $VI$ ) é a integral, no intervalo de tempo  $[0, \Delta t]$  da equação de Horton, ou seja:

$$VI = I_b \Delta t + \frac{I(t) - I_b}{\ln H} (H^{\Delta t} - 1) \quad (11)$$

O volume superficial escoado ( $VE$ ) neste caso é:

$$VE = P(t) \Delta t - VI \quad (12)$$

Enquanto o volume percolado ( $VP$ ) é:

$$VP = S(t) - S(t + \Delta t) + VI \quad (13)$$

A segunda situação (Figura 11B) ocorre, quando a precipitação ( $P_t$ ) é menor que a taxa de infiltração ( $I_t$ ); neste caso, considerando que todo volume infiltra, a infiltração é substituída pela precipitação na equação de continuidade (Equação 1). Assim, o teor de água no solo ( $S$ ) pode ser obtido por meio da equação:

$$S(t + \Delta t) = S(t)e^{\frac{-\Delta t}{b_T}} + \frac{P(t)}{b_t} (1 - e^{\frac{-\Delta t}{b_T}}) \quad (14)$$

O escoamento superficial,  $VE$ , é zero e  $VP$  é determinado com a Equação 13.

A terceira situação (Figura 11C) é a ocorrência das duas anteriores, ou seja, no início a taxa de infiltração é superior a precipitação, contudo, devido ao decaimento, esta passa a ser menor que a precipitação, ocasionando escoamento superficial. O ponto em que a infiltração passa a ser menor que a precipitação é o fator-chave para o cálculo dos volumes. Para encontrar o ponto  $x$  da Figura 11C, utiliza-se a Equação 15. Após o cálculo do ponto  $x$ , divide-se o intervalo em dois. No primeiro, faz-se a estimativa dos volumes igual a segunda situação (Figura 11B) e no segundo, faz-se a estimativa igual a primeira situação (Figura 11A).

$$\Delta_{tx} = 2b_T \frac{[S(x) - S(t)]}{2b_T P(t) - S(x) - S(t)} \quad (15)$$

### 3.2.1.3. Propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo

A propagação do volume superficial, determinado no algoritmo anterior, é calculada com base no método de Clark, o qual é uma combinação do histograma tempo-área (HTA) com um reservatório linear simples (RLS). O HTA representa a translação do escoamento sobre a superfície da bacia, enquanto o RLS representa os efeitos de armazenamento da água em seu percurso.

Para obter o HTA, estima-se o tempo de concentração da sub-bacia ( $t_c$ ) e a posição das isócronas, que representam pontos com igual tempo de traslado até a seção de controle. Contudo, Germano *et al.* (1998) afirmam que a determinação do HTA pode ser substituída, sem muito erro, pelo uso de um histograma tempo-área sintético, quando não se dispõe das informações necessárias para utilizar o HTA.

O histograma sintético é obtido, admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distância do ponto em estudo até à seção principal. No sistema IPHS1, foi

incluída a representação do histograma sintético, a partir das diretrizes do “Hydrologic Engineering Center” (Hec) (Figura 12), em que a área acumulada de contribuição ( $A_c$ ) pode ser relacionada ao tempo de percurso, empregando-se as seguintes equações:

$$A_c = \left(\frac{1}{2}\right)^{XN} t^{XN} \quad \text{para } 0 < t < \frac{t_c}{2} \quad (16)$$

$$A_c = 1 - \left(\frac{1}{2}\right)^{XN} (t_c - t)^{XN} \quad \text{para } \frac{t_c}{2} < t < t_c \quad (17)$$

em que:  $A_c$  é a área contribuinte acumulada, expressa relativamente à área total;  $t$  é o tempo proporcional ao tempo de concentração;  $t_c$  é o tempo de concentração da bacia; e  $XN$  é o coeficiente, que varia com a forma da bacia.

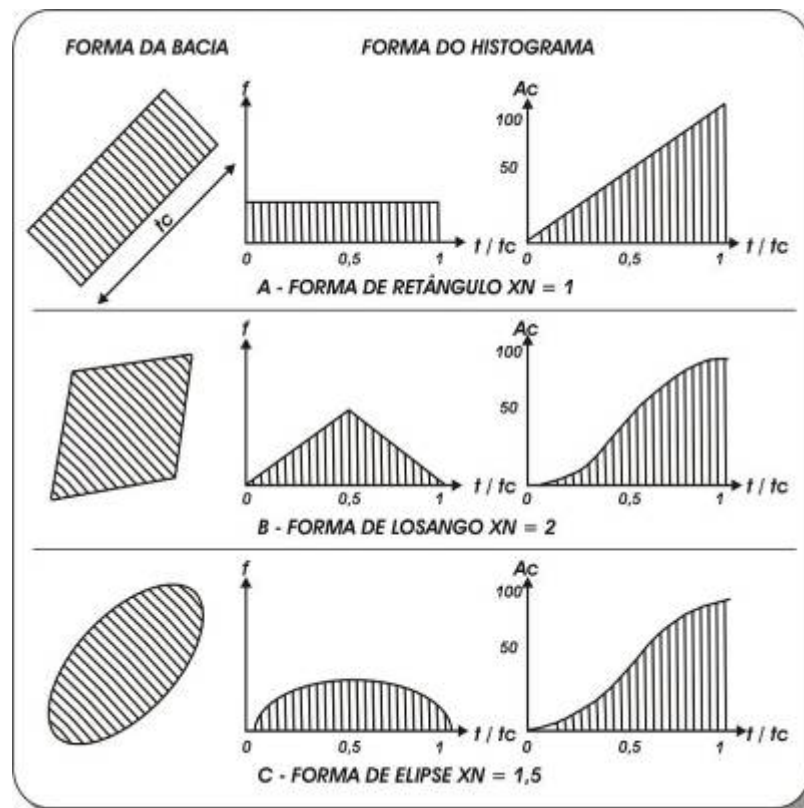


Figura 12 – Forma do histograma tempo-área para diferentes valores do parâmetro  $XN$  (Adaptado de IPHS1, 2004b).

Desta maneira, o histograma tempo-área sintético é dividido em  $z$  intervalos, em que as ordenadas,  $f$ , são:

$$f(i) = (Ac_i - Ac_{i-1}) \quad \text{para } i = 1, 2, 3, \dots, z \quad (18)$$

Considerando que a parcela urbanizada representa uma parte da área  $Ac_i$ , aqui denominada de  $ac_i$ , pode-se definir a seguinte variável:  $\alpha_i = ac_i / Ac_i$ . Assim, a

precipitação, que chega ao solo, encontra dois tipos básicos de superfícies: permeável, em que pode ocorrer infiltração para o subsolo; e impermeável.

Na separação do escoamento, o algoritmo é utilizado somente para a parcela permeável da bacia. A altura da água resultante deste algoritmo é  $VE(t)$ . Já a altura da água nas superfícies impermeáveis é  $P(t)$ , calculada após o algoritmo de interceptação. Desta forma, a vazão do escoamento superficial ( $Qe$ ) das superfícies permeáveis e impermeáveis pode ser calculada como:

$$Qe(t) = \sum_{i=r}^t VE_{(t-i+1)} fp(i) + \sum_{i=r}^t P_{(t-i+1)} fm(i) \quad (19)$$

em que:  $r = 1$  para  $t < z$ ;  $r = t - z + 1$  para  $t > z$ ;  $fp(i)$  é um fator de ponderação do volume de escoamento superficial na parcela permeável, estimado como:

$$fp(i) = f(i)(1 - \alpha_i) \quad (20)$$

e  $fm(i)$  é o fator de ponderação do volume de escoamento superficial na parcela impermeável, estimado como:

$$fm(i) = \alpha_i f(i) \quad (21)$$

Para considerar o efeito de armazenamento, o histograma resultante do uso do histograma tempo-área sintético é simulado por meio do método do RLS. Assim, cada lâmina de chuva efetiva é distribuída no tempo pelo histograma tempo-área sintético e filtrada pelo RLS. A vazão de saída é calculada para cada intervalo de tempo, como:

$$Qs_{(t+1)} = Qs_{(t)} e^{-\frac{\Delta t}{ks}} + Qe_{(t+1)} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{ks}}) \quad (22)$$

em que:

$Qs$  – vazão de saída do escoamento superficial,  $m^3/s$ ;

$Qe$  – vazão de entrada do escoamento superficial,  $m^3/s$ ; e

$ks$  – tempo médio de esvaziamento do reservatório superficial, h.

A propagação da vazão do escoamento subterrâneo é calculada por meio de equação semelhante a 22, em que  $ks$  é substituído por  $kb$  e  $Qe$  por  $VP$ .

$$Qb_{(t+1)} = Qb_{(t)} e^{-\frac{\Delta t}{kb}} + VP_{(t+1)} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{kb}}) \quad (23)$$

em que:

$Qb$  – vazão de saída do escoamento subterrâneo,  $m^3/s$ ; e

$kb$  – tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo, h.

Assim, a vazão total de saída da seção da bacia (módulo bacia) será a soma da vazão do escoamento superficial (Equação 22) mais a vazão do escoamento subterrâneo (Equação 23).

### 3.2.2. Módulo rio – propagação da onda de cheia no canal

Após a simulação da transformação chuva-vazão ser realizada pelo módulo anterior, obtém-se, como resultado, o hidrograma da referida sub-bacia. Desta forma, para o segundo modelo construído, o hidrograma é propagado no canal até à seção de interesse ou, então, até encontrar outro canal onde, neste caso, será um afluente, podendo também receber contribuições de outras sub-bacias ou canais. O modelo hidráulico utilizado, para isto, é o Muskingum-Cunge linear.

O modelo de Muskingum foi desenvolvido por McCarthy, citado por Chow (1959) e IPHS1 (2004b), no rio Muskingum. Baseia-se baseia na equação da continuidade concentrada (Equação 24) e numa função empírica (Equação 25), que relaciona o armazenamento ( $Qa$ ) com as vazões de entrada ( $Qi$ ) e saída ( $Qo$ ) do trecho de propagação.

$$\frac{dQa}{dt} = Qi - Qo \quad (24)$$

$$Qa = K[X Qi + (1 - X)Qo] \quad (25)$$

em que:

$K$  – parâmetro representativo do tempo de deslocamento da onda no trecho de propagação, adimensional; e

$X$  – parâmetro que pondera a influência das vazões de entrada e saída do trecho na função de armazenamento, adimensional.

A Equação 25 é diferencial ordinária e será linear, quando os coeficientes  $K$  e  $X$  forem constantes. Substituindo-se a Equação 25 na Equação 24 e discretizando, a referida equação, resulta em:

$$Qo_2 = C_1 Qi_2 + C_2 Qi_1 + C_3 Qo_1 \quad (26)$$

em que:

$Qo_1$  – vazão de saída no trecho do canal no início do intervalo de tempo,  $m^3/s$ ;

$Qo_2$  – vazão de saída no trecho do canal ao final do intervalo de tempo,  $m^3/s$ ;

$Qi_1$  – vazão de entrada no trecho do canal no início do intervalo de tempo,  $m^3/s$ ;

$Qi_2$  – vazão de entrada no trecho do canal ao final do intervalo de tempo,  $m^3/s$ ; e

$C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  – coeficientes resultantes da discretização, que dependem de  $K$ ,  $X$  e  $t$ , adimensionais, ou seja:

$$C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

Porém, nas ondas de cheia, o escoamento em rios e canais pode sofrer o amortecimento da onda devido à variação na capacidade de armazenamento e do efeito das forças dinâmicas. Cunge, citado por IPHS1 (2004b), demonstrou que não existe este amortecimento dinâmico no modelo Muskingum. Este, ainda, relacionou a difusão numérica, produzida pelo modelo de Muskingum, ao coeficiente de difusão hidráulica da equação de difusão linearizada, ou seja, Cunge igualou a difusão numérica do modelo de Muskingum à difusão real, transformando, desta forma, o modelo Muskingum em um modelo de difusão, que representasse esse amortecimento da onda de cheia no canal.

Desta forma, os parâmetros  $K$  e  $X$  para o modelo de Muskingum-Cunge podem ser estimados, com base nas características físicas do trecho de propagação e com base na discretização, diferentemente do modelo de Muskingum, em que estes eram definidos por soluções estatísticas, isto é:

$$X = 0,5 - \frac{q}{2dL} \quad (27)$$

$$K = \frac{L}{c} \quad (28)$$

em que:

$q$  – vazão específica por unidade de largura do canal,  $m^3/s/m$ ;

$d$  – declividade do fundo do canal,  $m/m$ ;

$L$  – comprimento do trecho de propagação,  $m$ ; e

$c$  – celeridade da onda de cheia,  $m/s$ .

A celeridade da onda pode ser obtida pela expressão:

$$c = \frac{5}{3} \frac{d^{0,3} q^{0,4}}{n^{0,6}} \quad (29)$$

em que:

$n$  – coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional.

### 3.3. Aquisição de dados

Para a realização deste trabalho, foram necessárias séries de dados fluviográficos e pluviográficos, assim como dados fisiográficos e imagens de satélite da bacia.

As séries de dados fluviográficos e pluviográficos foram obtidas junto a CPRM, Cemig e Belgo Mineira. Na Tabela 1, apresenta-se a relação das estações pluviográficas e fluviográficas utilizadas no trabalho.

Tabela 1 – Estações fluviográficas e pluviográficas utilizadas no trabalho

CÓDIGO	ESTAÇÃO	LATITUDE	LONGITUDE	RESPONSÁVEL	TIPO DE DADO
01943010	CAETÉ	19°53'54" S	43°39'55" WG	ANA	PLUVIOGRÁFICO
01943100	NOVA ERA TELEMÉTRICA	19°46'00" S	43°01'34" WG	ANA	PLUVIOGRÁFICO
02043009	ACAIACA	20°21'57" S	43°08'33" WG	ANA	PLUVIOGRÁFICO
01943076	UHE PETI	19°48'00" S	43°14'00" WG	CEMIG	PLUVIOGRÁFICO
02043063	SÃO GONÇALO DO RIO ACIMA	20°04'28" S	43°34'59" WG	CEMIG	PLUVIOGRÁFICO
56661000	NOVA ERA TELEMÉTRICA	19°46'00" S	43°01'34" WG	ANA	FLUVIOGRÁFICO
56650080	UHE PETI	19°48'00" S	43°14'00" WG	CEMIG	FLUVIOGRÁFICO
56610100	UHE PIRACICABA	19°56'00" S	43°10'00" WG	BELGO	FLUVIOGRÁFICO

Os dados fisiográficos da bacia de interesse foram adquiridos a partir do modelo digital de elevação (MDE). A imagem raster contendo as informações de elevação (MDE), com resolução espacial de 90 m, foi importada da plataforma “United States Geological Survey” (USGS, 2005). Juntamente com o MDE, foram também utilizados no levantamento dos dados fisiográficos, imagens do satélite Landsat 5, obtidas pelo sensor TM com resolução espacial de 30 m. Já a hidrografia da bacia foi obtida por meio da digitalização em tela, a partir das imagens Landsat-TM, sendo auxiliada pela drenagem numérica, obtida por meio do MDE. Por fim, na aquisição dos dados fisiográficos, foi realizado um caminhamento para retirada de fotos dos dois cursos de água principais da bacia (rios Piracicaba e Santa Bárbara) com trajeto partindo do município de Nova Era até as estações fluviográficas de UHE Piracicaba e UHE Peti.

### 3.4. Elaboração do banco de dados

Os dados básicos foram trabalhados e selecionados para elaboração do banco de dados, visando à construção e calibração dos modelos hidrológicos.

### 3.4.1. Seleção dos eventos de cheia

Os eventos de cheia, utilizados na calibração dos modelos hidrológicos, foram selecionados a partir dos hidrogramas e hietogramas registrados, respectivamente, nas estações fluviográficas e pluviográficas durante o período de cheia da bacia. Os hietogramas foram utilizados como dados de entrada no módulo bacia e os hidrogramas foram para o ajuste do módulo bacia e validação do modelo.

Neste trabalho, a principal estação fluviográfica foi a Nova Era Telemétrica (NET-FLU), pois, localiza-se no centro da cidade de Nova Era. Apesar de ter sido implantada em 2002, esta estação não possui curva-chave, tendo apenas registros de duas em duas horas dos níveis do rio Piracicaba. Assim, foi necessário transferir os dados de níveis para a estação Nova Era IV (NEIV-FLU), localizada 3 km à montante. A transferência dos níveis foi realizada a partir da Equação 30, proposta por CPRM (2005), que estabeleceu uma correlação entre os níveis da estação NET-FLU com a estação NEIV-FLU, a partir dos dados diários de 2002 a 2005.

$$N_{NEIV} = 0,94 N_{NET} + 7,2 \quad (30)$$

em que:

$N_{NEIV}$  – nível da estação NEIV-FLU, cm; e

$N_{NET}$  – nível da estação NET-FLU, cm.

Realizada a transferência dos dados entre as estações, foi calculada a vazão ( $Q_{NEIV}$ ) de duas em duas horas, para a estação NEIV-FLU, a partir da curva-chave da estação (equações 31 a 34). Vale ressaltar que os dados de nível da estação NEIV para a curva-chave (equações 31 a 34) são em metros.

$$Q_{NEIV} = 12,66(N_{NEIV} + 0,65)^{2,64} \quad (\text{amplitude de 0,5 a 1,90 m}) \quad (31)$$

$$Q_{NEIV} = 30,98(N_{NEIV} + 0,5)^{1,80} \quad (\text{amplitude de 1,90 a 5,00 m}) \quad (32)$$

$$Q_{NEIV} = 243,2(N_{NEIV})^{0,63} \quad (\text{amplitude de 5,00 a 6,20 m}) \quad (33)$$

$$Q_{NEIV} = 3,69(N_{NEIV})^{2,92} \quad (\text{amplitude de 6,20 a 7,80 m}) \quad (34)$$

em que:

$Q_{NEIV}$  – vazão da estação NEIV-FLU, m<sup>3</sup>/s.

A seleção dos eventos de cheia foi feita a partir das vazões, que ultrapassaram a cota de alerta e de inundação da estação NEIV-FLU. As cotas de alerta e de inundação, para a seção, são de 350 e 470 cm, correspondendo às vazões de 376 e 602 m<sup>3</sup>/s e período de retorno de 1,1 e 1,8 anos, respectivamente (CPRM, 2005).

Com os eventos identificados e selecionados na estação NEIV-FLU, fez-se também a seleção dos hidrogramas, correspondentes a estes eventos, nas outras estações fluviográficas: UHE Piracicaba (PI-FLU) e UHE Peti (PE-FLU). Juntamente com estes hidrogramas, foram selecionados os hietogramas destes eventos nas estações pluviográficas: Caeté (CA-PLU), Nova Era Telemétrica (NET-PLU), Acaiaca (AC-PLU), UHE Peti (PE-PLU) e São Gonçalo do Rio Acima (SG-PLU).

A seleção dos eventos nas estações PI-FLU e PE-FLU, foi somente para a calibração do segundo modelo hidrológico construído, pois, estas estações estão a montante da estação NEIV-FLU. A fim de realizar uma melhor calibração do modelo IPH II nas sub-bacias a montante destas duas estações, também foram selecionados outros eventos de cheia nestas estações. O critério de seleção destes eventos foi somente o de vazões elevadas.

Como as estações NET-PLU e NET-FLU apresentam registros de duas em duas horas, todos eventos selecionados das outras estações foram repassados para este intervalo de tempo.

Fez-se também, em todos os eventos selecionados, uma análise de consistência, a fim de realizar o preenchimento de falhas, quando possível. O preenchimento de falhas dos hietogramas das estações pluviográficas foi realizado a partir das correspondentes estações pluviométricas<sup>1</sup> das mesmas, sendo somente preenchidas as falhas em dias que não apresentavam precipitação. Já para as falhas dos hidrogramas, o preenchimento foi realizado a partir da média dos valores vizinhos às falhas. Os eventos em que não foi possível o preenchimento de falhas, ou mesmo apresentavam muitas falhas, foram descartados.

#### **3.4.2. Discretização da bacia em sub-bacias menores**

Para a construção do segundo modelo hidrológico, a bacia hidrográfica foi discretizada em três sub-bacias a partir do MDE. Entretanto, antes de efetuar esta discretização, foi necessário aferir o MDE a fim de torná-lo hidrológicamente consistente (MDEHC – modelo digital de elevação hidrológicamente consistente), pois, somente deste modo ele representaria, adequadamente, os processos de escoamento e drenagem da bacia. Assim, o antigo MDE foi processado juntamente com a hidrografia digitalizada nas imagens Landsat-TM, sendo o novo MDE reinterpolado para uma resolução espacial de 30 m.

---

<sup>1</sup> As estações pluviométricas correspondentes às estações pluviográficas foram obtidas no site da Agência Nacional de Águas (Ana) – [www.ana.gov.br](http://www.ana.gov.br).

O novo MDE, com a hidrografia incorporada, foi pós-processado a fim de eliminar as depressões espúrias, ou seja, células cercadas por outras com maiores valores de elevação, remanescentes ou que foram introduzidas no MDE durante o processo de imposição da rede de drenagem. Realizou-se, também, o rebaixamento da hidrografia e suavização das margens buscando, assim, a consistência do escoamento superficial ao longo da rede de drenagem gerada pelo modelo.

Já com o MDEHC (Figura 13), a bacia a montante da estação NEIV-FLU pode ser discretizada (Figura 14) a partir das outras duas estações fluviográficas existentes na bacia (PE-FLU e PI-FLU), uma vez que o modelo somente pode ser ajustado e calibrado onde há dados observados.

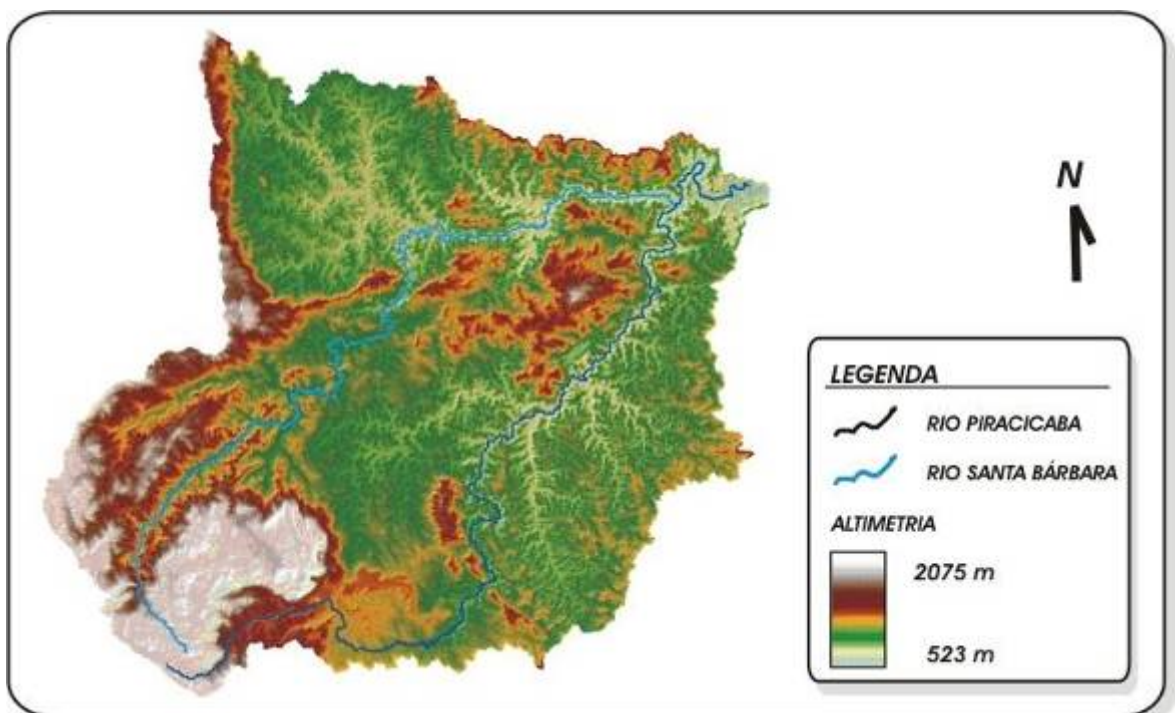


Figura 13 – MDEHC da bacia a montante da estação NEIV-FLU, juntamente com a hidrografia digitalizada das imagens Landsat-TM.

A fim de facilitar a identificação de cada sub-bacia do segundo modelo, foi adotada a seguinte convenção (Figura 14): a sub-bacia a montante da estação NEIV-FLU, intermediária às outras duas, fica como “sub-bacia A”; a sub-bacia a montante da estação PI-FLU, fica como “sub-bacia B”; e a sub-bacia a montante da estação PE-FLU, fica como “sub-bacia C”.

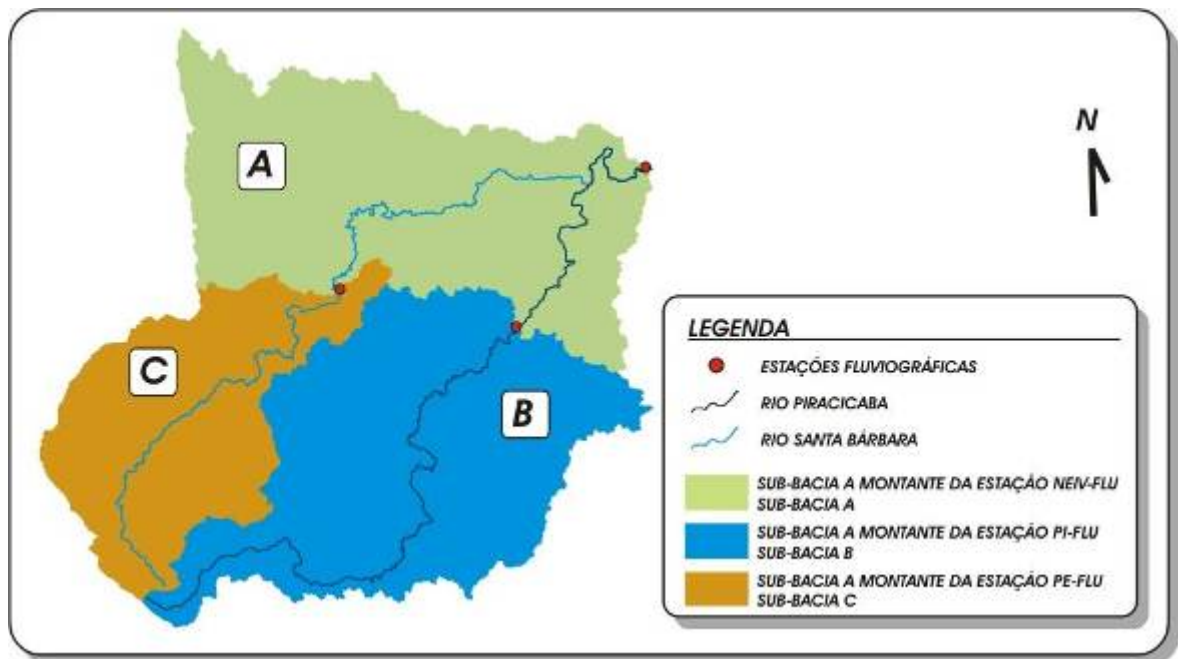


Figura 14 – Bacia do rio Piracicaba a montante da estação NEIV-FLU discretizada, juntamente com a convenção adotada para a identificação de cada sub-bacia.

### 3.4.3. Influência de cada estação pluviográfica

Como as precipitações não ocorrem de maneira uniforme na bacia e, neste trabalho, foram utilizadas cinco estações pluviográficas, foi necessária a identificação da área de influência de cada estação na bacia. Neste caso, para o primeiro modelo construído, identificou-se a área de influência para toda a bacia a montante da estação NEIV-FLU. Já para o segundo modelo construído, identificou-se a área de influência de cada estação pluviográfica em cada sub-bacia (Figura 14).

A área de influência, ou peso, foi determinada por meio da metodologia dos polígonos de Thiessen (Bertoni & Tucci, 1993). Para determinação dos polígonos, foi utilizado o módulo precipitação média do software RH 4.0 (Euclides *et al.*, 2005). Para esta determinação, utilizaram-se os dados unitários de precipitação de cada estação pluviográfica e o contorno da área de drenagem da bacia, ou das sub-bacias discretizadas (Apêndice A).

Com os pesos de cada estação determinados na bacia e nas sub-bacias (tabelas 2 e 3), o módulo bacia pode fazer, automaticamente, a distribuição da precipitação conforme as influências das estações. Entretanto, foi utilizado somente o peso de cada estação atribuído pelo método, pois, o módulo bacia faz a distribuição e a discretização temporária da precipitação.

Tabela 2 – Áreas de influência e pesos de cada estação pluviográfica na bacia do primeiro modelo, juntamente com a área da bacia

Estação pluviográfica	Área (km <sup>2</sup> )	Área (%)	Peso
Caeté (CA-PLU)	90,65	2,96	0,03
UHE Peti (PE-PLU)	1.576,74	51,48	0,51
Nova Era Telemétrica (NET-PLU)	451,51	14,74	0,15
Acaiaca (AC-PLU)	175,21	5,72	0,06
São Gonçalo do Rio Acima (SG-PLU)	768,51	25,09	0,25
Total	3.062,67	100,00	1,00

Tabela 3 – Áreas de influência e pesos de cada estação pluviográfica nas sub-bacias do segundo modelo, juntamente com a área de cada sub-bacia

Estações	Sub-bacia A			Sub-bacia B			Sub-bacia C		
	A (km <sup>2</sup> )	A (%)	Peso	A (km <sup>2</sup> )	A (%)	Peso	A (km <sup>2</sup> )	A (%)	Peso
NET-PLU	377,11	32,20	0,32	74,38	6,38	0,06	-	-	-
PE-PLU	750,52	64,09	0,64	660,26	56,62	0,57	165,96	22,88	0,23
CA-PLU	43,49	3,71	0,04	-	-	-	47,16	6,50	0,06
SG-PLU	-	-	-	256,24	21,97	0,22	512,27	70,62	0,71
AC-PLU	-	-	-	175,19	15,02	0,15	-	-	-
Total	1.171,16	100,00	1,00	1.166,09	100,00	1,00	725,42	100,00	1,00

#### 3.4.4. Dados fisiográficos de entrada nos modelos

As informações fisiográficas da bacia e de seus principais cursos de água, rios Piracicaba e Santa Bárbara, constituíram dados de entrada para o módulo bacia e para o módulo rio, respectivamente.

No módulo bacia, foram utilizados como dados fisiográficos de entrada: a área de drenagem; o tempo de concentração; e a porcentagem de área impermeável das bacias. Enquanto no módulo rio, foram utilizados como dados de entrada: o comprimento de cada trecho do curso de água; cota a montante; cota a jusante; altura média do canal; largura média do canal; e rugosidade do canal.

As áreas de drenagem das bacias foram obtidas por meio do MDEHC (tabelas 2 e 3). O tempo de concentração foi determinado, inicialmente, empregando-se a equação do Corpo de Engenheiros do Exército do EUA (Equação 35), sendo este tempo ajustado, posteriormente, na calibração dos modelos, pois, o tempo de concentração é um dos parâmetros de calibração do módulo bacia, determinando, no hidrograma o instante do

pico de cheia. Os valores de entrada para a Equação 35, foram obtidos por meio do MDEHC.

$$t_c = 11,46 Lp^{0,76} dp^{-0,25} \quad (35)$$

em que:

$t_c$  – tempo de concentração, min;

$Lp$  – comprimento do curso de água principal, km; e

$dp$  – declividade do curso de água principal, m/m.

Conforme Silveira (2005), a equação do Corpo de Engenheiros do Exército do EUA é a mais indicada para estimativa do tempo de concentração para bacias com áreas inferiores a 12.000 km<sup>2</sup>.

Na estimativa da porcentagem de área impermeável, foram utilizadas as imagens Landsat-TM. Essa estimativa foi realizada, a partir da identificação da extensão territorial das cidades existentes na bacia: Nova Era, João Monlevade, Bela Vista de Minas, Santa Bárbara, Barão dos Cocais, São Gonçalo do Rio Abaixo, Rio Piracicaba e Catas Altas. Para cada cidade, foi digitalizado um polígono abrangendo toda sua extensão territorial. Juntamente com as cidades, foi digitalizado, também, um polígono no Parque Natural do Caraça, por apresentar grandes áreas rochosas – Afloramento Rochoso (Figura 3). Posteriormente, as áreas dos polígonos digitalizados (Figura 15) foram multiplicadas por um coeficiente C (Tabela 4), de acordo com a característica da área, pois, somente parte da área total do polígono é impermeável (Apêndice B). Para as cidades, o valor foi 0,38, correspondente ao valor intermediário da zona: edificações com muitas áreas livres. Já para o parque, o valor foi 0,12, correspondente ao valor intermediário da zona: matas, parques e campo de esportes.

Para o segundo modelo construído, os dois cursos de água, rios Piracicaba e Santa Bárbara, a jusante das duas sub-bacias (Figura 14), foram divididos em trechos, para melhor representação do escoamento. Essa divisão foi baseada na declividade, pois, assim, o trecho possuiria declividade única (Apêndice C). Foi obtido por meio do MDEHC, para cada trecho, o comprimento e as cotas de montante e jusante. Quanto às informações de largura e profundidade média de cada trecho, em virtude das dificuldades de obtenção dessas informações, inicialmente, foi atribuído um valor médio para todos os trechos, para ambos os rios, de 20 m para a largura média e de 2 m para a profundidade média. Após o início da calibração, as informações de profundidade e largura média foram alteradas, a fim de melhorar os resultados obtidos pelo modelo. Por fim, as informações da rugosidade do canal – coeficiente de Manning ( $n$ ) – para cada trecho, foram obtidas através da classificação das fotos do levantamento realizado nos dois rios

(Figura 16). A classificação das fotos para estimativa da rugosidade do canal, foi realizada com base na rugosidade, apresentada pelas fotos classificadas por Chow (1959) e USGS (2006).

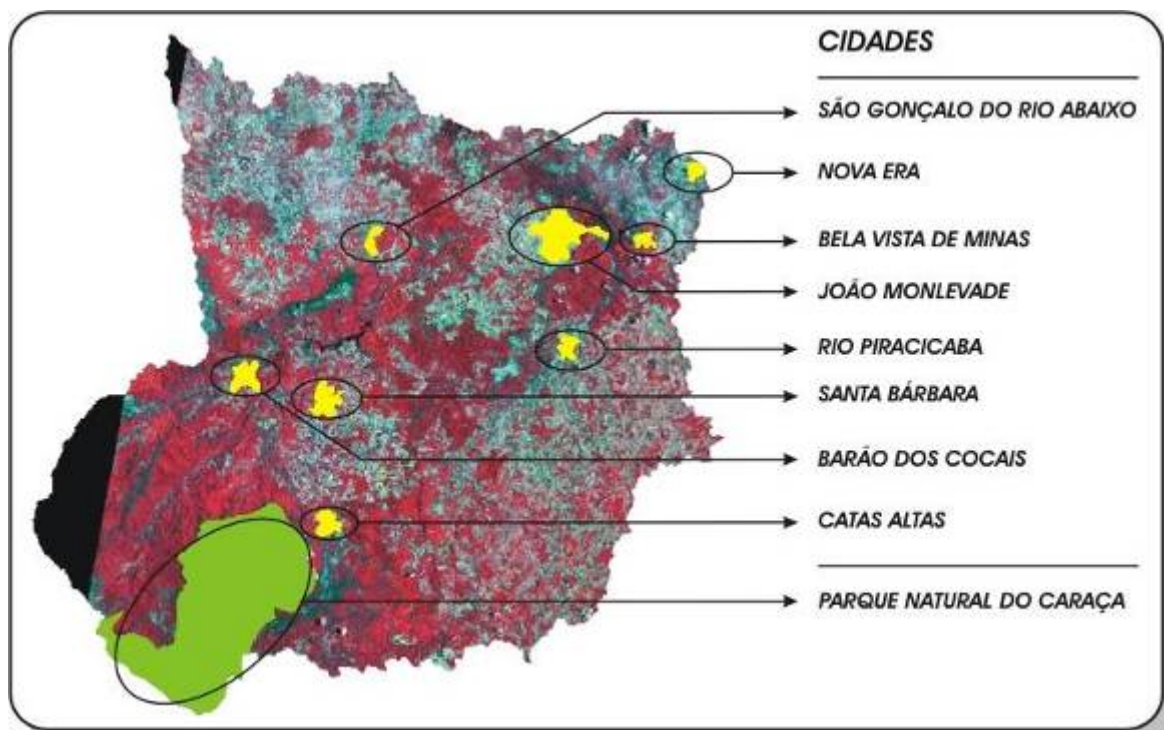


Figura 15 – Imagem Landsat-TM (bandas 4;3;2) com os polígonos digitalizados, identificando a área territorial da cada cidade e do Parque Natural do Caraça.

Tabela 4 – Valores de C adotados pela Prefeitura de São Paulo

Zonas	C
Edificações muito densas: áreas centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 – 0,95
Edificações não muito densas: área adjacente ao centro, com menor densidade de habitantes, porém com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 – 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: áreas residenciais com construções cerradas e ruas pavimentadas	0,50 – 0,60
Edificações com muitas áreas livres: áreas residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 – 0,50
Subúrbios com alguma edificação: áreas de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
Matas, parques e campo de esportes: áreas rurais, verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação.	0,05 – 0,20

Fonte: Wilken (1978) citado por Pruski *et al.* (2004).

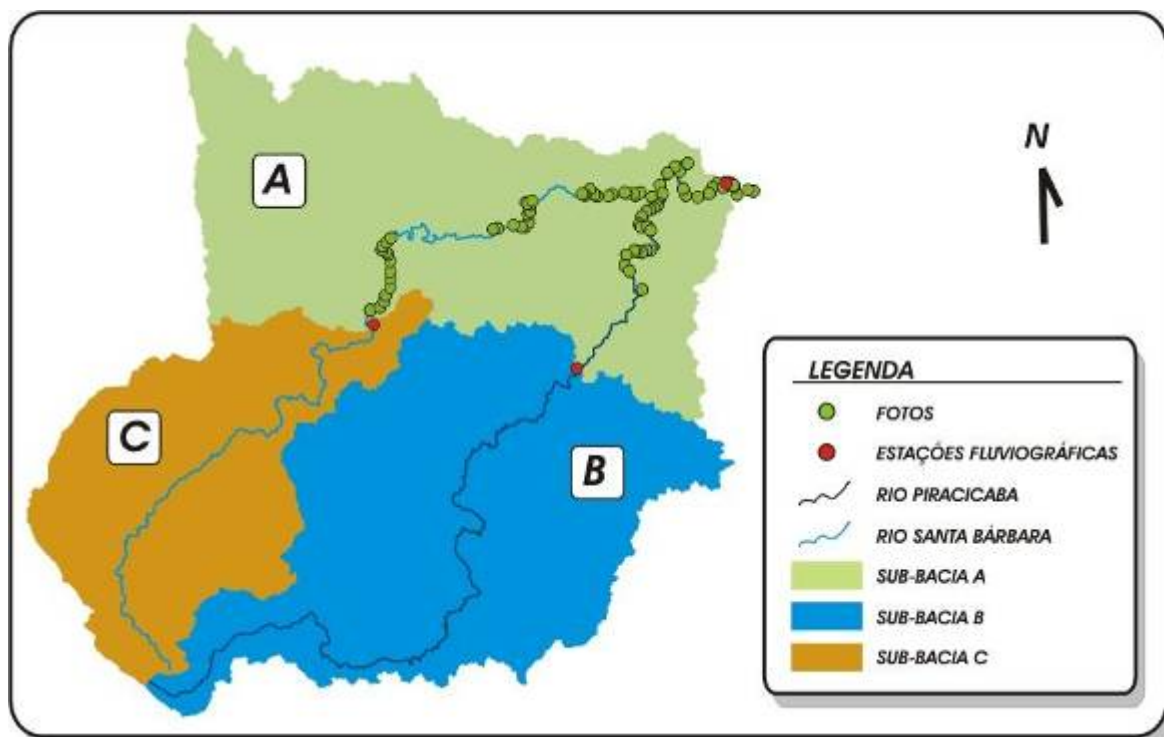


Figura 16 – Levantamento fotográfico realizado nos rios Piracicaba e Santa Bárbara.

### 3.5. Construção dos modelos hidrológicos

Na construção dos modelos, no sistema IPHS1, foram inseridos os elementos que correspondem aos processos hidrológicos existentes na bacia. Para isto, o sistema IPHS1 possui uma rede de elementos que compõe estes processos. Os elementos inseridos na construção, de ambos os modelos, são descritos na Tabela 5.

Tabela 5 – Funções dos elementos representativos dos processos hidrológicos

Elemento	Processo hidrológico associado
Ponto de Controle	Soma de hidrogramas
Trecho de água	Propagação de vazões em canais (módulo rio)
Sub-bacia	Transformação chuva-vazão (módulo bacia)

Adaptado de IPHS1, 2004a.

#### 3.5.1. Construção do primeiro modelo hidrológico

Como o primeiro modelo comporta-se como um modelo concentrado, não foi necessário discretizar ou dividir a bacia em sub-bacia menores. Para construção do modelo, foi inserido um ponto de controle na estação NEIV-FLU para a soma dos

hidrogramas, bem como um módulo bacia para a transformação chuva-vazão na bacia (Figura 17). No módulo bacia, conforme mencionado anteriormente, foi escolhido o modelo hidrológico de transformação chuva-vazão IPH II.

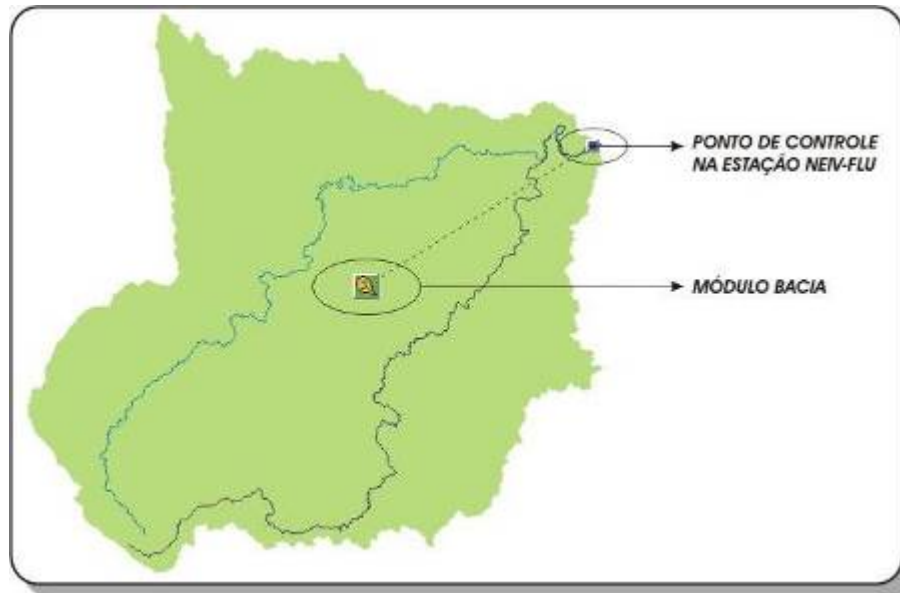


Figura 17 – Esquema dos elementos realizadores dos processos hidrológicos do primeiro modelo.

### 3.5.2. Construção do segundo modelo hidrológico

A construção do segundo modelo foi baseada na discretização da bacia (Figura 14) e na divisão dos rios Piracicaba e Santa Bárbara, com base na declividade (Apêndice C). Foi inserido um ponto de controle em cada estação fluviográfica (NEIV-FLU, PE-FLU e PI-FLU), bem como um módulo bacia para cada sub-bacia e um módulo rio para cada trecho dividido dos rios, correspondendo a um total de 6 trechos para cada rio (rio Piracicaba e Santa Bárbara) e 2 trechos para o rio Piracicaba após a confluência (Figura 18). Assim, este modelo comporta-se como um modelo distribuído por bacias. No módulo bacia, igual ao primeiro modelo, foi escolhido o modelo hidrológico IPH II, enquanto no módulo rio, foi escolhido o modelo hidráulico Muskingum-Cunge linear.

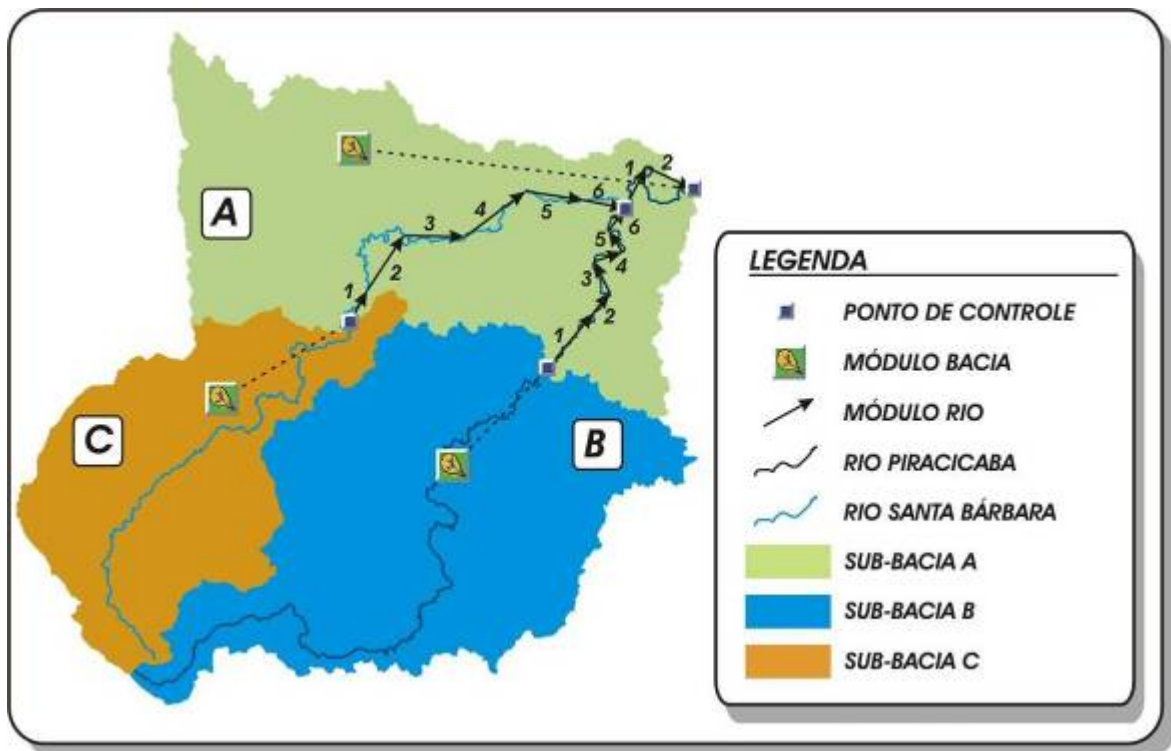


Figura 18 – Esquema dos elementos realizadores dos processos hidrológicos do segundo modelo.

### 3.6. Calibração dos modelos hidrológicos

Os dois modelos hidrológicos construídos foram calibrados para cada evento de cheia selecionado anteriormente. Ambos os modelos foram calibrados por meio de tentativa e erro, ressaltando-se, que os parâmetros iniciais de cada modelo, foram definidos de acordo com a literatura e informações fisiográficas das bacias e de seus respectivos cursos de água. Como o objetivo da calibração foram os eventos de cheia, procurou-se o melhor ajuste, para ambos os modelos, no período de aumento da vazão no hidrograma.

#### 3.6.1. Calibração do primeiro modelo hidrológico

Com os eventos de cheia selecionados, a calibração do modelo foi realizada por meio da comparação entre os hidrogramas observado e simulado. Como o primeiro modelo comporta-se como um modelo concentrado, foi necessário somente calibrar o modelo IPH II para a bacia a montante da estação NEIV-FLU.

Os valores iniciais dos parâmetros do modelo foram baseados nos trabalhos de Germano *et al.* (1998), Brun e Tucci (2001), Santos *et al.* (2001), Favoreto *et al.* (2003) e Tucci (2005). Os parâmetros calibrados são apresentados abaixo:

$R_{max}$  – reservatório máximo de perdas iniciais, mm;

$I_b$  – taxa de infiltração quando o solo está saturado, mm/h;

$I_0$  – taxa de infiltração em condições iniciais, mm/h;

$H = e^k$ , onde  $k$  ( $h^{-1}$ ) é um parâmetro, que caracteriza o decaimento da curva de infiltração;

$k_s$  – tempo médio de esvaziamento do reservatório superficial, h;

$k_b$  – tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo, h; e

$XN$  – coeficiente que varia de acordo com a forma da bacia, adimensional.

Juntamente com os parâmetros do modelo IPH II, fez-se também a calibração do tempo de concentração ( $t_c$ ) para cada evento, sendo que o valor inicial inserido corresponde ao obtido com a Equação 35.

### 3.6.2. Calibração do segundo modelo hidrológico

Como o segundo modelo construído apresenta três módulos bacia, foi necessário fazer, primeiramente, uma calibração individual nos módulos bacia das sub-bacias B e C. Realizada essa calibração, foi feita uma simulação com todo o modelo para a calibração simultânea do módulo bacia da sub-bacia A e dos módulos rios.

Na calibração do modelo IPH II para as sub-bacias B e C, além dos eventos selecionados para a bacia a montante da estação NEIV-FLU, foram simulados outros eventos individuais ocorridos nestas sub-bacias, enquanto na calibração da sub-bacia A, foram simulados, apenas, os eventos selecionados na estação NEIV-FLU. Esta etapa da calibração do segundo modelo foi realizada de forma similar à do primeiro modelo.

Com os eventos calibrados nas sub-bacias, o modelo Muskingum-Cunge (módulo rio) pode ser calibrado. A calibração deste modelo foi simples, pois, a maioria dos dados de entrada foram obtidos por meio das informações fisiográficas dos cursos de água, necessitando somente alguns ajustes no coeficiente de rugosidade de Manning ( $n$ ), bem como na largura e profundidade média dos cursos de água, pois, nestes dois últimos foram atribuídos valores médios. De modo similar ao módulo bacia, os resultados foram analisados visualmente até um ajuste adequado dos parâmetros do modelo.

### 3.7. Análise estatística dos resultados e estimativa da antecedência

A primeira validação dos modelos foi visual, conforme mencionado anteriormente, porém é de extrema importância a validação da calibração por análises estatísticas, pois, esta análise representa, quantitativamente, a qualidade em que os modelos representaram os processos hidrológicos reais na bacia.

#### 3.7.1. Comparação entre a vazão calculada e observada

Os hidrogramas resultantes das simulações dos modelos foram comparados, quando existiam, com os hidrogramas observados nas estações fluviográficas.

A quantificação da qualidade da calibração foi verificada, com base nos valores obtidos com: coeficiente de eficiência (*CE*), proposto por Nash e Sutcliffe (1970), citado por Wang *et al.* (2006); erro-padrão da estimativa (*EP*); e erro absoluto médio relativo (*EAMR*).

$$CE = 1 - \frac{\sum (Q_{ob}(t) - Q_{cal}(t))^2}{\sum (Q_{ob}(t) - Q_m)^2} \quad (36)$$

$$EP = \sqrt{\frac{\sum (Q_{ob}(t) - Q_{cal}(t))^2}{p}} \quad (37)$$

$$EAMR = \frac{\frac{1}{p} \sum |Q_{ob}(t) - Q_{cal}(t)|}{\frac{1}{p} \sum |Q_{ob}(t)|} \quad (38)$$

em que:

$Q_{ob}$  – vazão observada nas estações fluviográficas, m<sup>3</sup>/s;

$Q_{cal}$  – vazão calculada pelo modelo, m<sup>3</sup>/s;

$Q_m$  – vazão média observada, m<sup>3</sup>/s; e

$p$  – tamanho da população, adimensional.

O *CE* foi utilizado, pois, segundo Wang *et al.* (2006), ainda é o critério mais utilizado para determinar o desempenho de modelos. Os resultados foram classificados, segundo os intervalos de valores de desempenho de *CE*, proposto por Kachroo (1986) citado por Shamseldin (1997): acima de 0,9, o modelo teve desempenho “muito satisfatório”; entre 0,9 e 0,8, o modelo teve desempenho “satisfatório”; e abaixo de 0,8, o modelo teve desempenho “insatisfatório”. O *EAMR* foi utilizado por ser muito sensível a pequenos erros e conseguir comparar pequenas diferenças no desempenho dos modelos. Finalmente, o *EP* foi utilizado, assim como o *CE* e o *EAMR*, por serem

utilizados na quantificação qualitativa dos modelos no Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce.

Realizadas as análises estatísticas dos eventos simulados pelos modelos, estes foram novamente calibrados, com a modificação de alguns parâmetros, a fim de realizar a otimização da calibração. Nesta otimização, os resultados foram analisados, primeiramente, pelos valores obtidos de *CE*, sendo posteriormente analisados pelos valores de *EAMR* e *EP*, por serem mais sensíveis a pequenos erros.

### **3.7.2. Estimativa da antecedência**

Para determinar a antecedência dos eventos de cheia, estando os modelos calibrados, fez-se a simulação dos eventos com a inserção gradativa da precipitação, ou seja: na primeira simulação, sem a precipitação; na segunda, acrescentou-se o primeiro intervalo de precipitação ocorrida; na terceira, acrescentou-se o segundo intervalo de precipitação ocorrida e, assim, progressivamente. Os intervalos foram acrescentados, gradativamente, até que a vazão do hidrograma gerado com o modelo atingisse a vazão de alerta ou inundação do município ou, para os casos das outras sub-bacias, atingisse a vazão máxima observada no hidrograma. Assim, a antecedência foi igual ao intervalo de tempo, entre o último intervalo de precipitação inserido e a vazão de alerta, inundação ou máxima do hidrograma.

### **3.8. Análise de sensibilidade do modelo**

A análise de sensibilidade do modelo foi realizada somente para o modelo IPH II, pois, o modelo Muskingum-Cunge, uma vez calibrado, não necessita alterar os dados de entrada. Assim, procurou-se fazer a análise de sensibilidade para auxiliar a operação do sistema de alerta, pois, alguns parâmetros do modelo IPH II, como  $I_0$  (taxa de infiltração inicial),  $k_s$  (tempo médio de esvaziamento do reservatório superficial) e  $t_c$  (tempo de concentração) variam muito de evento para evento.

Para realizar esta análise de sensibilidade, procurou-se o evento melhor simulado com o primeiro modelo, variando um a um os parâmetros de entrada. Nestas variações, os valores de entrada dos parâmetros foram alterados de 10 em 10% do valor calibrado, chegando até uma alteração de 50% do valor do parâmetro, tanto para positivo quanto para negativo.

Foi calculado também o índice de sensibilidade (*IS*) para cada parâmetro, no intuito de quantificar a sensibilidade dos parâmetros do modelo IPH II. Este índice foi proposto por McCuen e Snyder (1986) citado por Evangelista (2003), pela equação:

$$IS = \left| \frac{\frac{R_1 - R_2}{R_{12}}}{\frac{I_1 - I_2}{I_{12}}} \right| \quad (39)$$

em que:

*IS* – índice de sensibilidade do modelo aos parâmetros de entrada, adimensional;

*R*<sub>1</sub> – volume total escoado com o valor do parâmetro a -50 % do calibrado, m<sup>3</sup>;

*R*<sub>2</sub> – volume total escoado com o valor do parâmetro a 50 % do calibrado, m<sup>3</sup>;

*R*<sub>12</sub> – volume total escoado com o valor do parâmetro calibrado, m<sup>3</sup>;

*I*<sub>1</sub> – valor do parâmetro a -50 % do calibrado;

*I*<sub>2</sub> – valor do parâmetro a 50 % do calibrado; e

*I*<sub>12</sub> – valor do parâmetro calibrado.

Conforme McCuen e Snyder (1986), citado por Evangelista (2003), o valor do *IS* representa a mudança gerada na saída do modelo pela alteração dos parâmetros de entrada, permitindo ainda comparar a sensibilidade dos diferentes parâmetros. Para o índice, quanto maiores forem os valores, mais sensível é o modelo ao parâmetro, enquanto os valores próximos a zero indicam que o modelo não apresenta sensibilidade ao parâmetro.

### **3.9. Comparação entre os resultados obtidos com os modelos e aqueles obtidos na atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce**

Os valores de *CE*, *EP* e *EAMR* (equações 36 a 38) obtidos com os modelos, para os eventos selecionados, foram comparados com os valores obtidos pela atual metodologia (Tabela 6), juntamente com a antecedência obtida com o modelo e antecedência atual do sistema. Assim, o modelo já calibrado, poderá ou não ser utilizado pelo sistema de alerta no município como ferramenta na previsão em tempo real dos eventos de cheia.

Tabela 6 – Valores obtidos com a atual metodologia do sistema de alerta para eventos isolados, todos com antecedência de 3 horas

Período de Operação	Eventos	CE	EP (m <sup>3</sup> /s)	EAMR (%)
2002/2003	15/01/03 a 19/01/03	0,97	26,7	-
2003/2004	09/01/04 a 14/01/04	0,84	63,6	10,9
	22/01/04 a 25/01/04	-0,44	66,0	18,6
	11/02/04 a 14/02/04	0,79	4,49	5,26
	04/03/04 a 09/03/04	0,83	18,9	5,03
2004/2005	23/12/04 a 27/12/04	0,92	14,0	3,70
	17/01/05 a 21/01/05	0,81	19,5	4,50
	03/03/05 a 08/03/05	0,98	23,2	4,34
	20/03/05 a 23/03/05	0,81	31,1	8,88

Fonte: CPRM, 2003; CPRM, 2004; CPRM, 2005.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1. Calibração do primeiro modelo hidrológico

Em virtude da grande quantidade de falhas presentes nas séries das estações pluviográficas, em especial das estações PE-PLU e SG-PLU, foram selecionados apenas dois eventos de cheia para calibração e simulação do modelo. O primeiro destes eventos ocorreu no dia 17 de janeiro de 2003, ultrapassando a vazão de inundação da estação NEIV-FLU, enquanto o segundo evento ocorreu no dia 10 de janeiro de 2004, ultrapassando a vazão de alerta da estação.

Na Figura 19, é apresentado o hidrograma, observado no dia 17 de janeiro de 2003 na estação NEIV-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o primeiro modelo, assim como a precipitação média ocorrida na bacia, obtida pela metodologia dos polígonos de Thiessen. Este evento teve duração de sete dias e 16 horas (184 h), iniciando-se às 10 horas, no dia 13 de janeiro de 2003 e terminando a zero hora, no dia 21 de janeiro de 2003, com precipitação total de 258,16 mm e atingindo a vazão máxima no dia 17 de janeiro às seis horas.

Pode-se observar pela Figura 19, que o modelo não simulou de forma adequada o início do aumento da vazão, pois, somente gerou escoamento superficial expressivo com a forte precipitação que ocorreu na bacia, entre os intervalos de tempo 60 e 70 h, atrasando, assim, o início do aumento da vazão em 16 horas. Contudo, o modelo previu o pico da vazão de cheia satisfatoriamente, uma vez que a máxima simulada ocorreu no mesmo instante de tempo que a máxima observada. A vazão máxima obtida com o modelo neste evento foi de 818,38 m<sup>3</sup>/s, enquanto a observada foi 743,30 m<sup>3</sup>/s. Para as vazões médias do evento a diferença foi menor, sendo a simulada 407,24 m<sup>3</sup>/s e a observada 428,06 m<sup>3</sup>/s, pois, o modelo assemelhou bem a forma do hidrograma observado.

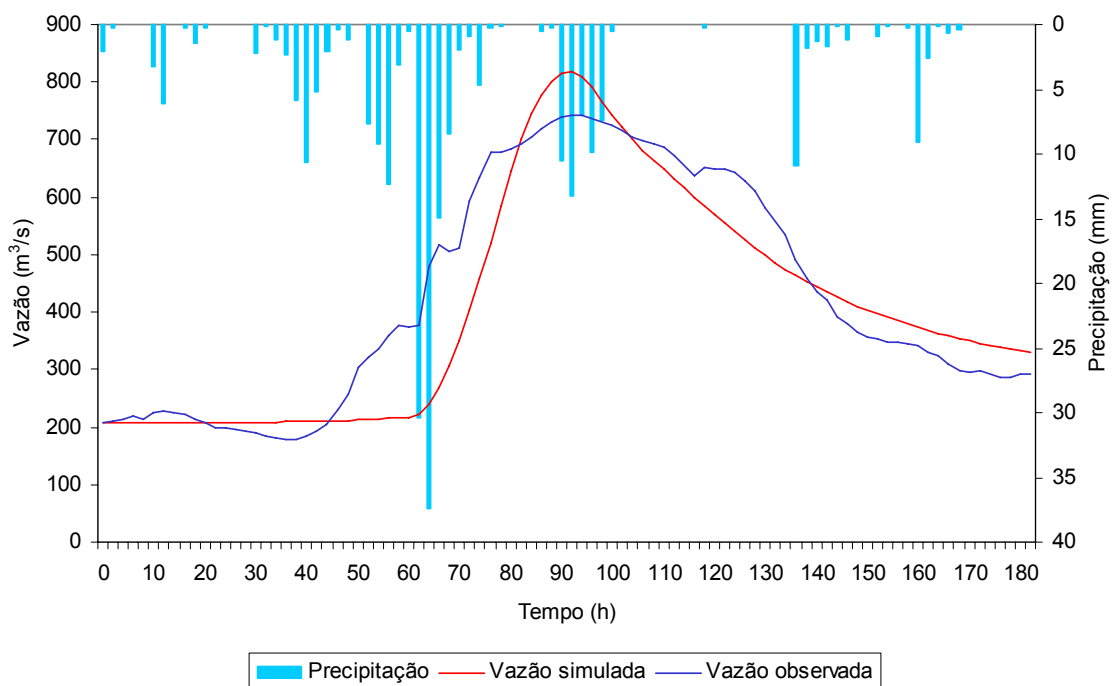


Figura 19 – Hidrograma observado e simulado com o primeiro modelo para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003.

O hidrograma simulado deste evento subestimou, expressivamente, a vazão, em relação à observada, em dois intervalos de tempo da simulação. O primeiro intervalo, no período de aumento da vazão, ocorrido entre 45 a 80 h do tempo de simulação, apresentou diferença no volume escoado de  $18.053.424 \text{ m}^3$ . Já o segundo intervalo, no período de recessão, entre 100 a 140 h do tempo de simulação, apresentou diferença menor no volume escoado,  $7.176.096 \text{ m}^3$ , do que no intervalo anterior. Houve também, neste evento, superestimativas expressivas na vazão simulada em dois intervalos de tempo na simulação. O primeiro intervalo ocorreu nas vazões máximas, entre 80 a 100 h do tempo de simulação, apresentando diferença no volume escoado de  $3.701.304 \text{ m}^3$ . Já o segundo intervalo ocorreu no período de recessão, entre 140 a 180 h do tempo de simulação, apresentando diferença maior,  $6.370.776 \text{ m}^3$ , no volume escoado do que no intervalo anterior.

Comparando as diferenças no volume escoado, entre o período de aumento da vazão ( $18.053.424 \text{ m}^3$ ) e o período de recessão do hidrograma, subestimativa mais a superestimativa ( $13.546.872 \text{ m}^3$ ), nota-se que o período de recessão do hidrograma simulado apresentou menores diferenças no volume escoado, demonstrando, desta forma, que o modelo simulou melhor a recessão do hidrograma. No tocante ainda das diferenças entre os volumes escoados, o modelo simulou um volume total de  $269.757.360 \text{ m}^3$ , enquanto o volume total observado foi  $284.017.320 \text{ m}^3$ , correspondendo

a uma diferença de  $14.259.960 \text{ m}^3$ . Entretanto, esta diferença não é muito expressiva, -5,02 %, comparativamente ao volume total observado.

Outro ponto a observar no hidrograma simulado (Figura 19) é a declividade da curva, sempre positiva no ramo ascendente e negativa no descendente, comparativamente ao hidrograma observado. A razão desta diferença é que o modelo toma, como constante, a intensidade de precipitação para o intervalo de tempo de duas horas, diferentemente do que ocorre na situação real, pois, a precipitação não ocorre em intensidade constante, mas com variações na intensidade, o que é demonstrado nas variações do hidrograma observado.

Na Figura 20, é apresentado o hidrograma observado, no dia 10 de janeiro de 2005 na estação NEIV-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o primeiro modelo e também a precipitação média ocorrida na bacia. Este evento teve duração total de seis dias (144 h), iniciando-se às oito horas, no dia 8 de janeiro de 2004, e terminando às seis horas, no dia 14 de janeiro de 2004, com precipitação total de 166,96 mm, chegando à vazão máxima no dia 10 de janeiro às 22 horas.

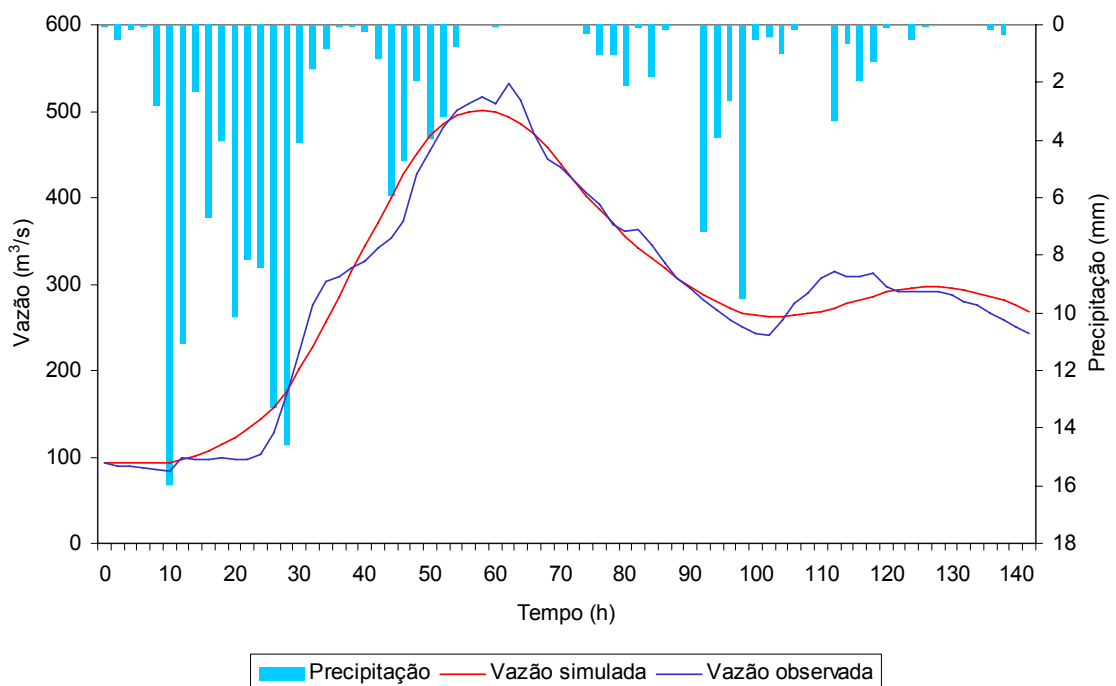


Figura 20 – Hidrograma observado e simulado com o primeiro modelo para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004.

Observa-se na Figura 20, que o modelo simulou muito bem este evento de cheia, ocorrendo, somente no final, um atraso na simulação. Neste evento, como no evento apresentado na Figura 19, o modelo previu o pico da vazão de cheia de forma adequada, pois, novamente a máxima simulada ocorreu no mesmo instante de tempo que a máxima

observada. A vazão máxima obtida com o modelo neste evento foi 500,84 m<sup>3</sup>/s e a observada 531,20 m<sup>3</sup>/s. As vazões médias, entretanto, não apresentaram diferenças expressivas, sendo a simulada 292,80 m<sup>3</sup>/s e a observada 291,32 m<sup>3</sup>/s.

As menores diferenças das vazões máximas e médias deste evento, em relação ao evento anterior (Figura 19), evidenciam melhor simulação deste evento com o modelo. A razão para esta melhor simulação, está na forte precipitação ocorrida já no início do evento, diferentemente do evento anterior, em que ocorreram pequenas precipitações em diferentes intervalos de tempo, até a alta precipitação que gerou o escoamento superficial, que iniciou o aumento da vazão. Outro ponto observado neste evento é que o modelo não simulou adequadamente a segunda elevação da vazão no hidrograma, proveniente da precipitação ocorrida entre 90 a 100 do tempo de simulação, demonstrando a fragilidade do modelo para simulação de eventos compostos.

Com relação à diferença nos volumes escoados neste evento, esta foi menor em relação ao anterior (Figura 19), apresentando diferença de 766.656 m<sup>3</sup>, o que corresponde a 0,51 % do volume total observado, sendo que os volumes observado e simulado são 151.022.016 e 151.788.672 m<sup>3</sup>, respectivamente. De maneira geral, para este evento, o modelo não superestimou e nem subestimou expressivamente a vazão, fato não observado no evento anterior.

Os valores dos parâmetros calibrados para o primeiro modelo, para ambos os eventos (figuras 19 e 20), são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros calibrados do primeiro modelo para os eventos selecionados

Eventos	$I_0$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)
17/01/03	29,00	1,5	0,93	5	39	510	34	1,7	1,41
10/01/04	11,55	1,5	0,93	5	30	510	44	1,7	1,41

Os parâmetros, que não variaram de um evento para o outro, foram:  $I_b$ ,  $H$ ,  $R_{max}$ ,  $kb$ ,  $XN$ , e  $\alpha$ . Estes parâmetros não variaram, visto que somente dependem das características físicas da bacia, diferentemente daqueles que variaram,  $I_0$ ,  $ks$  e  $t_c$ , dependentes também das características das precipitações. Estas observações também foram feitas por Favoreto *et al.* (2003), que perceberam que  $H$ ,  $I_b$  e  $kb$ , estão relacionados à bacia de forma geral, enquanto  $I_0$  e  $ks$  são ligados a eventos em particular. Destas observações somente o  $t_c$ , entre os parâmetros que variaram, não foi mencionado; contudo, este também é fortemente ligado às características da bacia e da precipitação.

No tocante aos parâmetros que variaram entre os eventos, as diferenças do  $I_0$  foram causadas pelos diferentes teores iniciais de água no solo, oriundo das precipitações anteriores e iniciais do evento. Enquanto, as diferenças de  $t_c$  e  $ks$  foram

causadas pelas diferentes intensidades de precipitação dos eventos. Para  $t_c$ , maiores intensidades resultam em menores valores, devido às maiores velocidades do escoamento de água no canal, enquanto, para  $ks$ , maiores intensidades resultam em maiores volumes de água, causando, assim, um aumento no tempo de esvaziamento do reservatório.

Com relação aos valores dos parâmetros iniciais de calibração, encontrados na literatura, e os parâmetros calibrados para o modelo, todos apresentaram grandes diferenças. A razão dessas diferenças está nas diferentes características físicas e peculiaridades de cada bacia.

Na Tabela 8, apresentam-se os resultados das análises estatísticas, empregando as equações 36, 37 e 38 para os dois eventos (figuras 19 e 20).

Tabela 8 – Resultado das análises estatísticas dos eventos simulados com o primeiro modelo

Eventos	<i>CE</i>	<i>EP</i> (m <sup>3</sup> /s)	<i>EAMR</i> (%)
17/01/03	0,84	78,75	13,27
10/01/04	0,97	20,94	5,50

De acordo com os resultados para *CE*, o desempenho das simulações dos dois eventos com o modelo, foi classificado como: “satisfatório” para o evento do dia 17/01/03; e “muito satisfatório” para o evento do dia 10/01/04.

As diferenças, anteriormente evidenciadas, entre os dois eventos simulados também estão refletidas na Tabela 8, ficando bem claras nos valores de *EP* e *EAMR*. Os valores de *EP* mostram as diferenças encontradas entre a vazão simulada e a observada nos dois eventos, enquanto os valores de *EAMR* expressam as diferenças entre os volumes escoados com o modelo e o observado, mostrando, desta forma, que o modelo simulou melhor o evento ocorrido no dia 10/01/04.

#### 4.2. Calibração do segundo modelo hidrológico

Para simulação com o segundo modelo foram calibrados, em primeiro lugar, os módulos bacias das sub-bacias B e C com eventos individuais. Após esta calibração, os módulos rios e o módulo bacia da sub-bacia A foram calibrados simultaneamente.

#### 4.2.1. Calibração do módulo bacia para a sub-bacia B

Na Figura 21 apresenta-se o hidrograma, observado no dia 19 de janeiro de 2002 na estação PI-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o módulo bacia (modelo IPH II) da sub-bacia B e também a precipitação média ocorrida na bacia. Este evento teve duração total de quatro dias e 12 horas (108 h), tendo início às 20 horas, no dia 17 de janeiro de 2002 e término às seis horas, no dia 22 de janeiro de 2002, com um total precipitado de 137,48 mm, atingindo a vazão máxima no dia 19 de janeiro às 10 horas.

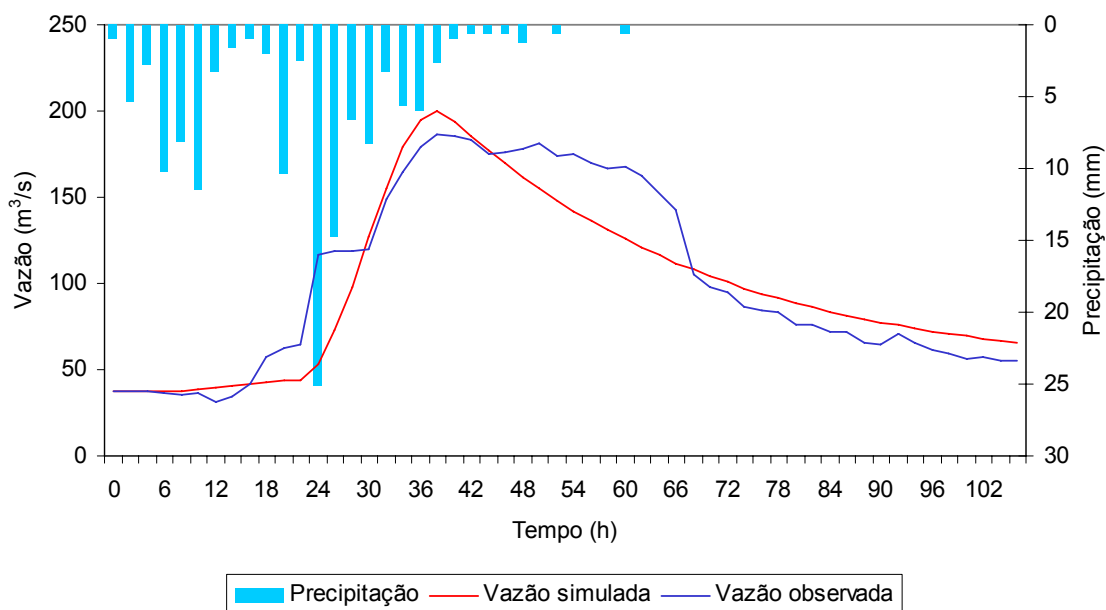


Figura 21 – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 19 de janeiro de 2002.

Pode-se observar pela Figura 21, que o modelo não simulou bem o início do aumento da vazão do hidrograma, atrasando-o em oito horas, nem as altas vazões que ocorreram após a vazão máxima. Entretanto, previu a vazão máxima adequadamente, uma vez que a máxima simulada ocorreu no mesmo instante de tempo que a máxima observada. A vazão máxima obtida com o modelo neste evento, 200,14 m³/s, foi maior do que a observada, 186,00 m³/s. Em contrapartida, a vazão média simulada com o modelo, 97,84 m³/s, foi menor que a observada, 102,04 m³/s, pois, o modelo subestimou, sensivelmente, as vazões no início do aumento e também após o pico das máximas do hidrograma.

A diferença entre o volume escoado simulado e o observado, foi 1.631.232 m³, correspondente a -4,11 % do volume observado, ou seja, o volume simulado foi 38.010.768 m³ e o observado 39.672.000 m³. Esta diferença é reflexo das subestimativas na simulação com o modelo, pois, embora o período de recessão tenha apresentado

superestimativa, 3,52 % do volume observado, este foi ligeiramente maior que o volume subestimado no início do período de aumento da vazão, -3,37 %, indicando que a grande diferença foi a subestimativa das altas vazões após a máxima, -5,95 %.

Na Figura 22 é apresentado o hidrograma, observado no dia 26 de janeiro de 2002 na estação PI-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o módulo bacia e também a precipitação média ocorrida na bacia. Este evento teve duração total de três dias e 14 horas (86 h), tendo início a zero hora, no dia 25 de janeiro de 2002 e término às 12 horas, no dia 28 de janeiro de 2002, com total precipitado de 112,28 mm, atingindo a vazão máxima no dia 26 de janeiro às 10 horas e também no dia 27 de janeiro a zero hora.

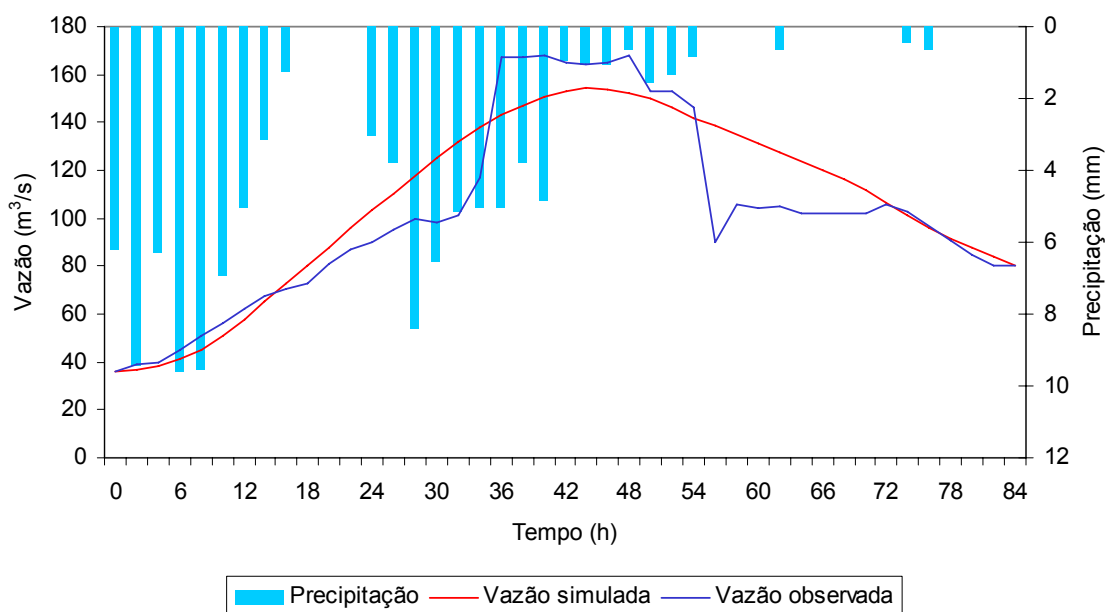


Figura 22 – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 26 de janeiro de 2002.

Observa-se na Figura 22, que o modelo não conseguiu assemelhar a forma do hidrograma no aumento brusco da vazão, no tempo 34 h da simulação, nem na queda brusca após a vazão de pico. Este fato demonstra a insensibilidade do modelo a variações bruscas na vazão, assim, como a simulação deficiente de eventos com precipitações interrompidas, como é o caso deste evento e daquela ocorrido no dia 17/01/03 (Figura 19) simulado com o primeiro modelo.

A vazão máxima simulada neste evento foi 154,17 m³/s e a observada 168,00 m³/s em dois instantes de tempo distintos, sendo que a máxima simulada subestimou a observada, evidenciando, apenas, um pico entre as máximas observadas. Já as vazões médias foram 106,43 e 101,85 m³/s para a simulada e observada, respectivamente.

O volume total escoado com o modelo neste evento foi 32.949.648 m<sup>3</sup>, enquanto o observado foi 31.534.200 m<sup>3</sup>, correspondendo uma diferença de 4,49 % (1.415.448 m<sup>3</sup>) em relação ao volume observado. Diferentemente do primeiro evento simulado neste módulo (Figura 21), para este evento houve acréscimo no volume simulado, pois, a vazão média simulada foi maior que a observada, ao contrário do evento anterior.

Na Figura 23, é apresentado o hidrograma, observado no dia 13 de dezembro de 2002 na estação PI-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o módulo bacia, além da precipitação média ocorrida na bacia. Este evento teve duração total de cinco dias e quatro horas (124 h), tendo início às 16 horas, no dia 10 de dezembro de 2002 e término às 18 horas, no dia 15 de dezembro de 2002, com total precipitado de 194,42 mm, chegando à vazão máxima no dia 13 de dezembro às 22 horas.

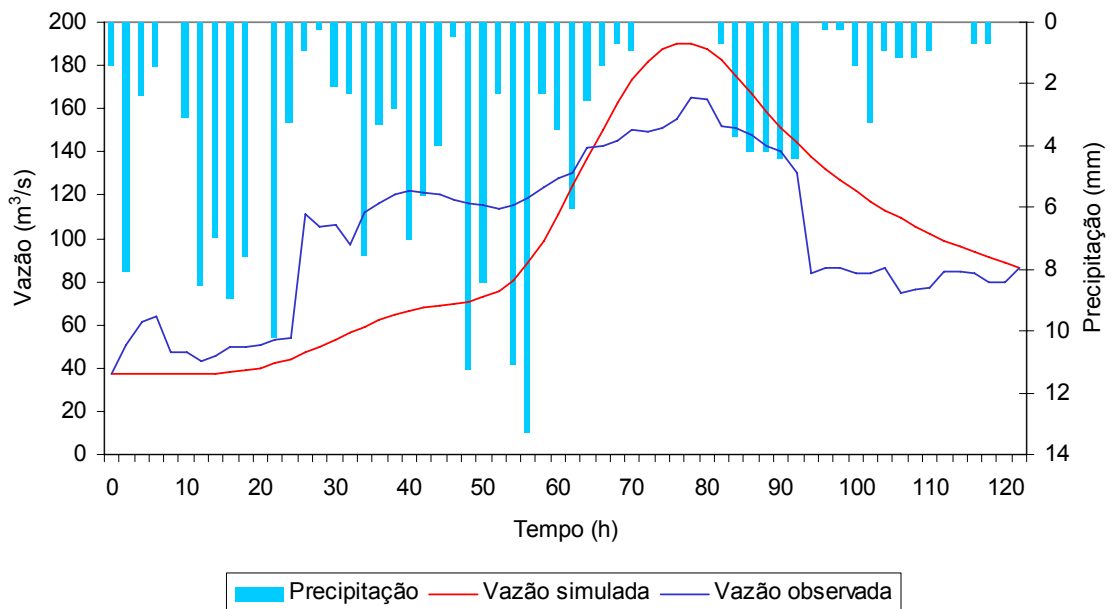


Figura 23 – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 13 de dezembro de 2002.

A vazão máxima simulada neste evento foi 190,23 m<sup>3</sup>/s e a observada 165,00 m<sup>3</sup>/s, enquanto a vazão média simulada foi 97,58 m<sup>3</sup>/s e a observada 102,08 m<sup>3</sup>/s. Já as diferenças entre o volume escoado observado e o simulado foram -4,41 % (-2.009.232 m<sup>3</sup>). Apesar das diferenças nas vazões e nos volumes serem similares às encontradas nas simulações dos outros eventos e a vazão máxima simulada ocorrer no mesmo instante de tempo que a observada, observa-se pela Figura 23, que o modelo não simulou adequadamente este evento. Salientando assim, simulações inadequadas, por parte do modelo IPH II, para eventos com pequenas precipitações interruptas.

Apresenta-se na Figura 24 o hidrograma observado no dia 18 de janeiro de 2003 na estação PI-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o módulo bacia e também a precipitação média ocorrida na bacia. Este evento teve duração total de sete dias e 16 horas (184 h), tendo início às 10 horas, no dia 13 de janeiro de 2003 e término a zero hora, no dia 21 de janeiro de 2003, com total precipitado de 252,52 mm, chegando a vazão máxima no dia 18 de janeiro às 10 horas.

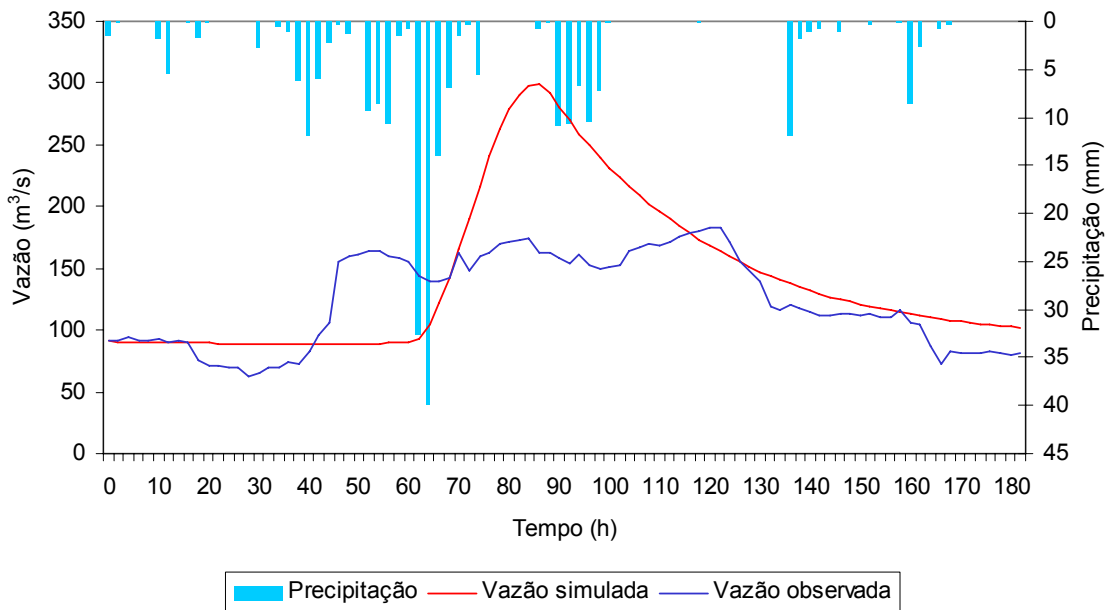


Figura 24 – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 18 de janeiro de 2003.

Ao observar a Figura 24, percebe-se que o modelo também não simulou adequadamente este evento. Contudo, nota-se que no hidrograma observado, após as precipitações de grandes magnitudes, ocorridas entre os intervalos de tempo 62 e 64 h, 72,73 mm em quatro horas, a vazão não teve aumento aparente, levantando, assim, suspeitas de algum tipo de problema no sistema de coleta dos dados de vazão. Comparando este evento com total precipitado de 252,52 mm e vazão máxima observada de 183,00 m³/s, com aquele ocorrido no dia 19/01/02 (Figura 21), quando a máxima observada atingiu 186,00 m³/s com total precipitado de 137,48 mm, percebe-se que este evento (Figura 24) teve quase o dobro do total precipitado em relação ao evento do dia 19/01/02, porém a vazão máxima apresentou a mesma magnitude, acentuando, assim, as suspeitas de problemas no sistema de coleta de dados de vazão.

Na Figura 25, é apresentado o hidrograma observado no dia 10 de janeiro de 2004 na estação PI-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o módulo bacia e também a precipitação média ocorrida na bacia. Este evento teve duração total de três

dias e oito horas (80 h), tendo início às 14 horas, no dia 8 de janeiro de 2004 e término a zero hora, no dia 11 de janeiro de 2004, com total precipitado de 142,93 mm, atingindo a vazão máxima no dia 10 de janeiro às 10 horas.

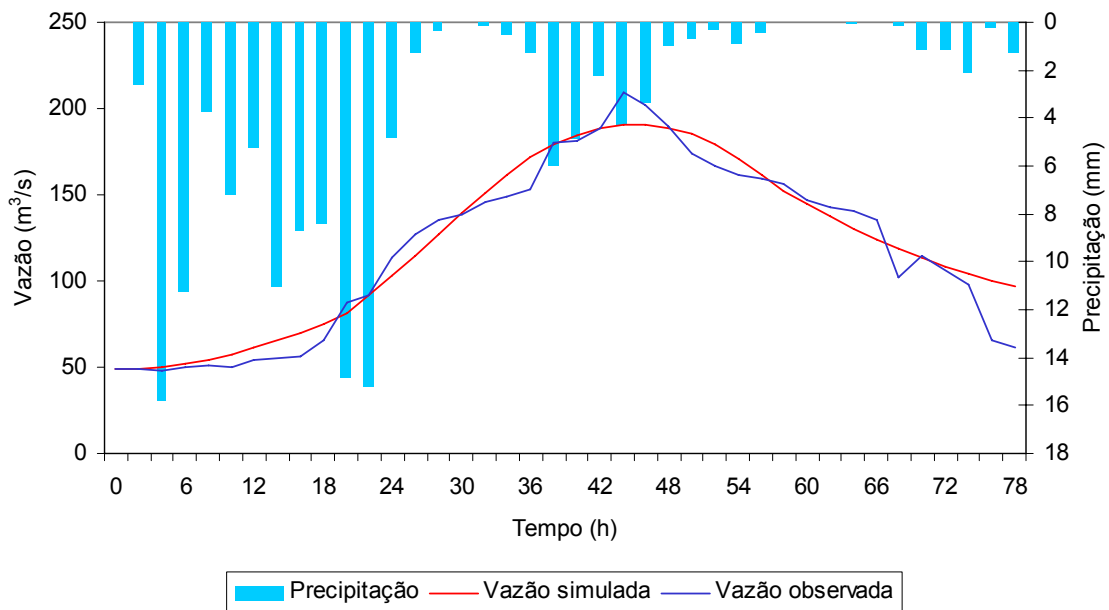


Figura 25 – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004.

Pela Figura 25, observar-se que o modelo simulou adequadamente este evento, assemelhando muito bem a forma do hidrograma observado, juntamente com a vazão máxima simulada, coincidindo no tempo com a máxima observada. As vazões máximas para este evento foram 190,31 e 209,00 m<sup>3</sup>/s, para as simulada e observada, respectivamente. Já as vazões médias, apresentaram diferenças mínimas, sendo a simulada, 121,77 m<sup>3</sup>/s, e a observada, 118,80 m<sup>3</sup>/s. Apesar da vazão máxima observada ter sido maior do que a simulada, o mesmo não ocorreu com a vazão média, pois, o volume escoado simulado foi 2,50 % (856.368 m<sup>3</sup>) maior do que o volume observado, ou seja, o volume observado foi 34.214.400 m<sup>3</sup> e o simulado 35.070.768 m<sup>3</sup>.

Este bom desempenho do modelo é devido à ocorrência de elevadas precipitações consecutivas no início do evento, correspondendo a 77,16 % (110,28 mm) do total precipitado em todo o evento.

Os valores dos parâmetros calibrados para o módulo bacia da sub-bacia B, para todos os eventos (figuras 21 a 25), são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros calibrados do módulo bacia da sub-bacia B para os eventos das figuras 21 a 25

Eventos	$I_0$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)
19/01/02	13,80	1,5	0,97	5	32	450	16	1,5	1,16
26/01/02	7,00	1,5	0,97	5	19	450	44	1,5	1,16
13/12/02	10,20	1,5	0,97	5	27	450	20	1,5	1,16
18/01/03	30,00	1,5	0,97	5	33	450	26	1,5	1,16
10/01/04	12,75	1,5	0,97	5	22	450	35	1,5	1,16

Os parâmetros que variaram de um evento para o outro foram os mesmos do primeiro modelo, destacando, além da variação de  $I_0$ , a relação inversa que há entre os parâmetros  $ks$  e  $t_c$ , podendo esta ser observada na Tabela 9, como também na Tabela 6. Esta relação inversa, entre  $ks$  e  $t_c$ , pode ser explicada pelas equações do algoritmo de propagação dos escoamentos do modelo de transformação chuva-vazão IPH II (equações 16 a 23), em que na Equação 22 o parâmetro  $ks$  é inverso a  $t$ , em que  $t$  é relacionado com  $t_c$  pelas equações 16 e 17.

Em decorrência dos resultados das simulações (figuras 19 a 25), evidencia-se que o modelo de transformação chuva-vazão (IPH II) não simula, adequadamente, eventos apresentando pequenas precipitações iniciais e interrompidas, como é o caso do evento ocorrido no dia 13/12/02 (Figura 23), adequando-se bem a eventos que possuem fortes precipitações iniciais, como é o caso dos dois eventos ocorridos no dia 10/01/04 (figuras 20 e 25). A razão para este fato, nos eventos com pequenas precipitações iniciais interrompidas, é o não retorno adequado de  $I_0$  próximo às condições iniciais, decorrente da falta do algoritmo de evapotranspiração nesta versão do IPH II.

Na Tabela 10, apresentam-se os resultados das análises estatísticas empregando as equações 36, 37 e 38, para todos os eventos simulados com o módulo bacia da sub-bacia B (figuras 21 a 25).

Tabela 10 – Resultados das análises estatísticas dos eventos simulados com o módulo bacia da sub-bacia B

Eventos	$CE$	$EP$ (m <sup>3</sup> /s)	$EAMR$ (%)
19/01/02	0,86	20,01	14,55
26/01/02	0,83	15,74	11,43
13/12/02	0,21	31,97	26,49
18/01/03	-0,76	49,84	27,72
10/01/04	0,95	11,79	7,34

De acordo com os resultados de *CE*, o desempenho das simulações dos eventos foi classificado como “muito satisfatório” para o evento ocorrido no dia 10/01/04 e “satisfatório” para os eventos ocorridos nos dias 19/01/02 e 26/01/02, enquanto os eventos ocorridos nos dias 13/12/02 e 18/01/03 foram “insatisfatórios”, confirmando as observações anteriormente descritas.

Comparando os valores de *EP* da Tabela 10 com os da Tabela 8, percebe-se que os valores de *EP* dependem estritamente da magnitude do evento, pois na Tabela 8, o evento do dia 17/01/03 (Figura 19) que teve desempenho “satisfatório”, apresentou *EP* igual a 78,75 m<sup>3</sup>/s, e na Tabela 10, o evento do dia 18/01/03 (Figura 24) que teve desempenho “insatisfatório”, apresentou *EP* igual 49,84 m<sup>3</sup>/s, menor que o do evento do dia 17/01/03.

No entanto, o *EAMR* evidenciou ser somente sensível para pequenos erros, como os dos eventos ocorridos no dia 10/01/04 (figuras 20 e 25; tabelas 8 e 10), pois, para grandes erros como aqueles dos eventos em 13/02/02 e 18/01/03, a diferença do *EAMR*, entre os dois eventos, foi pequena em comparação com a diferença apresentada de *EP* e, principalmente, a de *CE*.

#### **4.2.2. Calibração do módulo bacia para a sub-bacia C**

Como as estações PE-FLU e PE-PLU apresentam grandes falhas em suas séries de dados, todos os eventos identificados nesta sub-bacia foram descartados. Assim, foi selecionado, como alternativa, um evento de baixa magnitude, somente para auxiliar a calibração de alguns parâmetros do módulo (modelo IPH II).

Este evento de baixa magnitude, ocorrido no dia 30 de novembro de 2004 e observado na estação PE-FLU, é apresentado na Figura 30, juntamente com a precipitação média ocorrida na bacia e o hidrograma simulado com o módulo bacia. Sua duração abrangeu um dia e 12 horas (36 h), tendo início às 12 horas, no dia 29 de novembro de 2004 e término às 22 horas, no dia 30 de novembro de 2004, com total precipitado de 20,38 mm, atingindo a vazão máxima de 31,07 m<sup>3</sup>/s no dia 30 de novembro às quatro horas.

Pela Figura 26, observa-se que o modelo simulou, adequadamente, o evento do início até à vazão máxima, sendo que, a partir da máxima, não simulou satisfatoriamente a fase de recessão, gerando escoamento excessivo após a segunda precipitação. Entretanto, observa-se que a vazão observada não respondeu à precipitação ocorrida após a vazão máxima, ao contrário do modelo, sugerindo, assim, possíveis erros nos dados observados.

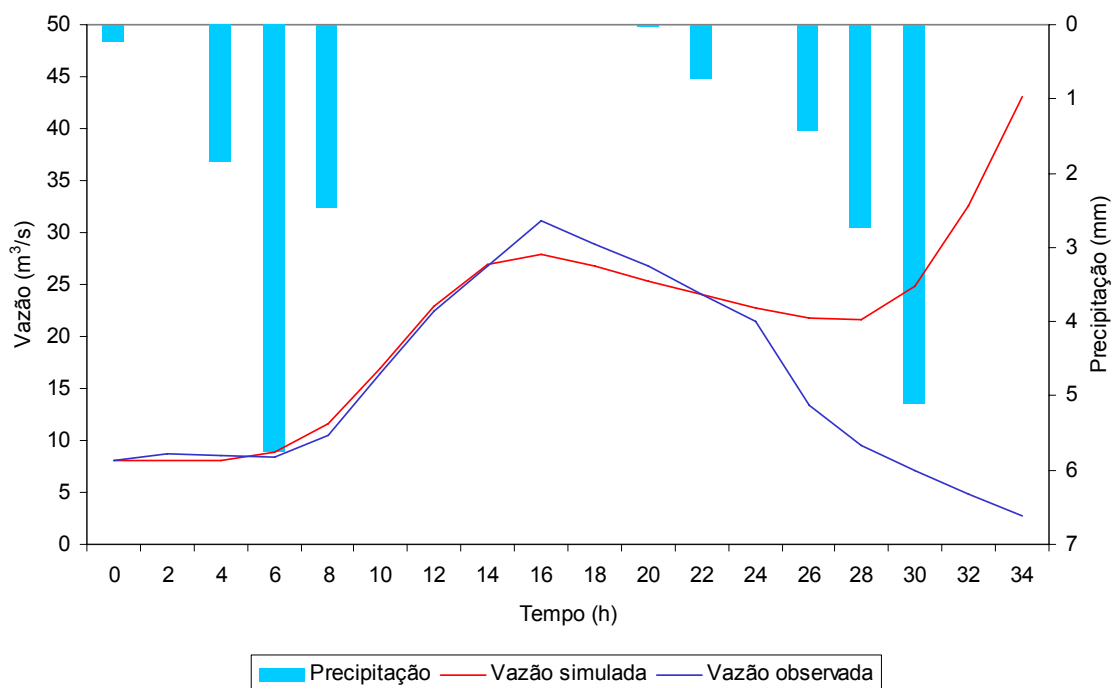


Figura 26 – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia C do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 30 de novembro de 2004.

Na simulação deste evento, apesar de todos os dados serem horários, estes também foram convertidos para o intervalo de duas em duas horas, pois, percebeu-se que a mudança no intervalo de tempo dos dados – de uma em uma hora para de duas em duas horas – não alterando os valores dos parâmetros, resultava diferenças nas simulações. Essa mudança nos resultados foi ocasionada pelo parâmetro  $H$  ( $h^{-1}$ ), pois, sua variação segue uma curva exponencial ( $H = e^{-k}$ ); assim, a mudança linear dos dados não correspondeu ao valor de  $H$ , devendo ser utilizados diferentes valores de  $H$  para dados com diferentes intervalos de tempo. Esta mesma observação também foi mencionada por Tucci (2005).

Os valores dos parâmetros calibrados para a simulação do evento ocorrido no dia 30/11/04 (Figura 26) no módulo bacia da sub-bacia C, são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Parâmetros calibrados para a simulação do evento ocorrido no dia 30/11/04 no módulo bacia da sub-bacia C

Eventos	$I_0$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ ( $h^{-1}$ )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)
30/11/04	5,00	0,11	0,99	5	23	320	13	2,0	2,63

O valor de  $H$  maior nesta sub-bacia, em relação às outras (tabelas 7 e 9), indica decaimento mais acentuado da curva de infiltração e, conseqüentemente, solos com

menor permeabilidade. A razão desta sub-bacia apresentar solos com menor permeabilidade está na expressiva área constituída (Figura 3) de Litossolo, 9,92 % da área, e de Afloramento Rochoso, 16,29 % da área, diferentemente da sub-bacia B que apresenta *H* menor e, conseqüentemente solos mais permeáveis como, por exemplo, o Latossolo Vermelho-Amarelo que constitui 83,97 % da área da sub-bacia B.

Na Tabela 12, apresentam-se os resultados das análises estatísticas, empregando as equações 36, 37 e 38 para o evento ocorrido no dia 30/11/04 (Figura 26).

Tabela 12 – Resultado das análises estatísticas do evento simulado com o módulo bacia da sub-bacia C

Eventos	<i>CE</i>	<i>EP</i> (m <sup>3</sup> /s)	<i>EAMR</i> (%)
30/11/04	-1,04	9,06	42,35

O resultado de *CE* para o evento ocorrido no dia 30/11/04 foi classificado como desempenho “insatisfatório”. Contudo, caso seja analisado até à vazão de pico, assumindo o erro na vazão observada, o valor de *CE* fica 0,98, considerado “muito satisfatório”.

#### 4.2.3. Calibração do módulo rio

A calibração do módulo rio ocorreu simultaneamente à do módulo bacia da sub-bacia A e, conseqüentemente, com a simulação toda do segundo modelo. Entretanto, neste tópico apresenta-se somente a calibração do módulo rio.

Na Tabela 13, são apresentados os dados fisiográficos obtidos com o MDEHC (Figura 13), juntamente com os parâmetros de entrada estimados na calibração do módulo rio, para cada trecho de ambos os rios. A localização de cada trecho pode ser observada na Figura 18.

O ajuste das profundidades e larguras médias dos trechos foi realizado com base em valores de raio hidráulico (perímetro molhado) iguais, pois, alterações que mudassem o valor do raio hidráulico causavam queda na qualidade dos resultados. Esta observação demonstra a boa estimativa inicial dos valores de largura e profundidade, pois, os resultados dos eventos simulados pelo modelo, foram satisfatórios com estes valores.

Tabela 13 – Dados fisiográficos e parâmetros de entrada estimados na calibração do módulo rio para cada trecho de ambos os rios

Rio Piracicaba até a confluência com o rio Santa Bárbara									
Trecho	Cota montante (m)	Cota jusante (m)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Declividade (%)	Rugosidade de Manning	Profundidade Média (m)	Largura Média (m)	Raio Hidráulico
1º	619,0	606,0	10.927,87	0,001190	0,12%	0,035	2,000	20,000	1,667
2º	606,0	566,0	6.704,42	0,005966	0,60%	0,035	2,000	20,000	1,667
3º	566,0	565,0	427,27	0,002340	0,23%	0,035	2,000	20,000	1,667
4º	565,0	540,0	5.667,68	0,004411	0,44%	0,035	2,000	20,000	1,667
5º	540,0	534,5	4.595,84	0,001197	0,12%	0,045	2,000	20,000	1,667
6º	534,5	534,0	796,69	0,000628	0,06%	0,035	2,000	20,000	1,667
Total			29.119,77						
Rio Santa Bárbara									
Trecho	Cota montante (m)	Cota jusante (m)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Declividade (%)	Rugosidade de Manning	Profundidade Média (m)	Largura Média (m)	Raio Hidráulico
1º	694,0	648,0	1.933,68	0,023789	2,38%	0,035	2,000	20,000	1,667
2º	648,0	634,0	22.657,52	0,000618	0,06%	0,035	2,000	20,000	1,667
3º	634,0	593,0	10.216,84	0,004013	0,40%	0,035	2,000	20,000	1,667
4º	593,0	585,0	10.870,80	0,000736	0,07%	0,035	2,000	20,000	1,667
5º	585,0	541,0	8.131,04	0,005411	0,54%	0,045	2,000	20,000	1,667
6º	541,0	534,0	5.268,27	0,001329	0,13%	0,045	2,000	20,000	1,667
Total			59.078,15						
Rio Piracicaba após a confluência com o rio Santa Bárbara									
Trecho	Cota montante (m)	Cota jusante (m)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Declividade (%)	Rugosidade de Manning	Profundidade Média (m)	Largura Média (m)	Raio Hidráulico
1º	534,0	526,0	3.901,59	0,002050	0,21%	0,045	1,920	25,000	1,664
2º	526,0	524,0	13.574,16	0,000147	0,01%	0,035	1,920	25,000	1,664
Total			17.475,75						

Para estimativa dos valores de rugosidade de Manning ( $n$ ), 136 fotografias foram obtidas no levantamento fotográfico, realizado nos rios Piracicaba e Santa Bárbara. Durante a separação dessas fotografias, de acordo com os trechos, observou-se que essas apresentaram iguais valores de  $n$  para o mesmo trecho, demonstrando, desta forma, que a divisão dos rios por trechos de iguais declividades foi representativa para a condição real. Contudo, alguns trechos não apresentaram fotografias, devido a dificuldade de acesso às margens dos rios. Esses trechos foram o 1º do rio Piracicaba e 1º e 3º do rio Santa Bárbara. Assim, para esses trechos, o valor atribuído a  $n$  foi igual ao valor apresentado pela maioria dos trechos, neste caso, 0,035.

Como a rugosidade ( $n$ ) dos rios apresentou somente dois valores, 0,035 e 0,045 (Tabela 13), são apresentadas nas figuras 27 e 28, duas fotografias de cursos de água classificados com estes valores de  $n$ . Estas duas figuras representam muito bem os valores de rugosidade dos trechos, sendo 0,035 para os trechos com margens mais vegetadas (Figura 27), e 0,045 para os trechos com margens e leitos mais pedregosos (Figura 28).



Figura 27 – Fotografia do 3º trecho do rio Piracicaba, classificado com valor de  $n$  igual a 0,035.



Figura 28 – Fotografia do 5º trecho do rio Santa Bárbara, classificado com valor de  $n$  igual a 0,045.

#### 4.2.4. Simulação completa do segundo modelo hidrológico

Na simulação completa do segundo modelo, foram utilizados os mesmos eventos da calibração do primeiro. Os hidrogramas simulados nos módulos bacias para as sub-bacias deste modelo, para estes eventos, são apresentados no Apêndice D (figuras 1D a 6D). Para a sub-bacia B são apresentados os hidrogramas observado e simulado pelo modelo, sendo que esses eventos já foram comentados na calibração individual, enquanto as sub-bacias A e C não apresentam dados observados. Assim, para as sub-bacias A e C foram apresentados, somente, os hidrogramas simulados pelo modelo.

Apresenta-se, na Figura 29, o hidrograma observado no dia 17 de janeiro de 2003 na estação NEIV-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o segundo modelo e também a precipitação média ocorrida na bacia.

Pode-se observar pela Figura 29 que o segundo modelo, de forma análoga ao primeiro (Figura 19), não simulou de forma adequada o início do aumento na vazão, apresentando o mesmo atraso. Também de forma similar, o segundo modelo previu, adequadamente, o pico da vazão de cheia, uma vez que a máxima simulada ocorreu no mesmo instante de tempo que a máxima observada. Contudo, o segundo modelo simulou melhor a forma do hidrograma, principalmente na fase de recessão, obtendo vazão máxima igual a  $774,11 \text{ m}^3/\text{s}$ , com observada igual a  $743,30 \text{ m}^3/\text{s}$ , diferença menor do que a do primeiro modelo, que obteve máxima igual a  $818,38 \text{ m}^3/\text{s}$ . Já para as vazões médias,

o segundo modelo obteve desempenho similar ao primeiro, obtendo vazão média igual a 408,63 m<sup>3</sup>/s, com observada igual a 428,06 m<sup>3</sup>/s, diferença similar àquela do primeiro que obteve média igual a 407,27 m<sup>3</sup>/s.

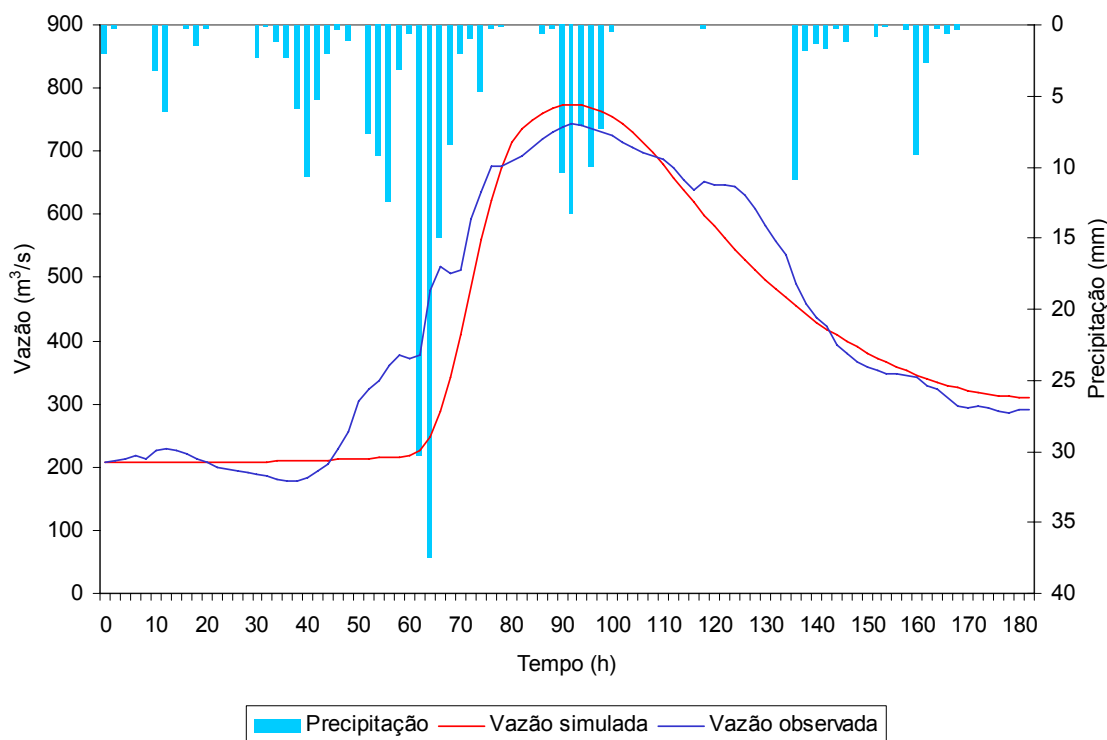


Figura 29 – Hidrograma observado e simulado com o segundo modelo para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003.

Neste evento, os volumes totais escoados foram 270.676.800 e 284.017.320 m<sup>3</sup> para o simulado e observado, respectivamente. As diferenças nos volumes escoados também foram menores para o segundo modelo, -4,70 %, em comparação com o primeiro modelo, -5,02 %. Esta diferença ocorreu porque o hidrograma gerado com o segundo modelo ficou mais “achatado”, resultando um volume escoado mais distribuído ao longo do tempo. O responsável por esta melhor distribuição do volume foi o modelo hidráulico (módulo rio), pois, atenuou a onda de cheia no canal.

Na Figura 30, apresenta-se o hidrograma observado no dia 10 de janeiro de 2004 na estação NEIV-FLU, juntamente com o hidrograma simulado com o segundo modelo, bem como a precipitação média ocorrida na bacia.

Observando a Figura 30, nota-se que o modelo simulou adequadamente este evento de cheia e, igualmente ao primeiro modelo (Figura 20), produziu um atraso na segunda elevação da vazão no hidrograma, embora este atraso tenha sido bem menor. Similarmente também ao primeiro modelo, o segundo modelo previu, satisfatoriamente, o pico da vazão de cheia, pois, novamente, a máxima simulada ocorreu no mesmo instante

de tempo que a máxima observada. A vazão máxima obtida com o modelo neste evento foi 501,06 m<sup>3</sup>/s e a observada 531,20 m<sup>3</sup>/s, similar à obtida com o primeiro modelo, 500,84 m<sup>3</sup>/s. Também não ocorreram diferenças expressivas entre as vazões médias simuladas pelos dois modelos, pois, a média do segundo modelo foi de 289,67 m<sup>3</sup>/s, enquanto a do primeiro foi 292,80 m<sup>3</sup>/s, muito próximas à observada, 291,32 m<sup>3</sup>/s.

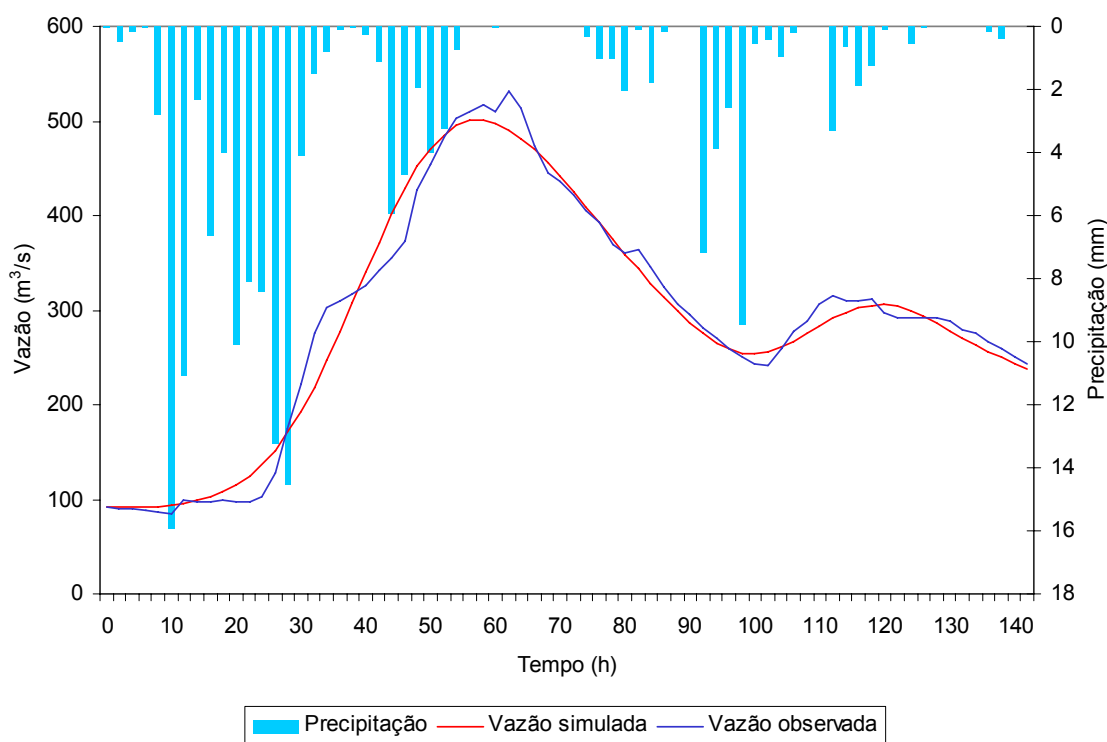


Figura 30 – Hidrograma observado e simulado com o segundo modelo para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004.

Os volumes totais escoados neste evento foram de 150.165.936 e 151.022.016 m<sup>3</sup> para o simulado e observado, respectivamente. Já as diferenças dos volumes escoados entre os dois modelos, não foram expressivas, contudo o segundo modelo gerou uma leve subestimativa de -0,57 %, enquanto o primeiro modelo gerou uma leve superestimativa de 0,51 %.

Quanto à segunda elevação da vazão no hidrograma, apresentado na Figura 30, observou-se que o módulo bacia da sub-bacia A foi o grande responsável pela geração deste escoamento, o que se pode constatar no hidrograma da sub-bacia para este evento apresentado no Apêndice D (Figura 4D).

Um ponto observado nas simulações do segundo modelo, em relação às do primeiro, é o fato que o segundo modelo simulou de forma mais adequada a fase de recessão do hidrograma, em especial a do evento da Figura 30, pois, simulou bem melhor a segunda elevação do hidrograma, demonstrando, desta forma, que o segundo

modelo tem maior capacidade para simular eventos compostos. Esta melhor capacidade é oriunda da atenuação da onda de cheia no canal, provocada por meio do modelo hidráulico (módulo rio).

Em ambos os eventos, as sub-bacias A e C não apresentavam dados de vazão inicial. Por esta razão, utilizou-se uma regionalização com base na área, a fim de inserir valores iniciais de vazão. Já os parâmetros do módulo bacia da sub-bacia A foram os mesmos utilizados no primeiro modelo, para cada evento. Os valores dos parâmetros calibrados para os três módulos bacias do segundo modelo, para ambos os eventos (figuras 29 e 30), são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Parâmetros calibrados dos três módulos bacias do segundo modelo, para os eventos selecionados

Evento do dia 17 de janeiro de 2003									
Sub-bacia	$I_0$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)
A	30,00	1,5	0,93	5	30	320	20	1,7	0,91
B	30,00	1,5	0,97	5	33	450	26	1,5	1,16
C	23,00	1,5	0,99	5	28	320	18	2,0	2,63
Evento do dia 10 de janeiro de 2004									
Sub-bacia	$I_0$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)
A	10,75	1,5	0,93	5	23	320	32	1,7	0,91
B	12,75	1,5	0,97	5	22	450	35	1,5	1,16
C	10,50	1,5	0,99	5	18	320	32	2,0	2,63

Os parâmetros do módulo bacia para a sub-bacia B foram os mesmos da calibração individual dos dois eventos na bacia. Na sub-bacia A, que utilizou como parâmetros iniciais, os valores do primeiro modelo, houve variação em  $I_0$ ,  $ks$ ,  $kb$  e  $t_c$ , o que era esperado em virtude da redução de área da bacia. Para a sub-bacia C, foram utilizados da calibração individual somente os parâmetros  $R_{max}$ ,  $H$ ,  $XN$  e  $kb$ , pois, quando a simulação foi realizada com os valores da Tabela 11, o hidrograma simulado com o módulo gerava escoamento extremamente excessivo e, assim, os parâmetros de  $I_0$ ,  $I_b$ ,  $ks$  e  $t_c$ , foram calibrados, observando-se os resultados no hidrograma final na estação NEIV-FLU.

Em decorrência das calibrações individuais dos módulos bacias do segundo modelo, para as duas sub-bacias (B e C), observou-se que essas foram muito importantes para a simulação completa, pois, além de permitir otimização da calibração, também permitiram, melhor entendimento e compreensão do modelo IPH II.

Na Tabela 15, apresentam-se os resultados das análises estatísticas, empregando as equações 36, 37 e 38, para ambos os eventos simulados com o segundo modelo (figuras 29 e 30).

Tabela 15 – Resultado das análises estatísticas dos eventos simulados para o segundo modelo

Eventos	<i>CE</i>	<i>EP</i> (m <sup>3</sup> /s)	<i>EAMR</i> (%)
17/01/03	0,89	64,89	10,07
10/01/04	0,98	18,96	4,64

Os resultados de *CE*, para o desempenho das simulações dos dois eventos com o modelo, foram classificados como “satisfatório” para o evento do dia 17/01/03 e “muito satisfatório” para o evento do dia 10/01/04.

Comparando os resultados da Tabela 15 com os resultados do primeiro modelo (Tabela 8), fica evidente que o segundo modelo apresentou melhor desempenho (*CE*, *EP* e *EAMR*) para ambos os eventos, em especial o ocorrido no dia 17/01/03 (Figura 29), apesar dos resultados (*CE*) terem apresentado o mesmo desempenho. Estes melhores resultados do segundo modelo foram ocasionados pela atenuação da onda de cheia do canal com o modelo hidráulico.

Os melhores resultados encontrados com o segundo modelo, que é um modelo distribuído por bacias, em relação ao primeiro modelo, que é um modelo concentrado, foi também observado por Carpenter e Georgakakos (2006). Esses autores concluíram que os modelos distribuídos apresentam melhor desempenho na previsão de enchentes do que os modelos concentrados. Embora conhecendo os resultados do trabalho de Carpenter e Georgakakos (2006), não era esperado este melhor desempenho do segundo modelo, em virtude do aumento nas incertezas introduzidas com os parâmetros estimados.

Outro ponto observado na simulação do segundo modelo refere-se ao evento ocorrido no dia 17/01/03, pois, embora este evento tenha apresentado desempenho “insatisfatório”, na simulação individual do módulo bacia da sub-bacia B (Figura 24), como também na simulação completa (Figura 2D), os resultados na seção de interesse (estação NEIV-FLU) não refletiram estes resultados ruins, confirmando, assim, que o hidrograma observado neste dia, na estação PI-FLU, apresenta mesmo, erros de leitura no sistema de coleta de dados de vazão.

### 4.3. Estimativa da antecedência

O hidrograma gerado para estimativa de antecedência do primeiro modelo, para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003 é apresentado na Figura 31.

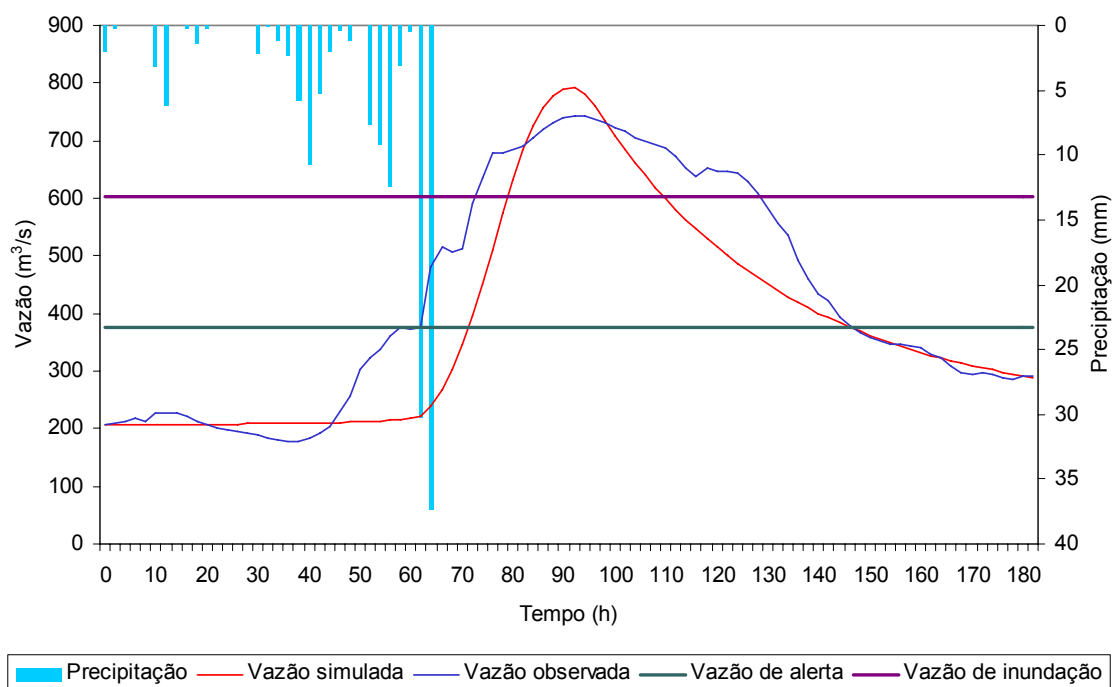


Figura 31 – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do primeiro modelo para o evento ocorrido no dia 17/01/03.

Pode-se observar pela Figura 31, que quase totalidade do volume gerado na simulação deste evento (94,31 %), com o primeiro modelo, foi proporcionada por 145,68 mm de precipitação, o que equivale a 56,43 % do total precipitado na bacia. Na observação da simulação progressiva da estimativa da antecedência, notou-se que a precipitação anterior àquela apresentada na Figura 31, gerou somente 69,69 % do volume escoado com o modelo, com total precipitado de 108,22 mm, enquanto a precipitação posterior àquela apresentada na Figura 31, não acrescentou muito ao volume escoado, somente 1,81 %, com acréscimo de 15 mm no total precipitado. Esta observação indica que a precipitação do tempo 66 h de simulação, 37,46 mm, gerou, no primeiro modelo, expressivo escoamento superficial.

Na estimativa da antecedência deste evento ocorreu um problema: o modelo não conseguiu prever a vazão de alerta, pois, conforme mencionado anteriormente, ocorreu um atraso na geração de escoamento expressivo, e no tempo 66 h de simulação, a vazão observada já ultrapassava a vazão de alerta da estação NEIV-FLU – 376 m³/s, ultrapassada no tempo 64 h da simulação. No entanto, para a vazão de inundação (602

m<sup>3</sup>/s), o modelo conseguiu prevê-la com antecedência satisfatória de 10 horas, enquanto, para a vazão máxima simulada, a antecedência foi de 28 horas.

Apresenta-se na Figura 32 o hidrograma gerado para estimativa de antecedência do primeiro modelo, para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004.

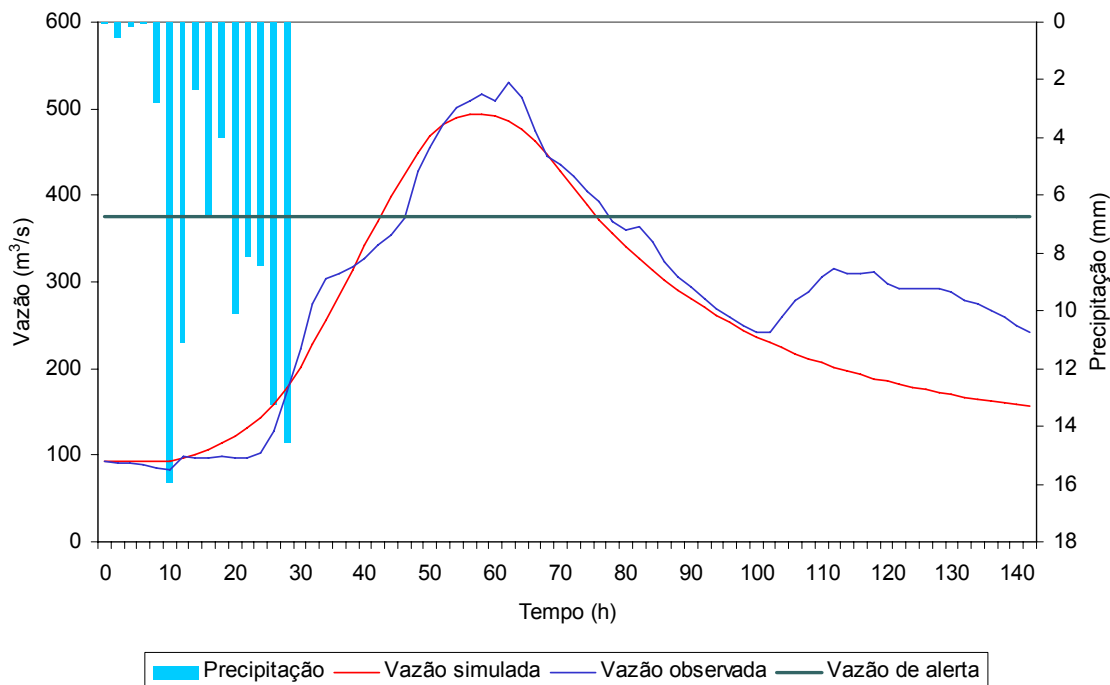


Figura 32 – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do primeiro modelo para o evento ocorrido no dia 10/01/04.

Similar ao evento anterior (Figura 31), o primeiro modelo gerou grande parte da parcela do volume escoado, 88,89 % do total simulado, já no início deste evento (Figura 32), com apenas 98,12 mm, o que corresponde a 58,77 % do total precipitado na bacia. No entanto, diferentemente do evento anterior (Figura 31), o modelo para este evento (Figura 32), por uma pequena diferença (6,58 m<sup>3</sup>/s), não ultrapassa a vazão de alerta na precipitação anterior ao do tempo 30 h da simulação. Desta forma, o modelo conseguiu prever a vazão de alerta (no tempo 30 h da simulação) com 16 horas de antecedência, enquanto, para a vazão máxima simulada, a antecedência foi de 30 horas.

De acordo com as observações realizadas nos dois eventos simulados acima (figuras 31 e 32), pode-se afirmar que os eventos de cheia na bacia são ocasionados por precipitações fortes e concentradas e não por precipitações longas e de pequenas magnitudes.

O hidrograma gerado para a estimativa de antecedência do segundo modelo, para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003, é apresentado na Figura 33.

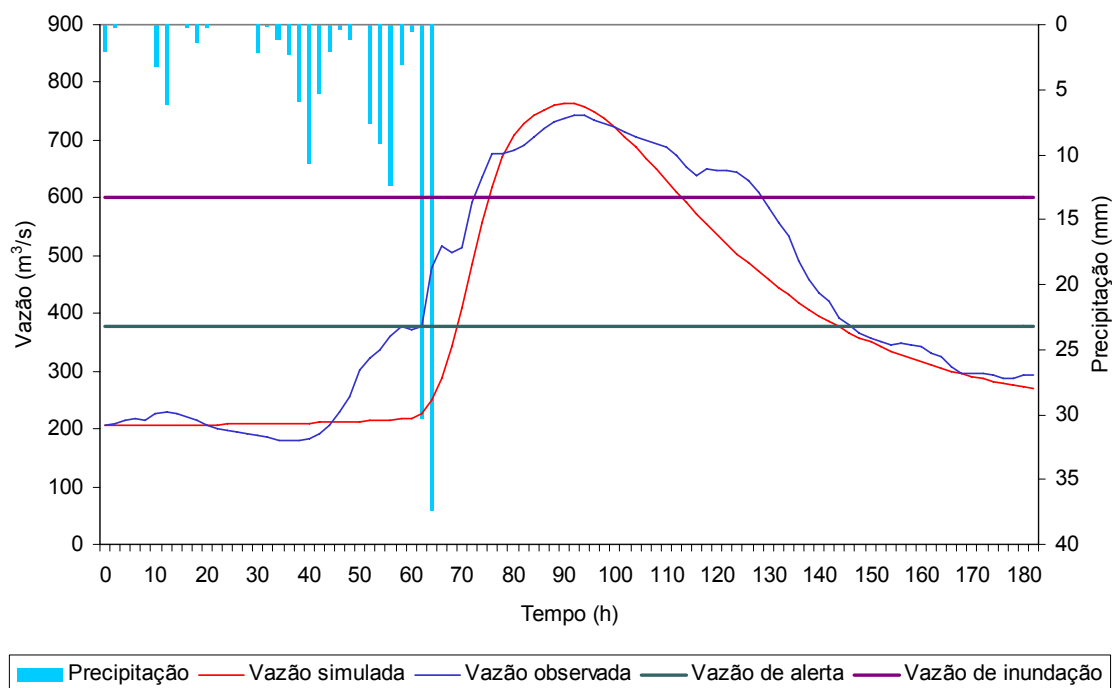


Figura 33 – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 17/01/03.

Observando a Figura 33, nota-se que o segundo modelo simulou este evento de forma análoga ao primeiro modelo (Figura 31), apresentando o mesmo problema na previsão da vazão de alerta e a mesma antecedência na previsão da vazão de inundação, 10 horas. Entretanto, para a previsão da vazão máxima simulada, o segundo modelo, antecedeu-a em 26 horas, duas horas a menos do que o primeiro modelo, devido à menor vazão máxima obtida com o segundo modelo.

Na Figura 34, apresenta-se o hidrograma gerado para estimativa de antecedência do segundo modelo, para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004. Também de maneira similar, o segundo modelo simulou este evento (Figura 34) parecido com o primeiro (Figura 32). Porém, a antecedência na previsão da vazão de alerta foi um pouco maior, 18 horas, pois, na precipitação anterior à ilustrada na Figura 34, a vazão simulada pelo modelo já tinha ultrapassado a vazão de alerta. Quanto à previsão da vazão máxima simulada, a antecedência foi de 28 horas, duas horas a menos do que aquela do primeiro modelo para este evento.

Em decorrência das observações referentes às figuras 32 a 34 e às simulações progressivas da precipitação, pode-se afirmar que os modelos apresentam uma pequena diferença na previsão dos eventos: o segundo modelo apresenta antecedência um pouco maior nas previsões das vazões de alerta e inundação, enquanto o primeiro modelo, apresenta este leve aumento na antecedência das previsões nas vazões máximas.

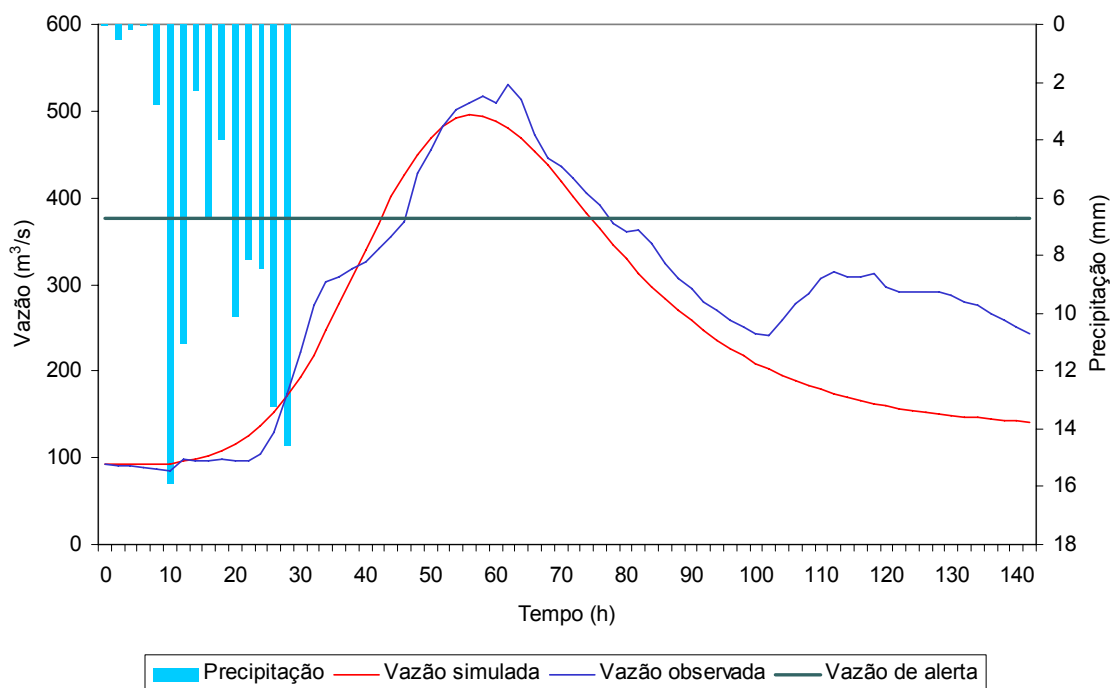


Figura 34 – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 10/01/04.

Fez-se, também, a estimativa das previsões das vazões máximas para os eventos simulados no módulo bacia, da sub-bacia B, que apresentaram resultados satisfatórios (figuras 21, 22 e 25). Ambos eventos ocorrido nos dias 26/01/02 e 10/01/04 apresentaram antecedência de 12 horas, enquanto o evento ocorrido no dia 19/01/02 apresentou antecedência de 14 horas. Os hidrogramas gerados para a estimativa destas previsões são apresentados no Apêndice E (figuras 1E a 3E).

#### 4.4. Análise de sensibilidade do modelo

O evento ocorrido no dia 10/01/04 e simulado com o primeiro modelo (Figura 20) foi selecionado para realização da análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada do modelo de transformação chuva-vazão IPH II.

Apresenta-se na Figura 35 o gráfico das análises de sensibilidade dos parâmetros de entrada do modelo. A abscissa mostra os valores dos parâmetros variando de -50 a 50 % do valor calibrado e, na ordenada, a variação do volume escoado. Os valores da variação no volume escoado são apresentados na Tabela 16, juntamente com o índice de sensibilidade dos parâmetros ( $IS$ ), calculado por meio da Equação 39.

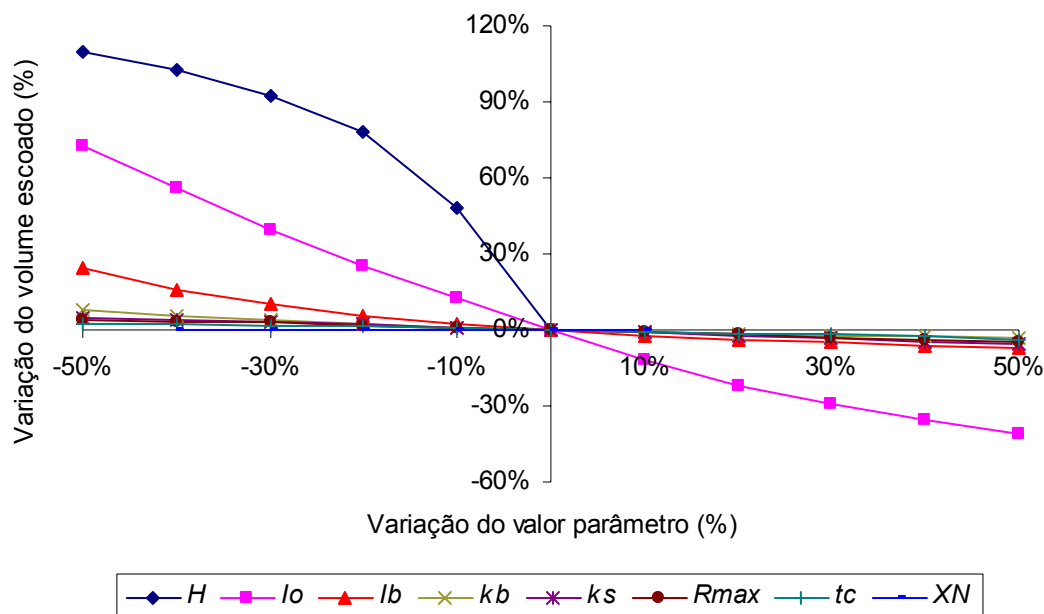


Figura 35 – Gráfico da análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo IPH II.

Tabela 16 – Variação do volume escoado em função de cada parâmetro do modelo IPH II, juntamente com o índice de sensibilidade (*IS*) do modelo a cada um deles

Variação dos valores dos Parâmetros	Variação do volume escoado para cada parâmetro							
	<i>H</i>	<i>I<sub>0</sub></i>	<i>I<sub>b</sub></i>	<i>ks</i>	<i>kb</i>	<i>R<sub>max</sub></i>	<i>t<sub>c</sub></i>	<i>XN</i>
-50%	109,48%	72,58%	24,62%	4,88%	8,04%	3,75%	2,61%	-
-40%	102,24%	55,69%	15,60%	4,00%	5,49%	3,31%	2,22%	-0,25%
-30%	92,63%	39,74%	9,95%	3,08%	3,60%	2,88%	1,80%	-0,17%
-20%	77,99%	25,47%	5,87%	2,10%	2,13%	1,97%	1,34%	-0,10%
-10%	48,23%	12,55%	2,63%	1,07%	0,96%	0,98%	0,84%	-0,05%
0%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
10%	-	-11,63%	-2,04%	-1,11%	-0,79%	-0,98%	-0,62%	0,04%
20%	-	-21,84%	-3,66%	-2,23%	-1,46%	-1,97%	-1,27%	-
30%	-	-29,42%	-5,03%	-3,37%	-2,04%	-2,95%	-1,94%	-
40%	-	-35,46%	-6,19%	-4,51%	-2,53%	-3,94%	-2,61%	-
50%	-	-41,25%	-7,18%	-5,64%	-2,97%	-4,92%	-3,60%	-
<i>IS</i>	2,19	1,14	0,32	0,11	0,11	0,09	0,06	0,01

Pela Figura 35 e Tabela 16, observa-se que os parâmetros *H*, *I<sub>0</sub>* e *I<sub>b</sub>* apresentaram maior sensibilidade, determinando, assim, que na calibração do modelo IPH II, o algoritmo de separação do escoamento é a “peça chave”, pois, determina a quantidade do volume total escoado. Por outro lado, a maior sensibilidade apresentada pelo parâmetro *H* está relacionada ao decaimento, mais ou menos acentuado, da taxa de infiltração inicial à infiltração estável, determinando, assim, a quantidade de água infiltrada das condições iniciais (*I<sub>0</sub>*) até à saturação do solo (*I<sub>b</sub>*).

Já os parâmetros  $k_s$  e  $t_c$ , embora tenham apresentado pouca sensibilidade quanto à variação do volume total escoado (Tabela 16), influenciam muito a forma do hidrograma gerado e o instante de tempo da vazão máxima, merecendo também, atenção especial na calibração do modelo.

Para os parâmetros  $H$  e  $XN$ , não foi possível realizar toda a análise de sensibilidade, como se observa na Tabela 16, pois, a faixa de valores válidos destes parâmetros é menor que as variações propostas (-50 a 50 % do valor calibrado para o parâmetro). As faixas válidas destes parâmetros são:  $0 < H < 1$ ; e  $1 \leq XN \leq 2$ .

Com base nas calibrações realizadas nos dois modelos construídos, nas análises de sensibilidade (Figura 35 e Tabela 16) e nos hidrogramas gerados nestas análises (Apêndice F, figuras 1F a 8F), é apresentada, na Tabela 17, uma síntese das observações feitas a cada parâmetro.

Tabela 17 – Síntese das observações feitas a cada parâmetro do modelo IPH II

Parâmetro	Observação
$H$	Parâmetro que mais altera o volume total escoado, contudo, esta influência é maior na vazão máxima simulada. A redução de seu valor aumenta o volume escoado, pois, deixa o solo com menores taxas de absorção de água.
$I_0$	Segundo parâmetro que mais altera o volume total escoado, influenciando mais a elevação do hidrograma.
$I_b$	Último parâmetro que altera expressivamente o volume total escoado, influenciando mais na fase de recessão do hidrograma.
$k_s$	Não afeta muito o volume escoado, mas altera, significativamente, forma do hidrograma. A redução de seu valor acentua tanto a elevação do hidrograma à vazão máxima, quanto a diminuição da vazão na fase de recessão.
$k_b$	Altera o volume escoado, na fase de recessão do hidrograma.
$R_{max}$	Altera um pouco o volume escoado, no início do evento.
$t_c$	Altera pouco o volume escoado, mas determina o instante da vazão da máxima do evento, influenciando também sua magnitude.
$XN$	Tem pouca influência na sensibilidade do hidrograma gerado.

Os resultados encontrados nas análises de sensibilidade, para os parâmetros  $H$ ,  $I_0$  e  $I_b$ , condizem com a análise realizada por Tucci (2005), enquanto as análises dos parâmetros  $k_s$  e  $t_c$  condizem com o trabalho de Germano *et al.* (1998).

Um ponto falho refere-se à falta de maior quantidade de dados hidrológicos, o que não possibilitou uma análise mais profunda como, por exemplo, o estabelecimento de regressões lineares a partir da precipitação ou da falta de precipitação anterior ao evento,

para os parâmetros  $I_0$ ,  $ks$  e  $t_c$ , importantes na previsão das enchentes, pois, somente estes parâmetros variaram de um evento para outro.

Em relação ao modelo hidráulico Muskingum-Cunge (módulo rio), apesar de não ter sido realizada uma análise de sensibilidade para o modelo, observou-se que o aumento do raio hidráulico gerou acréscimo na vazão máxima, bem como afinamento no hidrograma.

#### **4.5. Comparação entre os resultados obtidos com os modelos e aqueles obtidos na atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce**

Os resultados obtidos nas simulações dos eventos com os dois modelos (tabelas 8 e 15) foram similares aos da atual metodologia do sistema de alerta da bacia (Tabela 6), para os três índices analisados – *CE*, *EP* e *EAMR*. Os hidrogramas, obtidos pelo sistema de alerta com a atual metodologia, são apresentados no Apêndice G (figuras 1G e 2G).

Para o evento ocorrido no dia 17/01/03, os dois modelos construídos produziram desempenhos “satisfatórios”, enquanto a atual metodologia do sistema de alerta, obteve desempenho “muito satisfatório”. Já no evento ocorrido no dia 10/01/04, os resultados foram inversos, com desempenhos “muito satisfatórios” para os dois modelos, e “satisfatório” para a atual metodologia do sistema de alerta. Contudo, a antecedência dos modelos foi muito superior à da atual metodologia – 10 horas para o evento ocorrido no dia 17/01/03 e mais de 16 horas para o evento ocorrido no dia 10/01/04 – em comparação com a antecedência de 3 horas do sistema de alerta. Assim, apesar dos poucos eventos selecionados, os modelos construídos têm potencialidade de ajudar o sistema de alerta nas previsões de enchentes, pois, apresentam maiores antecedências.

Quanto ao modelo de maior potencialidade para auxiliar a atual metodologia do sistema de alerta, na previsão de cheias na bacia, o mais recomendável é o primeiro modelo. A razão está na maior facilidade de operacionalização, pois, possui apenas um módulo bacia, resultando em menores incertezas nos parâmetros de entrada ( $I_0$ ,  $ks$  e  $t_c$ ), em vista do não estabelecimento de equações para atualização em tempo real destes parâmetros.

## 5. CONCLUSÕES

De acordo com os resultados, conclui-se que:

- O primeiro modelo hidrológico construído (modelo IPH II) simulou os eventos de cheia selecionados de forma satisfatória, entretanto, o modelo não se ajustou bem a eventos compostos, nem a eventos com pequenas precipitações iniciais;
- O segundo modelo hidrológico construído (modelo IPH II mais modelo hidráulico Muskingum-Cunge) simulou, melhor que o primeiro modelo, os eventos de cheia selecionados, principalmente na fase de recessão do hidrograma, evidenciando, ao contrário do primeiro modelo, um melhor desempenho em eventos compostos, devido ao modelo hidráulico;
- A análise de sensibilidade demonstrou que os parâmetros  $H$ ,  $I_0$  e  $I_b$  do modelo IPH II são os mais sensíveis, determinando o volume total escoado. Enquanto, os parâmetros  $ks$  e  $t_c$ , apesar das baixas sensibilidades, determinam a forma e o instante da vazão máxima do hidrograma, respectivamente;
- Os resultados dos desempenhos nas simulações com os dois modelos hidrológicos construídos, foram similares aos da atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce. Porém, a antecedência na previsão de cheias pelos dois modelos foi maior do que a da atual metodologia;
- Em virtude da má qualidade das séries de dados pluviográficos, torna-se temerário afirmar que os modelos construídos devem substituir a atual metodologia. Assim, os modelos devem ser utilizados em conjunto com a atual metodologia nas previsões de cheias. Todavia, à medida que as séries de dados forem enriquecendo, a metodologia proposta, apresenta potencialidade para substituir essa metodologia atual do sistema de alerta.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As maiores dificuldades enfrentadas, durante a execução deste trabalho, recaíram sobre a má qualidade das séries pluviográficas das estações da bacia, impossibilitando, desta forma, simulações de outros eventos com os parâmetros calibrados dos modelos.

Outro problema ocasionado pela falta de dados, refere-se à ausência da definição de equações para atualização em tempo real dos parâmetros de entrada,  $l_0$ ,  $ks$  e  $t_c$ , na previsão de vazões, quando estes poderiam ser definidos através de estudos da intensidade de precipitação e da precipitação ocorrida nos dias anteriores.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANA – Agência Nacional de Águas. *Sistema de Previsão de Níveis no Pantanal*, 2006. Disponível em: <<http://www.ana.gov.br>>. Acesso em: 27 jun. 2006.
- ANDERSON, R. M.; KOREN, V. I.; REED, S. M. Using SSURGO data to improve Sacramento Model a priori parameter estimates. *Journal of Hydrology*, vol. 320, p. 103 – 116, Mar. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- ANDRADE FILHO, A. G.; SZÉLIGA, M. R.; AMARAL, K. J.; SANTOS JUNIOR, E. R. Hidrogramas de enchente através dos Métodos Colorado Urban Hydrograph Procedure e Muskingun-Cunge - Estudo da Bacia do Arroio Olarias em Ponta Grossa. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 13, 1999, Belo Horizonte. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Belo Horizonte, MG, 1999. CD-ROM.
- ARAÚJO FILHO, P. F.; CABRAL, J. J. S. P.; ANTONINO, A. C. D.; SAULNIER, G. M. Modelagem Hidrológica da bacia do riacho Gameleira (Pernambuco) utilizando TOPSIMPL, uma versão simplificada do modelo TOPMODEL. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 10, nº 2, p. 61 – 72, Abr./Jun. 2005.
- ATLAS Escolar de Nova Era MG. *Projeto Agenda 21 Nova Era*, Belo Horizonte, 2005, 72p.
- BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C. E. M. *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. ABRH, Editora da Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1993, p. 177 – 241.
- BRUN, G. W.; TUCCI, C. E. M. Previsão em tempo real do volume afluente ao reservatório de Ernestina. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, Vol. 6, nº 2, p. 73 – 79, Abr./Jun. 2001.
- CAMPANA, N. A.; TUCCI, C. E. M. Previsão da vazão em macrobacias urbanas: Arroio Dilúvio em Porto Alegre. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 4, nº 1, p. 19 – 33, Jan./Mar. 1999.

- CARPENTER, T. M.; GEORGAKAKOS, K. P. Intercomparison of lumped versus distributed hydrologic model ensemble simulations on operational forecast scales. *Journal of Hydrology* (artigo impresso ainda não publicado), Abr. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- CASTILHO, A. S.; DAVIS, E. G. Previsão Hidrológica de vazões para as cidades de Resplendor, Colatina e Linhares utilizando o método das diferenças. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- CHENG, C. T.; ZHAO, M. Y.; CHAU, K. W.; WU, X. Y. Using genetic algorithm and TOPSIS for Xinanjiang model calibration with a single procedure. *Journal of Hydrology*, vol. 316, p. 129 – 140, Jan. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- CHOW, V. T. *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York, 1959, 680p.
- COLLISCHONN, W. *Simulação Hidrológica de Grandes Bacias*. Porto Alegre, RS: UFRGS, 2001, 194f. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2001. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br>>. Acesso em: 20 fev. 2006.
- COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Previsão sazonal de vazão na bacia do rio Uruguai 1: Ajuste e verificação do modelo Hidrológico Distribuído. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 10, nº 4, p. 43 – 60, Out./Dez. 2005.
- CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 1999 a março de 2000*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2000.
- CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2001 a março de 2002*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2002.
- CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2002 a março de 2003*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2003, 59p.
- CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2003 a março de 2004*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2004, 76p.
- CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2004 a março de 2005*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2005, 89p.

- CUNHA, L. K.; GUETTER, A. K. Sistema Integrado de Previsão Hidrológica e Operação Hidráulica em Tempo Real para o rio Piraí. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- DEFESA CIVIL MG. *Coordenaria Estadual de Defesa Civil – Defesa Civil de Minas Gerais*, 2005. Disponível em: <<http://www.defesacivil.mg.gov.br/>>. Acessado em: 03 out. 2005.
- EID, N. J.; CAMPANA, N. A.; COSTA, J. Aplicação de distintas discretizações espaciais no modelo hidrológico concentrado precipitação-vazão HEC-HMS. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- EUCLYDES, H. P.; SOUSA, E. F.; FERREIRA, P. A. *Regionalização Hidrológica – RH versão 4.0*, UFV / RUALMINAS, Viçosa, 2005.
- EVANGELISTA, A. W. P. *Metodologia para dimensionamento e manejo de sistemas de drenagem agrícola*. Viçosa, MG: UFV, 2003, 102f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2003.
- FAVORETO, R. S.; PEREIRA FILHO, D. L. B.; BURMASTER, C. L.; HILU, A.; SILVA, S. B.; MINE, M. R. M. Modelagem de eventos de vazão máxima natural no reservatório de Vossoroca utilizando o modelo IPH II. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- FRAGOSO JÚNIOR, C. R. Desenvolvimento de uma Interface para um Modelo de Previsão de Vazão em Tempo Real. *Revista Eletrônica de Recursos Hídricos*, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, vol. 1, nº 1, p. 14 – 19, 2004. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br/>>. Acesso em: 21 set. 2005.
- GEOMINAS – Geoprocessamento em Minas Gerais. *Mapa de Solos de MG*, 2006. Disponível em: <<http://www.geominas.mg.gov.br/>>. Acesso em: 12 abr. 2006.
- GERMANO, A.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II para algumas bacias urbanas brasileiras. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 3, nº 4, p. 103 – 120, Out./Dez. 1998.
- GOURLEY, J. J.; VIEUX, B. E. A method for identifying sources of model uncertainty in rainfall-runoff simulations. *Journal of Hydrology*, vol. 327, p. 68 – 80, Jul. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br/>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- HEC – HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. *Hydrologic Modeling System – HEC-HMS 2.0*, U. S. Army Corps of Engineers, Daves, USA, 2000. Disponível em: <<http://www.hec.usace.army.mil/>>. Acesso em: 25 ago. 2005.

- IPHS1. *Manual do Usuário – versão 2.11*. IPH, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004a, 45p. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br>>. Acesso em: 25 ago. 2005.
- IPHS1. *Manual de Fundamentos – versão preliminar*, IPH, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004b, 42p. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br>>. Acesso em: 25 ago. 2005.
- JACQUIN, A. P.; SHAMSELDIN, A. Y. Development of rainfall–runoff models using Takagi–Sugeno fuzzy inference systems. *Journal of Hydrology*, (artigo impresso ainda não publicado), Abr. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- LARENTIS, D. G.; TUCCI, C. E. M. Modelo de previsão de vazões em tempo atual. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- LEOPOLD, L. B. *Hydrology for Urban Planning – A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use*. USGS circ. 554, 1968, 18p. Disponível em: <<http://water.usgs.gov>>. Acesso em: 08 nov. 2005.
- LIMA, A. A.; SILVA, F. E. O.; THIMOTTI, T. C. M.; QUEIROGA, Y. G.; NAGUETTINI, M. C.; NASCIMENTO, N. O. Rio Grande – Modelo de simulação e previsão hidrológica. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- LIMA, H. V. C.; LANNA, A. E. L. Modelos para operação de sistemas de reservatórios: Atualização do estado da arte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 10, nº 3, p. 5 – 22, Jul./Set. 2005.
- LIRA, A. M.; PORTO, R. M. Aplicação de métodos hidrológicos para avaliação das condições atuais e futuras do sistema de macrodrenagem da cidade de São Carlos – SP. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.
- MOREDA, F.; KOREN, V.; ZHANG, Z.; REED, S.; SMITH, M. Parameterization of distributed hydrological models: learning from the experiences of lumped modeling. *Journal of Hydrology*, vol. 320, p. 218 – 237, Mar. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- OYUNBAATAR, D.; BATKHUU, D.; DAVAA, G. Some results of application of flood routing models in the Kherlen river basin. *III International Workshop on Terrestrial Change in Mongolia*, Tsukuba, Japan, p. 7 – 9, 2004. Disponível em: <[www.suiri.tsukuba.ac.jp](http://www.suiri.tsukuba.ac.jp)>. Acesso em: 18 jun. 2006.
- PAZ, A. R.; BUENO, E. O.; TUCCI, C. E. M. Análise de metodologias de previsão de vazões em tempo real estudo de casos: Bacias do Rio Doce (MG) e do Rio Uruguai (RS). In: Simpósio de Recursos Hídricos do Centro Oeste, 2, 2002, Campo Grande. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Campo Grande, MS, 2002. CD-ROM.

- PONCE, V. M., *Engineering hydrology – Principles and practices*. Prentice-Hall, New Jersey, 1989, 640p.
- PRUSKI, F. F.; BRANDÃO, V. S.; SILVA, D. D. *Escoamento Superficial*, UFV, Viçosa, 2004, 87p.
- QUEIROGA, Y. G.; NAGHETTINI, M.; NASCIMENTO, N. Avaliação de um método de assimilação de erros nas previsões de vazões de curto prazo afluentes ao Reservatório de UHE Camargos. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 10, nº 3, p. 63 – 74, Jul./Set. 2005.
- RAMÍREZ, M. C. V.; VELHO, H. F. C.; FERREIRA, N. J. Artificial neural network technique for rainfall forecasting applied to the São Paulo region. *Journal of Hydrology*, vol. 301, p. 146 – 162, Jan. 2005. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- RANZINI, M.; RIGHETTO, A. M.; GUANDIQUE, M. E. G.; MORAES, J. M.; ARCOVA, F. C. S.; CICCIO, V. Modelagem hidrológica de uma microbacia florestada da Serra do Mar, SP. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 9, nº 4, p. 33 – 44, Out./Dez. 2004.
- REED, S. M.; KOREN, V.; SMITH, M.; ZHANG, Z.; MOREDA, F.; SEO, D. J.; DMIP Participants. Overall distributed model intercomparison project results. *Journal of Hydrology*, vol. 298, p. 27 – 60, Out. 2004. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- SANTOS, R.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A.; FILHO, A. S. M. Estimativa do hidrograma de projeto com base na incerteza dos parâmetros do modelo. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 6, nº 1, p. 29 – 41, Jan./Mar. 2001.
- SCHULER, A. E. *Aplicação do TOPMODEL em uma bacia de mesoescala localizada na cabeceira do rio Corumbataí*. São Carlos, SP: USP, 1998, 130f. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1998.
- SCHULTZ, G. A.; HORNBOGEN, M.; VITERBO, P.; NOILAHN, J. *Coupling large-scale hydrological and atmospheric models*. IAHS Special Publication, nº 3, 1995, 96p.
- SHAMSELDIN, A. Y. Application of a neural network technique to rainfall-runoff modeling. *Journal of Hydrology*, vol. 199, p. 272 – 294, Dez. 1997. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.
- SHAMSELDIN, A. Y.; O'CONNOR, K. M. A nearest neighbor linear perturbation model for river flow forecasting. *Journal of Hydrology*, vol. 179, p. 353 – 375, Mai. 1996. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.

- SHRESTHA, R. R.; NESTMANN, F. River water level prediction using physically based and data driven Models. *MODSIM 2005 International Congress on Modeling and Simulation*, Modeling and Simulation Society of Australia and New Zealand, Melborn, Australia, p 1894 – 1900, 2005. Disponível em: <<http://www.mssanz.org.au/modsim05>>. Acesso em: 18 jun. 2006.
- SILVA, L. P.; EWEN, J. Modelagem Hidrológica de grandes bacias hidrográficas: a necessidade de novas metodologias. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 5, nº 4, p. 81 – 92, Out./Dez. 2000.
- SILVA, J. S.; CAMPOS, C. V. Análise das medidas de controlo de enchentes em aglomerados urbanos – Estudo de caso Vila Roriz. In: Simpósio de Recursos Hídricos do Centro Oeste, 2, 2002, Campo Grande. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Campo Grande, MS, 2002. CD-ROM.
- SILVEIRA, A. L. L. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 10, nº 1, p. 5 – 23, Jan./Mar. 2005.
- SINGE – Sistema de Meteorologia e Recursos Hídricos de Minas Gerais. *Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Sapucaí*, 2006. Disponível em: <<http://www.simge.mg.gov.br>>. Acesso em: 27 jun. 2006.
- TUCCI, C. E. M. Águas Urbanas. In: TUCCI, C. E. M., BERTONI, J.C. *Inundações Urbanas na América do Sul*, ABRH, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003a, p. 11 – 44.
- TUCCI, C. E. M. Inundações e Drenagem Urbana. In: TUCCI, C. E. M., BERTONI, J.C. *Inundações Urbanas na América do Sul*, ABRH, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003b, p. 45 – 150.
- TUCCI, C. E. M. *Modelos Hidrológicos*. ABRH, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2005, 678p.
- USGS – United States Geological Survey. *Seamless data distribution system, Earth Resources Observation and Science*. 2005. Disponível em: <<http://seamless.usgs.gov>>. Acesso em: 21 set. 2005.
- USGS – United States Geological Survey. *Estimating Manning's Roughness Coefficients for Natural and Man-Made Streams in Illinois*. 2006. Disponível em: <<http://il.water.usgs.gov/proj/nvalues>>. Acesso em: 10 abr. 2006.
- VERÍSSIMO, F. S.; BITTAR, W. S. M.; ALVAREZ, J. M. *Vida Urbana: A evolução do cotidiano da cidade brasileira*. Ediouro, Rio de Janeiro, 2001, 230p.
- WANG, W.; VAN GELDER, P. H. A. J. M.; VRIJLING, J.K.; MA, J. Forecasting daily stream flow using hybrid ANN models. *Journal of Hydrology*, vol. 324, p. 383 – 399, Jun. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.

YU, P. S.; CHEN, S. T.; CHANG, I. F. Support vector regression for real-time flood stage forecasting. *Journal of Hydrology*, vol. 328, p. 704 – 716, Set. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.

## APÊNDICES

## APÊNDICE A

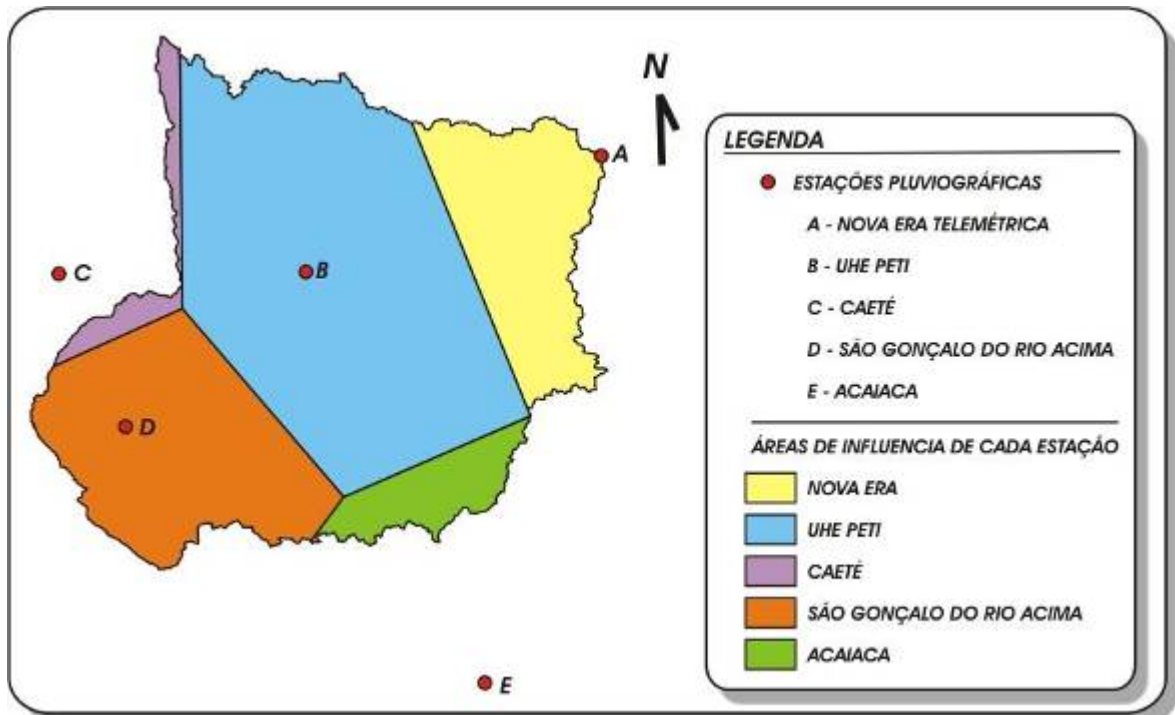


Figura 1A – Polígonos de Thiessen das estações pluviográficas na bacia a montante da estação NEIV-FLU.

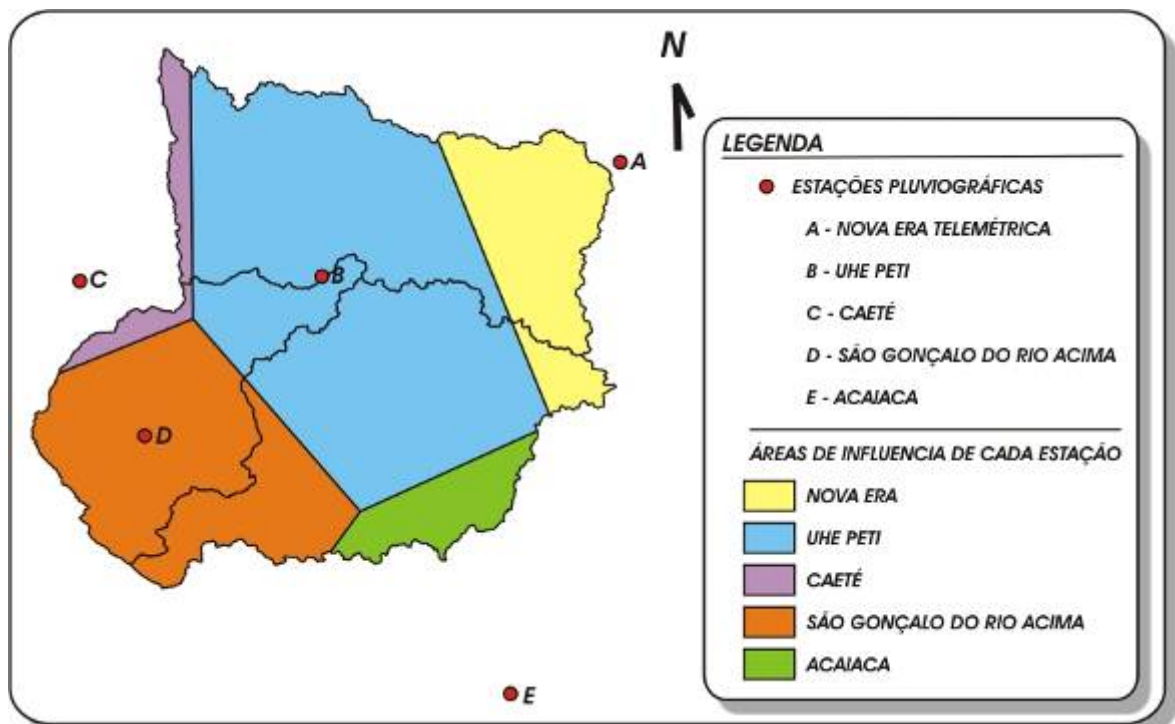


Figura 2A – Polígonos de Thiessen das estações pluviográficas nas sub-bacias do segundo modelo.

## APÊNDICE B

Tabela 1B – Áreas impermeáveis da bacia a montante da estação NEIV-FLU

Localidade	Área (km <sup>2</sup> )	Área impermeável (km <sup>2</sup> )
Nova Era	2,44	0,93
João Monlevade	17,93	6,81
Bela Vista de Minas	2,23	0,85
Santa Bárbara	6,08	2,31
Barão dos Cocais	5,44	2,07
São Gonçalo do Rio Abaixo	2,46	0,93
Rio Piracicaba	3,84	1,46
Catas Altas	5,14	1,95
Parque Natural do Caraça	209,19	26,15
Total	254,75	43,22

Tabela 2B – Áreas impermeáveis das sub-bacias do segundo modelo

Sub-bacia	Área impermeável (km <sup>2</sup> )	Área impermeável (%)	Área de drenagem (km <sup>2</sup> )
Sub-bacia A	10,72	0,91	1.171,16
Sub-bacia B	13,50	1,16	1.166,09
Sub-bacia C	19,10	2,63	725,42
Total	43,22	1,41	3.062,67

## APÊNDICE C

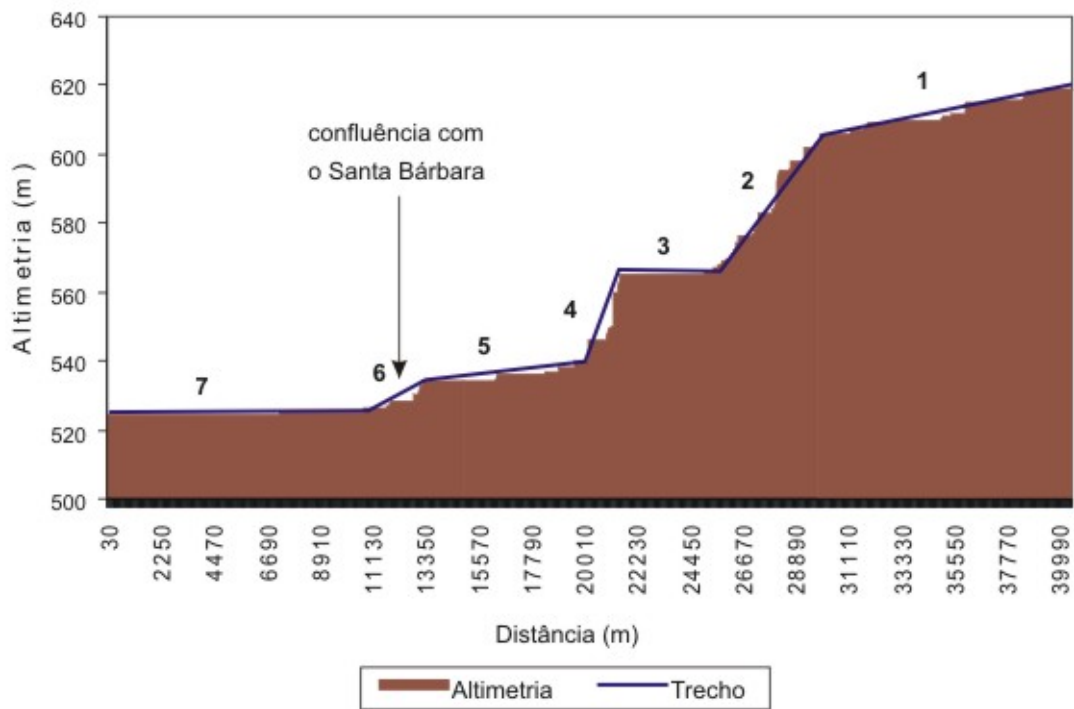


Figura 1C – Perfil longitudinal do rio Piracicaba da estação PI-FLU à NEIV-FLU.

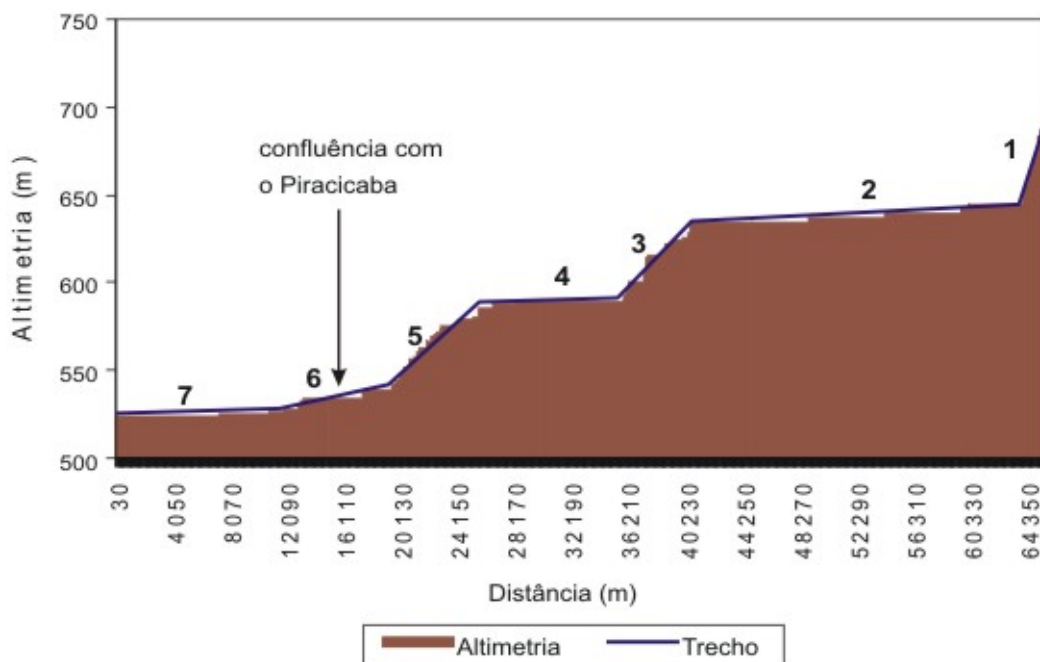


Figura 2C – Perfil longitudinal do rio Santa Bárbara da estação PE-FLU à NEIV-FLU.

## APÊNDICE D

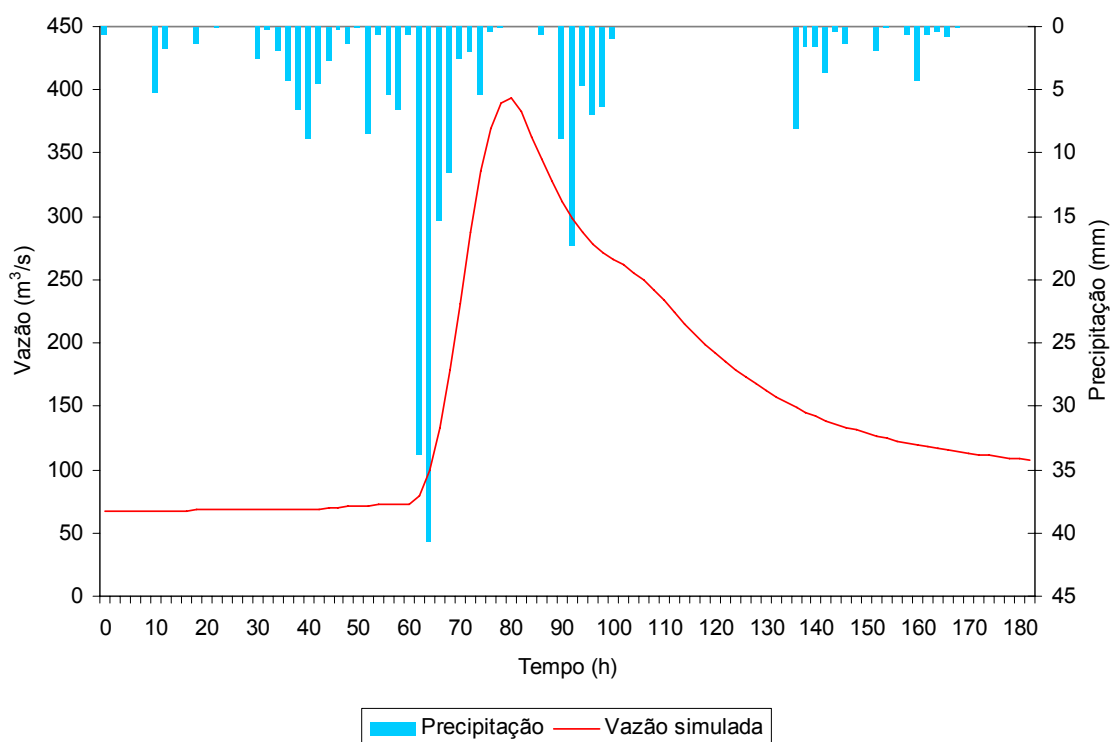


Figura 1D – Hidrograma simulado com o módulo bacia da sub-bacia A do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003.

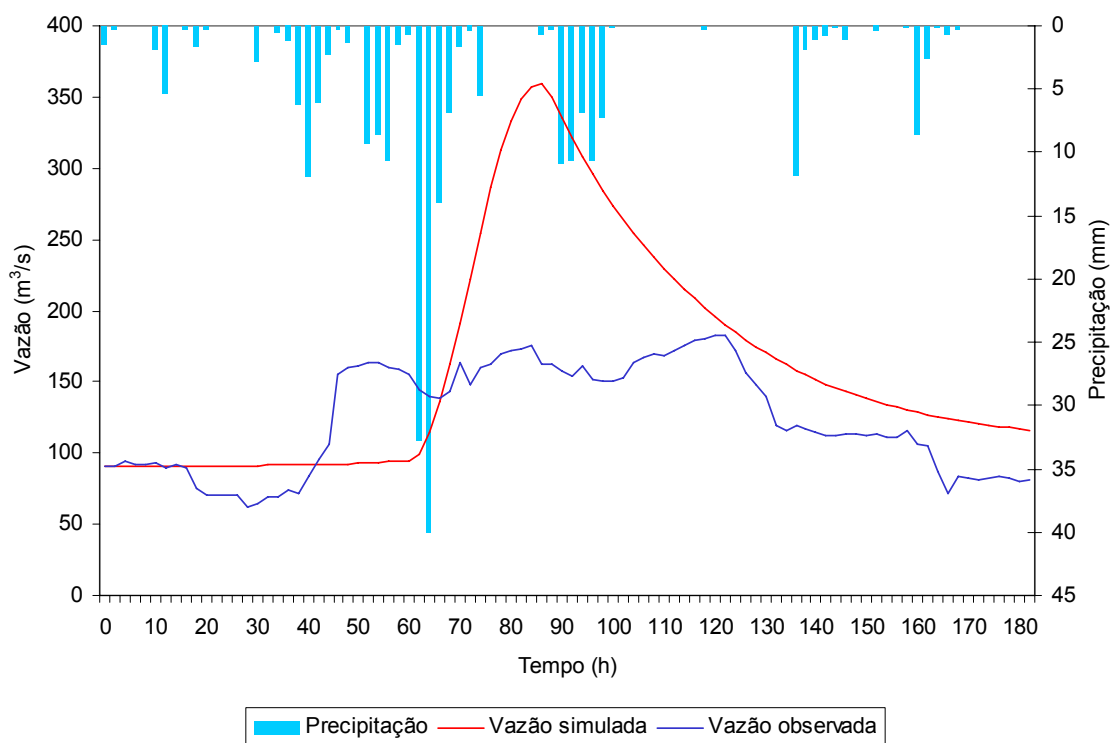


Figura 2D – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003.

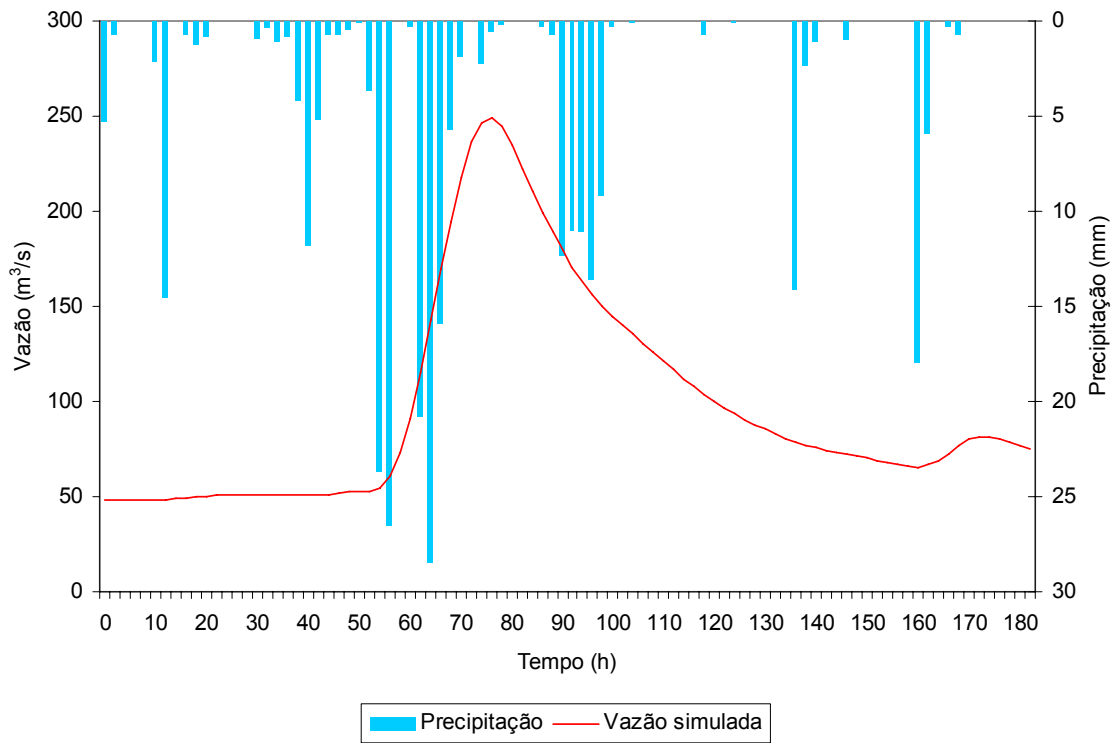


Figura 3D – Hidrograma simulado com o módulo bacia da sub-bacia C do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003.

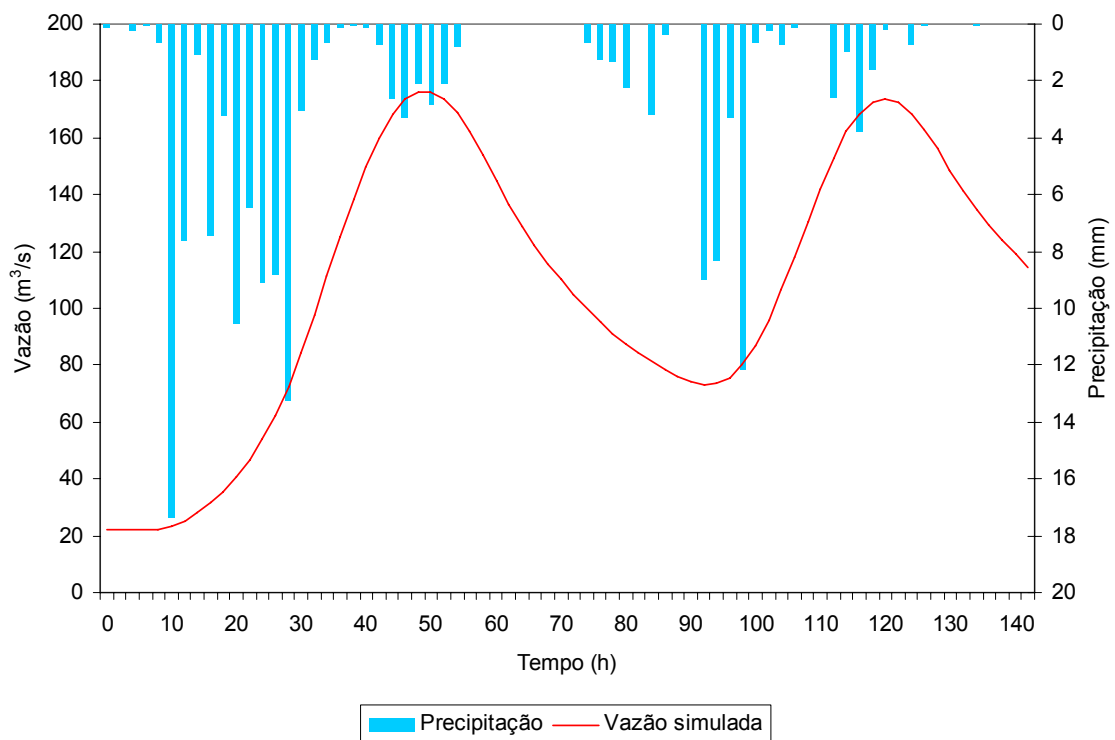


Figura 4D – Hidrograma simulado com o módulo bacia da sub-bacia A do segundo modelo para o evento do dia 10 de janeiro de 2004.

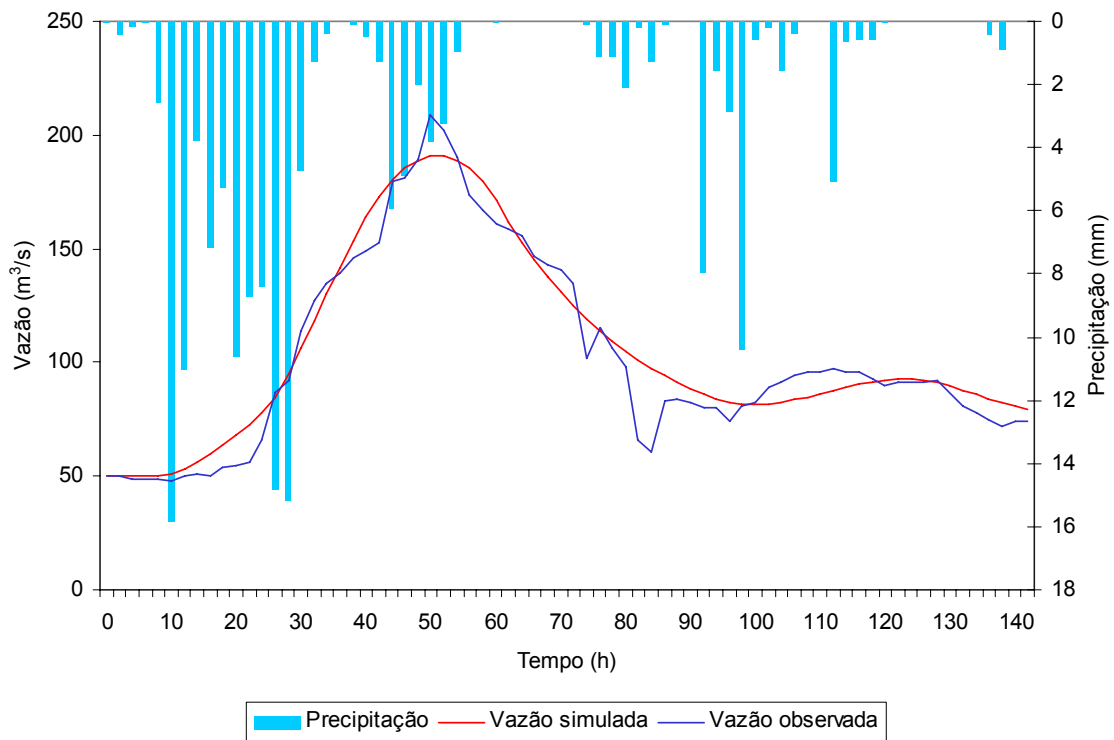


Figura 5D – Hidrograma observado e simulado com o módulo bacia da sub-bacia B do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004.

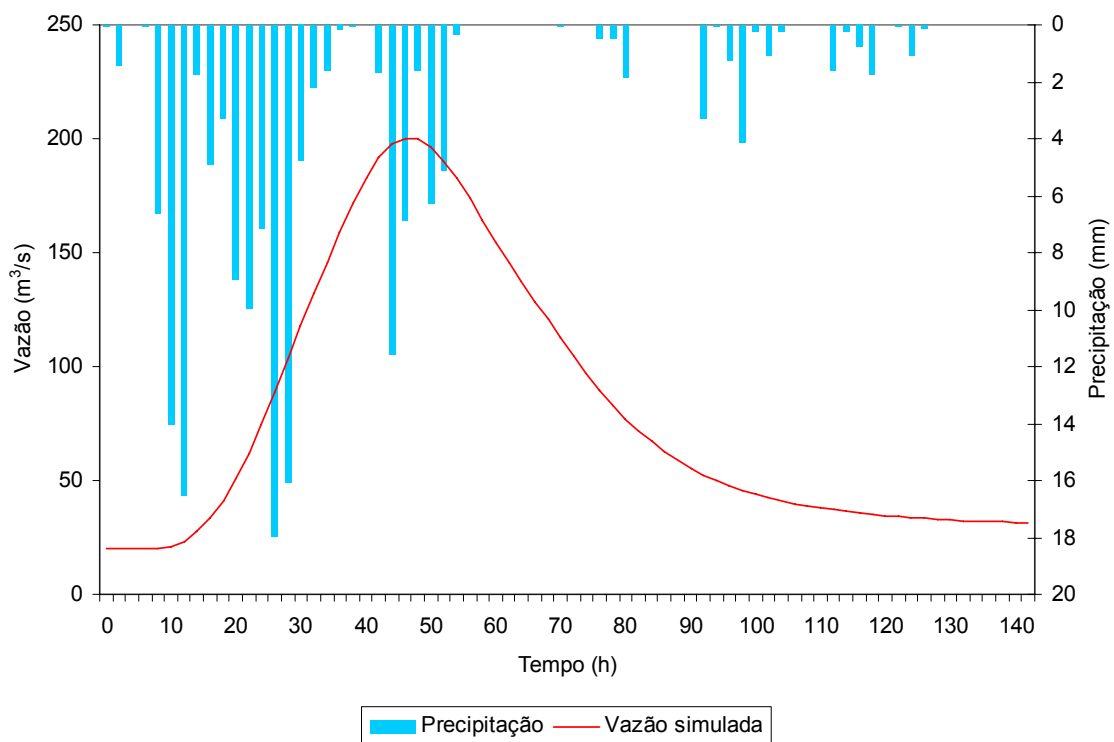


Figura 6D – Hidrograma simulado com o módulo bacia da sub-bacia C do segundo modelo para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004.

## APÊNDICE E

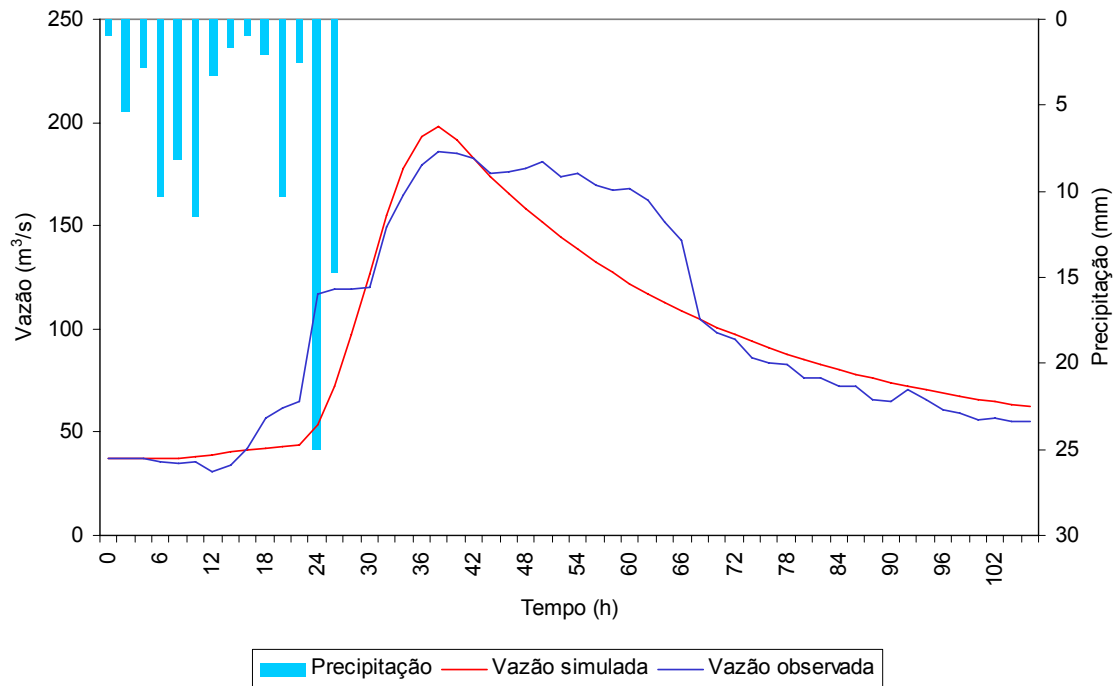


Figura 1E – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do módulo bacia da sub-bacia B para o evento ocorrido no dia 19/01/02.

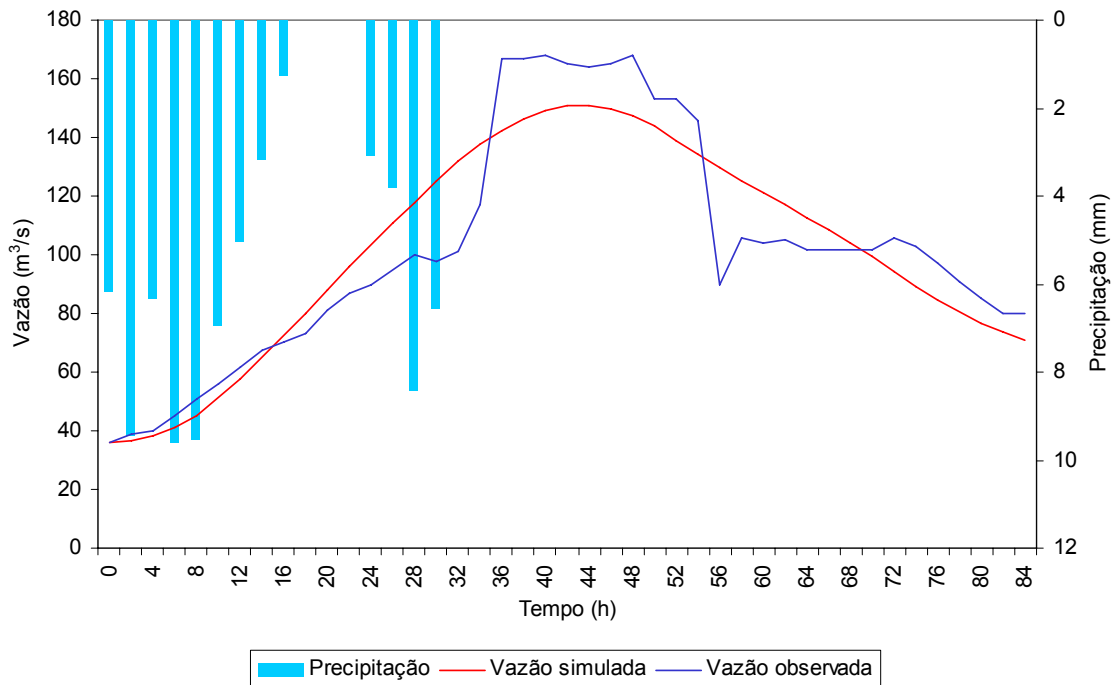


Figura 2E – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do módulo bacia da sub-bacia B para o evento ocorrido no dia 26/01/02.

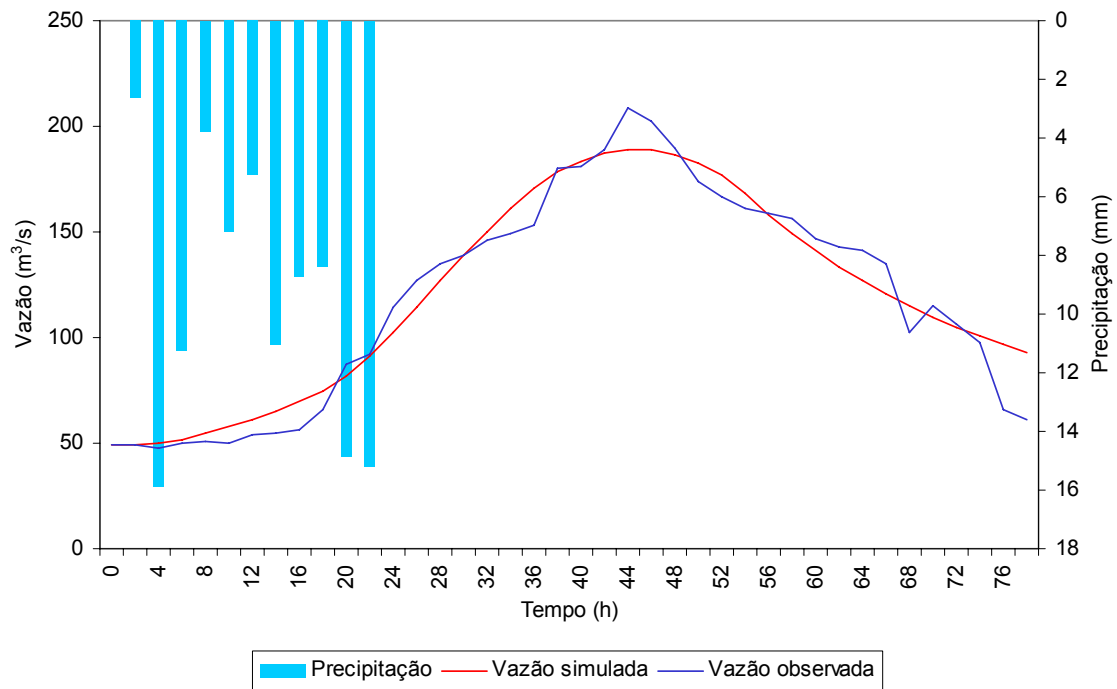


Figura 3E – Hidrograma gerado na estimativa de antecedência do módulo bacia da sub-bacia B para o evento ocorrido no dia 10/01/04.

## APÊNDICE F

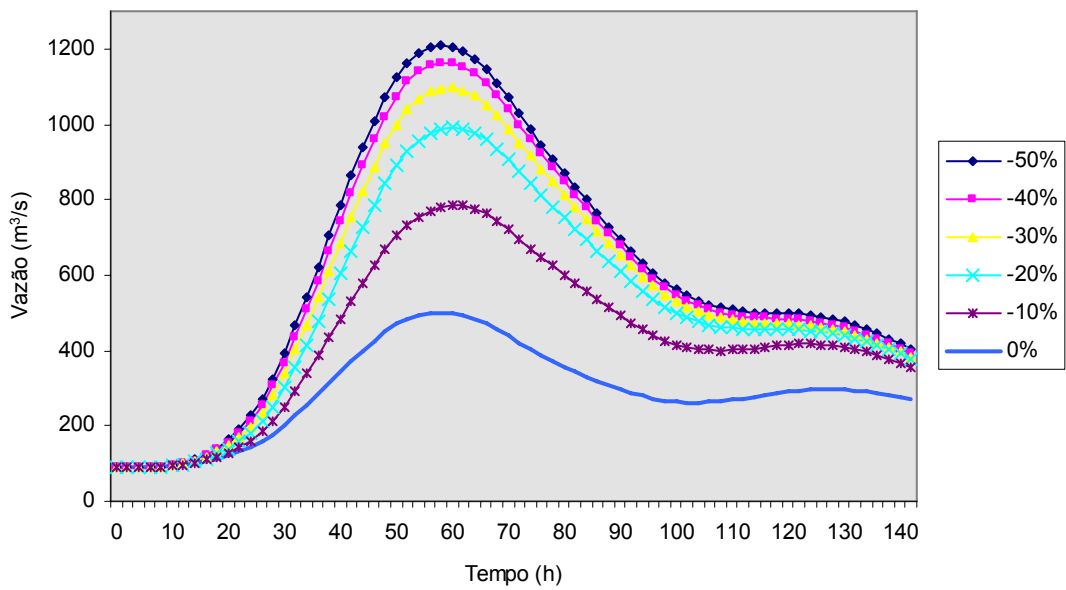


Figura 1F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $H$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

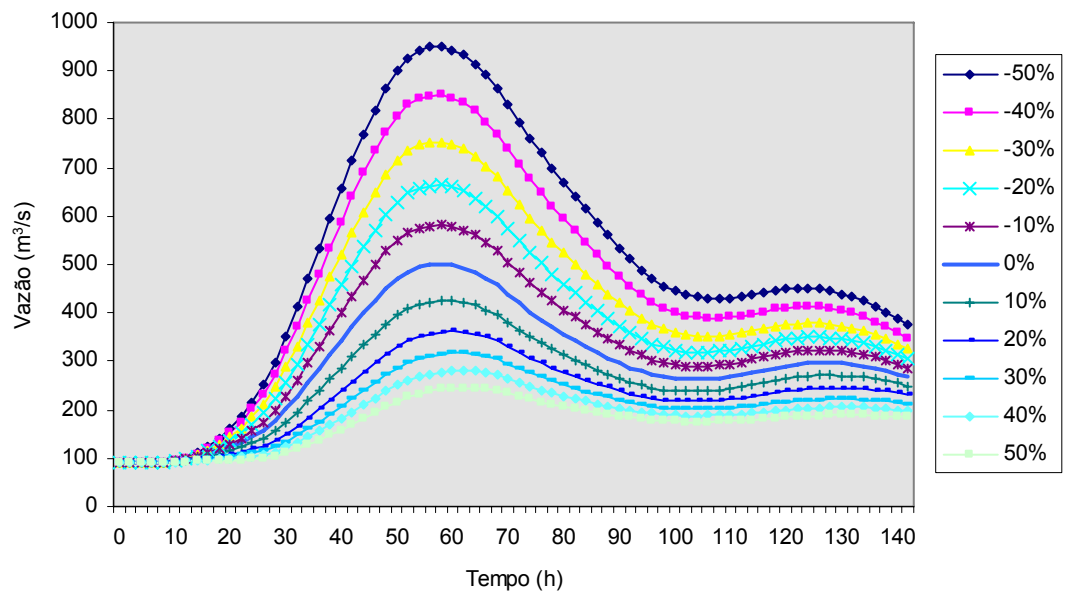


Figura 2F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $I_0$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

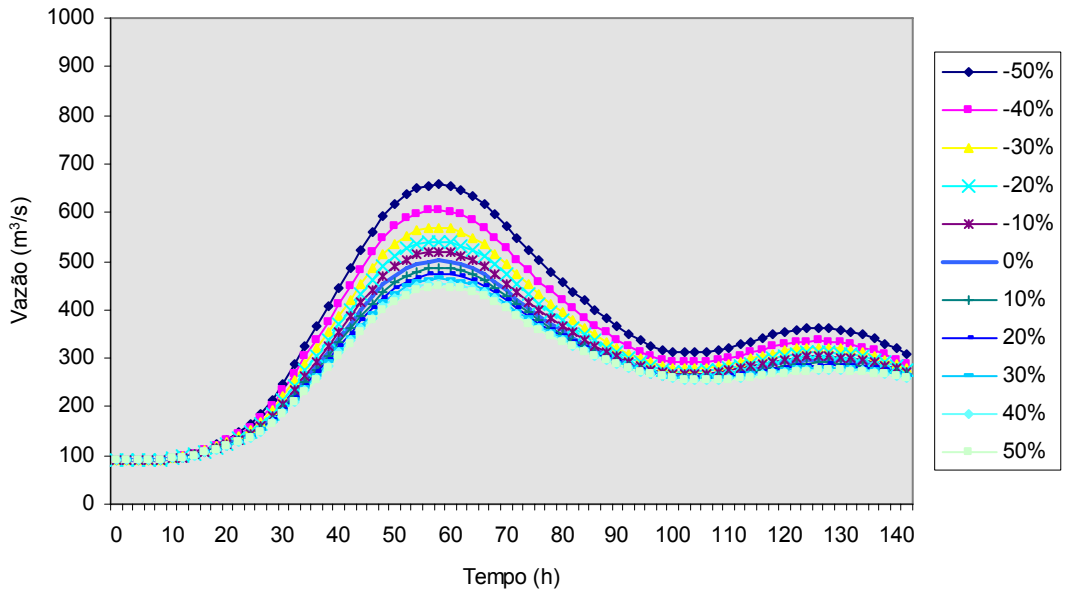


Figura 3F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $I_b$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

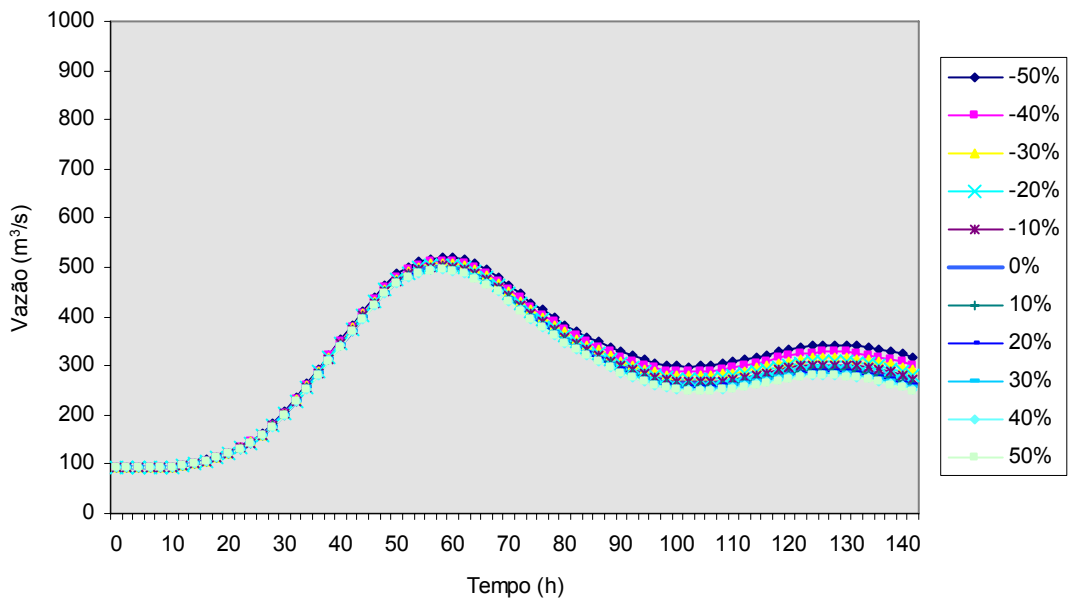


Figura 4F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $kb$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

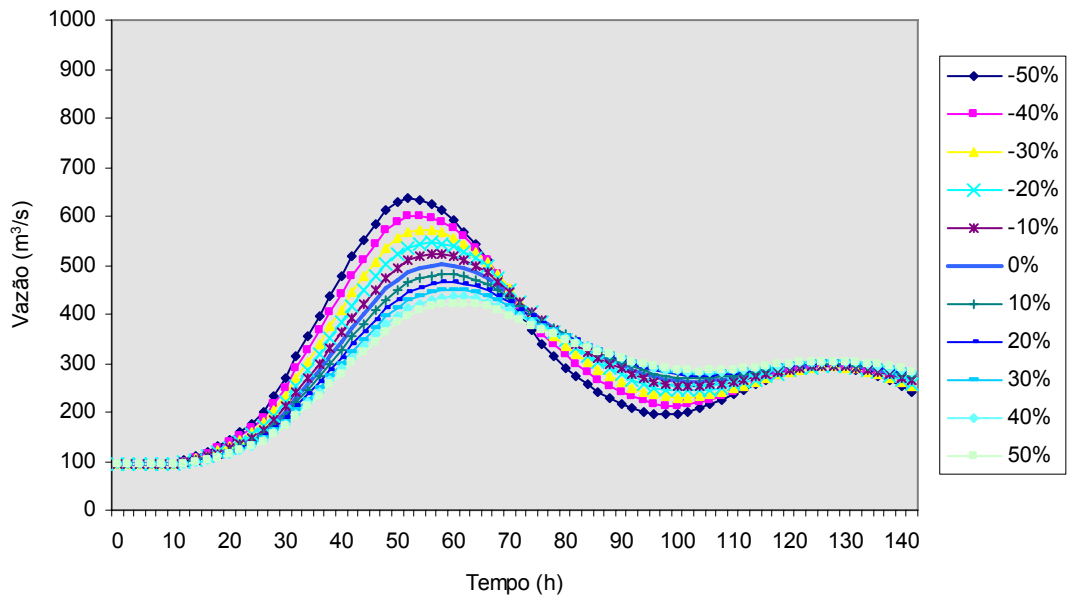


Figura 5F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $k_s$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

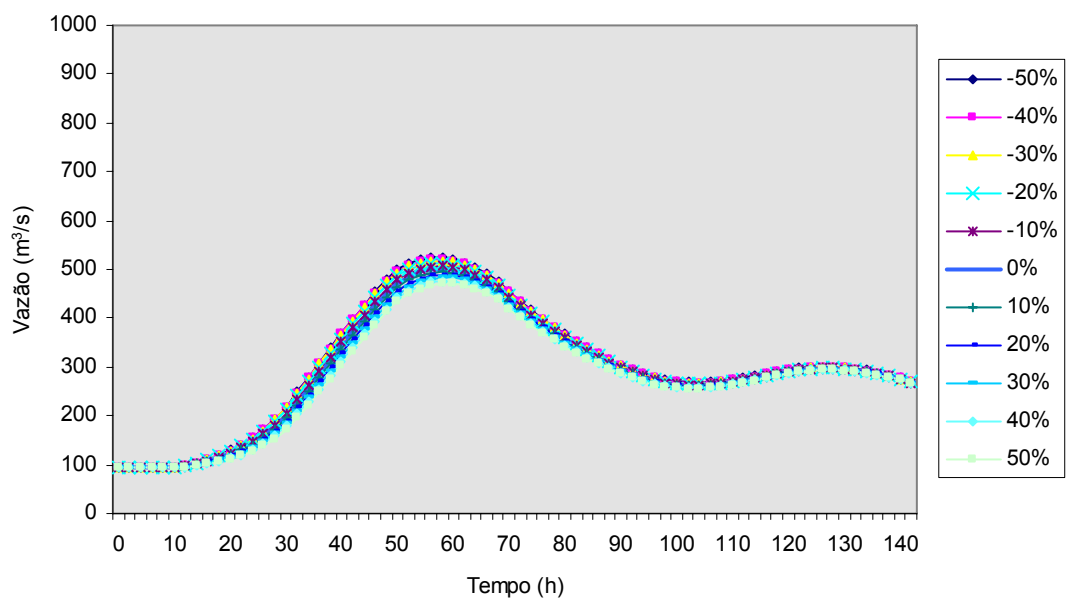


Figura 6F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $R_{max}$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

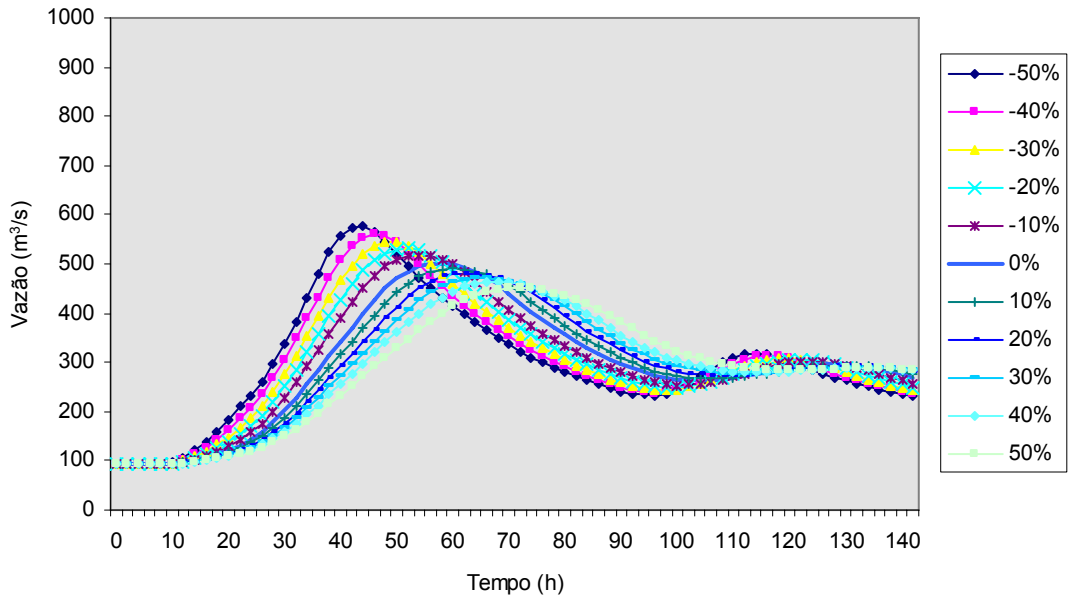


Figura 7F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $t_c$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

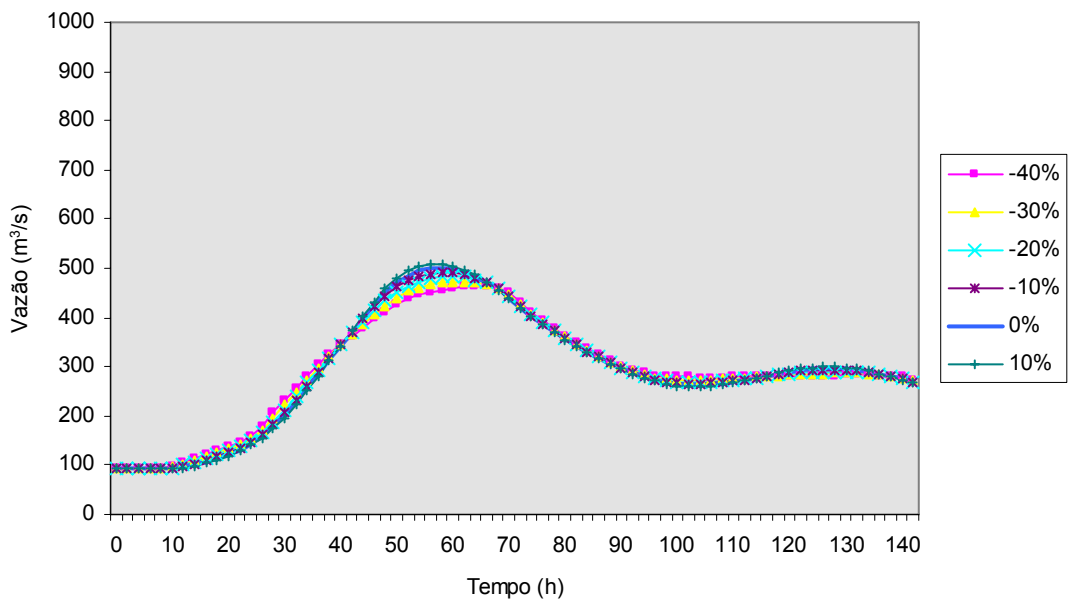


Figura 8F – Hidrograma da análise de sensibilidade do parâmetro  $XN$  do modelo IPH II no evento ocorrido no dia 10/01/04, registrado pela estação NEIV-FLU.

## APÊNDICE G

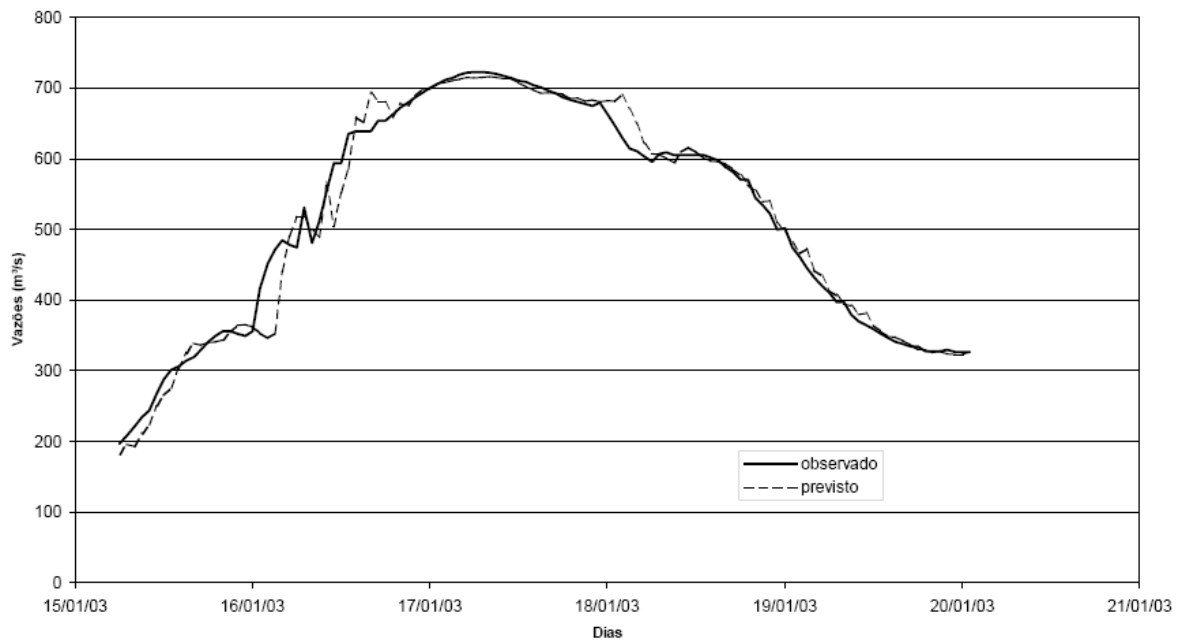


Figura 1G – Hidrograma simulado com a atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003 (Fonte: CPRM, 2003).

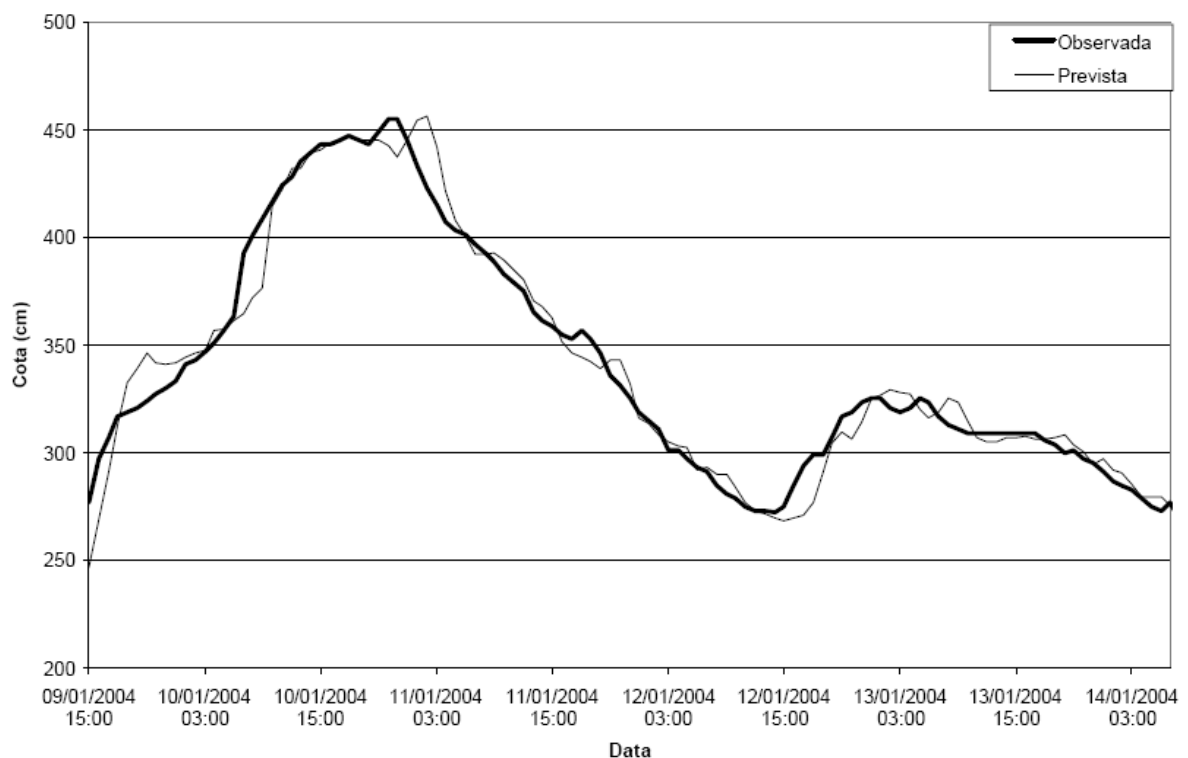


Figura 2G – Hidrograma simulado com a atual metodologia do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004 (Fonte: CPRM, 2004).