

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

REGIONALIZAÇÃO DE HIDROGRAMAS
UNITÁRIOS EM BACIAS NÃO MONITORADAS
DO ESTADO DE MINAS GERAIS

Luiz Henrique Resende de Pádua

Belo Horizonte

2015

**REGIONALIZAÇÃO DE HIDROGRAMAS UNITÁRIOS
EM BACIAS NÃO MONITORADAS DO ESTADO DE
MINAS GERAIS**

Luiz Henrique Resende de Pádua

Luiz Henrique Resende de Pádua

**REGIONALIZAÇÃO DE HIDROGRAMAS UNITÁRIOS
EM BACIAS NÃO MONITORADAS DO ESTADO DE
MINAS GERAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem de processos hidrológicos
Orientador: Mauro Naghettini

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
2015

Página com as assinaturas dos membros da banca examinadora, fornecida pelo Colegiado do Programa

P125r

Pádua, Luiz Henrique Resende de.

Regionalização de hidrogramas unitários em bacias não monitoradas do Estado de Minas Gerais [manuscrito] / Luiz Henrique Resende de Pádua.- 2015.

xiii, 174 f.: il.

Orientador: Mauro Naghettini.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 145-174.

Bibliografia: f. 142-144.

1. Engenharia sanitária- Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. I. Naghettini, Mauro. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Mauro Naghettini, orientador desta dissertação, que me inseriu no campo da hidrologia, pela orientação sempre precisa, generosa e atenta. Aos professores, membros da banca, por aceitarem o convite para dialogar conosco. Agradeço aos professores, colegas e aos funcionários do Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG, pela gentileza, sugestões e disponibilidade. Àqueles que contribuíram para a realização desta pesquisa, nomeadamente, a CAPES, com a concessão da bolsa de estudos e, principalmente, a UFMG, com a minha formação nessa instituição pública.

Por fim, quero agradecer a toda a minha família e amigos, em especial à Verona e à Tina, pelo apoio incondicional em todos os momentos. Aos que compartilharam comigo desse percurso, que leram meus escritos, os de ouvidos solidários e companheiros de pesquisa, também agradeço.

RESUMO

A estimação de hidrogramas unitários (HU) para estudos de vazões de enchentes tem sido prática frequente em estudos hidrológicos. Modelos conceituais de HU, como o hidrograma unitário instantâneo de Nash (HUI-Nash), bem como o HU convencional, obtido por técnicas de mínimos quadrados (HU-MMQ), são estimados com base em dados históricos de chuva e vazão, em bacias monitoradas. Para bacias pouco ou não monitoradas, modelos como o hidrograma unitário geomorfológico instantâneo (HUIG) podem ser utilizados para a dedução de hidrogramas de cheia, baseado nas características geomorfológicas das bacias. Neste são utilizados modelos digitais de terreno associados a técnicas automáticas de extração das características geomorfológicas para a obtenção dos parâmetros necessários.

O estudo apresentado nesta dissertação está dividido basicamente em duas partes. Na primeira é mostrada uma comparação entre os resultados da aplicação dos três modelos de HU mencionados a vinte bacias hidrográficas, com áreas de drenagem entre 500 e 5.000 km², definidas pelas estações fluviométricas existentes na bacia do alto rio São Francisco no Estado de Minas Gerais. Para tanto foram gerados 287 pares de eventos de chuva e vazão, cujos respectivos hidrogramas de escoamento direto e hidrogramas de chuva efetiva foram deduzidos, e, em seguida, empregados para estimar os HUs medianos de cada uma das bacias. Na sequência foram selecionados eventos representativos para a comparação entre o volume dos hidrogramas de cheia calculados frente aos observados, buscando avaliar a aplicação e robustez dos modelos em bacias hidrográficas brasileiras. Na segunda parte desta dissertação propõe-se um método para a regionalização dos parâmetros dos HUs, permitindo a transferência destes para locais não monitorados. O método proposto foi verificado por meio de experimento de validação cruzada *jack-knife* a fim de avaliar a confiabilidade dos modelos regionais obtidos. Os resultados mostraram uma eficiência satisfatória na aplicação desses modelos para a estimação dos hidrogramas de vazões de cheias, quando comparados aos hidrogramas observados. Os modelos regionais propostos podem ser considerados robustos, tendo sido possível criar regiões homogêneas por meio de equações regionais utilizando regressão linear múltipla, as quais vinculam as características geomorfológicas das bacias aos parâmetros dos modelos.

ABSTRACT

The estimation of unit hydrographs (UH) for flood flow studies is a current practice in engineering hydrology. Conceptual UH models, such as the instantaneous unit hydrograph Nash (IUH-Nash), as well as the conventional Least-Squares UH are based on historical rainfall-runoff data and are usually applied in gauged basins. For ungauged or poorly gauged basins, the concept of geomorphologic instantaneous unit hydrograph (GIUH) can be used to relate runoff with the catchment geomorphological characteristics. For the latter, digital terrain models are used, as associated with automatic extraction techniques of geomorphological features for obtaining the required parameters.

The method presented in this MSc dissertation consists basically of two phases. The first relates a comparison of the results of applying these three models to twenty basins with drainage area between 500 and 5,000 km², as defined by existing streamflow gauging stations in the upper basin of the São Francisco River, located in the Brazilian state of Minas Gerais. For that purpose, 287 pairs of rainfall-runoff events have been collected and examined, from which their respective direct runoff hydrographs and effective rainfall hietographs were derived, thus resulting in the median HU of each of the basins. In the sequence, representative events have been selected in order to compare the flood volumes associated with the estimated and observed hydrographs, in order to evaluate the models applicability and robustness for the Brazilian watersheds. In the second phase there has been proposed a method for regionalizing the HU parameters, with the purpose of transferring them to ungauged basins. The proposed methodology was verified by the jack-knife cross validation technique in order to assess the reliability of the obtained regional models. The results showed a satisfactory efficiency in the application of these models for estimating flood hydrographs as compared to the observed ones. The proposed regional models can be considered robust, as it was possible to define homogeneous regions through regional equations using multiple linear regression, which link the catchment geomorphological characteristics to the model parameters.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABELAS.....	XI
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XII
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	5
2.1 OBJETIVO GERAL	5
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
3 REVISÃO DA LITERATURA.....	6
3.1 FORMAÇÃO DAS CHEIAS DE PROJETO	6
3.1.1 Conceito de Cheia	6
3.1.2 Precipitação e abstrações.....	7
3.1.3 Cheia de projeto	10
3.1.4 Hidrograma de cheia de projeto.....	12
3.1.5 Separação do Escoamento Base	15
3.1.6 Sistema Hidrológico	17
3.1.7 Métodos para Estimção de Cheias de Projeto.....	18
3.2 REGIONALIZAÇÃO.....	49
3.2.1 Conceito e aplicações.....	49
3.2.2 A regressão linear múltipla	53
4 METODOLOGIA.....	55
4.1 ÁREA DE ESTUDO	56
4.1.1 Localização e Caracterização da Região.....	56
4.2 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS E GEOMORFOCLIMÁTICAS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS.....	67
4.2.1 Aquisição e análise de dados pluvio-fluviométricos.....	67
4.2.2 Estações fluviométricas utilizadas.....	68
4.2.3 Geomorfologia fluvial.....	70
4.3 OBTENÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA.....	72
4.4 OBTENÇÃO DOS HIETOGRAMAS DE CHUVA EFETIVA	75
4.5 OBTENÇÃO E VALIDAÇÃO DOS HU'S	75
4.5.1 Modelo HU MMQ.....	79
4.6 REGIONALIZAÇÃO DOS HU'S	80
4.6.1 Modelos HUI-Nash e HUIG-Nash.....	80
4.6.2 Agrupamento de áreas homogêneas.....	83
4.6.3 Análise do desempenho do HU regional	84
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	85
5.1 SELEÇÃO E ANÁLISE DE DADOS FLUVIOMÉTRICOS E PLUVIOMÉTRICOS	86
5.1.1 Dados fluviométricos.....	86
5.1.2 Dados pluviométricos	89
5.2 OBTENÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, MORFOLÓGICAS E HIDROLÓGICAS	90
5.2.1 Índices físicos	90
5.2.2 Extração de dados geomorfológicos.....	91
5.3 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE OBTENÇÃO DOS HU'S	94
5.3.1 Obtenção dos HED's e HCE's	94
5.3.2 Aplicação dos modelos de geração de HU.....	95
5.4 ANÁLISE E VALIDAÇÃO DOS HU'S	119
5.5 REGIONALIZAÇÃO DOS HU'S	127
5.5.1 Análise de desempenho dos modelos regionais.....	131
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	135
REFERÊNCIAS	142

ANEXO 1 – EVENTOS REPRESENTATIVOS	145
ANEXO 2 – HEDS CALCULADOS E OBSERVADOS.....	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Componentes do hidrograma de cheia de projeto durante uma chuva...	14
Figura 3.2: Métodos arbitrários de separação do escoamento base.	16
Figura 3.3: Hidrograma de Cheia de Projeto Método Racional.....	21
Figura 3.4: Função Impulso de Resposta Unitária	25
Figura 3.5: Função Impulso de Resposta a dois pulsos.....	25
Figura 3.6: Curva S.	28
Figura 3.7: Hidrograma Sintético de Snyder.	30
Figura 3.8: Hidrograma unitário sintético SCS.....	33
Figura 3.9: Reservatórios Lineares em Serie.....	35
Figura 3.10: Modelo HUI Nash.	39
Figura 3.11: Bacia Hidrografica hipotética de terceira ordem, conforme ordenação de Strahler.	41
Figura 3.12: Representação de uma bacia de terceira ordem como um processo Markoviano contínuo.	42
Figura 4.1: Localização da sub-bacia 40 no Estado de Minas Gerais.	57
Figura 4.2: Localização da sub-bacia 41 no Estado de Minas Gerais.....	58
Figura 4.3: Estações fluviométricas selecionadas, sub-bacia 40 e 41.	70
Figura 4.4 : Fluxograma de atividades envolvidas na seleção dos eventos representativos.....	73
Figura 4.5: Fluxograma de atividades envolvidas na obtenção dos HU's.....	76
Figura 5.1: Localização e áreas de drenagem das Estações Fluviométricas selecionadas.....	88
Figura 5.2: Conjuntos de arquivos do TOPODATA produzidos ao longo do processamento dos dados SRTM.....	92
Figura 5.3: HU's Nash de 24h.....	102
Figura 5.4: Variação dos parâmetros k e n.	103
Figura 5.5: HUG's Nash de 24h	111
Figura 5.6: HU-MMQ de 24h.....	118
Figura 5.7: HUs de 1h Estação Fluviométrica Jardim.	124
Figura 5.8: HED's Calculados e Observados.....	125
Figura 5.9: HED's Calculados e Observados.....	126
Figura 5.10: Estimativas dos parâmetros k e n do modelo HUI-Nash, obtidos pelos modelos completos (círculos vazios) ou de jack knife (círculos cheios), em relação aos estimados empíricos.....	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Classificação da consequência de ruptura de barragens (Fonte: DPOH 2002).....	11
Tabela 3.2: Período de retorno para projeto de estruturas hidráulicas (Fonte: Naghettini 1999).....	12
Tabela 3.3: Valores de N para diferentes áreas de drenagem (Fonte: Linsley et al. 1949).....	17
Tabela 3.4: Agrupamento de Métodos de Determinação de Cheia de Projeto em função da área de drenagem.....	19
Tabela 3.5: Valores Típicos do Coeficiente de Escoamento Superficial.....	21
Tabela 4.1: Estações Fluviométricas utilizadas	69
Tabela 4.2: Eventos Representativos por Estações Fluviométricas.....	74
Tabela 5.1: Estações Fluviométricas escolhidas	87
Tabela 5.2: Estações Pluviométricas escolhidas	90
Tabela 5.3: Parâmetros físicos obtidos	93
Tabela 5.4: Parâmetros geomorfológicos obtidos	94
Tabela 5.5: Média dos momentos de primeira e segunda ordem obtidos	96
Tabela 5.6: Parâmetros k e n modelo HUI-Nash.	96
Tabela 5.7: Índices de forma	104
Tabela 5.8: Parâmetros k e n modelo HUIG-Nash.	106
Tabela 5.9: Resultados das funções de erro.	121
Tabela 5.10: Média dos momentos de primeira e segunda e parâmetros ordem obtidos HUI-Nash.....	123
Tabela 5.11: Agrupamento de bacias hidrográficas	127
Tabela 5.12: Matriz de correlação entre o parâmetro k e as variáveis independentes	128
Tabela 5.13: Matriz de correlação entre o parâmetro n e as variáveis independentes	128
Tabela 5.14: Agrupamento segundo parâmetros de bacias hidrográficas	130
Tabela 5.15: Equações obtidas por RLM entre o parâmetro k e as variáveis independentes.....	131
Tabela 5.16: Equações obtidas por RLM entre o parâmetro n e as variáveis independentes	131
Tabela 5.17: Parâmetros k e n modelo HUI-Nash.....	132
Tabela 5.18: Resultados comparativos das funções de erro para os modelos direto, regional completo e jack knife de HUI-Nash.	133

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Área de drenagem da bacia
A_w	Área média das bacias de ordem w
ANA	Agência Nacional de Águas
C	Coefficiente de escoamento superficial
ERR	Função de erro
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
FDP	Função densidade de probabilidade
GIS	Sistemas de Informações Geográficas
HED	Hidrograma de Escoamento Direto
HCE	Hietograma de chuva efetiva
HEC	Hydrologic Engineering Center (U. S. Army Corps of Engineers)
HU	Hidrograma Unitário
HUI	Hidrograma Unitário Instântaneo
HUIG	Hidrograma Unitário Instântaneo Geomorfológico
HYSEP	Hydrograph Separation Program
INPE	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
I_{CP}	Declividade média do canal principal
I_{MAC}	Média de altura de chuva anual na bacia
I_{RP}	Declividade média do rio principal
k	Constante de armazenamento, parâmetro de escala
k_c	Coefficiente de forma ou índice de Gravelius
L_{RP}	Comprimento do rio principal
L_{CP}	Comprimento do canal principal
L_t	Comprimento total da rede de drenagem
L_Ω	Comprimento do canal de maior ordem
L_w	Comprimento médio dos canais de ordem w
MI_1	Momento de primeira ordem do HCE
MI_2	Momento de segunda ordem do HCE
MQ_1	Momento de primeira ordem do HED
MQ_2	Momento de segunda ordem do HED
MDE	Modelo Digital de Elevação
MMQ	Modelo dos Mínimos Quadrados

n	Número de observações, parâmetro de forma, número de reservatórios
N_c	Número de Canais
N_w	Número de canais de ordem w
O_B	Ordem da bacia
P	Altura de chuva
P_B	Perímetro da bacia hidrográfica
P_m	Altura de chuva efetiva
Q	Vazão
$\bar{Q}$	Vazão média
Q_n	Vazão escoamento direto
Q_{obs}	Vazão observada
Q_{est}	Vazão calculada, estimada
Q_p	Vazão de pico
q_p	Vazão de pico por unidade de área
r	Coefficiente de correlação linear
R^2	Coefficiente de determinação da regressão
R_A	Relação entre as áreas médias dos canais
R_B	Relação de bifurcação
R_{ci}	Razão de circularidade
R_e	Razão de alongação de Schumm
R_L	Relação entre o comprimento médio dos canais
RLM	Regressão Linear Múltipla
S	Quantidade de água armazenada em um sistema hidrológico
T	Período de retorno
TauDEM	Terrain Analysis Using digital Elevation Models in Hydrology
T_c	Tempo de concentração
U_n	Ordenada do hidrograma unitário
USGS	United States Geological Survey
v	Velocidade
β	Coefficiente de regressão
ε	Resíduos ou erros
Φ	Matriz de probabilidade de transição
τ	Variável de tempo

1 INTRODUÇÃO

A hidrologia de águas superficiais é a ciência que compreende a distribuição, movimento e propriedades da água natural, acima da superfície da Terra, segundo Chin (2012). A engenharia de recursos hídricos (ou engenharia hidrológica) emprega os conceitos advindos da hidrologia para planejar, projetar e operar estruturas de controle e aproveitamento de recursos hídricos.

A região do espaço que contribui para a geração do escoamento superficial, em um ponto qualquer em estudo é determinada pela forma, topografia e interconexão por ela englobadas. A região com máximo potencial de contribuição para que isso ocorra é chamada de *bacia hidrográfica*, e a superfície da bacia hidrográfica em um plano horizontal é chamada de *área de drenagem*.

Entretanto na engenharia, na maioria dos casos, esses dois conceitos se fundem, tendo o mesmo significado, sendo então referenciados simplesmente por *bacia hidrográfica*, ou em alguns casos simplesmente referidos como *bacia de drenagem* ou *área de drenagem*, segundo Chin (2012). No presente trabalho, por escolha do autor, tais áreas serão designadas como bacias hidrográficas e suas respectivas dimensões como áreas de drenagem.

Os métodos e técnicas convencionais, já desenvolvidos e utilizados pela comunidade hidrológica para prever a futura ocorrência de hidrogramas de cheias, em geral, necessitam de dados fluviométricos e ou pluviométricos observados. Entretanto, no Brasil há um grande número de bacias hidrográficas não monitoradas, bacias sem estações fluviométricas e, em menor número, sem estações pluviométricas. A escassez de dados e/ou a pouca representatividade de algumas estações, com baixa cobertura temporal e espacial, tornam difícil a estimação de variáveis hidrológicas características para estudos e projetos de engenharia de recursos hídricos, segundo Tucci (2009).

Outro problema se deve ao fato que mesmo que o foco da análise hidrológica se volte a essas bacias hidrográficas, existe a questão do custo e principalmente do tempo necessário para que uma dada estação fluviométrica possa dispor de uma amostra de tamanho suficientemente grande para produzir estimativas confiáveis de grandezas hidrológicas características de projeto ou gestão.

Diante disso, vários são os trabalhos realizados pela comunidade hidrológica internacional visando o emprego de técnicas modernas de regionalização e espacialização, para transferir informações de locais providos de monitoramento para aqueles pouco ou não monitorados. Como exemplo pode-se citar como parte desse esforço no âmbito internacional, o projeto realizado pela Associação Internacional de Ciências Hidrológicas (IAHS), intitulado de *Prediction in Ungauged Basins PUB* ou em tradução livre, “Predição em Bacias Não Monitoradas”. Essa iniciativa mostra a relevância dos temas relacionados à transferência espacial da informação fluviométrica de modo a caracterizar as incertezas próprias do processo de formação das vazões em uma seção fluvial desprovida de monitoramento sistemático.

Nessa mesma linha, autores nacionais como Tucci (2009), indicam que a tentativa de superar essa dificuldade propulsionam estudos hidrológicos de regionalização, que buscam transferir informações de uma bacia monitorada para outra não monitorada. Ainda segundo o autor, a regionalização consiste em um conjunto de técnicas que exploram as informações existentes, visando a estimativa das variáveis hidrológicas em locais sem dados ou com poucos dados. Tais ferramentas podem ser usadas para melhor explorar as amostras pontuais e, em consequência, melhorar as estimativas das variáveis; verificar a consistência das séries hidrológicas; identificar a falta de postos de observação, entre outras aplicações.

Segundo Tucci (2002), para a regionalização de variáveis, indicadores e ou parâmetros de modelos chuva-vazão é primordial que haja semelhança hidrológica entre as bacias envolvidas, que pode ser inferida inicialmente a partir de características físicas, geológicas, morfológicas, climáticas, pedológicas e de cobertura vegetal e, posteriormente, de forma mais aprofundada, por aplicação de métodos matemáticos, como regressão linear, que permitam averiguar a homogeneidade de dado conjunto de áreas.

Como forma de contribuir para o estudo da regionalização e aprimoramento da análise de bacias hidrográficas sem monitoramento, propõe-se neste trabalho a regionalização da técnica do Hidrograma Unitário (HU) em bacias hidrográficas do alto rio São Francisco, no Estado de Minas Gerais.

Proposto inicialmente por Sherman (1932), o Hidrograma Unitário (HU) é um modelo linear que pode ser usado para estimar o hidrograma resultante de uma chuva efetiva de determinada duração e de intensidade unitária para aquela duração. O HU fornece em uma dada seção fluvial, a variação temporal do escoamento superficial direto resultante de um pulso unitário de chuva efetiva de certa duração, uniformemente distribuído sobre a bacia hidrográfica.

O HU pode ser deduzido do hidrograma de vazões e do hietograma de chuvas efetivas por meio de duas técnicas principais. A primeira é a dos mínimos quadrados (HU-MMQ) e corresponde a uma abordagem não-paramétrica, baseada na minimização da soma dos erros quadráticos de estimação do HU, pela aplicação do sistema das equações de convolução a pontos discretos.

A segunda é a abordagem paramétrica e refere-se à aplicação de curvas funcionais, prescritas com um número limitado de parâmetros, os quais podem ser estimados por meio da otimização de uma certa função objetiva, ou pelo método dos momentos convencionais, enquadrando-se nesta categoria o modelo conceitual de HUI-Nash, proposto por Nash (1957). Foram propostas e aplicadas diferentes formas de derivação do HU, que se baseiam tanto em dados hidrológicos observados, de estações fluviométricas e pluviométricas, como nas características geomorfoclimáticas das bacias hidrográficas, entre elas Hidrograma Unitário Mínimos Quadrados (HU-MMQ), Hidrograma Unitário Instantâneo de Nash (HUI-Nash) e Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG), que são descritos oportunamente ao longo desse trabalho.

A escolha da região de estudo, a bacia do alto rio São Francisco, mais especificamente, as sub-bacias 40 e 41, conforme designação do Serviço Geológico do Brasil (a antiga Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais-CPRM), foi feita com base nos diversos trabalhos de estudos hidrológicos já realizados nessas bacias pelo meio acadêmico brasileiro.

A relativa abundância de estações de monitoramento pluviométrico e fluviométrico torna possível a realização de estudos comparativos de modelos para predição de vazões, frente aos dados de chuva e vazão disponíveis.

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, incluindo esta introdução. No capítulo seguinte (capítulo 2) são apresentados os objetivos gerais e específicos, seguido pela revisão bibliográfica (capítulo 3), no qual são discutidos os conceitos que envolvem os estudos e formas de derivação do HU, além, é claro, dos processos de regionalização de seus parâmetros. No capítulo 4 são discutidas as etapas metodológicas adotadas ao longo do trabalho. Nos capítulos 5 e 6 seguintes, são discutidos os resultados da aplicação da metodologia escolhida e seus respectivos resultados, seguido pelas conclusões e recomendações respectivamente.

2 OBJETIVOS

2.1 *Objetivo geral*

Desenvolver e aplicar métodos de obtenção de hidrogramas unitários em sub-bacias não monitoradas, situadas na bacia do alto rio São Francisco, em Minas Gerais, e escolher, por técnicas de regionalização, o modelo com melhor ajuste.

2.2 *Objetivos específicos*

- estabelecer um elenco das diversas propostas de hidrogramas unitários e aplicá-las a um conjunto de estações fluviométricas, localizadas em sub-bacias de variadas áreas de drenagem da bacia do alto rio São Francisco, em Minas Gerais;
- eleger a (s) proposta (s) de melhor desempenho, dos pontos de vista da adequação teórica, e aderência de seus resultados aos dados existentes;
- formular o (s) modelo (s) regional (ais) de variação dos parâmetros que melhor descreve (m) a forma do hidrograma unitário em função das características geomorfológicas das bacias em estudo.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Formação das cheias de projeto

3.1.1 Conceito de Cheia

Segundo Chow *et al.* (1988), o propósito do planejamento de um sistema de aproveitamento e controle de recursos hídricos pode ser dividido em dois grupos principais. Um deles é o *controle das águas*, enquadrando-se nesse grupo projetos e sistemas de drenagem, controle de enchentes e sedimentos. O outro, chamado de *uso das águas*, envolve atividades relacionadas ao uso doméstico e industrial, irrigação, hidrelétricas, pesca e qualidade da água. Em ambos os casos a tarefa a ser desenvolvida pelo hidrólogo é a mesma, determinar as vazões de entrada que percorrerão um *sistema hidrológico*, e verificar se as vazões de saída estão em limites satisfatórios. A única diferença entre os dois casos é que no primeiro os esforços são concentrados nos eventos extremos de curta duração, como cheias máximas de um rio em períodos chuvosos e inundações, ou mínimas em períodos de estiagem.

Uma *cheia* é definida, segundo Patra (2008), como um conjunto de vazões, em uma certa seção fluvial, que causam inundação, atingindo um nível d'água incomum e fazendo com que o rio transborde os seus bancos naturais ou artificiais, e ocupe suas planícies de inundação. As inundações, em geral, afetam áreas ocupadas pelo homem, por estas estarem próximas a fontes de abastecimento de água. A necessária convivência do homem com o risco de inundações torna o estudo hidrológico de cheias um tema recorrente e de constante renovação de métodos, modelos e técnicas.

Tucci (1999) relaciona uma vazão extrema ao seu quantil associado a um pequeno risco de ser igualado ou ultrapassado. O referido quantil é então utilizado na previsão de enchentes e no projeto de obras hidráulicas como canais, bueiros e vertedores de barragens.

O risco é a probabilidade de que um certo quantil seja ultrapassado pelo menos uma vez em um determinado período de tempo (anos), podendo ser obtido pelo ajuste de uma função de distribuição de probabilidades à amostra e expresso pela seguinte relação:

$$R = (1 - 1/T)^N \quad (1)$$

onde N = número de anos correspondente à vida útil de uma estrutura ou sistema; T = período de retorno, tempo médio em anos para que o evento em questão seja igualado ou superado uma vez; R corresponde ao risco hidrológico.

Segundo Tucci (1999), o quantil de vazão correspondente a um certo período de retorno pode ser estimado com base i) no ajuste de uma distribuição estatística, quando existem dados históricos de vazão disponíveis no local de estudo; ii) na regionalização de vazões, quando não existem dados históricos ou são insuficientes, com base em estimativas a partir de dados de postos fluviométricos ou bacias próximas monitoradas; iii) na precipitação, quando dados pluviométricos são transformados em vazão por meio de modelos matemáticos.

3.1.2 Precipitação e abstrações

Segundo Chin (2012), um evento de chuva hipotético correspondente a um determinado período de retorno, é usualmente a base para o projeto de sistemas de drenagem de águas pluviais. Uma abordagem de simulação contínua, quando dados históricos são disponíveis, é usada como dado de entrada para os modelos chuva-vazão. O escoamento direto resultante é então analisado, para se determinar a vazão de pico ou a evolução do hidrograma.

Os processos de interceptação, infiltração e armazenamento, são comumente referidos como *abstrações*. Esses processos devem ser estimados, para que o escoamento superficial resultante seja então obtido para um determinado evento chuvoso.

A interceptação é o processo pelo qual a chuva incidente sobre a bacia hidrográfica é abstraída antes que atinja o solo. A vegetação é na maioria dos casos a forma primária de interceptação, embora a chuva possa também ser interceptada por construções e outras estruturas caso existam, principalmente em áreas parcialmente ou totalmente urbanizadas. Segundo Chin (2012), a cobertura vegetal tem papel fundamental na interceptação da chuva, mesmo em áreas urbanizadas. Ainda segundo esse mesmo autor, estudos experimentais realizados em Dayton, Ohio, EUA, demonstraram que em uma área com 22% e outra com 29% de cobertura vegetal, o escoamento direto é reduzido em 7% e 19% respectivamente.

A maior parte dos métodos para estimação da interceptação é de natureza empírica, utilizando-se de coeficientes ou equações que relacionam a interceptação à quantidade de

chuva observada sobre a bacia hidrográfica. Entretanto, segundo Chin (2012), as equações usadas são similares à sugerida por Horton (1919), apresentada na equação (2). Nessa equação, a interceptação I (mm), é diretamente relacionada a uma chuva de altura P (mm), ou seja,

$$I = cP^m \quad (2)$$

onde c , e m são constantes empíricas obtidas por meio de tabelas para vários tipos de vegetação e árvores, conforme detalhado e exemplificado em ASCE (1996).

Outro processo citado, a infiltração, refere-se àquele pelo qual a água passa através da superfície do solo chegando a camadas mais profundas ou ao lençol freático e é, em geral, o processo que domina o fenômeno das abstrações. A capacidade de infiltração é determinada pela cobertura e pelas propriedades intrínsecas do solo. Solos com cobertura vegetal tendem a ter uma capacidade de infiltração superior. As características do solo que influenciam a infiltração são a porosidade, a textura, a estrutura, a condutividade hidráulica e o teor de umidade já presente no solo.

A *taxa de infiltração* f , refere-se à taxa com que a água penetra no solo pela superfície, e é medida em centímetros (ou milímetros) por hora. Dessa forma, se a água ficar empoçada na superfície, a infiltração irá ocorrer pela *taxa potencial máxima ou capacidade de infiltração*. Entretanto, se a quantidade de água que cai sobre o solo for menor que a taxa potencial de infiltração, a infiltração irá ocorrer pela por uma taxa menor que esta.

A maior parte das equações empíricas tende a descrever a capacidade de infiltração, sendo a infiltração acumulada dada pela altura de água infiltrada em um dado período de tempo,

$$F(t) = \int_0^t f(\tau) d\tau \quad (3)$$

onde τ refere-se a uma variável do tempo na integral, e f à taxa potencial de infiltração. Reciprocamente, esta é a derivada do volume acumulado,

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} \quad (4)$$

Vários são os métodos empíricos para a estimação da capacidade de infiltração da chuva no solo, podendo-se citar entre os mais utilizados i) a equação de Horton; ii) a equação de Phillip; iii) o método de Green-Ampt. Esses métodos são detalhadamente descritos em Chow *et al.* (1988).

Conforme exposto, entende-se por chuva efetiva, a precipitação que não foi interceptada ou acumulada na superfície, assim como a precipitação que não sofreu infiltração, gerando o *Hietograma de Chuva Efetiva* (HCE). À diferença em volume entre a chuva total e a efetiva, chama-se de abstrações ou perdas.

Após escoar pela superfície da bacia, a chuva efetiva irá concentrar o escoamento superficial direto no exutório da bacia hidrográfica. Dessa forma pode-se construir sobre um mesmo gráfico, a chuva efetiva versus tempo, e sua respectiva resposta no exutório da bacia hidrográfica, o escoamento direto. Essas informações geradas são a chave para o estudo das relações entre chuva-vazão de uma bacia hidrográfica.

Conforme mostrado em Chow *et al.* (1988), de posse dos hietogramas de chuva e hidrogramas de vazões observadas em uma bacia hidrográfica, além do escoamento de base, já definido e separado para obtenção do hidrograma de escoamento direto, pode-se determinar o hietograma de chuva efetiva. Ressalta-se que os parâmetros de infiltração e ou interceptação podem ser determinados, embora por meio de técnicas muitas vezes trabalhosas e imprecisas.

Diante disso, Chow *et al.* (1988) demonstram uma técnica alternativa de obtenção da chuva efetiva com base em dados observados, chamada índice- $\emptyset$. O índice- $\emptyset$ refere-se a uma taxa constante de abstração que produzirá o HCE com uma altura de chuva efetiva total igual à altura total do escoamento direto na bacia hidrográfica.

O valor de índice- $\emptyset$ é determinado estimando-se um intervalo de tempo Δt e admitindo um certo número M de intervalos de chuva que efetivamente contribuem para o escoamento direto. Em seguida, subtrai-se $\emptyset \Delta t$ da chuva observada para cada intervalo, e ajustam-se os valores de $\emptyset$ e M de modo que as alturas do escoamento direto e de chuva efetiva sejam iguais, ou seja,

$$r_d = \sum_{m=1}^M (R_m - \emptyset \Delta t) \quad (5)$$

onde R_m representa o volume de chuva efetiva observada (mm) em um intervalo de tempo $m\Delta t$.

3.1.3 Cheia de projeto

Uma vazão extrema quando associada ao termo *cheia de projeto*, é a vazão utilizada no projeto de uma estrutura, e deve levar em consideração fatores como segurança, economia e o grau de danos prováveis, no caso de sua superação. O risco associado à superação da cheia de projeto é especificado de acordo com a magnitude da estrutura ou sistema de drenagem e/ou hidrológico analisado, e seus potenciais riscos ao ambiente e a vidas humanas.

Segundo Chow *et al.* (1988), a *escala de projeto hidrológico* refere-se ao alcance em magnitude da variável em foco, a exemplo da chamada cheia de projeto. O seu valor deve ser selecionado para determinar o correto afluxo ao sistema hidrológico. Os dois fatores mais importantes nessa escolha são o custo e a segurança. Como exemplo, pode ser muito caro projetar um bueiro com uma vazão de pico muito alta. No entanto, para um extravasor de uma barragem, dimensionado com uma vazão de pico baixa, pode ser catastrófico se a mesma for excedida, levando à ruptura da barragem.

Chow *et al.* (1988) afirmam ainda que os limites na escala de projeto hidrológico não são infinitos, uma vez que o ciclo hidrológico é um sistema fechado, com volumes finitos. Entretanto, o limite superior na maioria das vezes é desconhecido. Assim, um limite superior, imposto por questões práticas ou matemáticas do modelo hidrológico utilizado, deve ser estimado.

Os conceitos de *precipitação máxima provável* e *cheia máxima provável*, geralmente designados por siglas inglesas *Probable Maximum Precipitation* (PMP) e *Probable Maximum Flood* (PMF) respectivamente, são mais comumente usados para estimar os limites máximos teóricos. Segundo Patra (2008), a PMF é definida como a cheia extrema mais severa devido à combinação de fatores críticos meteorológicos e hidrológicos possíveis na região em estudo, sendo essa usada para projetos de importantes estruturas hidráulicas, com riscos considerados virtualmente zero. Segundo Chow *et al.* (1988), PMP refere-se à quantidade de precipitação próxima do limite físico para uma determinada duração sobre uma bacia hidrográfica, citando

ainda que muitas vezes é atribuído um período de retorno de 10.000 anos para a PMF e PMP, embora tal sugestão não tenha base teórica física que a justifique.

A determinação da escala do projeto deve ser feita de acordo com a magnitude e a potencial consequência de uma falha da estrutura. O U.S. Army Corps of Engineers (1979) classifica a estrutura como baixo risco, risco significativo e alto risco da seguinte maneira:

- Baixo Risco: Pouca ou nenhuma perda de vidas humanas e perdas econômicas baixas. Regiões onde não há estruturas permanentes habitadas e consideradas não exploradas.
- Risco Significativo: Possível perda de vida humana. Sem desenvolvimento urbano na região. Perdas econômicas na agricultura, indústria e em estruturas são consideráveis.
- Alto Risco: Perda de vidas humanas alta. Danos estruturais e econômicos são elevados.

Segundo o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens, do Ministério da Integração Nacional, Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica, Departamento de Projetos e Obras Hídricas do Brasil (DPOH, 2002), a avaliação do potencial de perdas para estruturas como barragens, deve ser baseada em estudos de inundação, e deve considerar o desenvolvimento existente e o previsto, na utilização das terras a jusante. Ao mesmo tempo, o estudo apropriado do nível de inundação deverá depender das consequências potenciais da ruptura. Ainda segundo DPOH (2002), a classificação do potencial da consequência na falha em barragens é dada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Classificação da consequência de ruptura de barragens (Fonte: DPOH 2002)

Consequência de Ruptura	Perdas de vidas	Econômico, Social e Danos Ambientais
Muito Alta	Significativa	Dano excessivo
Alta	Alguma	Dano substancial
Baixa	Nenhuma	Dano moderado
Muito Baixa	Nenhuma	Dano mínimo

Matematicamente, a forma utilizada para estimar a capacidade de uma estrutura hidráulica é feita com o auxílio do conceito de período de retorno. Quanto maior a sua magnitude e potencial de risco, maior o período de retorno estipulado. Essa teoria é condizente com o conceito de risco hidrológico já exposto, uma vez que conforme (1), o risco associado a uma

estrutura é potencialmente proporcional ao inverso do período de retorno. A Tabela 3.2 exemplifica alguns tempos de retorno sugeridos para estruturas hidráulicas no Brasil.

Tabela 3.2: Período de retorno para projeto de estruturas hidráulicas (Fonte: Naghettini 1999).

Estruturas	Período de retorno (anos)
Bueiros rodoviários	
Tráfego baixo	5-10
Tráfego intermediário	10-25
Tráfego alto	50-100
Pontes rodoviárias	
Estradas secundárias	10-50
Estradas principais	50-100
Drenagem urbana	
Galerias de pequenas cidades	2-25
Galerias de grandes cidades	25-50
Canalização de córregos	50-100
Diques	
Área natural	2-50
Área urbana	50-200
Barragens	
Sem risco de perda de vidas humanas	200-1.000
Com risco	10.000

Assim, com base na avaliação da magnitude e do potencial de danos da estrutura em projeto, o profissional deve estabelecer o respectivo período de retorno para a estimativa da cheia de projeto. Uma vez estipulado o período de retorno, deve ser obtida a descarga a ele associada, que se refere à cheia de projeto, determinada para uma probabilidade de superação e um determinado risco. Tal descarga ou cheia de projeto, pode ser obtida por meio de métodos diretos como análise de frequência de registros fluviométricos ou indiretos, como o Hidrograma Unitário, que são descritos oportunamente.

3.1.4 Hidrograma de cheia de projeto

Conforme exposto, a cheia de projeto é utilizada na previsão de enchentes ou no dimensionamento de estruturas hidráulicas. Outra importante característica de uma cheia é o *hidrograma*, quando são analisadas as descargas ao longo de um determinado tempo.

Segundo Linsley *et al.* (1949), o hidrograma é a representação gráfica das descargas ao longo do tempo, podendo mostrar tanto descargas médias diárias ou descargas instantâneas. Uma grande parte da análise gráfica é realizada diretamente sobre o hidrograma, e uma seleção criteriosa de escalas e cuidado na plotagem são essenciais para a obtenção de resultados satisfatórios.

Dessa forma, o hidrograma é necessário quando o volume, a distribuição temporal e o pico são importantes no funcionamento da obra hidráulica, como no amortecimento de ondas de cheia em reservatórios e enseadeiras, segundo Tucci (1999).

Chow *et al.* (1988) definem o hidrograma da cheia de projeto como um gráfico, onde é mostrado o escoamento como uma função do tempo para uma dada localização em um trecho fluvial, resumindo ainda como “*a expressão da integral das características fisiográficas e climáticas que governam as relações entre a chuva e o escoamento de uma bacia hidrográfica.*” Chow *et al.* (1988) citam ainda dois hidrogramas particularmente importantes na hidrologia, a saber, o *hidrograma anual* e o *hidrograma de cheia*.

Segundo Chow *et al.* (1988), o hidrograma anual representado pela plotagem das vazões versus tempo ao longo do ano, mostra o balanço a longo termo da precipitação, evaporação e vazões em uma bacia hidrográfica. O estudo de hidrogramas anuais mostra que a vazão de pico não é frequente, e sintetiza o resultado de um evento pluvial concentrado em alguns intervalos de tempo. A Figura 3.1 mostra os quatro componentes principais de um hidrograma de cheia durante um evento de chuva: i) *recessão do escoamento base*; ii) *ascensão*; iii) *pico*; iv) *recessão*.

No início, o escoamento base vai diminuindo gradualmente, após um longo período sem chuvas. Esse trecho está representado pelo segmento AB. O escoamento direto começa no ponto B; nesse ponto, inicia-se a fase de ascensão até a chegada da vazão de pico, em C. A curva começa elevando-se lentamente na fase inicial do escoamento direto e mais rapidamente à medida que se aproxima o ponto C. Essa tendência é reforçada pelo fato de que a parte da precipitação que sofre infiltração, interceptação e retenção de superfície é maior nos estágios iniciais de uma chuva, segundo Chow *et al.* (1988).

O ponto C representa o pico do hidrograma, o mais alto valor de vazão. O pico do hidrograma ocorre quando toda a contribuição da chuva está em seu máximo, ou seja, representa a maior concentração de área contribuinte no exutório da bacia. Considerando ainda uma condição de chuva uniforme sobre a bacia, o pico somente ocorrerá ao final da chuva, em algum tempo que depende das características da bacia. Se por outro lado a chuva não for uniforme sobre a bacia, o pico pode ocorrer antes do final dessa, porque a taxa de escoamento declina para um valor insuficiente para manter o escoamento de pico. Dessa forma, o tempo entre o fim da chuva e o pico mostra-se muito dependente da forma como a chuva é distribuída sobre a área da bacia, segundo Linsley *et al.* (1949).

O trecho final CD, é chamado de recessão. A curva de recessão representa a saída da água de todo o sistema de armazenamento da bacia, após cessar o escoamento direto. Diferentemente dos demais trechos do hidrograma de cheia, independe das variações da chuva ou da infiltração, sendo essencialmente dependente das características geomorfológicas da bacia. Segundo Linsley *et al.* (1949), variações na distribuição da chuva sobre a bacia podem trazer pequenas variações na forma da curva de recessão e um escoamento elevado próximo ao exutório tende a resultar em uma curva de recessão mais acentuada, enquanto que a concentração do escoamento nas áreas de cabeceiras resulta em uma recessão mais demorada. Finalmente, o ramo DE corresponde ao fim do escoamento direto e início de um novo trecho de recessão do escoamento base.

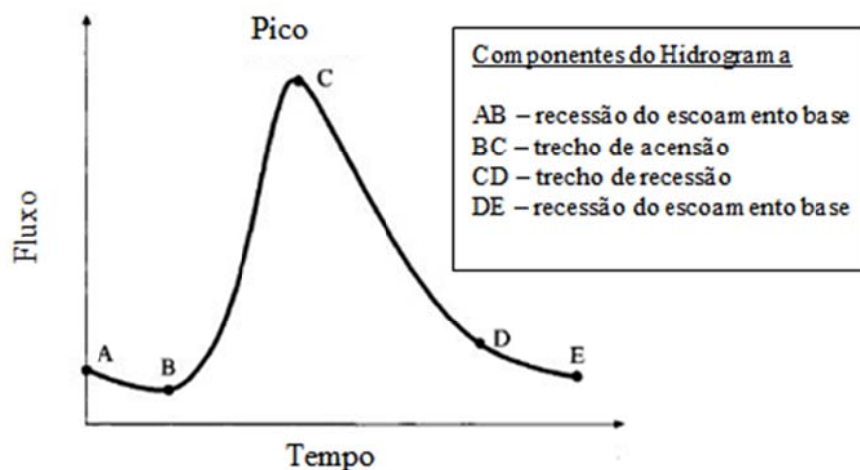


Figura 3.1: Componentes do hidrograma de cheia de projeto durante uma chuva.

3.1.5 Separação do Escoamento Base

Devido à complexidade que envolve o estudo do hidrograma de cheia, como a dependência da sua forma das características dos episódios pluviais, nos diferentes estágios citados no tópico anterior, faz-se necessária uma análise detalhada. Essa análise deve ser feita para uma correta separação dos componentes, para que possam ser identificadas suas devidas proporções e pesos sobre o hidrograma. Porém, essa é uma tarefa muito difícil, pela óbvia dificuldade em se mensurar (ou quantificar) corretamente os valores de fenômenos como a infiltração, variação das chuvas sobre as áreas da bacia e condições antecedentes.

Para resolver essa dificuldade pode-se recorrer a técnicas analíticas para uma análise aproximada dos fenômenos que ocorrem em uma bacia. Para a aplicação ou utilização de técnicas analíticas, é comum a separação dos volumes de escoamento em duas porções principais, o escoamento direto e o escoamento base.

Existem algumas técnicas para a separação do escoamento de base e o escoamento direto. Entretanto, segundo Linsley *et al.* (1949), nenhuma verificação absolutamente confiável sobre a adequação de qualquer procedimento é possível, embora se possa presumir que os procedimentos mais complexos aproximam-se mais da verdadeira resposta do que os métodos simplistas totalmente empíricos.

Segundo Linsley *et al.* (1949), uma vez que a utilização de técnicas de separação tem como objetivo determinar o volume de escoamento direto associado a uma chuva em particular e dado que os diferentes métodos não diferem excessivamente em suas estimativas, a seleção de um método particular não é tão importante como é a sua aplicação uniforme em todo o estudo. Ainda segundo os citados autores, se o objetivo da análise é estabelecer meios de prever o hidrograma de cheia da bacia para estudos de previsão ou projeto, uma separação extremamente refinada é desnecessária, uma vez que qualquer porção de água omitida de um fenômeno está incluída nos outros.

Em Linsley *et al.* (1949) são apresentadas três formas para a separação do escoamento base dos hidrogramas. Essas três formas são aqui descritas com o auxílio da Figura 3.2.

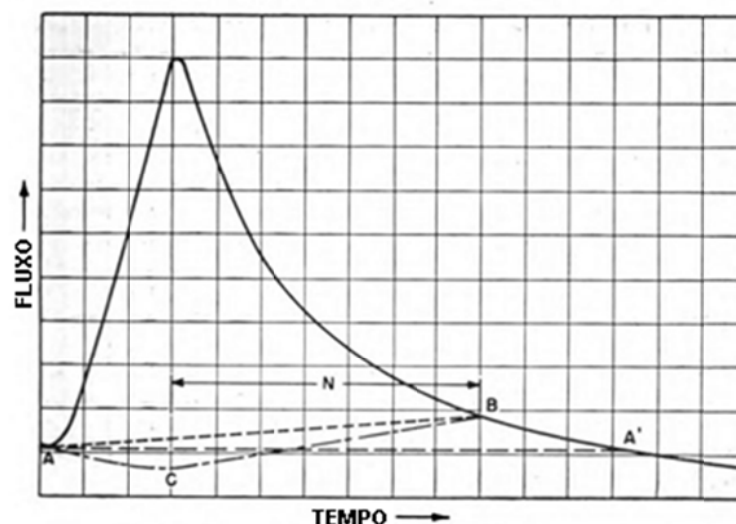


Figura 3.2: Métodos arbitrários de separação do escoamento base.

Fonte: Linsley *et al.* (1949)

O primeiro método proposto para a separação do escoamento base no hidrograma é representado pela linha AA'. Nesse método uma reta, correspondente a uma vazão constante observada no ponto A, é traçada ao longo de toda a base do hidrograma. É um método muito simples de se aplicar, porém tem algumas desvantagens como gerar um tempo de base muito longo para o escoamento direto. O pressuposto inerente é que não houve a recarga de escoamento base durante o período analisado.

O segundo método consiste em traçar uma reta ligando pontos de início da ascensão e final da recessão N dias após o pico, representada por AB. Dessa forma, por esse método, o tempo base pode ser limitado a uma dimensão razoável e não irá variar para além da duração de ascensão. Porém, se a descarga no início do trecho de ascensão é elevada, devido a uma chuva anterior, os resultados não ficarão próximos aos dados observados.

Finalmente o terceiro método, representado pela linha ABC, tem sido o mais escolhido para a separação do escoamento base dentre os métodos gráficos disponíveis. Primeiramente é traçada a linha AC, que representa uma extensão da recessão anterior ao evento até encontrar a vertical que passa pelo instante em que ocorreu a vazão de pico do hidrograma. A partir do ponto C, a reta CB conecta-se à curva do hidrograma em um ponto N dias após o instante de ocorrência da vazão de pico. Os valores de N variam conforme a declividade e a área da bacia hidrográfica. Linsley *et al.* (1949) através do estudo de várias bacias, apresentam uma tabela que auxilia na escolha de N em função da área da bacia, conforme aqui transcrita na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Valores de N para diferentes áreas de drenagem (Fonte: Linsley et al. 1949).

Área de Drangem (mi ²)/(km ²)	N, dias
100 / 259	2
500 / 1.295	3
2000 / 5.180	4
5000 / 12.950	5
10000 / 25.900	6

3.1.6 Sistema Hidrológico

Conforme definição em Chow *et al.* (1988) pág 7, “*um sistema hidrológico é definido como uma estrutura ou volume no espaço, limitado por uma fronteira, que aceita a inserção de água e outras substâncias, trabalha essas inserções internamente, e produz suas respectivas saídas.*”

A estrutura ou volume representa no sistema a totalidade de caminhos possíveis, entre o ponto de entrada da água até o ponto de saída. A fronteira é uma superfície continua em três dimensões que contém toda a estrutura ou volume. As entradas, água, ar e calor, interagem com a estrutura e o volume através de processos físicos, químicos e biológicos resultando em saídas do sistema.

Segundo Chow *et al.* (1988), a análise da modelagem de um sistema hidrológico tem como objetivo o estudo das operações que ocorrem no sistema e a predição de suas saídas. O modelo é montado de forma que possa descrever com a melhor exatidão possível, as ocorrências verificadas em um evento real. As entradas e saídas do modelo são variáveis hidrológicas, associadas por equações.

Considerando a entrada e a saída como funções do tempo, expressas por $I(t)$ e $Q(t)$ respectivamente, o sistema hidrológico irá realizar transformações representadas por,

$$Q(t) = \Omega I(t) \quad (6)$$

onde Ω representa a função de transferência entre a entrada e saída, podendo ser um operador algébrico ou diferencial.

Os modelos ainda podem ser classificados em relação ao tempo, espaço e a forma da abordagem dos processos modelados. As principais classificações são mostradas a seguir.

Empíricos ou conceituais: os modelos conceituais descrevem processos complexos através de sistemas simplificados que guardam uma relação de analogia com os fenômenos físicos. Já os modelos empíricos, são aqueles que não apresentam em sua formulação relação dedutível das equações que governam os processos físicos envolvidos.

Lineares ou não lineares: um modelo é linear, segundo a teoria de sistemas, se os princípios de proporcionalidade e superposição forem respeitados. Deve-se aqui diferenciar a abordagem estatística, segundo a qual o modelo é dito linear se uma variável de saída, y , encontra-se associada à variável de entrada, x , por meio de uma equação linear do tipo $y = a + bx$.

3.1.7 Métodos para Estimação de Cheias de Projeto

Até este ponto muito foi discutido sobre o conceito de cheia de projeto, suas aplicações e formas de apresentação e análise, como no caso de hidrogramas de cheias de projeto. Entretanto, estimar as cheias de projeto não é uma tarefa simples, pois vários são os fatores que influenciam o método a ser adotado para tal estimativa, como disponibilidade de dados, área da bacia e o fim para o qual se destina o estudo hidrológico.

A estimativa do volume de escoamento é apenas o primeiro passo para a determinação da hidrograma de cheia de uma bacia. Este tópico discute as técnicas de determinação da distribuição das descargas ao longo do tempo em bacias hidrográficas.

Segundo Naghettini (1999), as cheias de projeto podem ser analisadas com os objetivos de pré-determinação ou de previsão. A previsão de enchentes está relacionada à elaboração de estudos de vazões visando a antecipação de sua ocorrência em período de tempo futuro, sendo utilizada principalmente em sistemas de alerta contra cheias.

No caso da pré-determinação de enchentes, os estudos são voltados para a análise e estimativa de vazões e de seus tempos de retorno, em projetos e planejamentos de estruturas hidráulicas. Nesta dissertação os esforços são direcionados ao estudo para a pré-determinação de

enchentes, abordando os métodos mais utilizados para esse fim. Dentre os diversos métodos existentes alguns se destacam e são mais comumente empregados. Tais métodos são divididos em dois grupos:

Métodos diretos: correspondem aos métodos que tem por base a análise de frequência de registros fluviométricos.

Métodos indiretos: correspondem aos métodos que partem da estimação de uma “chuva de projeto”, a qual é, em seguida, transformada em uma “cheia de projeto”, com base em fórmulas empíricas, a exemplo do método racional, ou modelos lineares, a exemplo do hidrograma unitário e hidrogramas sintéticos, ou ainda por meio de modelos chuva-vazão conceituais.

Além da forma como os métodos são agrupados, diretos ou indiretos, há ainda uma separação quanto à sua representatividade. Nesse quesito, os métodos são agrupados conforme seu melhor desempenho em função da área de drenagem da bacia hidrográfica. Na Tabela 3.4 são identificados os métodos apropriados, segundo limites de área mais comuns sugeridos na literatura.

Tabela 3.4: Agrupamento de Métodos de Determinação de Cheia de Projeto em função da área de drenagem

Área da Bacia (km ²)	Método
< 2,6	Método Racional
< 260	Hidrograma Unitário; Métodos Estatísticos; Curvas de vazões máximas versus área da bacia.
260 - 5200	Hidrograma Unitário; Métodos Estatísticos; Curvas de Vazões Máximas versus área da bacia.

Na sequência são descritos os métodos de forma detalhada e discutidas suas premissas, em conformidade a seus agrupamentos. É dado um enfoque maior aos métodos indiretos, especialmente ao Hidrograma Unitário, tema principal deste trabalho.

3.1.7.1 Métodos Indiretos para Determinação das Cheias de Projeto

3.1.7.1.1 Método Racional

O método dito “racional” é umas das técnicas mais usadas para a determinação de cheias de projeto para pequenas áreas de drenagem. Isso se deve à sua simplicidade e sua capacidade de produzir resultados considerados satisfatórios para projeto de pequenas estruturas hidráulicas. O método prescinde de registros fluviométricos, pois baseia-se na informação pluviométrica e uma simples transformação chuva-vazão.

O método racional é comumente utilizado em áreas urbanas, devido à sua concepção simplista, restrita a pequenas áreas de drenagem, não sendo indicada sua aplicação para áreas superiores a 5 km² (ou 2,6 km², para alguns autores). Assim, é geralmente utilizado em estudos e projetos de bueiros, canaletas, bocas de lobo, enfim, estruturas hidráulicas de drenagem pluvial de rodovias e áreas urbanas.

O método racional consiste na transformação da chuva de projeto, referenciada a um dado período de retorno, em vazão de pico. Como dados de entrada são necessários a área de drenagem, o intensidade da chuva de projeto e o coeficiente de escoamento superficial, que sintetiza a resposta da bacia a um determinado evento chuvoso. Sua formulação matemática é dada por,

$$Q_p = \frac{C.i.A}{3,6} \quad (7)$$

onde Q_p representa a vazão de pico (m³/s); C corresponde ao coeficiente de escoamento superficial, seu valor é tabelado conforme o uso do solo, alguns valores típicos sugeridos na literatura são mostrados na tabela 3.5; i corresponde à intensidade da chuva de projeto (mm/h), associada a um dado período de retorno e de duração igual ao tempo de concentração da bacia; e A representa a área de drenagem da bacia (km²). O valor de 3,6 no denominador da equação é utilizado apenas para homogeneizar as unidades empregadas.

As premissas para modelagem por meio do método racional são bastante simples. São elas: i) o tempo de duração da chuva de projeto é admitido como o tempo de concentração da bacia; ii) não são considerados possíveis armazenamentos naturais ou artificiais significativos no interior da área de contribuição; iii) o coeficiente C é suposto constante no tempo e espaço; iv) a chuva é considerada como homogênea sobre toda a bacia.

Dessa forma o método baseia-se em uma relação chuva-vazão linear. Embora a formulação original do método racional forneça apenas a vazão de pico e não o hidrograma, alguns autores propõem um hidrograma sintético de forma triangular, para a obtenção completa da cheia de projeto, conforme ilustrado na Figura 3.3.

Tabela 3.5: Valores Típicos do Coeficiente de Escoamento Superficial

Tipo de cobertura do solo	C
Superfícies impermeáveis	0,90
Zona urbana – vias pavimentadas	0,85
Terreno estéril ondulado	0,70
Terreno estéril plano	0,60
Pastagem	0,50
Zona urbana – via não pavimentada	0,40
Matas	0,35
Pomares	0,30
Áreas cultivadas	0,25
Várzeas	0,20

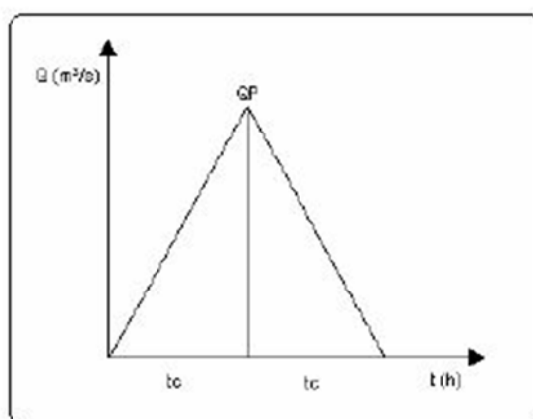


Figura 3.3: Hidrograma de Cheia de Projeto Método Racional

A formulação matemática para a obtenção do hidrograma é feita da seguinte forma:

- Determinação da área (A) da bacia hidrográfica, onde $A < 5\text{km}^2$;
- Estimativa do valor de (C) para a bacia, realizado por meio de ponderação do (C_i) de cada subregião. O valor final será a média ponderada dos valores intermediários pelas áreas correspondentes:

$$C = \frac{C_1.A_1 + C_2.A_2 + \dots + C_n.A_n}{A} \quad (8)$$

- Determinação do comprimento do curso principal (L) e a sua respectiva declividade (S), em relação ao exutório da bacia;
- Cálculo do tempo de concentração (T_c), em geral, pela expressão de Kirpich, como se segue:

$$t_c = 0,39 \left(\frac{L^2}{i} \right)^{0,385} \quad (9)$$

sendo:

t_c = tempo de concentração, em horas;

L = comprimento de desenvolvimento da corrente principal, em km;

i = declividade média da bacia, em %,

- Estabelecimento do período de retorno (T);
- Estimativa da intensidade i (mm/h);

Finalmente de posse de todos esses parâmetros pode-se calcular a vazão de pico por meio da equação (7).

3.1.7.1.2 Hidrograma Unitário (HU)

Proposto inicialmente por Sherman (1932), o Hidrograma Unitário (HU) é um modelo linear que pode ser usado para estimar o hidrograma resultante de uma chuva efetiva de determinada duração e de intensidade unitária para aquela duração.

Chow *et al.* (1988) definem o HU como o Hidrograma do Escoamento Direto (HED) resultante, de uma unidade de chuva efetiva, em geral expressa por 1cm, gerada uniformemente sobre uma área de drenagem a uma taxa unitária constante, para uma dada duração.

O HU é uma ferramenta utilizada para aplicação na modelagem de escoamento direto baseado em eventos históricos. Embora a aplicabilidade da modelagem do escoamento pelo HU de

uma bacia hidrográfica tenha certas restrições, em muitos casos, tem sido provado o seu uso com sucesso, devido à simplicidade e precisão, segundo Singh (2004).

Conforme Chow *et al.* (1988), o HU segue as seguintes premissas em sua formulação: i) a chuva efetiva é constante ao longo de sua duração; ii) a chuva efetiva é uniformemente distribuída sobre a bacia; iii) o tempo base do HED resultante de uma chuva efetiva para a duração dada é constante; iv) para uma bacia, o hidrograma resultante de uma chuva efetiva reflete as características constantes da bacia; e v) as ordenadas do HED são proporcionais ao total de chuva efetiva.

Em condições naturais, as premissas anteriormente citadas não são completamente satisfeitas. Entretanto, quando os dados hidrológicos são devidamente selecionados e tratados, de modo que eles atendam as premissas citadas, o HU poderá gerar resultados aceitáveis para aplicações práticas, segundo Chow *et al.* (1988).

Seguindo as premissas do HU, pressupõe-se que a bacia hidrográfica tenha um comportamento linear, levando a aplicabilidade dos princípios de proporcionalidade e superposição. Estes são:

Proporcionalidade: para chuvas efetivas de mesma duração, os hidrogramas de escoamento superficial, terão o mesmo tempo de base, e suas ordenadas serão proporcionais à intensidade da chuva efetiva.

Sobreposição: para um hidrograma de escoamento superficial, gerado por uma sequência de chuvas efetivas, suas ordenadas serão iguais à soma das ordenadas dos hidrogramas correspondentes a cada um dos períodos.

A formulação matemática do modelo do HU, conforme Chow *et al.* (1988), demonstra que a quantidade de água armazenada em um sistema hidrológico, denotada por S , pode ser associada aos fluxos de entrada I e saída Q pela equação da continuidade:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (10)$$

Admitindo um sistema hidrológico como um reservatório, a quantidade de água armazenada pode aumentar ou diminuir no tempo em função de I e Q , e suas taxas de entrada e saída podem mudar com o respectivo tempo: dI/dt , d^2I/dt^2 , ..., dQ/dt , d^2Q/dt^2 , ... Assim a quantidade de água armazenada em um tempo qualquer pode ser expressa pela função de armazenamento como:

$$S = f \left(I, \frac{dI}{dt}, \frac{d^2I}{dt^2}, \dots, Q, \frac{dQ}{dt}, \frac{d^2Q}{dt^2}, \dots \right) \quad (11)$$

Para que a função de armazenamento descreva um sistema linear, ela deve ser expressa como uma equação linear com os respectivos coeficientes de armazenamento. Dessa forma a equação (9) pode ser escrita como:

$$S = a_n \frac{d^{n-1}Q}{dt^{n-1}} + b_n \frac{d^{m-1}I}{dt^{m-1}} \quad (12)$$

onde a_n e b_n são constantes.

Diferenciando (12), substituindo o resultado para dS/dt em (10) tem-se:

$$a_n \frac{d^n Q}{dt^n} + a_{n-1} \frac{d^{n-1} Q}{dt^{n-1}} + Q = I - b_{m-1} \frac{d^{m-1} I}{dt^{m-1}} - b_m \frac{d^m I}{dt^m} \quad (13)$$

Escrevendo em uma forma mais compacta, e resolvendo para Q tem-se:

$$Q(t) = \frac{M(D)}{N(D)} I(t) \quad (14)$$

onde $N(D)$ e $M(D)$ são os operadores diferenciais.

A equação (14) é chamada de função de transferência do sistema hidrológico, e descreve a sua resposta Q para uma sequência de entradas I . A resolução dessa equação segue os dois princípios básicos de um sistema linear, proporcionalidade e superposição, da seguinte maneira: i) se a solução de $f(Q)$ for multiplicada por uma constante c , a função resultante $cf(Q)$ é também uma solução; ii) se duas soluções $f_1(Q)$ e $f_2(Q)$ da equação são adicionadas, a função resultante $f_1(Q) + f_2(Q)$ é também uma solução da equação.

A resposta de um sistema linear é caracterizada por uma função de resposta a um impulso. Se um sistema recebe um impulso unitário aplicado instantaneamente no tempo τ , a resposta do

sistema no tempo $t > \tau$ é descrita pela função de resposta do impulso unitário $u(t - \tau)$; $(t - \tau)$ é o intervalo de tempo desde a aplicação do impulso, conforme ilustrado na Figura 3.4. Seguindo os dois princípios básicos de um sistema linear, Chow *et al.*(1988) exemplificam a aplicação de dois impulsos sequenciais, um de três unidades no tempo τ_1 e outro de duas unidades no tempo τ_2 . Assim, a resposta do sistema será $3u(t - \tau_1) + 2u(t - \tau_2)$, conforme ilustrado na Figura 3.5.

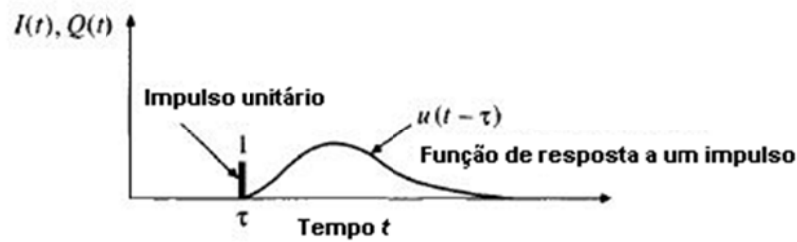


Figura 3.4: Função Impulso de Resposta Unitária

Fonte: Chow *et al.* (1988).

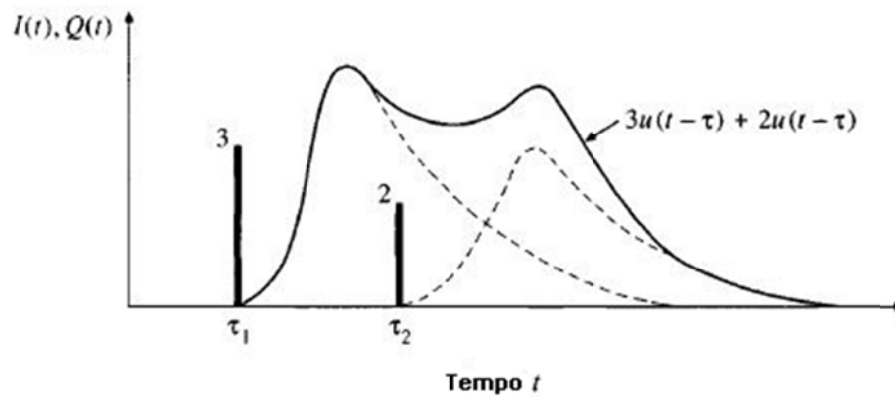


Figura 3.5: Função Impulso de Resposta a dois pulsos

Fonte: Chow *et al.*(1988).

Para um reservatório inicialmente vazio, que recebe um impulso unitário de água, a função de descarga resultante $Q(t)$ é a função de impulso de resposta (Chow *et al.*, 1988). Se $I(\tau)$ representa a intensidade de precipitação e $d\tau$ representa um tempo de intervalo infinitesimal, então $I(\tau)d\tau$ é a altura de precipitação inserida no sistema durante o intervalo de tempo. O escoamento direto no instante $(t - \tau)$, por unidade de tempo, resultante dessa inserção, é $I(\tau)u(t - \tau)d\tau$. A resposta para a completa função de inserção $I(\tau)$ pode ser obtida por integração dos impulsos constituintes:

$$Q(t) = \int_0^t I(\tau)u(t - \tau)d\tau \quad (15)$$

A equação (15) é chamada de integral de convolução, sendo a equação fundamental para a solução de um sistema linear em uma escala continua de tempo.

Chow *et al.* (1988) demonstraram outro conceito importante na análise de inserção de impulsos, quando estes são aplicados a uma taxa constante no tempo, variado de 0 a 1, até o fim da aplicação de todos os impulsos. A saída do sistema para essa inserção a uma taxa constante foi denominada de Função Resposta Unitária de Degrau, denotada por $g(t)$. Essa função pode ser obtida por (15), com $I(\tau) = 1$ para $\tau \geq 0$,

$$Q(t) = g(t) = \int_0^t (t - \tau) d\tau \quad (16)$$

Considerando agora que uma quantidade unitária seja inserida no sistema hidrológico, e que ao invés dessa quantidade ser aplicada como um impulso, instantaneamente em um tempo τ , que ela ocorra ao longo de uma duração Δt , onde o período é $I(t) = 1/\Delta t$, $0 \leq \tau \leq \Delta t$, essa quantidade unitária será denominada de pulso unitário.

A função resposta unitária produzida por essa entrada no sistema, pode ser deduzida pelos mesmos princípios básicos de um sistema linear. Pelo principio da proporcionalidade, a resposta para uma inserção unitária a uma taxa de $1/\Delta t$ começando no tempo 0 é $(1/\Delta t)g(t)$. Se uma inserção similar iniciar no tempo Δt ao invés de 0, a resposta terá uma defasagem do tempo de intervalo Δt , e no tempo t terá um valor de $(1/\Delta t)g(t-\Delta t)$. Finalmente usando o principio da superposição, subtraindo-se a resposta obtida com a inserção na taxa $1/\Delta t$ começando no tempo Δt da mesma inserção começando no tempo 0, a função resposta unitária será, segundo Chow *et al.* (1988),

$$h(t) = \frac{1}{\Delta t} [g(t) - g(t - \Delta t)] \quad (17)$$

Chow *et al.* (1988) demonstraram que a função resposta pulso unitária $h(t)$ pode ser representada em um domínio de tempo discreto por uma função U , onde

$$U_{n-m+1} = h[(n - m + 1)\Delta t] \quad (18)$$

Substituindo-a na equação da convolução com a inserção de P_m pulsos e a respectiva saída Q_n , dada por,

$$Q_n = P_m h[(n - m + 1)\Delta t] \quad (19)$$

tem-se pela equação discreta da convolução,

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (20)$$

a qual permite o cálculo do escoamento direto Q_n de posse da chuva efetiva P_m e o hidrograma unitário U_{n-m+1} . Na equação (20), $m = 1, 2, \dots, n$; para $n \leq M$, e $m = 1, 2, \dots, M$ para $n > M$, e M representa a série de pulsos constantes.

Para a derivação do hidrograma unitário, o processo reverso deve ser aplicado, o qual é chamado de deconvolução, conhecendo-se os valores de P_m e Q_n de registros históricos de estações pluviométricas e fluviométricas.

3.1.7.1.3 Hidrograma S

Quando o hidrograma unitário de uma chuva efetiva com uma determinada duração é conhecido, outros hidrogramas unitários com durações diferentes podem ser derivados do original. Segundo Chow *et al.* (1988), se as outras durações são integrais múltiplas dessa duração, o novo hidrograma unitário pode ser derivado pela aplicação dos princípios da superposição e proporcionalidade.

Um método geral de derivação aplicável a hidrogramas unitários para se obter outro de qualquer duração desejada, pode ser usado com base no princípio da superposição, o que é chamado de *método do hidrograma S* ou em muitos casos somente *curva S*.

Conforme demonstrado em Chow *et al.* (1988), a teoria da curva S é o resultado de uma chuva contínua a uma taxa constante para um período indefinido. Essa é a função resposta de passo para um sistema hidrológico. A curva assume a forma deformada de um S, e suas ordenadas em uma última análise se aproximam da taxa de chuva efetiva no tempo de equilíbrio. Dessa forma, essa função resposta pode ser derivada de uma função de pulso unitário do hidrograma unitário, como mostrado a seguir.

Da equação (19), a resposta no tempo t de um pulso unitário de duração Δt iniciando no tempo 0 é dada por:

$$h(t) = \frac{1}{\Delta t} [g(t) - g(t - \Delta t)] \quad (21)$$

Continuando ao longo do tempo, a resposta iniciando no tempo Δt será $h(t - \Delta t)$, conforme ilustrado na Figura 3.6. Continuando indefinidamente, tem-se a função da Curva S como segue,

$$g(t) = \Delta t [h(t) + h(t - \Delta t) + h(t - 2\Delta t) + \dots] \quad (22)$$

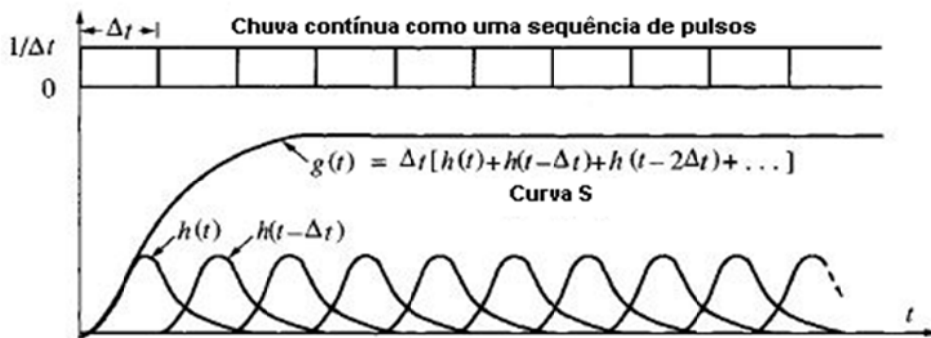


Figura 3.6: Curva S.

Fonte: Chow *et al.* (1988).

Segundo Chow *et al.* (1988), na teoria, a forma como a Curva S é derivada a torna uma curva regular, porque a chuva efetiva é admitida constante e contínua. Entretanto o processo de somatória envolvido pode gerar uma curva irregular, caso haja erros nas abstrações da chuva efetiva ou na separação do escoamento base. Problemas podem ser observados também devido a premissas adotadas como chuva uniforme ao longo de toda a bacia. Por fim, esses autores afirmam ainda a possível necessidade de uma otimização dos resultados, caso sejam geradas ordenadas negativas, quando os dados inseridos não são lineares.

3.1.7.1.4 Modelo HU-MMQ

A base do modelo HU-MMQ é um sistema sobredeterminado, formado pelas equações da convolução discreta do HU, que permite o cálculo das n ordenadas do escoamento direto Q_n , a partir dos m pulsos de chuva efetiva P_m e das $(n-m+1)$ ordenadas do HU. Formalmente,

$$Q_n = \sum P_m U_{n-m+1} \quad (23)$$

Expressando (23) em forma matricial tem-se,

$$[P][U] = [Q] \quad (24)$$

Segundo Chow *et al.* (1988), de posse de $[P]$ e $[Q]$, é possível obterem-se as ordenadas do HU por meio da minimização dos erros quadráticos entre as vazões observadas e calculadas, e da operação de inversão de matriz, com o auxílio da matriz transposta, resultando no chamado método de identificação da função de transferência HU-MMQ. Com efeito, para resolver a equação (24) para $[U]$, a matriz retangular $[P]$ é reduzida a uma matriz quadrada $[Z]$, multiplicando ambos os membros da referida equação pela transposta de $[P]$, denotada por $[P]^T$, que é formada pela alternância das linhas e colunas de $[P]$. Em seguida, os dois membros são multiplicados pela inversa $[Z]^{-1}$ da matriz $[Z]$, resultando em,

$$[U] = [Z]^{-1}[P]^T[Q] \quad (25)$$

onde $[Z] = [P]^T[P]$.

3.1.7.1.5 Hidrograma Unitário Sintético

O hidrograma unitário foi desenvolvido para ser derivado de dados disponíveis de chuva e vazão, em um determinado ponto de um trecho fluvial da bacia hidrográfica, sendo assim passível de ser aplicado somente nesse local. Os estudos em hidrogramas sintéticos, foram então desenvolvidos para derivar o hidrograma unitário em outros trechos fluviais ou mesmo em outras bacias próximas com características semelhantes, segundo Chow *et al.* (1988).

Assim, quando a bacia hidrográfica não dispõe de dados de estações pluviométricas e ou fluviométricas, são estabelecidas relações empíricas entre os parâmetros do hidrograma unitário e da bacia em estudo, para sintetizar o hidrograma unitário dessa bacia. Ao longo dos anos vários autores propuseram modelos sintéticos para derivação do hidrograma unitário sob essa ótica.

Segundo Chow *et al.* (1988), existem três tipos de hidrogramas unitários sintéticos: i) aqueles que relacionam as características do hidrograma às características da bacia; ii) aqueles que são baseados em hidrogramas unitários adimensionais; e iii) aqueles baseados em modelos de armazenamento em bacias hidrográficas.

Dentre esses três tipos possíveis, são aqui detalhados os hidrogramas unitários sintéticos de Snyder (1938), o qual enquadra-se no primeiro grupo. Para o segundo grupo, o hidrograma unitário sintético desenvolvido pela Soil Conservation Service SCS (1972) e finalmente, no terceiro grupo, o hidrograma unitário instantâneo de Nash (1957).

3.1.7.1.6 Hidrograma Unitário Sintético de Snyder

Proposto por Snyder (1938), o hidrograma unitário sintético de Snyder surgiu de um estudo de varias bacias hidrográficas, que variavam de 30 a 30.000 km², localizadas nas montanhas Apalaches nos Estados Unidos da América (EUA). Nesse estudo, Snyder (1988) verificou relações sintéticas para algumas características do hidrograma unitário.

Dessas relações obtidas, necessárias para a derivação do hidrograma unitário sintético, conforme Figura 3.7, cinco características de uma chuva efetiva com determinada duração podem ser calculadas: descarga de pico por unidade de área (q_{pR}); tempo de resposta ou de retardo (*lag time*) da bacia, representado pela diferença do tempo entre o centroide do hietograma da chuva efetiva e o pico do hidrograma unitário; (t_{pR}); tempo de base (t_b); e as larguras entre as ordenadas do hidrograma unitário a 50% e 75% da descarga de pico.

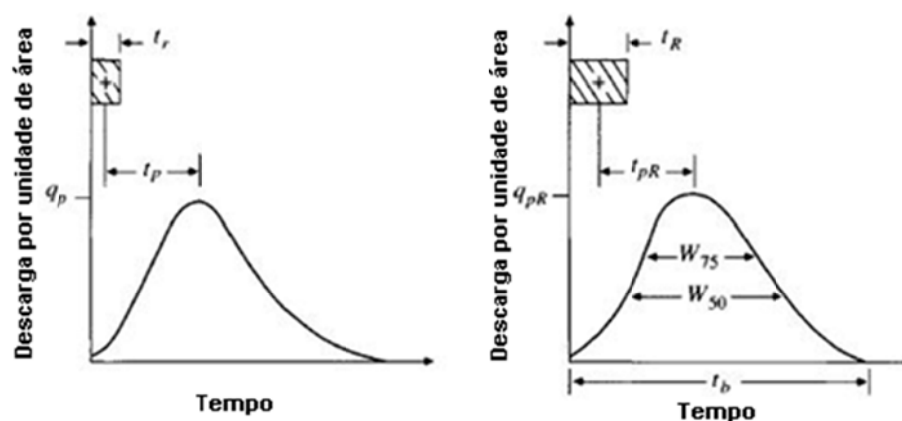


Figura 3.7: Hidrograma Sintético de Snyder.

Fonte Chow (1988).

Snyder (1988) definiu um hidrograma unitário padrão em que a duração da chuva efetiva t_r está relacionada com o tempo de retardo da bacia t_p ,

$$t_p = 5,5 \cdot t_r \quad (26)$$

onde o tempo de retardo é dado por:

$$t_p = C_1 \cdot C_t (LL_c)^{0,3} \quad (27)$$

sendo L o comprimento do rio principal (km); L_c representa a distância em quilômetros do exutório até o ponto mais próximo do rio em relação ao centroide da bacia; $C_1 = 0,75$; C_t é o coeficiente derivado de bacias monitoradas na mesma região.

A descarga de pico por unidade de área em $m^3/s.km^2$ do hidrograma unitário padrão é definida por,

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{t_p} \quad (28)$$

onde $C_2 = 2,75$ e C_p representa o coeficiente derivado de bacias monitoradas na mesma região.

Para o cálculo de C_t e C_p de uma bacia monitorada, os valores de L e L_c são medidos em mapa topográfico da bacia. Os valores de $t_{pR} = 5,5t_{rR}$; $t_R = t_r$; $q_{pR} = q_p$, C_t e C_p podem ser calculados por (26) e (27). Se t_{pR} for muito diferente de $5,5t_{rR}$, o tempo de retardo da bacia será,

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4} \quad (29)$$

e as equações (26) e (29) podem ser resolvidas simultaneamente para t_r e t_p . Os valores de C_t e C_p são então calculados de (27) e (28) com $q_{pR} = q_p$ e $t_{pR} = t_p$.

A relação entre q_p e a descarga de pico por unidade de área q_{pR} é dada por,

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} \quad (30)$$

O tempo base t_b em horas do hidrograma unitário pode ser determinado tendo-se como premissa que a área abaixo do hidrograma unitário é equivalente a um escoamento direto de 1 unidade 1(cm). Admitindo uma forma triangular para o hidrograma unitário, o tempo de base pode ser estimado por,

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}} \quad (31)$$

onde $C_3 = 5,56$.

A largura em horas do hidrograma unitário correspondente a uma descarga igual a uma certa porcentagem da descarga de pico q_{pR} é dada por,

$$W = C_w q_{pR}^{-1,08} \quad (32)$$

onde $C_w = 1,22$ para a porcentagem de 75% e 2,14 para a de 50%.

3.1.7.1.7 Hidrograma Unitário Sintético SCS

O Soil Conservation Service (SCS), é uma agência federal do Departamento de Agricultura dos EUA, especializada em conservação do solo, reabilitação de terras, controle de erosão, gestão de projetos e proteção de recursos. Ela elaborou a síntese de uma grande numero de hidrogramas unitários de bacias hidrográficas localizadas em diferentes localidades nos EUA.

Conforme demonstrado em Chow *et al.* (1988), o hidrograma adimensional SCS é um hidrograma unitário sintético, no qual as descargas são expressas pela relação da descarga q com a descarga de pico q_p e o tempo, pela relação de t com o tempo de ascensão do hidrograma unitário T_p . Dessa forma, de posse da descarga de pico e o tempo de concentração para a duração da chuva efetiva, o hidrograma unitário pode ser derivado do hidrograma adimensional sintético da bacia, como mostrado na Figura 3.8.

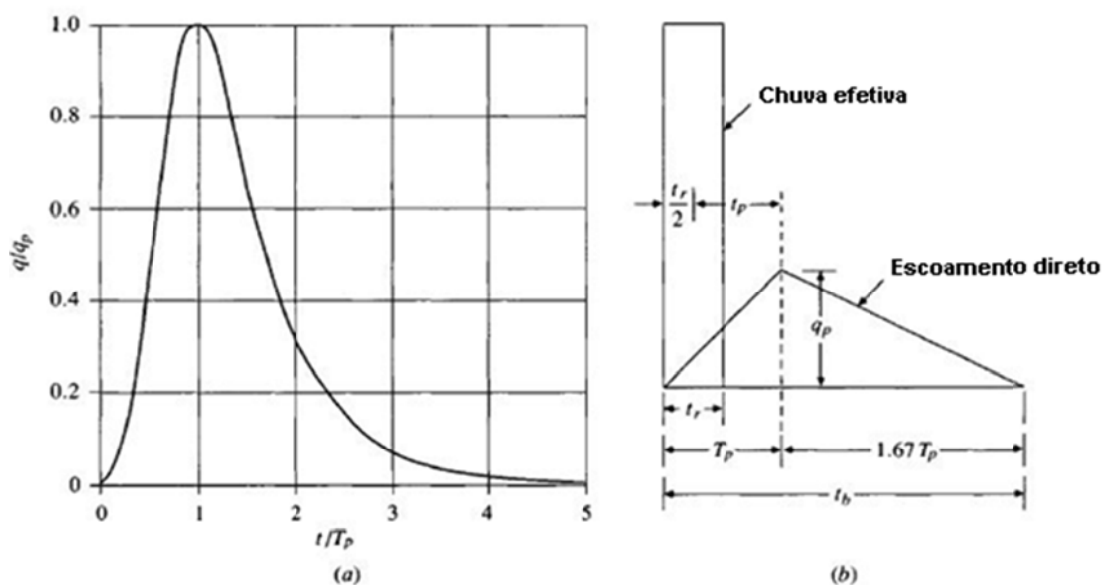


Figura 3.8: Hidrograma unitário sintético SCS.

Fonte: Chow *et al.* (1988).

A Figura 3.8(a) ilustra o hidrograma adimensional, derivado do hidrograma unitário de diversas bacias hidrográficas. Os valores de q_p e T_p , podem ser estimados usando um modelo simplificado de um hidrograma unitário triangular, como mostrado na Figura 3.8(b).

Do estudo realizado em varias bacias hidrográficas pela Soil Conservation Service, pode-se sugerir que o tempo de recessão aproxima-se da relação $1,67T_p$. Como a área abaixo do hidrograma unitário é igual a um escoamento direto de uma unidade (1cm), tem-se que,

$$q_p = \frac{(CA)}{T_p} \quad (33)$$

onde $C = 2,08$ e A representa a área de drenagem da bacia hidrográfica em km^2 .

Através de um outro estudo realizado pela SCS em várias bacias hidrográficas em áreas rurais, de diversas dimensões, chegou-se à relação que t_p corresponde aproximadamente a $0,6T_c$, onde T_c refere-se ao tempo de concentração da bacia hidrográfica. Como mostrado na Figura 3.8(b), o tempo de ascensão T_p pode ser expresso em termos do tempo de retardo t_b e da duração da chuva efetiva t_r ,

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (34)$$

3.1.7.1.8 Hidrograma Unitário Instantâneo (HUI) de Nash

Outro importante conceito teórico referente ao HU está relacionado ao Hidrograma Unitário Instantâneo (HUI). Se a intensidade da chuva efetiva for considerada como uma unidade e a sua duração infinitesimal, o hidrograma resultante é uma função resposta de impulso, chamado Hidrograma Unitário Instantâneo (Chow *et al.*, 1988).

Para um HUI, a chuva efetiva unitária é aplicada em uma área de drenagem durante um intervalo de tempo nulo. Obviamente isso não pode ser realizado em bacias reais, mas é bastante útil, porque o HUI caracteriza a resposta da bacia hidrográfica a um determinado evento chuvoso, sem referência à sua duração.

Proposto inicialmente por Nash (1957), este método admite que uma bacia hidrográfica pode ser representada por uma série de n reservatórios lineares idênticos, ou seja, todos com a mesma constante de armazenamento k . A combinação dos n reservatórios, conduz ao Hidrograma Unitário Instantâneo HUI-Nash.

O modelo de Nash pode ser visto como uma função densidade de probabilidade (FDP) Gama de dois parâmetros para a representação do HUI. A FDP Gama é bastante usada e um potencial representante para o HUI e Hidrogramas Unitários Sintéticos (HUS), conforme Singh (2004). Singh (2000) mostrou que a FDP Gama de dois parâmetros pode ser usada como modelo para HUS. De fato, os modelos mais comuns de HUS são baseados em FDP Gama de dois parâmetros com variações.

Um reservatório linear é aquele cujo armazenamento está linearmente relacionado à sua saída por uma constante k de armazenamento, que tem a dimensão de tempo porque S é um volume enquanto Q é uma taxa de fluxo (Chow *et al.*, 1988).

$$S = kQ \quad (35)$$

A função de resposta para o impulso de um reservatório linear, conforme Chow *et al.* (1988), é dada por:

$$u(t - \tau) = (1/k) \exp [- (t - \tau) / k] \quad (36)$$

Dessa maneira, $u(t - \tau)$ será a descarga do primeiro reservatório e a entrada para o segundo reservatório. Como entrada, substituindo $(t - \tau)$ por τ , tem-se $I(\tau) = (1/k) \exp(-\tau/k)$.

A equação de convolução fornece a descarga do segundo reservatório:

$$q_2(t) = \int_0^t I(\tau)u(t - \tau)d\tau \quad (37)$$

$$= \int_0^t \left(\frac{1}{k}\right) e^{-\frac{\tau}{k}} \frac{1}{k} e^{-(t-\tau)/k} d\tau \quad (38)$$

$$= \frac{t}{k^2} e^{-t/k} \quad (39)$$

Essa descarga então é usada como entrada para o terceiro reservatório. Continuando esse procedimento, para n reservatórios em série, ter-se-á a descarga q_n , conforme ilustrado na Figura 3.9.

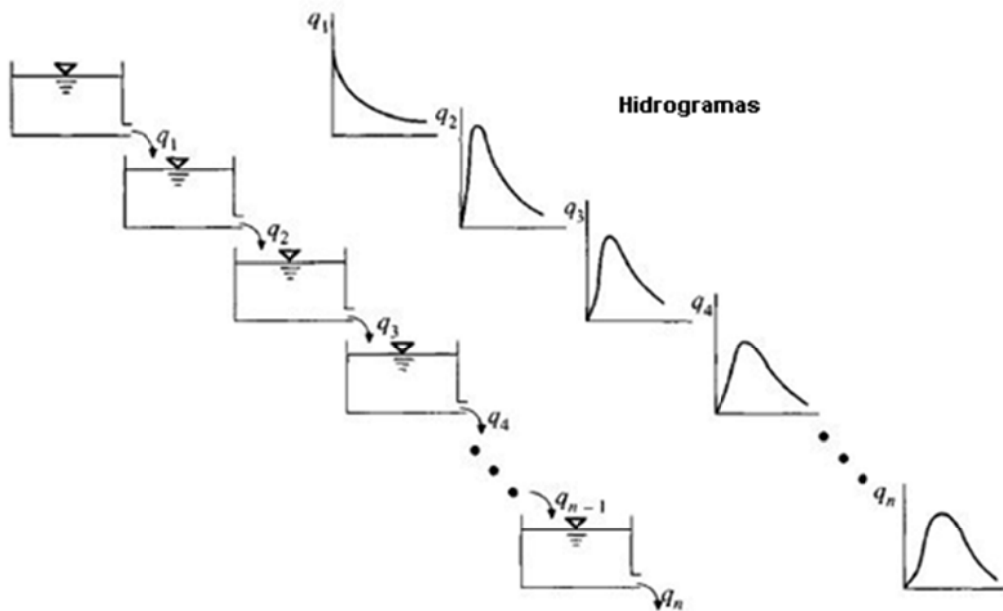


Figura 3.9: Reservatórios Lineares em Serie.

Fonte: Chow *et al.*, 1988

Combinando sequencialmente as respostas para n reservatórios em série, tem-se a forma analítica do modelo de Nash-HUI, que é idêntica à função densidade de probabilidade Gama,

$$q_n(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (40)$$

onde t = tempo considerado; $q_n(t)$ = ordenada do HUI para o instante t ; n = parâmetro de forma, denotando o número de reservatórios lineares; e k = parâmetro de escala, denotando o coeficiente de armazenamento.

A equação (40) geral para o HUI, usando dois parâmetros, é suficientemente flexível para permitir uma boa aproximação para deduzir qualquer HUI de forma empírica. Nash (1957) demonstrou que aplicando o método dos momentos, mesmo para eventos complexos, os dois parâmetros, k e n , podem ser obtidos de forma empírica pela curva descrita pela equação (40).

Segundo Rao e Hamed (2000), os momentos em relação à origem, são utilizados para caracterizar as funções de probabilidade. Momentos em relação à origem representam o valor esperado de uma variável aleatória, em relação à abscissa nula.

Segundo Naghettini e Pinto (2007), “o método dos momentos consiste em igualar os momentos amostrais aos populacionais. O resultado dessa operação produzirá as estimativas dos parâmetros da distribuição de probabilidades em questão”.

Pelo método dos momentos, para cada numero inteiro n , o n -ésimo momento de uma variável aleatória X , em relação à origem, é definido por,

$$E [X^n] \quad (41)$$

onde o primeiro momento representa a média ($E[X]$).

Para uma função densidade de probabilidade, dada por $f(x)$, o n -ésimo momento, em relação à origem, é então dado por,

$$M'_n = E[x^n] = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f(x) dx \quad (42)$$

O momento de ordem 1 é $M'_1 = \mu = \text{média}$.

Os momentos centrais μ_n , em relação à média μ , são calculados por,

$$M_n = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu'_n)^n f(x) dx \quad (43)$$

O momento central de ordem 1 é $M_1 = 0$. O momento central de ordem 2 é a variância $\text{Var}[X]$.

Os momentos amostrais m'_r e m_r são calculados por (44) e (45) a seguir,

$$m'_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^r, \quad m'_1 = \bar{x} = \text{média da amostra} \quad (44)$$

$$m_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^r, \quad m_1 = 0 \quad (45)$$

Para a função densidade de probabilidade Gama, tem-se conforme demonstrado em Casella e Berger (2002), que o primeiro e segundo momentos são respectivamente,

$$E[X] = nk \quad (46)$$

$$E[X^2] = n(n+1)k^2 \quad (47)$$

Dessa forma, continuando em relação ao HUI, Chow *et al.* (1988) mostram que se o primeiro e segundo momento em relação à origem $t = 0$ são denotados respectivamente por,

$$M_1 = nk \quad (48)$$

$$M_2 = n(n+1)k^2 \quad (49)$$

é possível estimar n e k ao se verificar que M_1 representa a diferença de tempo entre os centroides das áreas abaixo do hietograma de chuva efetiva e do hidrograma de escoamento direto, enquanto M_2 representa a diferença entre os momentos de inércia, em relação à origem, das duas figuras.

Na prática, os valores de k e n podem ser calculados tendo-se o hietograma de chuva efetiva e hidrograma de escoamento direto observados em uma estação fluviométrica, proporcionando assim um método de estimação de (40).

Os momentos do hietograma da chuva efetiva e do hidrograma do escoamento direto são determinados conforme equações (50) a (53) mostradas a seguir.

$$M_{I1} = \frac{\Delta t \sum_{i=1}^{NH} (2i-1) \cdot h_i}{2 \sum_{i=1}^{NH} h_i} \quad (50)$$

$$M_{I2} = \frac{\Delta t^2 \sum_{i=1}^{NH} (2i-1)^2 \cdot h_i}{4 \sum_{i=1}^{NH} h_i} \quad (51)$$

$$M_{Q1} = \frac{\Delta t \sum_{i=1}^{NQ} (2i-1) \cdot \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}}{\sum_{i=1}^{NQ} \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}} \quad (52)$$

$$M_{Q2} = \frac{\Delta t^2 \sum_{i=1}^{NQ} (2i-1)^2 \cdot \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}}{\sum_{i=1}^{NQ} \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}} \quad (53)$$

Nash (1957) demonstrou que a relação $M_1 = nk$, refere-se à diferença entre o primeiro momento do hidrograma de chuva efetiva e o hidrograma de escoamento direto. Assim, se M_{I1} é o primeiro momento do HCE em relação à origem sobre o tempo, dividido pela chuva total efetiva, e M_{Q1} é o primeiro momento do HED em relação à origem dividido pelo escoamento direto, então,

$$M_{Q1} - M_{I1} = nk \quad (54)$$

Se M_{I2} é o segundo momento do HCE em relação à origem dividido pelo excesso de chuva, e M_{Q2} , é o segundo momento do HED em relação à origem dividido pelo escoamento direto, tem-se que:

$$M_{Q2} - M_{I2} = n(n+1)k^2 + 2nkM_{I1} \quad (55)$$

Assim, calculando-se os valores de M_{I1} , M_{Q1} , M_{I2} e M_{Q2} para os dados hidrológicos disponíveis, os valores de n e k podem ser estimados por (54) e (55), determinando o HUI.

Nash (1957) aplicou o modelo a um evento chuvoso, com os respectivos dados HCE e HED. Uma interessante observação dos resultados obtidos, mostra que a causa da discrepância entre os picos, do HUI gerado e o HU de 9 horas, refere-se ao método dos momentos na obtenção dos parâmetros, sendo este método mais apurado quando da análise das extremidades da distribuição, relativamente à dos picos.

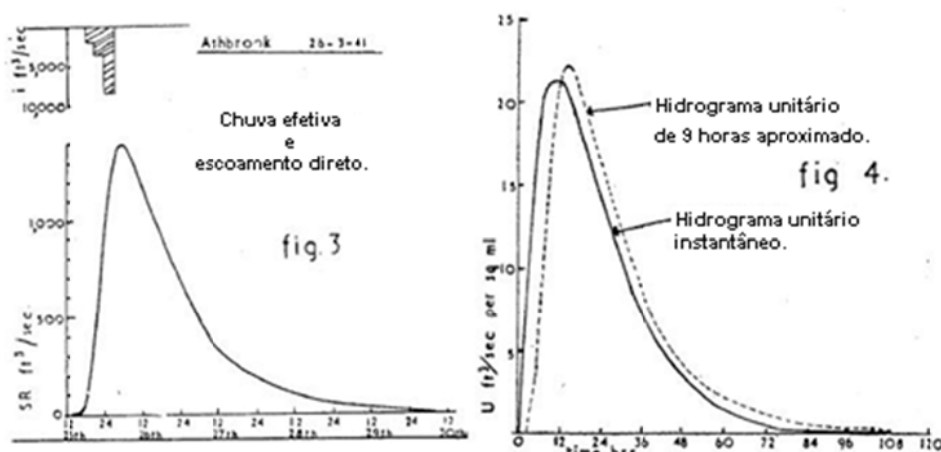


Figura 3.10: Modelo HUI Nash.

Fonte: Nash(1957).

3.1.7.1.9 Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG)

O HUIG foi proposto inicialmente por Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) como um modelo que faz a junção entre a geomorfologia e a hidrologia de uma bacia hidrográfica, para a estimação de hidrogramas unitários sintéticos, sendo por isso denominado Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico.

Desde o trabalho pioneiro de Rodriguez-Iturbe e Valdés, ao longo dos anos, o HUIG tem sido estudado e aprimorado por diversos autores como uma alternativa para estudo hidrológico em bacias com pouco ou nenhum monitoramento. Dentre vários trabalhos realizados, destacam-se alguns produzidos por P. K. Bhunya, P. K. Singh, V. K. Gupta e R. Rosso, publicados em periódicos como Journal of Hydrologic Engineering e Water Resource Research, dentre muitos outros que são detalhados oportunamente.

O modelo baseia-se nas leis de Horton (1945) da composição do sistema de drenagem e no esquema de ordenação dos cursos d'água conforme Strahler (1957), sistema designado conjuntamente como Sistema de Ordenação Horton-Strahler, explicados a seguir.

O modelo definido por Horton (1945) segue os seguintes critérios de ordenação:

- os canais de primeira ordem são aqueles que não possuem tributários;
- os canais de segunda ordem somente recebem tributários de primeira ordem;
- os canais de terceira ordem ou superior, recebem tributários da ordem imediatamente inferior, no entanto, podem receber também afluentes de ordens inferiores a essa.

Após o método proposto por Horton (1945), Strahler (1957) propôs um novo sistema de hierarquização da rede de drenagem, otimizando o método:

- todos os cursos d'água que se iniciam possuem ordem 1;
- um canal de ordem i que se junta a outro canal de ordem i forma um outro de ordem $i + 1$;
- na junção de canais de ordens diferentes, prevalece o de maior ordem.

Horton (1945) demonstrou que para os cursos d'água que compõem a bacia hidrográfica, suas respectivas ordens, comprimentos e a área da bacia, podem ser aproximadas por expressões geométricas, compondo as leis de relação da rede de drenagem: relação de bifurcação R_b , relação de comprimento R_L e relação de área R_A . Segundo Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), as expressões quantitativas das leis de Horton são:

Relação de Bifurcação R_b

$$R_b = \frac{N_w}{N_{w+1}} \quad (56)$$

Relação entre o comprimento médio dos canais R_L

$$R_L = \frac{L_w}{L_{w-1}} \quad (57)$$

Relação entre as áreas médias dos canais R_A

$$R_A = \frac{\bar{A}_w}{\bar{A}_{w-1}} \quad (58)$$

onde N_w é o número de canais de ordem w , L_w é o comprimento médio dos canais de ordem w , e A_w é a área média das bacias de ordem w . R_b , R_L e R_A representam respectivamente a relação de bifurcação, a relação de comprimento e a relação de área. Ainda segundo Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), em geral, os valores de R_b , R_L e R_A situam-se entre 3 e 5, 1.5 e 3.5, e 3 e 6 respectivamente.

Considera-se uma bacia hidrográfica hipotética com seus canais ordenados conforme Strahler (1957). Considera-se ainda um reservatório no seu exutório, inicialmente vazio, e um volume unitário de chuva efetiva distribuída uniformemente sobre toda a bacia. O reservatório estará cheio com um volume final igual ao volume total da chuva efetiva sobre a bacia. Segundo Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), a análise desse volume ao longo do tempo é a função acumulativa de resposta da bacia hidrográfica,

$$volume(t) = \int_0^t q(t)dt = V(t) \quad (59)$$

A derivada do volume observado $V(t)$ fornece o hidrograma do escoamento direto resultante da chuva efetiva. Esse hidrograma $q(t)$ para a chuva unitária representa o HUI.

A essa altura, a grande questão de Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) era: de posse de uma bacia hidrográfica, com um sistema com seus elementos geomorfológicos ordenados, e uma vez que esse sistema, em todas as possíveis formas e aparências naturais, responde às leis teóricas, existe uma maneira de relacionar a ordem da bacia à sua resposta hidrológica?

Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) mostraram o que chamaram de “história de uma gota de chuva efetiva em uma bacia hidrográfica”. Esta é interpretada como um processo contínuo Markoviano, onde o *estado* é a ordem do canal onde a gota está localizada em um tempo t . Um reservatório fictício, o qual identificaram como *Trapping State* é considerado no exutório, e o objetivo final era derivar o probabilidade do *estado* desse reservatório. As Figuras 3.11 e 3.12 ilustram o esquema proposto por Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979).

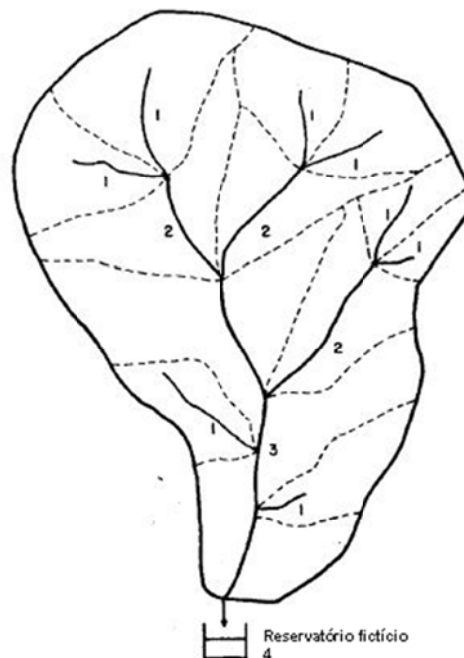


Figura 3.11: Bacia Hidrografica hipotética de terceira ordem, conforme ordenação de Strahler.

Fonte: Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979).

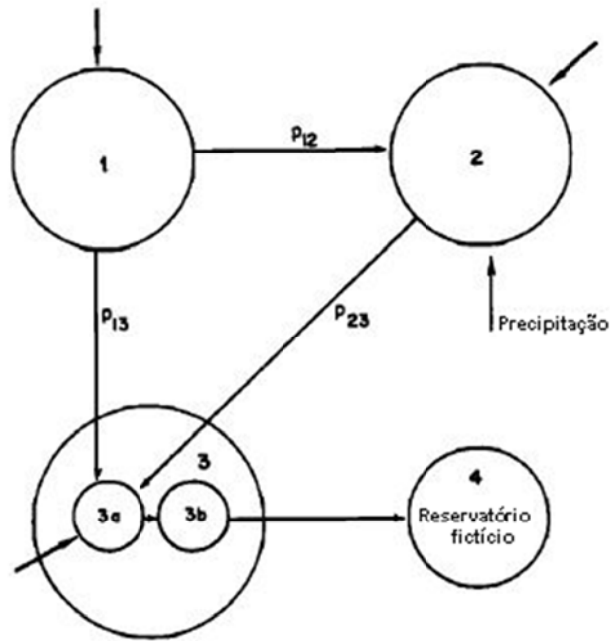


Figura 3.12: Representação de uma bacia de terceira ordem como um processo Markoviano contínuo.

Fonte: Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979).

Nesse esquema uma gota hipotética pode cair sobre um dos quaisquer canais de ordem 1, 2 e 3. O *estado* inicial de probabilidade é então expresso em termos dos parâmetros geomorfológicos, assim como as probabilidades de transição p_{ij} que descrevem as chances de uma gota mudar de um canal de ordem i para outro canal de ordem j , sendo NN o *estado* final do reservatório. A matriz de probabilidades de transição do sistema de drenagem da bacia hidrográfica pode então ser escrita como:

$$P = \begin{bmatrix} P_{11} & P_{12} & P_{13} & \cdots & P_{1N} \\ P_{21} & P_{22} & P_{23} & & P_{2N} \\ \vdots & & & & \\ P_{N1} & P_{N2} & P_{N3} & \cdots & P_{NN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & P_{12} & P_{13} & \cdots & P_{1\Omega} & 0 \\ 0 & 0 & P_{23} & \cdots & P_{2\Omega} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & P_{3\Omega} & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (60)$$

Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) mostraram, entretanto, que a matriz de probabilidade $\mathbf{P}$ não é suficiente para descrever o modelo tencionado, uma vez que ela por si só, não é capaz de descrever as características dinâmicas da influência do tempo que uma gota permanece em um canal, em seu caminho até o exutório da bacia hidrográfica.

Ainda segundo Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), o tempo τ_{ij} que uma gota gastará em um *estado i* antes de fazer a transição para o *estado j* é uma variável aleatória que pode receber qualquer valor positivo, com uma FDP $h_{ij}(\tau)$. Referindo-se ao tempo de espera incondicional no *estado i* como sendo τ_w , este será o tempo gasto pela gota em um *estado i* quando não se sabe o *estado* sucessor. Assim, τ é uma variável aleatória descrita pela FDP do tempo de espera, a qual é definida por

$$w(\tau) = \sum_{j=1}^N P_i h_{ij}(\tau) \quad (61)$$

Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) continuaram admitindo duas premissas, a saber,

- (i) Os tempos de espera τ_{ij} são independentes do estado de destino, ou seja,
 $h_{ij}(\tau) = w_i(\tau)$
- (ii) Os tempos entre os eventos são bem descritos pela FDP exponencial $w_i(\tau) = e^{-\lambda_i \tau}$ onde λ_i é diferença média do tempo de espera para cada ordem de canal.

Considera-se a matriz do tempo médio Λ^{-1} , onde λ_i representa o inverso do tempo médio nos canais de ordem i , onde:

$$\underline{\Lambda} = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & & & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & & 0 \end{bmatrix} \quad (62)$$

Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) definiram a matriz de probabilidade do intervalo de transição como mostrado a seguir.

$$\underline{A} = \underline{\Lambda}(\underline{P} - \underline{I}) \quad (63)$$

$$\underline{A} = \begin{bmatrix} -\lambda_1 \sum_{j>1} p_{1j} & \lambda_1 p_{12} & \lambda_1 p_{13} & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 \sum_{j>2} p_{2j} & \lambda_2 p_{23} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \quad (64)$$

Obtendo a matriz de probabilidade dos intervalos de transição, dada por:

$$\underline{\Phi}(t) = e^{\underline{A}t} \quad (65)$$

onde $e^{\underline{A}t}$ está definido como $\underline{I} + \underline{A}t + \frac{\underline{A}^2 t^2}{2!} + \dots$

O objetivo final de Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) era obter a matriz de probabilidade do estado $\underline{\theta}(t)$, cujos elementos $\theta_i(t)$ fornecem a probabilidade de que uma gota ocupe o estado i em um tempo t , onde $\underline{\theta}(0)$ denota o vetor de probabilidades do estado inicial,

$$\underline{\theta}(t) = \underline{\theta}(0) \cdot \underline{\Phi}(t) \quad (66)$$

Os citados autores estavam interessados somente no ultimo termo do vetor $\underline{\theta}(t)$, que representa a probabilidade da gota estar no exutório da bacia hidrográfica no tempo t . Eles mostraram, citando Howard(1971), que a transformada exponencial da equação $\underline{\Phi}(t) = e^{\underline{A}t}$ pode ser expressa por:

$$\underline{\Phi}^e(t) = [s\underline{I} - \underline{A}]^{-1} \quad (67)$$

Mostrando assim que, com o objetivo de encontrar $\underline{\Phi}(t)$, seria necessário apenas resolver a equação (67) e obter, em seguida, a inversa da transformada.

Segundo Rosso (1983), para uma bacia de ordem Ω , conforme esquema de ordenação de Strahler (1952), a formulação do HUI de Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), pode ser colocada na forma,

$$h(t) = (a_{\Omega}t + b_{\Omega}) \exp(-2vL^{-1}t) + \sum_{i=1}^{\Omega-1} b_i \exp(-2vL^{-1}tR_L^{\Omega-1}) \quad (68)$$

onde:

$h(\cdot)$ - HUIG, T^{-1} ;

v - velocidade média, LT^{-1} ;

L comprimento do canal de maior ordem, L ;

a_{Ω} - funções R_A, R_B, R_L ;

b_i - funções R_A, R_B, R_L

R_b, R_L e R_A - representam respectivamente a relação de bifurcação, de comprimento e área.

λ_i - inverso do tempo médio de espera em um canal de ordem i th, igual a vL_i^{-1} ;

λ^* - inverso do tempo de médio de espera modificado;

L_i – média do comprimento do canal de ordem i .

A equação (68) permite a estimativa dos parâmetros a_Ω , b_i , conforme mostrado por Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) para uma bacia de ordem 3, podendo ser estendida a bacias de ordens superiores.

As variáveis mais importantes em um HUI são a vazão de pico q_p e o tempo do pico t_p . Enquanto essas duas variáveis estiverem corretas, a forma do HUI não é tão importante, e uma aproximação triangular se torna bastante satisfatória, segundo Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979).

Em seus estudos, Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) mostraram que, fixando-se as variáveis R_A , R_B , R_L , L e Ω , os valores de q_p e t_p são relacionados de uma forma muito simples à velocidade v . As relações obtidas são:

$$q_p = \theta \cdot v \quad (69)$$

$$t_p = k/v \quad (70)$$

onde θ e k são dependentes de R_A , R_B , R_L , L e Ω . As equações ajustaram muito bem a dependência de q_p e t_p em relação a v , resultando em um coeficiente de determinação R^2 próximo de 1.

Devido à complexidade dessas equações, a aplicação de (68) para a obtenção da forma do HUIG pode ser bastante difícil. Na sequência, Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), através de análise de regressão, obtiveram a correlação geomorfológica entre θ e k , baseada na aproximação triangular da forma do HUIG, segundo Bhunya (2008). Essas relações são:

$$q_p = 0,364R_L^{0,43}vL^{-1} \quad (71)$$

$$t_p = 1,584(R_A/R_B)^{0,55}R_L^{-0,38}v^{-1}L \quad (72)$$

Os parâmetros q_p e t_p estão em polegadas por hora e hora, respectivamente. A dimensão de q_p é $(\text{tempo})^{-1}$, de modo que multiplicando-se q_p pela área da bacia e a altura de chuva efetiva, tem-se o escoamento direto produzido em $(\text{volume}) \times (\text{tempo})^{-1}$, segundo Bhunya (2008).

Multiplicando-se as equações (71) e (72), verifica-se que o produto adimensional $G_* = q_p t_p$ é dependente somente da geomorfologia da bacia hidrográfica, ou seja,

$$G_* = 0,584(R_B/R_A)^{0,55} R_L^{0,05} \quad (73)$$

Assim, se q_p e t_p são conhecidos, a partir dos dados observados ou de algum HUI regional, então os termos vL^{-1} e $v^{-1}L$ podem ser computados com o uso das equações (71) e (72), juntamente com os dados geomorfológicos da bacia hidrográfica. Da mesma maneira, se são conhecidos os valores de vL^{-1} e $v^{-1}L$, os outros parâmetros q_p e t_p podem ser obtidos. Segundo Bhunya (2008), conhecidos os valores de q_p e t_p pode ser feito o ajuste de uma função densidade de probabilidade de dois parâmetros para descrever a forma do HU.

Gupta *et al.* (1980) generalizaram os resultados teóricos de Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), não se prendendo à premissa de um processo Markoviano, obtendo uma forma geral e explícita do HUI para uma dada bacia hidrográfica, obtido a partir de sua geomorfologia.

Conforme mostrado em Gupta *et al.* (1980), considerando $i(\tau)$, $\tau > 0$, como uma intensidade unitária de chuva dependente do tempo, como entrada na bacia, e um intervalo infinitesimal $(u + \Delta\tau, u)$, $\Delta\tau > 0$, então, $i(\tau)\Delta\tau$ representa a quantidade de chuva inserida na bacia no referido intervalo de tempo. Considerando a intensidade de chuva inserida em um tempo u , a proporção de chuva efetiva no exutório da bacia em um tempo $t > u$ é dada por:

$$f(t - \tau)i(\tau)\Delta u = h(t - \tau)i(\tau)\Delta\tau \quad (74)$$

Considerando toda a chuva compreendida em um intervalo de tempo entre 0 e t , tem-se a equação da convolução entre a entrada e saída,

$$Q(t) = \int_0^t h(t - \tau)i(\tau)d\tau \quad (75)$$

Gupta et al. (1980) realizaram a simulação de seu modelo em três bacias hidrográficas monitoradas nos Estados Unidos, de áreas iguais a 1280mi² (3315km²), 1030mi² (2668km²) e 344 mi² (890km²). Para cada uma das três bacias, os hidrogramas gerados quando comparados aos observados ficaram muito próximos entre si. Os citados autores constataram, no entanto, que para pequenas bacias, como a de 344 mi² (890 km²), o modelo gera um pico menor no hidrograma calculado, quando comparado ao pico do hidrograma observado. Eles atribuem essa diferença à premissa adotada no modelo do HU, de linearidade e uniformidade no que se refere à chuva efetiva e escoamento direto.

3.1.7.1.10 Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico de Nash (HUIG-Nash)

Na sequência de estudos sobre o HUIG, Rosso (1984) relacionou os parâmetros de escala e forma do modelo de Nash com as leis de Horton válidas para uma certa bacia hidrográfica. Rosso (1984) preservou a forma do HUIG, analisando-o através da função densidade de probabilidade Gama (FDP Gama) de dois parâmetros. O problema foi abordado equalizando o produto adimensional de q_p e t_p . Para a FDP Gama esse produto depende apenas do parâmetro de forma, ou seja,

$$H_* = (\alpha - 1)^\alpha \exp(1 - \alpha) / \Gamma(\alpha) \quad (76)$$

onde $H_* = h_p t_p$ denota o produto da moda pelo respectivo valor da função densidade de probabilidade. Essa suposição conduz a

$$H_* = G_* \quad (77)$$

A equação (77) permite a estimativa de α igualando-se o lado esquerdo de (73) e (76), ou seja,

$$(\alpha - 1)^\alpha \exp(1 - \alpha) / \Gamma(\alpha) = 0,584(R_B/R_A)^{0,55} R_L^{0,05} \quad (78)$$

A equação (78) não possui solução analítica para α , em função de R_A , R_B , R_L . Entretanto, Rosso (1984) realizou sua resolução numérica, através de 126 combinações de valores de ordenação de Horton, com valores normalmente encontrados na natureza. Os resultados foram então finalmente processados por análise de regressão, relacionando a variável dependente às

variáveis independentes R_A , R_B , R_L . A equação final obtida para a obtenção do valor de α (parâmetro de forma de Nash) de uma bacia hidrográfica, conforme Rosso (1984), é

$$n = 3,29(R_B/R_A)^{0,78}R_L^{-0,07} \quad (79)$$

O mesmo procedimento foi feito para a obtenção do parâmetro de escala k de Nash, para relacioná-lo à ordenação de Horton. A equação final obtida é,

$$k = 0,70[R_A/(R_B R_L)^{0,48}]v^{-1}L \quad (80)$$

Vê-se, portanto, que, conforme a representação HUIG-Nash, os parâmetros que descrevem a função de transferência FDP Gama relacionam-se às características geomorfológicas da bacia.

Em Adiv *et al.* (2010), os autores realizaram a aplicação do HUIG-Nash e HUI-Nash a uma bacia de 67,5 km², na província de Mazandaran no Irã. Os resultados foram comparados aos dados de hidrogramas de vazões observados e mostraram a sua excelente aplicação para a estimação de hidrogramas de escoamento para ambos os modelos. Eles foram avaliados por três índices diferentes para comparação com os dados observados: i) forma do hidrograma calculado e volume total do escoamento direto; ii) vazão de pico calculada; iii) tempo da vazão de pico calculado. Em todos os eventos escolhidos, os modelos puderam estimar a forma do hidrograma e suas respectivas vazões. A diferença entre as vazões de pico calculadas e o seus respectivos tempos de ocorrência, frente às observadas, tiveram erro médio de 1,37% e 6,07% respectivamente.

Kumar *et al.* (2007) aplicaram o hidrograma unitário instantâneo geomorfológico, baseado nos modelos de Clark (1945) e Nash (1957). Os modelos foram usados para estimar o hidrograma de escoamento resultante na bacia do rio Godavaria, com área de 824,70 km², na Índia. Eles utilizaram dados observados da bacia e utilizaram também os modelos HUI-Nash e HUI-Clark calculado pelo software da U.S. Army Corps of Engineers, HEC-1 (1990). Os autores mostraram que obtiveram ótimos resultados para os modelos, a se destacar pela maior precisão do modelo de Nash para a estimação da vazão de pico, a qual, para alguns eventos, apresentou uma diferença menor que 4% em relação aos dados observados, assim como para o tempo de pico, que teve diferenças abaixo de 10%, em alguns casos.

Em um estudo semelhante, Bhaskar *et al.* (1997) estudaram a utilização do modelo HUIG-Nash em subbacias não monitoradas do rio Jira na Índia, visando comparar os hidrogramas calculados e observados. A justificativa dos autores para a iniciativa do estudo de um modelo geomorfológico teve como base a o número relativamente grande de bacias hidrográficas não monitoradas naquele país, além do questionamento sobre o efeito das mudanças climáticas e físicas nas bacias sobre os resultados de modelos de transformação chuva-vazão.

Os resultados obtidos mostram que o modelo HUIG-Nash é capaz de reproduzir as características gerais do hidrograma de escoamento. Entretanto, foi observado em quase todos os casos estudados, que a abordagem HUIG superestima o escoamento inicial e o subestima na fase posterior de recessão. Mostram também que as descargas de pico e tempo de pico são bem reproduzidas pelo modelo, embora melhores resultados tenham sido obtidos para o modelo HUI-Nash, no que refere a essas duas variáveis.

3.2 Regionalização

3.2.1 Conceito e aplicações

No Brasil e no Estado de Minas Gerais há um grande numero de bacias hidrográficas não monitoradas, bacias sem estações fluviométricas e, em menor número, sem estações pluviométricas. A escassez de dados e/ou a pouca representatividade de algumas estações, com baixa cobertura temporal e espacial, tornam difícil a estimação de variáveis hidrológicas características para estudos e projetos de engenharia de recursos hídricos Tucci (2009).

A tentativa de superar essa dificuldade leva aos estudos hidrológicos de regionalização, que buscam transferir informações de uma bacia monitorada para outra não monitorada Tucci (2009).

Segundo Tucci (2009), a regionalização consiste em um conjunto de técnicas que exploram ao máximo as informações existentes, visando a estimativa das variáveis hidrológicas em locais sem dados ou com poucos dados. Tais ferramentas podem ser usadas para melhor explorar as amostras pontuais e, em consequência, melhorar as estimativas das variáveis; verificar a consistência das séries hidrológicas; identificar a falta de postos de observação, entre outras aplicações.

Tucci (2009) enumera ainda os dados hidrológicos passíveis de serem regionalizados:

- i) Funções estatísticas de variáveis hidrológicas: curva de probabilidade de vazões máximas, médias ou mínimas; curva de probabilidade de precipitações máximas.
- ii) Funções específicas que relacionam variáveis: curva de regularização, curva de infiltração, curva de permanência.
- iii) Parâmetros de modelos hidrológicos: características do hidrograma unitário; parâmetros de outros modelos hidrológicos.

Independentemente de qual seja o objetivo e a informação hidrológica a ser regionalizada, alguns procedimentos básicos devem ser seguidos, como os citados por Tucci (2009). São eles: i) definição dos limites da área a ser estudada, ii) determinação das variáveis dependentes e explicativas envolvidas na regionalização, iii) seleção dos dados e cálculo de todas as variáveis, iv) elaboração das relações regionais e definição das regiões com comportamento hidrológico semelhante.

Entretanto nem sempre os modelos hidrológicos apresentam relações definidas entre as características físicas do sistema e os seus parâmetros. No caso da regionalização, onde a estimativa pode ser obtida com base em estudos de bacias hidrográficas próximas a em estudo, Tucci (2009) cita alguns critérios utilizados para isso, como a determinação de equação de regressão entre o parâmetro ou combinação de parâmetros e características físicas e climáticas das bacias.

O estudo da regionalização está quase sempre atrelado ao de regiões homogêneas. Segundo Tucci (2009), “a definição de uma região homogênea está relacionada com um determinado tipo de comportamento do sistema hídrico. Na regionalização hidrológica a homogeneidade é entendida como a semelhança na resposta das funções regionais obtidas”.

Segundo Naghettini e Pinto (2007), “uma região é homogênea se existem evidências suficientes de que as diferentes amostras do grupo possuem a mesma distribuição de frequências, a menos, é claro, do fator de escala local”. Indicam ainda que a delimitação das regiões hidrológicamente homogêneas constitui uma etapa essencial para a análise regional de variáveis hidrológicas, sendo ainda considerada a etapa mais difícil e mais sujeita a subjetividades.

Como critérios para a identificação e divisão das regiões homogêneas, Naghettini e Pinto (2007) sugerem que se faça em duas etapas consecutivas: “a primeira, constituindo de uma delimitação preliminar baseada nas características locais, e a segunda, consistindo de um teste estatístico, construído com base somente nas estatísticas locais, cujo objetivo é o de verificação dos resultados preliminarmente obtidos”.

Esses mesmos autores identificam alguns métodos e técnicas para a separação em regiões homogêneas, sendo eles: i) métodos de acordo com a conveniência geográfica; ii) agrupamentos subjetivos; iii) agrupamentos objetivos; iv) análise de agrupamentos, ou de clusters; e v) outras técnicas, descritas a seguir,

Conveniência Geográfica: enquadrando nessa categoria todas as experiências de identificação de regiões homogêneas que se baseiam no agrupamento subjetivo e/ou conveniente dos postos de observação, de preferência contíguos, em áreas administrativas ou em zonas definidas em função de limites arbitrários.

Agrupamento Subjetivo: a delimitação das regiões homogêneas é feita por agrupamento dos postos de observação em conformidade à similaridade de características locais, como classificação climática, relevo e conformação de isoietas anuais.

No caso dos agrupamentos objetivos, regiões homogêneas são formadas a partir da reunião de postos de monitoramento em um ou mais grupos de forma que uma dada estatística local exceda ou não um valor limite, arbitrado de modo a minimizar algum critério de heterogeneidade intragrupal. Os agrupamentos iniciais podem ser subdivididos em um processo iterativo, até que um conjunto de regiões aceitavelmente homogêneas seja obtido.

Segundo Naghettini e Pinto (2007) a análise de agrupamentos, ou de *clusters*, refere-se a um método usual de análise estatística multivariada, no qual associa-se a cada posto um vetor de dados contendo as características e/ou estatísticas locais. Em seguida, os postos são agrupados e reagrupados de forma que seja possível identificar a maior ou menor similaridade entre os seus vetores de dados.

Enfim, é possível perceber a existência de uma série de metodologias passíveis de serem aplicadas que variam conforme a área em estudo, os dados disponíveis e os objetivos a serem atingidos. Como forma de buscar um embasamento para o uso dessas metodologias, buscou-se trabalhos semelhantes a esta pesquisa de mestrado, trabalhos esses que buscam a regionalização dos parâmetros do hidrograma unitário em áreas monitoradas e a consequente aplicação dos mesmos em áreas não monitoradas.

Dentre os trabalhos consultados, destaca-se o de Hall *et al.* (2001), onde os autores usaram as técnicas aqui identificadas como conveniência geográfica e os agrupamentos subjetivos e objetivos, para a regionalização de nove bacias hidrográficas no sudoeste da Inglaterra. Os autores utilizaram análise de regressão linear múltipla para correlacionar os parâmetros de forma e escala do hidrograma unitário instantâneo geomorfológico às características das bacias. O desempenho dos modelos gerados foram avaliados pelo coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe (1970), obtendo excelentes resultados que variaram de 0,80 a 0,97 em sete das bacias estudadas.

Arsenault e Brissette (2014) analisaram a aplicação de três técnicas de regionalização em 268 bacias hidrográficas na província de Québec, Canadá. As técnicas empregadas foram: regressão linear múltipla, proximidade espacial e semelhança física, mais uma vez podendo serem enquadradas nos conceitos de conveniência geográfica e os agrupamentos subjetivos e objetivos anteriormente citados. Os autores indicaram como importantes resultados: i) a importância da escolha dos corretos parâmetros físicos a serem regionalizados e suas variáveis; ii) a proximidade espacial e as características físicas se saíram como as melhores escolhas para regionalização, observando-se, entretanto, que, quando uma dessas duas é combinada com análise de regressão linear múltipla, foram obtidos os melhores resultados.

Tais abordagens, invariavelmente, dependem do uso de *análise de regressão linear múltipla* para relacionar os parâmetros do hidrograma unitário às características da bacia hidrográfica. Assim, como citado em Arsenault e Brissette (2014), nesta dissertação, “a regionalização refere-se à arte de encontrar conjuntos de parâmetros comportamentais para modelos hidrológicos em bacias não monitoradas”. Para tanto são usadas as técnicas citadas pelos autores, proximidade espacial e características físicas, em conjunto com a regressão linear múltipla para alcançar os melhores resultados.

3.2.2 A regressão linear múltipla

Conforme exemplificado no item anterior, a Regressão Linear Múltipla (RLM) constitui elemento básico presente nos estudos de regionalização hidrológica, relacionando variáveis dependentes, como vazão média, parâmetros de distribuições de probabilidade ou de modelos chuva-vazão, às variáveis independentes, representadas pelas características físicas, geológicas, morfológicas e climáticas das bacias hidrográficas envolvidas.

Segundo Tucci (2009), as variáveis independentes escolhidas devem explicar a variação da variável dependente, além de poderem ser obtidas facilmente através de mapas existentes ou preparados para o estudo. Na sequência, são apresentadas as características dessa técnica, por se tratar do procedimento mais utilizado nos trabalhos de obtenção de parâmetros de modelos locais, além do fato de ser parte dos objetivos específicos desta dissertação, a regionalização dos parâmetros do HU que melhor representem a predição de vazões nas bacias hidrográficas estudadas.

Segundo Haan (1977), a forma geral do modelo linear é expressa por,

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_p X_p + \varepsilon \quad (81)$$

onde Y representa a variável dependente; X são as variáveis independentes; β os coeficientes de regressão; e ε denota os resíduos ou erros da regressão.

Na prática, n observações são disponíveis para Y com n observações correspondentes, para cada uma das p variáveis independentes. Dessa forma n equações como a equação (81) podem ser obtidas, uma para cada observação. Serão então resolvidas n equações para os p parâmetros não conhecidos. Dessa forma n deve ser igual ou maior do que p .

A equação (81) pode então ser escrita na forma,

$$Y_i = \sum_{j=1}^p \beta_j X_{i,j} \quad (82)$$

onde Y_i representa o i -ésimo termo de Y e $X_{i,j}$, para $i = 1$ até n .

Em muitos casos a equação (82) é colocada em forma matricial, obtendo-se assim os coeficientes de regressão pelo método dos mínimos quadrados. Uma vez que o vetor solução é obtido, procede-se a análises adicionais dos resultados, em busca da aferição do modelo de

regressão linear mais adequado. Entre elas podem ser citadas: i) o cálculo do coeficiente de determinação, que mostra numericamente a porcentagem da variância total da variável dependente que é explicada pelo modelo; ii) a análise de variância da variável explicada; iii) o cálculo do erro-padrão das estimativas; iv) obtenção do coeficiente de determinação ajustado; e v) definição de intervalos de confiança para os coeficientes de regressão.

Segundo Tucci (2009), modelos não-lineares são normalmente utilizados em estudos hidrológicos. Dessa forma a equação (81) é expressa em forma de potência,

$$Y = \beta_0 \cdot X_1^{\beta_1} \cdot X_2^{\beta_2} \dots X_p^{\beta_p} \cdot \varepsilon \quad (83)$$

sendo passível de ser transformada em uma equação linear através da transformação por logaritmos.

Segundo Naghettini e Pinto (2007), independentemente da técnica selecionada para a definição do modelo de regressão mais adequado, algumas verificações objetivas são recomendadas a fim de facilitar a análise. Dentre elas podem ser citadas: i) o erro padrão da estimativa deve ser inferior ao desvio-padrão da variável explicada, caso contrário o ajuste é considerado como ruim; ii) é ideal que o coeficiente de determinação múltipla se aproxime de 1, já que, quanto maior for o seu valor, também maior será a proporção da variância explicada pelo modelo; iii) os testes F_{total} , F_{parcial} e o teste t dos coeficientes de regressão devem ser aplicados para avaliar a significância de cada preditor e do modelo completo, sobretudo ao se analisar a inserção ou exclusão de uma variável explicativa; e iv) os resíduos devem ser examinados através de gráficos com as variáveis independentes e dependentes, para identificar deficiências na equação de regressão e conferir as hipóteses básicas da regressão, particularmente a de normalidade e de homocedasticidade dos resíduos.

4 METODOLOGIA

No capítulo anterior foram discutidos os conceitos teóricos e práticos que regem os modelos de estimação de hidrogramas unitários e de cheias, o que permitiu um aprofundamento e análise das metodologias para estimativas de tais hidrogramas. Foram escolhidos para o prosseguimento do trabalho e aplicação, os modelos HUI-Nash, HUIG-Nash e HU-MMQ para estimação dos hidrogramas na área de estudo. Neste capítulo serão abordadas as premissas e etapas metodológicas da aplicação dos modelos escolhidos.

O objetivo primordial é estabelecer relações entre as características geomofoclimáticas das bacias hidrográficas em estudo, e os parâmetros dos modelos de estimação de cheias, sob a premissa que tais características retratam o processo de formação das cheias.

A escolha da área de estudo foi baseada nos seguinte critérios:

- disponibilidade e simplicidade de acesso aos dados das bacias hidrográficas;
- variabilidade temporal e espacial dos dados. Citam-se aqui a diversidade das áreas de drenagem das bacias estudadas e a quantidade de anos de dados plúvio-fluviométricos;
- existência de estudos similares na região como forma de comparação.

Sob essas premissas foram escolhidas as sub-bacias 40 e 41, conforme designação do Serviço Geológico do Brasil (a antiga Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais-CPRM).

As etapas da metodologia adotada são listadas a seguir. Os tópicos seguintes são descritos de forma detalhada, nos itens que se seguem.

- Escolha da área de estudo;
- Levantamento dos dados necessários à aplicação dos modelos de estimação de hidrogramas;
- Obtenção e validação dos HU's;
- Regionalização dos HU's;
- Conclusões e recomendações para os modelos de estimação.

4.1 Área de Estudo

Neste tópico são apresentadas as características físicas da macro região escolhida para estudo. Pertencente à bacia do alto rio São Francisco, a região é alvo de diversos estudos científicos, quer sejam hidrológicos, geográficos, geológicos, entre outros, devido à grande quantidade de informações de postos de observações existentes, quando comparada a outras regiões no país.

As informações aqui apresentadas foram extraídas dos estudos e relatórios realizados pelo Serviço Geológico do Brasil (a antiga Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais-CPRM). São eles: i) estudo de regionalização de vazões CPRM (1995^a, 19995b); e ii) relatório de consistência de dados fluviométricos CPRM (2001), das sub-bacias 40 e 41.

4.1.1 Localização e Caracterização da Região

4.1.1.1 Localização e Fisiografia

- Sub-bacia 40

A sub-bacia 40 situa-se na região central do Estado de Minas Gerais, com área de 51.000km², compreendida entre as nascentes do rio São Francisco e a Barragem de Três Marias, correspondendo aproximadamente às latitudes 18°15' e 20°40' Sul e longitudes 43°50' e 46°10' Oeste, conforme pode ser visualizado na Figura 4.1.

Essa sub-bacia engloba, além do alto rio São Francisco, todos os seus afluentes até a barragem de Três Marias, sendo os principais os rios Paraopeba, Pará, Indaiá e Borrachudo.

O rio São Francisco nasce na serra da Canastra, no município de São Roque de Minas, a uma cota altimétrica da ordem de 1.450m. Apresenta um desenvolvimento longitudinal de aproximadamente 300km até o reservatório de Três Marias, cuja altitude é de 585m. Possui no seu segmento inicial orientação E-W; a partir do sétimo quilômetro descreve um arco passando a correr na direção W-E até a localidade de Lagoa dos Martins. A partir daí toma a direção SW-NE até atingir o reservatório.

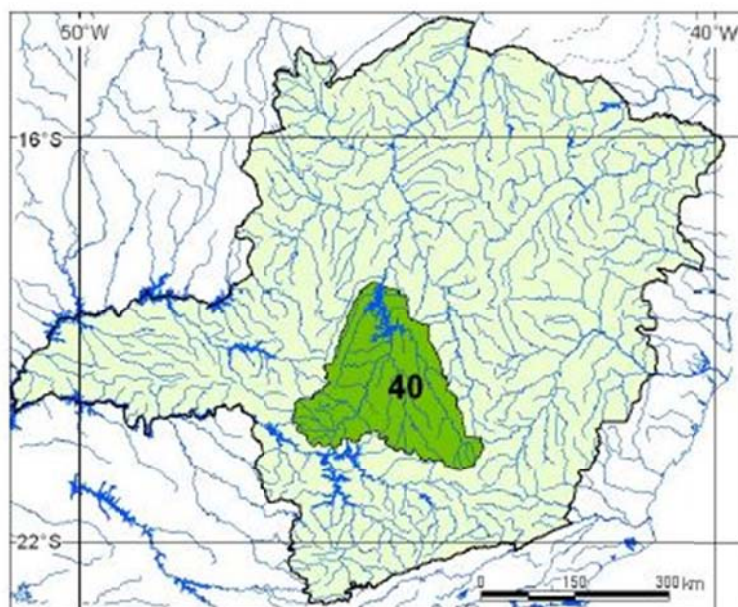


Figura 4.1: Localização da sub-bacia 40 no Estado de Minas Gerais.
Fonte: (CPRM, 2001).

O rio Paraopeba tem suas nascentes localizadas no município de Cristiano Ottoni, a uma altitude de cerca de 1.140m. Apresenta desenvolvimento longitudinal da ordem de 370km no sentido predominante SE-NW até alcançar o reservatório de Três Marias. A área total da bacia é de 13.640km². Seus principais afluentes são os rios Maranhão, Camapuã, Macaúbas, Manso e Soledade.

O rio Pará nasce nas vertentes das serras do Galba e da Cebola, próximo à localidade denominada Colônia, a uma altitude de 1.200m. Apresenta orientação predominante SE-NW até desaguar no rio São Francisco, a montante da barragem de Três Marias. Tem como principais tributários os rios Itapecerica, São João, Lambari, Peixes e Picão. Sua bacia possui área de drenagem da ordem de 12.230km².

O rio Indaiá tem uma extensão de aproximadamente 200km desde suas nascentes, situadas próximo à localidade de Cachoeirinha numa altitude de 1.150m, até a represa de Três Marias. Possui orientação SW-NE, determinada pelas encostas da serras da Saudade e Palmital; apresenta área de drenagem de 3.340km².

O rio Borrachudo tem suas nascentes localizadas no município de São Gotardo, numa altitude de 1.150m. Drena uma área de 1362km², apresentando uma extensão total da ordem de 160km no sentido SW-NE, até alcançar a represa de Três Marias.

- Sub-bacia 41

A sub-bacia 41 corresponde à parcela da bacia do rio São Francisco, com área aproximada de 39.000km², compreendida entre a barragem de Três Marias, exclusive, e a barra do rio das Velhas, inclusive. Está localizada no centro do estado de Minas Gerais, entre as latitudes 17° 20' e 20° 30' Sul e longitudes 43° 30' e 46° 20' Oeste, conforme pode ser visualizado na Figura 4.2.

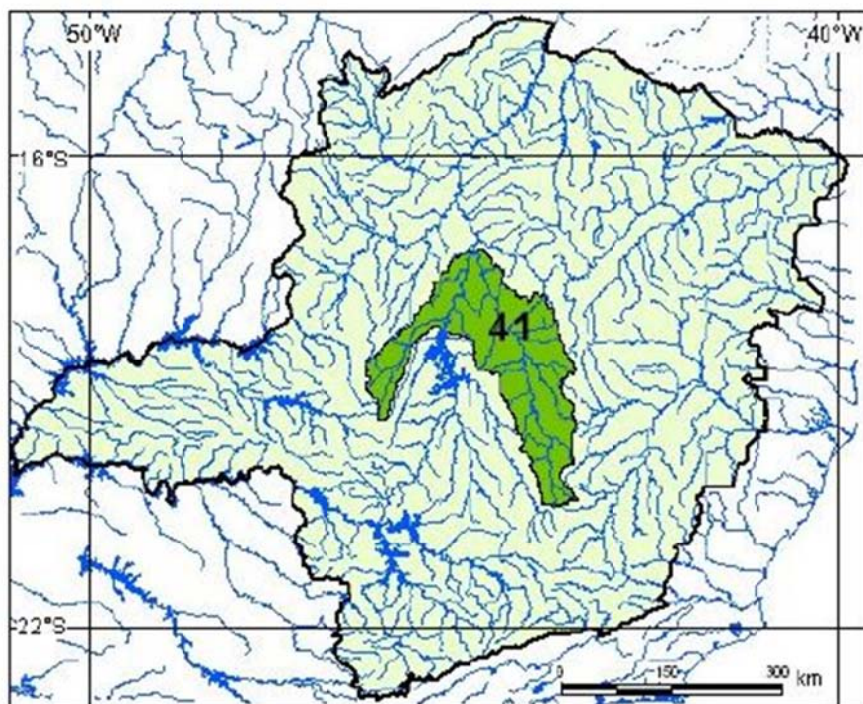


Figura 4.2: Localização da sub-bacia 41 no Estado de Minas Gerais.

Fonte: (CPRM, 2001)

Apresenta forma irregular, abrangendo trecho relativamente curto do curso do rio São Francisco, cerca de 150km, sendo sua área mais expressiva a bacia do rio das Velhas, o maior tributário do Alto São Francisco. O rio Abaeté é o segundo maior tributário do rio São Francisco nessa sub-bacia, seguindo-se outros bem menos expressivos, como o rio Formoso, afluente da margem esquerda, e o rio de Janeiro, afluente da margem direita.

O rio das Velhas, que drena uma área de 29.173km², nasce na serra Geral, entre as serras de Ouro Preto e Antônio Pereira, no município de Ouro Preto, numa altitude de cerca de 1.300m. Depois de desenvolver um percurso de cerca de 500km, predominantemente no sentido SSE-NNW, desemboca no rio São Francisco pela sua margem direita, próximo à cidade de

Guaicuí. Seus principais afluentes da margem esquerda são os ribeirões Jequitibá e Picão e o rio Bicudo; da margem direita, os rios Taquaraçú, Paraúna, Pardo e Curimataí.

O rio Abaeté nasce próximo à localidade de Guardo dos Ferreiros, no município de São Gotardo, a uma altitude de cerca de 1.100m. Após um curso de cerca de 180km, predominantemente no sentido SSW-NNE, deságua na margem esquerda do rio São Francisco, cerca de 35km a jusante da barragem de Três Marias. A área de sua bacia hidrográfica é de aproximadamente 6.400km². Seus principais afluentes da margem esquerda são o rio Confusão, o córrego dos Arrepêndidos e o ribeirão de Tiros; da margem direita o rio Areado, o ribeirão da Extrema, os córregos da Água Limpa e do Grotão.

4.1.1.2 Geomorfologia

- Sub-bacia 40

O relevo da sub-bacia40 é caracterizado por planaltos, depressões e áreas dissecadas resultantes predominantemente da alternância de atuação de processos morfoclimáticos associados ao condicionamento geológico. As unidades geomorfológicas existentes são as seguintes:

- Planalto Dissecado do Centro-Sul e Leste de Minas;
- Depressão São Franciscana;
- Planalto do São Francisco.

O Planalto Dissecado do Centro-Sul e Leste de Minas corresponde à região das nascentes dos rios Paraopeba, Pará e Lambarí, delimitada a leste pela serra da Moeda e a oeste (longitude aproximada 45°30') pela Depressão São Franciscana, apresentando uma descontinuidade na área compreendida entre as cidades de Divinópolis e Itaúna. Essa região é caracterizada por formas de relevo do tipo colinas e cristas com vales encaixados e/ou de fundo chato, decorrentes dos processos de dissecação fluvial nas rochas predominantemente granito-gnáissicas do embasamento Pré-Cambriano. As altitudes variam entre 1.000m nas cristas e 700m nos vales.

A Depressão São Franciscana corresponde a cerca de 60% da região em estudo, englobando toda a área do rio São Francisco e o médio curso dos rios Pará e Paraopeba. Nessa região as formas aplainadas e superfícies onduladas decorrentes de processos de erosão areolar

intercalam-se às formas fluviais de dissecação, ou seja, cristas e colinas com vales encaixados e/ou de fundo chato e vertentes ravinadas. As altitudes variam entre 600 e 800m.

Na extremidade oeste da região em estudo encontra-se o Planalto do São Francisco, formado por superfícies tabulares, com coberturas sedimentares predominantemente arenosas, recobertas por vegetação do tipo cerrado e entrecortadas por cabeceiras de drenagem pouco aprofundadas, denominadas veredas. Nestas áreas as altitudes variam de 600 a 1.000m.

- Sub-bacia 41

O relevo da sub-bacia 41 é caracterizado por unidades morfoestruturais e por planaltos, depressões e áreas dissecadas resultantes de processos morfoclimáticos. As unidades presentes são:

- O Planalto do São Francisco;
- A Depressão São Franciscana;
- O Quadrilátero Ferrífero;
- A Serra do Espinhaço.

O Planalto do São Francisco ocorre predominantemente na extremidade oeste e norte da sub-bacia em estudo, abrangendo toda a bacia do rio Abaeté e parte das bacias dos demais afluentes do rio São Francisco, sendo delimitado a leste pela serra do Espinhaço. Essa unidade apresenta descontinuidades, nas ocorrências da Depressão São Franciscana, desenvolvida ao longo da drenagem do rio São Francisco e de seus afluentes, a partir de altitudes inferiores a 600m. É formado por superfícies tabulares com coberturas sedimentares predominantemente arenosas, recobertas normalmente por cerrado, registrando-se também a ocorrência de veredas. As altitudes no Planalto de São Francisco variam entre 600 e 1.000m.

A Depressão São Franciscana ocorre principalmente na bacia do rio das Velhas, sendo delimitada ao sul pelo Quadrilátero Ferrífero e a leste pela serra do Espinhaço. A mesma originou-se ao longo da drenagem do rio São Francisco, inicialmente nos vales dos grandes rios orientados por fraturas, alargando-se posteriormente por processos de aplainamento. Aí predominam portanto, as formas aplainadas, as superfícies onduladas e pedimentos ravinados. No contato com os escarpamentos ocidentais da serra do Espinhaço, predominam colinas e cristas com vertentes ravinadas e vales encaixados. Ao norte de Belo Horizonte, observa-se a

ocorrência do carste coberto, caracterizado por verrugas, torres e escarpas isoladas, intercaladas com côncavo-convexo. As altitudes variam entre 500 e 900m.

As cabeceiras do rio das Velhas se encontram no chamado Quadrilátero Ferrífero, com características geomorfológicas peculiares no estado de Minas Gerais. O condicionamento estrutural desta unidade determinou a existência de formas de relevo invertido do tipo sinclinal suspenso, e anticlinal esvaziado. Nas rochas não controladas pela estrutura, predominam as cristas com vertentes ravinadas, vales encaixados e as colinas com vales de fundo chato. As altitudes variam entre 900 e 1.500m.

A extremidade leste da sub-bacia é formada pela Serra do Espinhaço, de desenvolvimento longitudinal e cotas altimétricas entre 1.000 e 1.300m. A mesma é constituída de formas de dissecação em rochas do Super-Grupo Espinhaço e restos de antigas superfícies de aplainamento que se alternam em picos, cristas e escarpamentos orientados por fratura. Em sua borda ocidental verifica-se uma sucessão de escarpas de linha de falha. Nessa unidade encontram-se importantes aquíferos fraturados de onde originam numerosas fontes.

4.1.1.3 Vegetação

- Sub-bacia 40

A vegetação nativa na região do alto São Francisco é constituída predominantemente pelo cerrado, que se estendia originalmente por quase toda a sub-bacia. Este tipo de vegetação é característico de regiões de clima semi-úmido, constituindo-se principalmente de gramíneas, arbustos e árvores de médio porte, tendo como principais características os troncos e galhos retorcidos e a folhas espessas e coriáceas.

Nas áreas de solos mais ricos em água e sais minerais, o cerrado apresenta uma gradação denominada cerradão, o qual possui uma composição florística similar à do cerrado, apresentando entretanto uma vegetação mais densa e de maior porte. É composto por três estratos: o superior, arbóreo, constituído de indivíduos com altura média entre 8 e 12 metros, podendo alcançar até 20 metros; o intermediário, arbóreo-arbustivo, constituído de indivíduos similares aos do cerrado, com altura entre 1 e 8 metros; e o inferior, herbáceo, constituído de gramíneas, ciperáceas e bromeliáceas.

Atualmente, principalmente nas regiões mais planas, grandes áreas de cerrado vem sendo substituídas por pastagens e áreas de cultivo mecanizado, ou mesmo devastadas para a exploração de lenha e carvão. Nas regiões de relevo mais acidentado, entretanto, o cerrado se encontra mais preservado.

As áreas de florestas subcaducifólias, originalmente localizadas ao sul da bacia, já não existem na região em sua forma original, tendo sido totalmente substituídas por pastagens. Manchas de matas e capoeiras, entretanto, podem ser encontradas na região, principalmente próximo aos municípios de Pará de Minas, Pitangui e Bom Despacho. Florestas artificiais, geralmente de eucaliptus, foram implantadas nas regiões compreendidas entre os municípios de Paraopeba - Curvelo e Bom Despacho - Martinho Campos.

As áreas de altitudes mais elevadas, normalmente acima de 900 - 1000 metros, como é o caso das serras da Canastra e Moeda, apresentam vegetação do tipo campos de altitude, caracterizados por vegetação herbácea contínua com a ocorrência de pequenos arbustos de caráter esclerófilo. Esses campos naturais são em muitos casos utilizados como pastagens para pecuária em regime extensivo.

Em algumas áreas, os campos são originados a partir das intervenções antrópicas que resultaram na degradação de áreas de cerrado pelo uso do fogo. Esses campos são encontrados a oeste da bacia e próximo à barragem de Três Marias.

- Sub-bacia 41

A vegetação nativa da sub-bacia 41 era constituída originalmente por formações características de climas semi-úmidos, com duas estações bem marcadas, uma chuvosa e outra seca. Estas formações seriam: a floresta subcaducifólica tropical, existente na parte leste das bacias do alto e médio rio das Velhas; os campos de altitude, característicos das altitudes superiores a 900m, aliados a solos rasos e topografia suave, predominantes na serra do Espinhaço; e o cerrado, presente nas demais áreas da sub-bacia em suas diversas gradações ou seja, o cerradão, o cerrado típico e o cerrado ralo. Esta vegetação original foi sendo gradativamente eliminada pela desordenada ocupação humana. As regiões com relevo suave, propícias à agricultura mecanizada e a criação extensiva de gado, bem como as regiões onde predominavam as matas, posteriormente depredadas para a extração da madeira, procura de

novas terras para plantio, exploração de lenha e carvão, foram as mais atingidas, permanecendo mais preservada a vegetação das áreas de relevo mais acentuado.

Na bacia do alto rio das Velhas, a vegetação original está praticamente desaparecida, devido a sua intensa ocupação, tendo sido substituída por vastas extensões de pastos e combinação de pastos e capoeiras nas regiões anteriormente ocupadas por matas. Na área que se estende desde as nascentes do rio das Velhas até aproximadamente a cidade de Caeté, pode ser observado, nas capoeiras (formação em fase de desenvolvimento originária de floresta cortada ou queimada), vestígios da floresta subcaducifólia outrora existente, caracterizada por dois estratos arbóreos constituídos de elementos com troncos esbeltos e folhas predominantemente decíduas.

A partir da cidade de Belo Horizonte, em grande extensão ao longo da calha do rio das Velhas, até aproximadamente a cidade de Santana do Pirapama, a vegetação atual constitui-se de pastos, observando-se nas extremidades oeste e leste da bacia, respectivamente, o cerrado e os campos de altitude, que se estendem ao longo de toda a serra do Espinhaço, desde o município de Jaboticatubas até a serra do Cabral. Os campos de altitude existentes no Espinhaço, são caracterizados pelo agrupamento de algumas famílias botânicas e de espécies endêmicas. Predominam ericáceas, compostas e ciperáceas, musgos e arbustos das famílias das velozíneas, melastomataceas, entre outros. Nesta área, verifica-se ainda a ocorrência de algumas manchas de florestas artificiais em monocultura de eucalipto.

No médio curso do rio das Velhas, predomina a ocorrência alternada de cerrado e campo, este notadamente na região do Espinhaço, além de pequenas áreas de reflorestamento artificial.

Já no baixo curso do rio das Velhas, volta a ocorrer a existência de pastos em faixa estreita ao longo do rio das Velhas, enquanto as áreas mais elevadas a oeste desta bacia, são ocupadas novamente por cerrado.

Na extremidade oeste da sub-bacia em estudo, em toda a margem esquerda do rio São Francisco, região bem menos ocupada, a vegetação original está mais preservada, observando-se o cerrado típico do São Francisco, que possui fisionomia própria, com o estrato superior formado por árvores e arbustos de troncos menos retorcidos, espaçados de três a

cinco metros, cujas copas raramente se tocam, e o estrato inferior formado por gramíneas dispostas em forma contínua ou de tufos. Nesta região ocorre também consideráveis extensões de reflorestamento artificial em monocultura de pinus.

4.1.1.4 Clima

- Sub-bacia 40

A região em estudo apresenta temperatura média anual variando entre 19 e 23°C, sendo que as menores temperaturas são encontradas ao sul da bacia devido à influência orográfica, ocorrendo um aumento gradativo a medida que se alcançam as latitudes mais baixas.

Esses valores indicam a predominância de temperaturas medianas a elevadas na região durante quase todo o ano, principalmente na primavera e no verão. O mês mais quente, janeiro, apresenta média das máximas variando entre 28 e 30°C. Já no período outono-inverno ocorre um significativo decréscimo na temperatura, sendo que a média das mínimas do mês mais frio, julho, varia entre 8 e 10°C. A amplitude térmica anual é da ordem de 12 a 14°C.

Com relação às precipitações, os totais pluviométricos anuais variam, de forma geral, entre 1700mm nas cabeceiras da bacia a 1150mm na região próxima à barragem de Três Marias. O regime pluviométrico é típico das regiões de clima tropical, com a ocorrência dos valores mensais máximos no período de verão e dos mínimos no inverno.

O trimestre mais chuvoso contribui com cerca de 55 a 60% do total anual precipitado, correspondendo, para a quase totalidade da bacia, aos meses de novembro-dezembro-janeiro. A exceção ocorre na extremidade ocidental da bacia, onde os meses mais chuvosos são dezembro, janeiro e fevereiro. Já o trimestre mais seco, correspondente aos meses de junho, julho e agosto, contribui com menos de 5% da precipitação anual.

São encontradas na região, três tipologias climáticas, de acordo com a classificação de Köppen:

Cwb - clima temperado brando com verão ameno (temperatura média do mês mais quente inferior a 22°C) e inverno brando (temperatura média do mês mais frio inferior a 18°C); a estação seca é coincidente com o inverno. Este tipo climático ocorre na faixa meridional da região em estudo (latitudes 20°15' a 21°), junto às cabeceiras da bacia, onde as altitudes são mais elevadas, da ordem de 1000m.

Cwa - clima temperado brando com verão quente (temperatura média do mês mais quente superior a 22°C) e inverno brando (temperatura média do mês mais frio inferior a 18°C); a estação seca corresponde ao inverno. É o tipo climático característico da faixa central da região em estudo, correspondendo aproximadamente às latitudes entre 19 e 20°.

Aw - clima tropical chuvoso, quente e úmido, com inverno seco e verão chuvoso. A temperatura média do mês mais frio é sempre superior a 18°C. Este tipo climático ocorre nas latitudes mais baixas da sub-bacia, entre 18 e 19°, nas proximidades da represa de Três Marias.

- Sub-bacia 41

As características climáticas mais importantes na região em estudo são a predominância de temperaturas medianas a elevadas durante todo o ano e a existência de duas estações bem marcadas: uma estação chuvosa no verão e outra seca no inverno.

As temperaturas médias anuais variam entre 20° e 23°C, atingindo valores inferiores a 20°C apenas nas altitudes mais elevadas encontradas na serra do Espinhaço e nas cabeceiras dos rios Abaeté e das Velhas.

Alguns autores apontam o mês de janeiro como o mês mais quente do ano. Entretanto, de acordo com a publicação “Normais Climatológicas (1961-1990)”, editada pelo Ministério da Agricultura e Reforma Agrária em 1992, o mês mais quente do ano na região é o mês de fevereiro, com médias variando de 22° a 24°C, com exceção apenas da reduzida área no alto da serra do Espinhaço, onde a média cai a 21°C. A máxima absoluta oscila entre 38° e 40° nas áreas da sub-bacia com altitudes inferiores a 700m.

Julho, o mês mais frio do ano, registra temperaturas médias entre 16° e 20°C, com a média das mínimas variando entre 7° e 12°C. Nas cabeceiras dos rios das Velhas e Abaeté, as mínimas absolutas atingem valores próximos a 0°C. A amplitude térmica anual na sub-bacia 41 é da ordem de 14° a 19°C.

O regime pluviométrico da sub-bacia 41 está predominantemente ligado ao equilíbrio dinâmico entre o sistema de circulação do anticiclone tropical do Atlântico Sul e o anticiclone polar, além do efeito das correntes perturbadas do oeste. Observa-se também, significativa influência orográfica, com o registro de precipitações mais elevadas nas encostas das montanhas situadas a barlavento. Os ventos predominantes são na direção NW-NE. O regime pluviométrico é típico dos climas tropicais, com estação chuvosa no verão e estação seca no inverno.

Na bacia do rio das Velhas, as precipitações médias anuais variam de 1.700mm nas cabeceiras, decrescendo com as latitudes, até 1.000mm na confluência do mesmo com o rio São Francisco. A influência orográfica se faz notar, com registro de precipitações médias anuais mais significativas, em torno de 1500mm, nos contrafortes da serra do Espinhaço. Na bacia do rio Abaeté, a precipitação média anual varia entre 1500mm e 1300mm em seu alto e médio curso.

O trimestre mais chuvoso ocorre nos meses de novembro a janeiro em toda a sub-bacia, contribuindo com 50 a 55% da precipitação ocorrida no ano e o trimestre mais seco ocorre nos meses de junho a agosto.

São encontradas na região, três tipologias climáticas, de acordo com a classificação de Köppen:

Cwb - clima temperado brando com verão ameno (temperatura média do mês mais quente inferior a 22°C) e inverno brando (temperatura média do mês mais frio inferior a 18°C); a estação seca é coincidente com o inverno. Este tipo climático ocorre junto às cabeceiras da bacia do rio das Velhas e ao longo de toda a serra do Espinhaço, onde as altitudes são mais elevadas, entre 1.000 e 1.300m.

Cwa - clima temperado brando com verão quente (temperatura média do mês mais quente superior a 22°C) e inverno brando (temperatura média do mês mais frio inferior a 18°C); a

estação seca corresponde ao inverno. É o tipo climático característico de faixa estreita que se estende a leste da sub-bacia, desde o alto curso rio das Velhas até a serra do Cabral, e da bacia do alto curso do rio Abaeté.

Aw - clima tropical chuvoso, quente e úmido, com inverno seco e verão chuvoso. A temperatura média do mês mais frio é sempre superior a 18°C. Este tipo climático ocorre nas demais áreas da sub-bacia, que apresentam altitudes menos elevadas.

4.2 Características hidrológicas e geomorfoclimáticas das bacias hidrográficas

4.2.1 Aquisição e análise de dados pluvio-fluviométricos

A seleção da área de estudo esteve condicionada à existência de ampla rede de monitoramento fluviométrico e pluviométrico. Além disso, a existência de estudos anteriores, de consistência de informações e de regionalização de vazões e precipitação também determinou a escolha de uma região para a aplicação da metodologia aqui proposta.

Definida a macro bacia a ser estudada, passou-se então à seleção das estações pluviométricas e fluviométricas existentes em seu interior. A aquisição das informações referentes a vazões médias diárias, alturas diárias de chuva, tamanho dos registros e área de drenagem, foram obtidas por meio de consulta aos bancos de dados da Agência Nacional de Águas (ANA). Deu-se preferência às estações operadas pelo Serviço Geológico do Brasil, cujos dados históricos podem ser extraídos diretamente pela *Internet*.

A etapa seguinte consistiu da análise do tamanho dos registros e área de drenagem das estações fluviométricas, uma vez que conforme exposto no item 3 desse trabalho, o modelo do HU tem uma limitação de área para sua aplicação. Dessa forma foram selecionadas as bacias hidrográficas definidas pelas estações fluviométricas com áreas entre 500 e 5000 km². O valor máximo de 5.000 km² foi adotado conforme indicação da literatura. Em relação ao valor mínimo de 500 km², este foi definido pelos dados de chuva e vazão disponíveis, dados estes diários, que tornaram difícil a aplicação dos modelos em bacias menores, afirmação que será mostrada com maiores detalhes nos tópicos seguintes desta dissertação.

Além da área de drenagem, deu-se prioridade às estações fluviométricas que contivessem dados médios diários de vazão superiores a 10 anos, e que não contassem com muitas falhas ao longo dos anos. As posições das estações fluviométricas escolhidas foram então plotadas em mapas digitais, de forma que fosse possível avaliar a sua distribuição espacial e a cobertura fornecida pela rede de estações.

No que se refere às estações pluviométricas, foi feita uma verificação preliminar para que essas pudessem servir de entrada aos modelos de estimação das cheias de projeto integrantes deste estudo. Dessa forma, após o posicionamento de todos os postos em um mapa, foi avaliada a disponibilidade dos registros de alturas diárias de chuva, sendo selecionadas as estações que contivessem o maior período disponível, coincidente com a estação fluviométrica selecionada. Não foi realizada uma análise mais aprofundada das informações pluviométricas, uma vez que já existem estudos anteriores de consistência das estações selecionadas, como em CPRM, (1995a, 1995b).

Para validação dos dados das estações pluviométricas, foram gerados pares de chuva e vazão, plotados em hietogramas e hidrogramas sobrepostos. A estação pluviométrica foi considerada válida e satisfatória quando as ocorrências de picos de vazão nos hidrogramas correspondiam as alturas de chuvas nos hietogramas, mostrando assim correlação entre um evento chuvoso com a resposta do aumento da vazão nos canais da bacia hidrográfica. Em caso negativo, foi realizado uma nova escolha de estação e subsequente reavaliação dos dados, até que se obtivessem as correspondências entre os dados pluviométricos e fluviométricos.

4.2.2 Estações fluviométricas utilizadas

Foram selecionadas 20 estações fluviométricas para aplicação da metodologia aqui proposta, conforme critérios apresentados anteriormente. Na Tabela 4.1 são listadas essas estações, e na Figura 4.3 é mostrada suas localizações dentro da área de estudo.

Tabela 4.1: Estações Fluviométricas utilizadas

Estação	Área de Drenagem (km ²)
40032000	754
40037000	757
40060001	569
40080000	650
40150000	2500
40170000	1040
40185000	1910
40400000	1820
40500000	770
40579995	569
40710000	2770
40740000	4120
40930000	897
40975000	970
41050000	1200
41075001	4130
41199998	1550
41250000	709
41260000	3730
41340000	4860

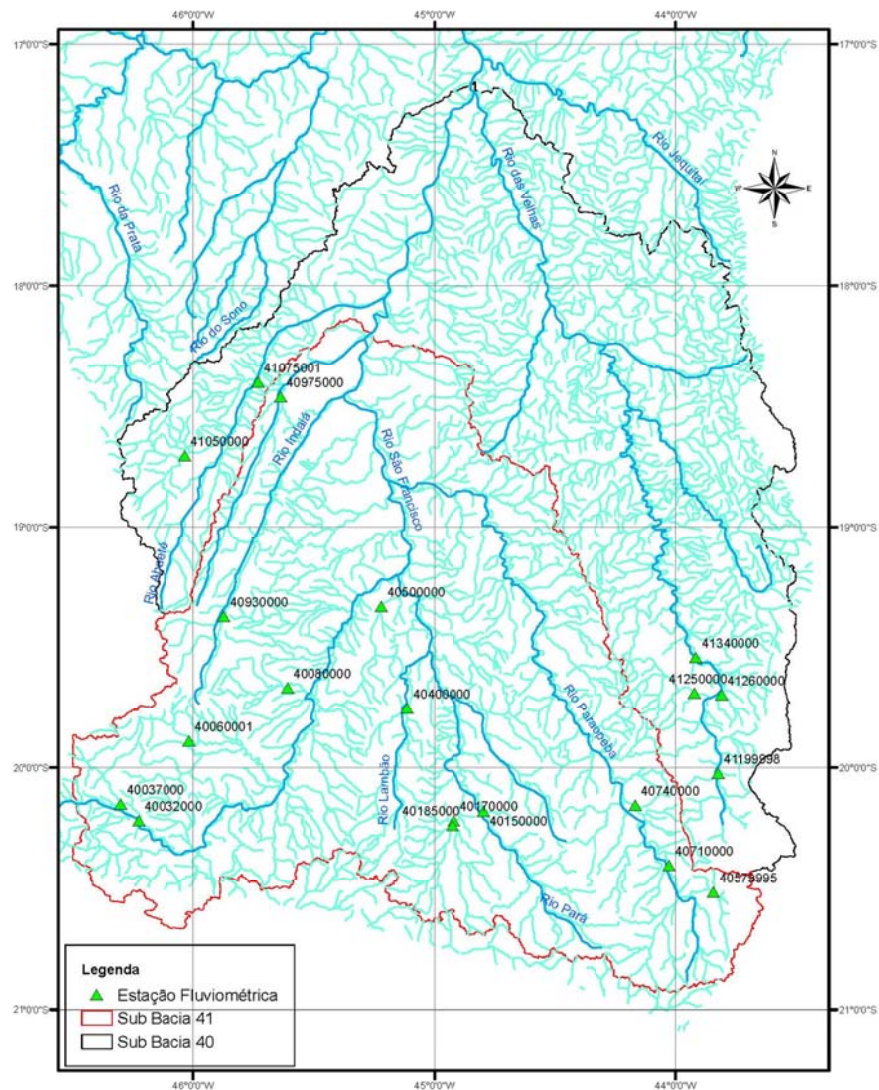


Figura 4.3: Estações fluviométricas selecionadas, sub-bacia 40 e 41.

4.2.3 Geomorfologia fluvial

Dados geomorfológicos são necessários para a aplicação dos modelos escolhidos. Os dados geomorfológicos, que incluem a topografia da região, foram obtidos através de Modelo Digital de Elevação (MDE), do projeto Topodata do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), elaborados a partir de dados SRTM disponibilizados pelo USGS na rede mundial de computadores.

Os MDEs são extremamente úteis na extração de características geomorfológicas, fornecendo subsídios ao mapeamento geológico e hidrológico. Eles procuram representar uma determinada superfície em uma estrutura matemática que permite sua visualização tridimensional e a extração de informações derivadas, segundo Teixeira et al. (1992).

Os MDEs são utilizados como dados de entrada para diferentes modelagens hidrológicas e geográficas, como no estudo de sedimentos em córregos e rios, entre outros, tendo portanto, diferentes finalidades na hidrologia, tais como a delimitação de bacias hidrográficas e a determinação de suas redes de drenagem, a extração de parâmetros e variáveis hidrológicas, a citar a relação de bifurcação R_b , relação de comprimento R_L e relação de área R_a anteriormente explicadas.

Dessa forma, para esta dissertação foram utilizadas MDEs disponibilizados digitalmente na *Internet* pelo INPE, com espaçamento de 30 m, para a extração de parâmetros geomorfológicos na análise de características físicas das bacias hidrográficas, e para dados de entrada dos modelos de estimação de cheia escolhidos. O modelo digital do terreno foi gerado utilizando o software ArcGis 10.1.

Para a obtenção dos dados de entrada do HUIG foi utilizado o *plug-in Terrain Analysis Using digital Elevation Models in Hydrology* (TauDEM), desenvolvido pela *Utah State University* dos EUA. Esse *plug-in* trabalha em conjunto com o software ArcGis, e foi desenvolvido para a extração e análise de informações hidrológicas da topografia representada pelos MDEs, facilitando assim a obtenção dos parâmetros necessários.

O *plug-in* TauDEM foi escolhido entre os vários semelhantes disponíveis, por ter sido avaliado como o mais completo e eficiente, pela possibilidade direta de obtenção dos dados quantitativos da rede de drenagem, como classificação dos cursos d'água conforme ordenação de Strahler, declividade de cada trecho fluvial constituinte da rede e suas respectivas áreas de drenagem. Pesou também em favor de sua escolha o fato de ser disponibilizado gratuitamente pela *Utah State University*, e por ter sido utilizado em um trabalho semelhante, nessa mesma região de estudo, por Silva (2006), sendo observados ótimos resultados por esse autor.

Como mencionado, o modelo escolhido TauDEM, proporciona a extração das características geomorfológicas das MDEs representadas pelas bacias hidrográficas em estudo. Além de delimitar as bacias e delinear suas redes de drenagem, o *plug-in* fornece, em forma de uma

tabela, uma série de dados acerca da rede de drenagem. As características obtidas para o presente trabalho foram: i) número de canais; ii) ordem de cada canal, segundo metodologia de Strahler; iii) comprimento de cada canal da rede; iv) declividade de todos os canais; v) área de drenagem de cada canal.

A partir das tabelas fornecidas pelo TauDEM, com o auxílio do software Microsoft Excel, foram então obtidos os parâmetros necessários para os modelos de estimação de cheia HUIG, sendo eles:

- número de canais (N_c);
- comprimento total da rede de drenagem (L_t);
- as relações R_A , R_L , R_B ;
- ordem da bacia (O_B);
- comprimento do rio principal (L_{RP});
- declividade média do rio principal (I_{RP});
- comprimento do canal de maior ordem (L_Ω);

4.3 Obtenção de Hidrogramas de Cheia

Nesta etapa foram processados os dados obtidos no portal digital da ANA referentes às vazões anuais máximas das estações fluviométricas para a obtenção dos hidrogramas de cheia. As etapas são mostradas na Figura 4.4 e descritas a seguir.

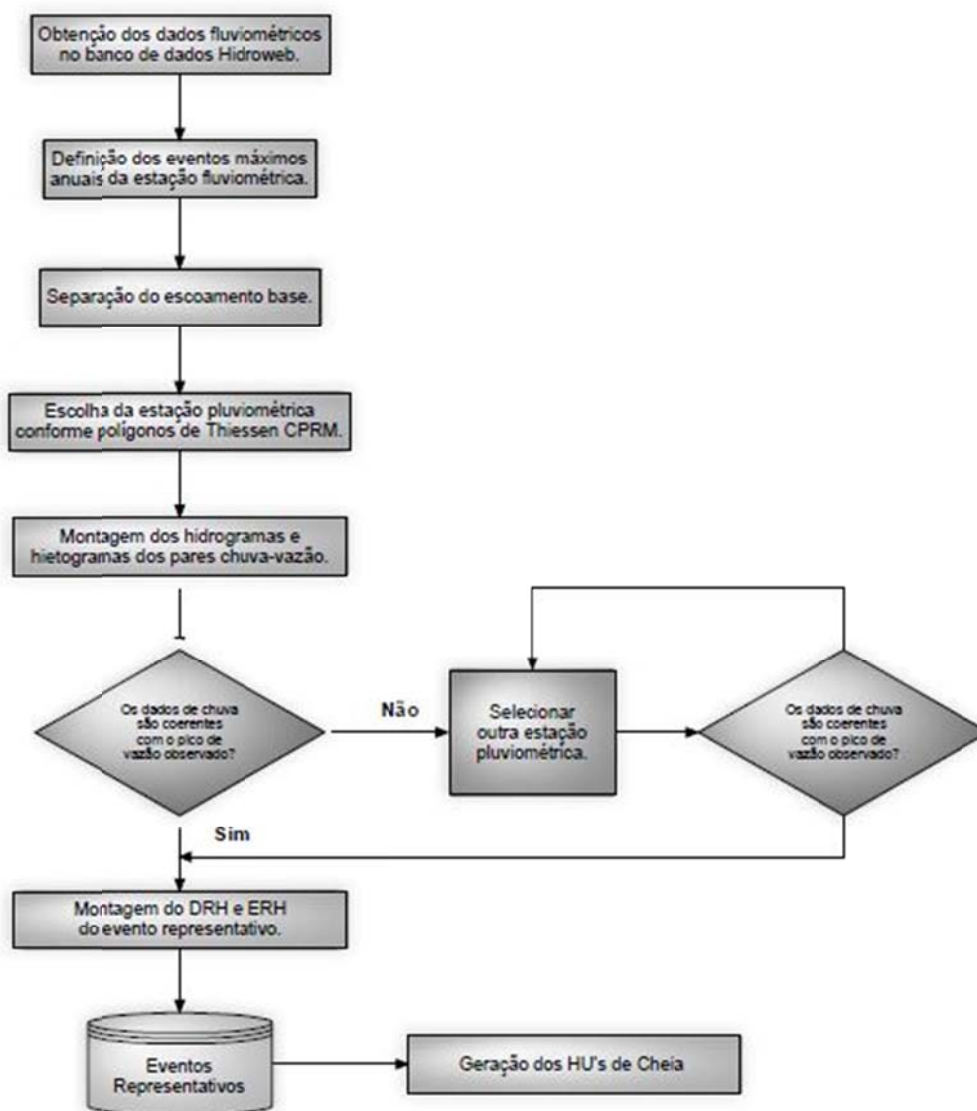


Figura 4.4 : Fluxograma de atividades envolvidas na seleção dos eventos representativos.

O primeiro passo consistiu na escolha dos eventos representativos das estações. Foram escolhidos os eventos de vazões de pico durante um determinado ano, para todos os anos de dados disponíveis na estação fluviométrica. Dessa forma foram obtidos um evento, representados pela maior vazão observada ao longo do ano, para cada ano da estação. Para as 20 estações fluviométricas escolhidas, foram obtidos 287 eventos representativos. A quantidade de eventos por estação é apresentada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Eventos Representativos por Estação Fluviométrica

Estação	Nº Eventos
40032000	15
40037000	11
40060001	21
40080000	11
40150000	26
40170000	15
40185000	11
40400000	9
40500000	16
40579995	11
40710000	19
40740000	18
40930000	25
40975000	8
41050000	11
41075001	10
41199998	13
41250000	29
41260000	12
41340000	14

O passo seguinte foi a separação do escoamento de base dos hidrogramas. Para essa atividade foram avaliadas as diversas formas citadas no capítulo 2 deste trabalho. Das formas apresentadas, a que obteve melhor ajuste aos dados utilizados foi a utilização do software HYSEP – *Hydrograph Separation Program*, desenvolvido pela agência federal estadunidense *United States Geological Survey* (USGS), e disponível em <http://water.usgs.gov>.

O software HYSEP realiza a separação do hidrograma, estimando o fluxo base, fornecendo assim os dados do escoamento direto necessários a este trabalho para a geração dos HU's, de forma automatizada e consistente. A metodologia empregada pelo software é detalhada em Sloto e Crouse (1996).

Após a separação inicial realizada pelo *software* HYSEP, sobre o resultado foi ainda aplicada a técnica de separação do escoamento base utilizando o traçado da linha ABC no hidrograma, conforme mostrado no tópico 3.1.5 desta dissertação. Essa decisão foi tomada por este ser um dos métodos empíricos mais utilizados na hidrologia, e por utilizar um fator físico das bacias hidrográficas, o número N (dias), entre a ocorrência da vazão de pico e o fim do escoamento direto, que, conforme mostrado, depende da área e declividade das mesmas.

4.4 Obtenção dos hietogramas de chuva efetiva

Para a separação da chuva efetiva nos hietogramas, primeiramente os mesmos foram plotados, identificados e relacionados pela data de ocorrência, conforme correlação aos hidrogramas dos eventos representativos de picos de vazão.

De posse dos pares de hietogramas de chuvas observadas e hidrogramas de escoamento direto, foi utilizada a técnica descrita no tópico 3.1.2 desta dissertação, o índice-Ø, para a obtenção dos hietogramas de chuva efetiva HCE. Os hietogramas de chuva efetiva obtidos dessa maneira têm suas áreas correspondentes às áreas dos hidrogramas de escoamento direto.

Devido à grande quantidade de dados gerados, os hidrogramas e hietogramas gerados são omitidos nesse trabalho, entretanto como forma de exemplificação, no Anexo 1 são apresentados 20 eventos representativos, um para cada bacia estudada, seguidos dos HED e HCE para os mesmos eventos.

4.5 Obtenção e validação dos HU's

Para a obtenção dos hidrogramas unitários das bacias hidrográficas, foram utilizadas os três métodos indiretos descritos no tópico 3.1.7, quais sejam, o Modelo dos Mínimos Quadrados (HU-MMQ), o Hidrograma Unitário Instantâneo de Nash (HUI-Nash) e o Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico de Nash (HUIG-Nash). O fluxograma da sequência de atividades é mostrado na Figura 4.5 e tem suas etapas descritas a seguir.

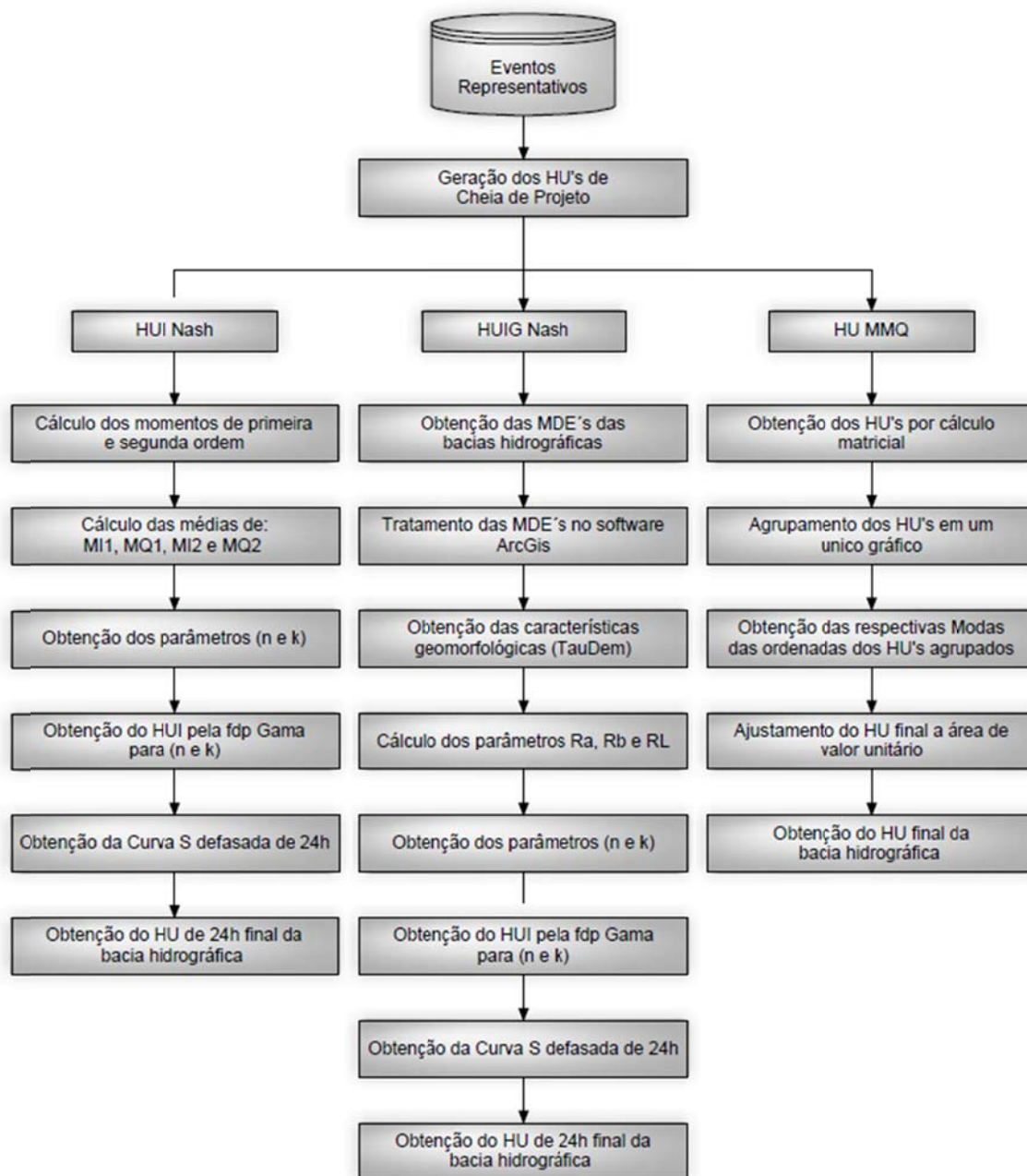


Figura 4.5: Fluxograma de atividades envolvidas na obtenção dos HU's

Todos os critérios e parâmetros utilizados nos modelos HU-MMQ, HUI-Nash e HUIG-Nash encontram-se descritos no tópico 3.1.7. Para o modelos HUIG-Nash, além do exposto nesse mesmo tópico, considerações foram feitas com relação à velocidade do fluxo nos canais, parâmetro de entrada do método.

Conforme exposto, Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979) recomendam a utilização da velocidade máxima ou média nos canais da bacia para a aplicação do HUIG, entretanto, nesta dissertação,

utilizaram-se os estudos realizados por Silva (2006). Esse autor avaliou na mesma macro região de estudo deste trabalho, métodos de propagação de vazões nos canais com ênfase em aspectos da geomorfologia fluvial. Dessa forma, um extenso estudo foi realizado sobre as redes de canais das bacias, analisando inclusive suas seções geométricas aproximadas.

De posse das seções, áreas das bacias e demais parâmetros, Silva (2006) obteve uma relação entre a velocidade nos canais e as respectivas áreas das bacias hidrográficas. Conforme conclusão do autor, esse procedimento minimizou o erro advindo dos limites utilizados na determinação das relações de escala na formulação que une a abordagem tradicional do HU aproximado pela função Gamma e o HUIG e da decorrente da utilização do algoritmo para delineamento automático de áreas e redes de drenagem, TauDEM.

A equação obtida, relacionando a velocidade e as respectivas áreas de drenagem, é dada por,

$$v = 2,2585A_B^{-0,1771} \quad (81)$$

onde A_B representa a área da bacia em km^2 e v a velocidade no canal em m/s.

Os demais parâmetros dos modelos de Nash foram obtidos conforme as seguintes etapas:

HUI-Nash

De posse do hidrograma de escoamento direto de cada evento representativo, assim como do hietograma correspondente de chuva efetiva, procedeu-se à obtenção dos parâmetros n e k do modelo HUI-Nash, realizado da seguinte forma:

- 1- Os momentos de primeira e segunda ordem do HED e do HCE de cada evento representativo da bacia foram calculados utilizando as equações (50) a (53).
- 2- Foram calculadas as médias dos valores de M_{I1} , M_{Q1} , M_{I2} e M_{Q2} .
- 3- O valor de nk foi obtido por $M_{Q1\text{médio}}$ subtraído de $M_{I1\text{médio}}$, conforme equação (54).
- 4- O valor de k foi obtido pela aplicação de (55), utilizando $M_{I1\text{médio}}$, $M_{Q1\text{ médio}}$, $M_{I2\text{ médio}}$ e $M_{Q2\text{ médio}}$.
- 5- De posse de nk e k , o parâmetro n é obtido por simples divisão dos dois primeiros valores.
- 6- Foi gerada a curva da FDP Gama baseada nos valores de n e k obtidos pela equação (38) para intervalos de tempo Δt de 0,2 horas, de 0 até 240 horas.

- 7- Foi calculada a curva S defasada de 24h da FDP Gama obtida.
- 8- O HU de 24h foi obtido da curva S calculada.

HUIG-Nash

Para a obtenção dos parâmetros dos HU's do modelo de Nash geomorfológico foram utilizados os procedimentos conforme sequência mostrada a seguir.

- 1- Primeiramente foram baixadas do banco de dados digital do INPE, os MDE's correspondentes às bacias hidrográficas estudadas.
- 2- Na sequência, os MDE's foram trabalhados utilizando o software ArcGis para a delimitação dos canais e dos limites das bacias estabelecidos pelas estações fluviométricas.
- 3- Os traçados dos canais e limites das bacias gerados foram comparados aos dados disponibilizados pela ANA para verificação da consistência dos resultados.
- 4- A etapa seguinte consistiu na utilização do *plug-in* TauDem para obtenção das tabelas referentes às características geomorfológicas das bacias.
- 5- Os dados extraídos do *plug-in* TauDem foram exportados para o software Microsoft Excel para o cálculo dos parâmetros do modelo pelas equações (56) a (58).
- 6- Os parâmetros finais n e k do modelo foram obtidos pelas equações (79) e (80).
- 7- Foi gerada a curva da FDP Gama baseada nos valores de n e k obtidos pela equação (40) para intervalos de tempo Δt de 0,2 horas, de 0 até 240 horas.
- 8- Foi calculada a curva S defasada de 24h da FDP Gama obtida.
- 9- O HU de 24h foi obtido da curva S calculada.

Obtidos os parâmetros n e k para ambos os modelos de cada uma das bacias hidrográficas, partiu-se então para a estimação dos HU's. Pela equação (40) foi possível traçar as curvas correspondentes aos hidrogramas unitários instantâneos representativos de cada bacia definidos pela FDP Gama. De posse do HUI foi gerada a curva S defasada de 24h. O HU de 24h foi então obtido pela curva S gerada.

Para a avaliação dos HU's obtidos, foram escolhidas três formas para se determinar se os hidrogramas calculados estimavam de forma satisfatória os dados observados, quais sejam, as vazões resultantes do escoamento direto.

Duas importantes características do hidrograma de escoamento direto são o pico de descarga Q_p e o tempo de pico da descarga T_p . Essas duas características foram avaliadas nesta fase do trabalho para validar a performance dos HU's. A formulação de avaliação baseia-se na verificação da diferença entre o pico de descarga observado e calculado, assim como o tempo de pico observado e calculado. Definida inicialmente por Lee (1972), adotou-se a função de erro, aqui denominada (ERR1), dada por:

$$ERR1 = \left[\left(\frac{Q_p - \hat{Q}_p}{\hat{Q}_p} \right)^2 + \left(\frac{T_p - \hat{T}_p}{\hat{T}_p} \right)^2 \right]^{1/2} \times 100 \quad (82)$$

onde $\hat{Q}_p$ e $\hat{T}_p$ representam o pico de descarga e seu respectivo tempo, do hidrograma calculado.

Outro modo de avaliação utilizado foi o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe, conforme proposto por Sucliffe e Nash (1970), dado pela equação,

$$ERR2 = 1 - \frac{\sum_1^m (Q_{obs} - Q_{est})^2}{\sum_1^m (Q_{est} - \bar{Q})^2} \quad (83)$$

onde Q_{obs} refere-se a vazão observada, Q_{est} a vazão calculada, e $\bar{Q}$ a vazão média calculada.

Por fim, a terceira forma de avaliação dos hidrogramas foi feita visualmente, sobrepondo o hidrograma calculado ao observado em um mesmo gráfico, podendo assim perceber se a forma de ambos eram semelhantes, avaliando-se os trechos de ascensão, pico e recessão do hidrograma resultante.

4.5.1 Modelo HU MMQ

Para o modelo do MMQ, como este não é baseado em parâmetros de uma distribuição de probabilidade como os demais, foi adotada uma técnica diferente para a obtenção de um modelo regional.

Primeiramente os HU's individuais de cada evento observado nas bacias hidrográficas, obtidos por cálculo matricial, foram agrupados em um único gráfico, gerando uma série de HU's. As ordenadas então foram agrupadas e selecionadas as suas respectivas medianas. O resultado final foi um HU médio mediano para a bacia hidrográfica, baseado nas ordenadas dos HU's individuais.

Entretanto, o HU final gerado não necessariamente tem como área o valor unitário. Foi feita uma correção das ordenadas de forma que sua área final atingisse o valor unitário utilizando a ferramenta *Solver* do Microsoft Excel. Essa correção foi realizada de forma criteriosa, visando manter ao máximo a forma do HU originalmente obtido. Como limites máximos e mínimos, foram utilizados as próprias ordenadas dos HU's originais, mantendo assim as ordenadas do HU final corrigido dentro dos limites dos valores encontrados para a bacia.

4.6 Regionalização dos HU's

Nesta etapa, os modelos utilizados para obtenção dos HU's foram estudados para a obtenção de um modelo regional que descrevesse a resposta da bacia hidrográfica a um evento chuvoso por meio do hidrograma de cheia em uma dada seção fluvial, em função das suas características físicas, morfológicas, climáticas e hidrológicas.

4.6.1 Modelos HUI-Nash e HUIG-Nash

Para a regionalização dos modelos HUI-Nash e HUIG-Nash, foi utilizada a Regressão Linear Múltipla. Para tal, foram feitos estudos de correlação entre diversas variáveis geomorfoclimáticas das bacias hidrográficas, em função dos parâmetros dos métodos utilizados dos modelos, parâmetros de forma e escala n e k respectivamente. As variáveis utilizadas foram: área da bacia hidrográfica, comprimento do canal principal, declividade média da bacia, média de altura de chuva anual na bacia, e densidade da rede de drenagem da bacia.

A avaliação das variáveis que melhor se correlacionavam às características das bacias hidrográficas foi feita por meio da análise dos resultados da RLM, quais sejam, coeficiente de determinação, variância da variável explicada, erro-padrão das estimativas; e coeficiente de determinação ajustado.

Para a análise da regressão linear múltipla deu-se preferência às equações das seguintes formas, adaptadas às variáveis envolvidas:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_p X_p + \varepsilon \quad (84)$$

$$Y = \beta_0 \cdot X_1^{\beta_1} \cdot X_2^{\beta_2} \dots X_p^{\beta_p} \cdot \varepsilon \quad (85)$$

onde Y representa os parâmetros dos modelos, n ou k; X são as variáveis geomorfoclimáticas; β coeficientes de regressão; ε são os resíduos ou erros da regressão.

Todos os cálculos e análises foram realizadas pelo *software R*. Os dados de entrada são as variáveis independentes e dependentes citadas, além dos seus logaritmos naturais, no caso da equação potencial. O modelo regional, composto por todas as estações fluviométricas integrantes das regiões homogêneas, serviram de referência para montagem dos modelos regionais subsidiários do processo de validação cruzada de *jack-knife*, os quais são elaborados retirando-se um posto por vez e verificando a aplicabilidade do modelo aos dados observados no posto retirado da análise.

O procedimento inicial foi a elaboração da matriz de correlação linear entre todas as variáveis independentes e a variável dependente, aqui nesta dissertação os parâmetros n e k dos modelos. A avaliação foi feita pelo coeficiente de correlação linear, cujo valor varia de -1 a 1, medindo a dependência linear entre duas variáveis, dado pela expressão:

$$r = \frac{\frac{\sum_{s=1}^N (x_s - \bar{x}) \cdot (y_s - \bar{y})}{N-1}}{\sqrt{\frac{\sum_{s=1}^N (x_s - \bar{x})^2}{N-1}} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{s=1}^N (y_s - \bar{y})^2}{N-1}}} \quad (86)$$

onde:

x_s = s-ésima observação da variável X;

y_s = s-ésima observação da variável Y;

N = número total de observações das variáveis X e Y;

x e y = média das observações de X e de Y, respectivamente.

Após a elaboração da matriz de correlação, selecionou-se a variável independente com maior coeficiente de correlação linear em relação à variável dependente utilizada. As variáveis

independentes que apresentaram coeficiente r superior a 0,85 foram analisadas, conforme recomendação de Naghettini e Pinto (2007), pois, conforme esses autores, variáveis colineares não fornecem novas informações, dificultando a interpretação dos coeficientes obtidos na regressão. Dessa forma uma das duas variáveis é eliminada, evitando a colinearidade.

As variáveis independentes restantes foram sendo adicionadas ao modelo uma a uma. A cada acréscimo o coeficiente de determinação da regressão R^2 era calculado. Para evitar falsos valores de R^2 pelo excesso de variáveis, eram calculados também o valor do $R^2_{ajustado}$, o qual evita que se acrescentem variáveis desnecessárias à regressão, considerando as anteriores já inseridas, obtido pela equação (87)

$$R^2_{ajustado} = 1 - \frac{N-1}{N-P} \cdot (1 - R^2) \quad (87)$$

onde,

N = número de observações disponíveis;

P = número de variáveis independentes consideradas na equação.

Outra importante análise realizada na inserção das variáveis, é o cálculo das estatísticas F_{total} e $F_{parcial}$. O cálculo de F_{total} possibilita que se avalie a capacidade do conjunto de variáveis independentes adotadas em explicar a variável dependente. O valor encontrado deve ser verificado por meio de um teste de hipóteses, modelada pela distribuição de Snedecor, a um nível de significância $\alpha=0,05$, com $N-P-1$ graus de liberdade.

Semelhante ao procedimento realizado para o coeficiente de determinação ajustado, o cálculo de $F_{parcial}$ avalia a contribuição de uma variável independente à equação de regressão múltipla. Seu cálculo é feito pela equação (88).

$$F_{parcial} = \frac{R_P^2 - R_{P-1}^2}{\frac{1 - R_{P-1}^2}{N - P - 2}} \quad (88)$$

onde,

R_P^2 = coeficiente de determinação da regressão;

R_{P-1}^2 = coeficiente de determinação da regressão antes que a nova variável fosse adicionada;

N = número de observações disponíveis.

Após o cálculo de F_{parcial} efetua-se a mesma verificação realizada para F_{total} descrita. Se o valor estiver dentro do intervalo desejável, aceita-se a hipótese de que o acréscimo da variável seja significativo ao modelo.

A última análise realizada consiste na avaliação do erro padrão da estimativa, definido pelo desvio padrão dos resíduos. Sua análise consiste em não aceitá-lo caso ultrapasse o desvio padrão da variável dependente.

4.6.2 Agrupamento de áreas homogêneas

Para o agrupamento das bacias hidrográficas foram utilizadas as técnicas de proximidade espacial e semelhança física. Primeiramente as bacias foram agrupadas conforme as macro bacias em que estão inseridas, sendo o grupo 1 pertencente à bacia do Rio São Francisco, o grupo 2 à bacia do Rio Pará e o grupo 3 à bacia do Rio das Velhas.

O segundo passo foi a análise das variáveis independentes utilizadas na regionalização dos modelos: área da bacia hidrográfica, comprimento do canal principal, declividade média da bacia, média de altura de chuva anual na bacia, densidade da rede de drenagem da bacia, em função dos parâmetros n e k das bacias hidrográficas.

Como o número de estações fluviométricas utilizadas nesse trabalho é relativamente baixo para uma divisão física de 3 regiões, a etapa seguinte foi a tentativa de agrupamento dos grupos, visando a formação de uma única região homogênea. Foi realizado o seguinte procedimento:

- 1- Partindo-se de qualquer um dos três grupos, foi feita a inserção de uma nova estação pertencente a um dos dois outros grupos;
- 2- Para o novo grupo formado pela nova inserção da estação eram calculadas as estatísticas de regressão linear: coeficiente de determinação, variância da variável explicada;
- 3- O procedimento de inserção de uma nova estação era contínuo até que algum dos dois testes da RLM não fosse satisfeito;
- 4- Repetiu-se o mesmo procedimento iniciando pelos outros dois grupos;

- 5- Ao final da análise das três tentativas foi escolhida a que obteve um maior numero de estações agrupadas.

4.6.3 Análise do desempenho do HU regional

A validação, análise da confiabilidade e robustez dos modelos regionais elaborados, foram feitas pelo processo de validação cruzada de *jack-knife*, analisando em separado cada modelo gerado pela retirada de uma das estações fluviométricas, via as equações de erro citadas no em 4.5.

Assumindo uma região com N bacias hidrográficas, delimitadas pelas estações fluviométricas, o processo de validação *jack-knife* foi realizado da seguinte forma:

- 1- Removia-se uma das estações fluviométricas do grupo inicial, definida por i ;
- 2- Calculavam-se novamente as equações regionais por meio de regressão linear para as (N-1) bacias restantes, utilizando as mesmas variáveis independentes e dependentes da equação inicial;
- 3- O modelo regional definido pelas (N-1) bacias era utilizado para estimar os parâmetros n e k para a estação i ;
- 4- O processo era feito N-1 vezes, retirando uma estação fluviométrica por vez.

Como mencionado, em todo o processo de retirada e cálculo das equações regionais foram utilizadas as mesmas variáveis explicativas do modelo para N bacias hidrográficas. Após a estimação de n e k para a estação i , foram gerados novamente os $HU'_{s_{regionais}}$ da bacia. De posse dos $HU's$ e dos $HU'_{s_{regionais}}$, foram calculados os erros entre as diferenças nas vazões estimadas ϵ .

Além dos erros, os $HU'_{s_{regionais}}$ também foram avaliados pelas funções de erro aqui denominadas por ERR1 e ERR2, propostas por Lee (1972) e Sutcliffe e Nash (1970) respectivamente.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A metodologia proposta no Capítulo 4 foi aplicada às bacias hidrográficas, definidas pelas estações fluviométricas escolhidas, pertencentes as bacias dos rios Pará, Paraopeba e das Velhas, todos afluentes do rio São Francisco no Estado de Minas Gerais.

As bacias pertencentes às sub-bacias 40 e 41, conforme designação do Serviço Geológico do Brasil (CPRM), contemplam o alto curso do rio São Francisco, a montante da Usina Hidrelétrica de Três Marias, tendo como rios principais: Rio Indaiá, Borrachudo, Samburá, Paraopeba, Pará, Lambão, Abaeté e o rio das Velhas.

A escolha dessas bacias foi pautada na grande disponibilidade de dados pluviométricos e fluviométricos, suficientes para um trabalho de geração de hidrogramas unitários em quantidades suficientes para um estudo de regionalização dos mesmos, visto serem bacias alvo de outros inúmeros estudos hidrológicos. Além disso nessas bacias já foram realizados estudos de caracterização geomorfoclimática pela CPRM, de grande valia para estudos dessa natureza.

Este capítulo encontra dividido em três grandes tópicos, referentes à aplicação da metodologia nessas bacias, aos resultados obtidos e à discussão dos mesmos. Serão apresentados da seguinte maneira: (i) obtenção e análise dos dados hidrológicos; (ii) obtenção e análise dos dados geomorfológicos e físicos; e (iii) aplicação da metodologia proposta às bacias hidrográficas selecionadas.

5.1 Seleção e análise de dados fluviométricos e pluviométricos

Neste tópico serão explicados de forma detalhada a forma como foram realizadas a compilação e análise dos dados fluviométricos e pluviométricos utilizados na metodologia aqui proposta para as bacias selecionadas.

5.1.1 Dados fluviométricos

A primeira etapa consistiu em um levantamento das características das estações, como curso de água em que está instalada, e área de drenagem. Partiu-se do banco de dados digital Hidroweb, utilizando-se como filtro de procura as estações fluviométricas pertencentes as sub-bacias 40 e 41.

De posse da listagem de todas as estações fluviométricas integrantes dessas sub-bacias, foi realizada uma filtragem por área de drenagem, selecionando-se todas que estivessem entre 500 e 5000 km². Selecionadas as estações dentro desses limites, foi então elaborado uma mapa digital GIS com a localização de todas elas, buscando assim uma maior cobertura de área possível, assim como bacias que cobrissem a maior parte possível das sub-bacias 40 e 41.

A etapa seguinte foi a análise dos dados relativos as vazões médias diárias. Esses dados foram exportados para o *Microsoft Excel*, os valores diários de vazões máximas foram colocados em colunas e analisados mês a mês para serem analisadas as quantidades de anos disponíveis, a consistência dos dados e possíveis falhas ao longo dos anos. Dessa forma, se por algum motivo, ao longo do ano foi verificado alguma inconsistência, esse ano era então descartado.

Após todas essas etapas, nenhuma das 20 estações fluviométricas pré-selecionadas foi excluída. Em parte delas foram verificadas inconsistências, mas em uma pequena proporção dos anos totais disponíveis, procedendo assim ao descarte de parte dos dados mas mantendo-se a estação, visto que a quantidade de anos aptos à aplicação da metodologia serem muito maiores que os não aptos.

As estações fluviométricas aptas à aplicação da metodologia aqui proposta são apresentadas novamente na Tabela 5.1, e suas respectivas localizações e áreas de abrangência na Figura 5.1.

Tabela 5.1: Estações Fluviométricas escolhidas

Estação	Nome	Área de Drenagem (km ²)
40032000	Fazenda Samburá	754
40037000	Fazenda da Barra	757
40060001	Tapirai Jusante	569
40080000	Taquaral	650
40150000	Carmo do Cajuru	2500
40170000	Marilândia	1040
40185000	Pari	1910
40400000	Álvaro da Silveira	1820
40500000	Martinho Campos	770
40579995	Congonhas Linigrafo	569
40710000	Belo Vale	2770
40740000	Alberto Flores	4120
40930000	Barra do Funchal	897
40975000	Fazenda São Felix	970
41050000	Major Porto	1200
41075001	Porto do Passarinho	4130
41199998	Honório Bicalho	1550
41250000	Vespasiano	709
41260000	Pinhões	3730
41340000	Ponte Raul Soares	4860

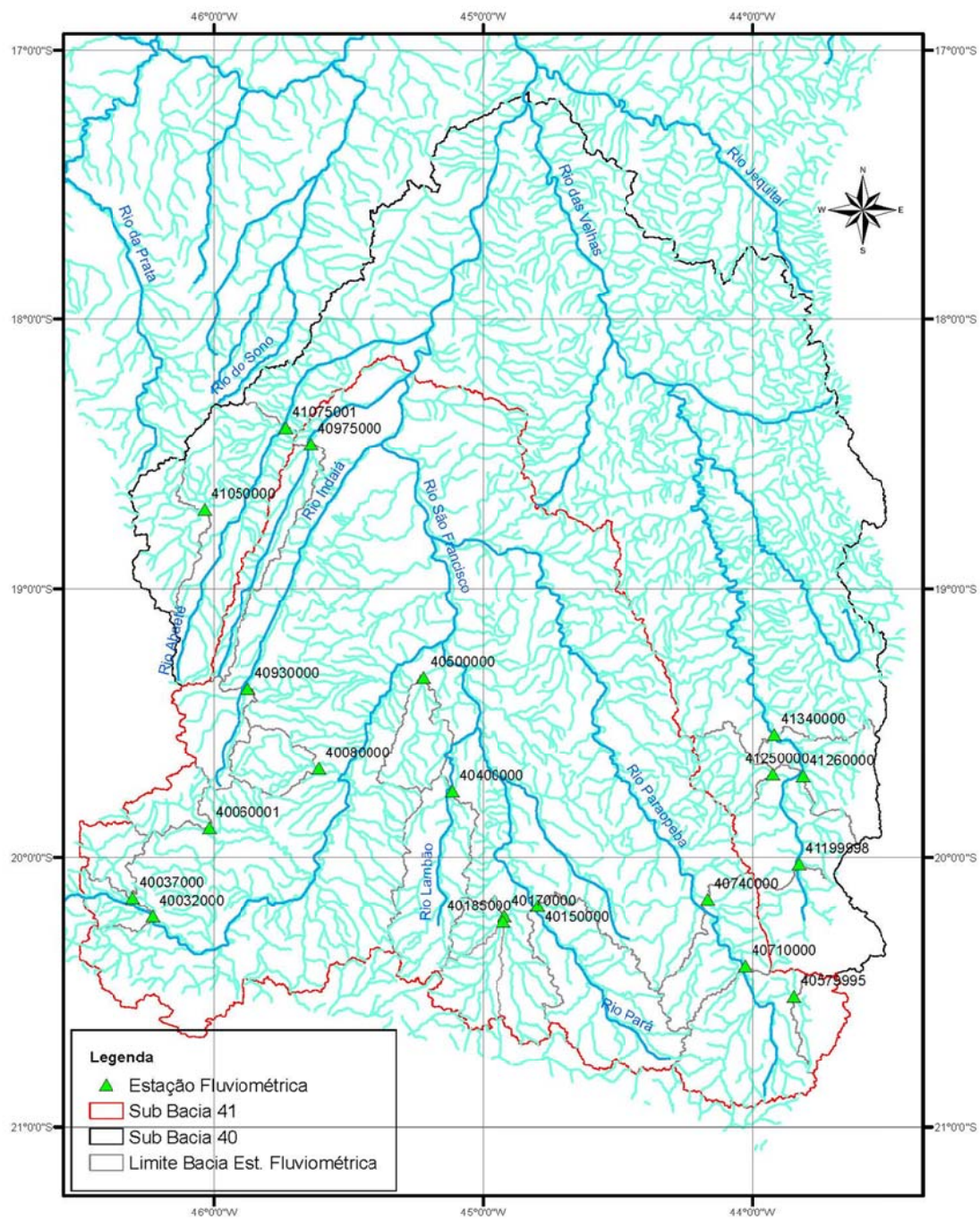


Figura 5.1: Localização e áreas de drenagem das Estações Fluviométricas selecionadas.

5.1.2 Dados pluviométricos

Os dados pluviométricos foram utilizados nesse trabalho para gerarem as ordenadas dos hietogramas de chuva efetiva, que serviram de dados de entrada para a aplicação dos modelos de geração de HU escolhidos.

A escolha da estação pluviométrica correspondente a cada estação fluviométrica, para que fossem gerados os pares de chuva efetiva e escoamento direto foi bastante difícil. Isso porque em alguns casos, percebeu-se que o pico de vazão máxima diária não correspondia ao pico de chuva observado. Esse problema foi atribuído aos dados utilizados, que no presente estudo são dados diários de chuva e vazão. Os valores do HED e HCE, quando plotados em um gráfico único, denotavam que o pico de vazão ocorria no mesmo dia que o pico de chuva, o que, em teoria, significava em um tempo de concentração menor que um dia, mostrando assim que a estação pluviométrica estava muito próxima à fluviométrica, sendo inadequada para o uso aqui pretendido.

Para a seleção da estação pluviométrica correspondente a cada estação fluviométrica selecionada, partiu-se do estudo realizado pela CPRM (2001), no qual foi realizado um trabalho para obtenção da chuva média anual nas bacias hidrográficas, de seu estudo de regionalização das curvas de permanência e curvas de regularização nas sub-bacias 40 e 41. O método utilizado foi o dos polígonos de Thiessen, aplicado às médias pluviométricas anuais das estações visando a elaboração de mapas de isoietas, sendo para isso utilizadas cerca de 157 estações pluviométricas na bacia do rio São Francisco em Minas Gerais.

Assim, o primeiro passo foi selecionar a estação pluviométrica correspondente utilizando o polígono de Thiessen elaborado por CPRM (2001). A estação pluviométrica era considerada apta à utilização se as alturas de chuvas observadas correspondiam às vazões observadas no hidrograma, com a correspondente defasagem de suas ocorrências, ou seja, se era verificado no hidrograma um pico de vazão logo após uma altura de chuva elevada. Em caso negativo a estação pluviométrica era descartada, e selecionada uma outra mais a montante na bacia hidrográfica.

Esse procedimento foi repetido para todas as estações fluviométricas. A estações pluviométricas selecionadas para comporem esse estudo são as apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Estações Pluviométricas escolhidas

Estação	Nome	Município	Responsável	Operadora
1845002	FAZENDA SÃO FÉLIX	SÃO GONÇALO DO ABAETÉ	ANA	CPRM
1845014	TIROS	TIROS	ANA	CPRM
1943049	PONTE RAUL SOARES	LAGOA SANTA	ANA	CPRM
1945002	BARRA DO FUNCHAL	SERRA DA SAUDADE	ANA	CPRM
1945004	ALVARO DA SIVERIA	BOM DESPACHO	ANA	CPRM
1945030	MARTINHO CAMPOS	MARTINHO CAMPOS	ANA	CPRM
1945037	TAQUARAL	LUZ	ANA	CPRM
1946000	TAPIRAÍ - JUSANTE	TAPIRAÍ	ANA	CPRM
1946009	SÃO GOTARDO	SÃO GOTARDO	ANA	CPRM
1946011	TAPIRA	TAPIRA	ANA	CPRM
2043005	CONSELHEIRO LAFAIETE	CONSELHEIRO LAFAIETE	ANA	CPRM
2043013	CONGONHAS - LINIGRAFO	CONGONHAS	ANA	CPRM
2043060	ITABIRITO	ITABIRITO	ANA	CPRM
2044003	CARMO DO CAJURU	CARMO DO CAJURU	ANA	CPRM
2045005	LAMOUNIER	ITAPECERICA	ANA	CPRM
2046025	FAZENDA SAMBURÁ	SÃO ROQUE DE MINAS	ANA	CPRM
02044007	ENTRE RIOS DE MINAS	ENTRE RIOS DE MINAS	ANA	CPRM
1845002	FAZENDA SÃO FÉLIX	SÃO GONÇALO DO ABAETÉ	ANA	CPRM
1845014	TIROS	TIROS	ANA	CPRM
1943049	PONTE RAUL SOARES	LAGOA SANTA	ANA	CPRM

5.2 Obtenção das características físicas, morfológicas e hidrológicas

As características geomorfológicas das bacias hidrográficas foram aqui obtidas de três formas:

i) através dos estudos realizados por CPRM (2001); ii) através dos resultados da dissertação elaborada por Silva (2006); iii) de forma automática pelo uso do software ArcGis. Os tópicos a seguir explicam como foram os procedimentos.

5.2.1 Índices físicos

Dentre as características físicas das bacias estudadas, foram obtidos os seguintes índices físicos: área da bacia, perímetro da bacia, altitudes máxima e mínima da bacia, comprimento total da rede de canais, número de canais, comprimento do rio principal, declividade média do rio principal e comprimento do canal com maior ordem de Horton.

As áreas de drenagem das estações fluviométricas foram extraídas de CPRM (2001). Foram obtidas através do inventário da ANEEL, dos Boletins Fluviométricos, também publicados pela ANEEL e do relatório do Projeto de Consistência de Dados Fluviométricos da Bacia do

São Francisco, executado pela CPRM. As áreas de drenagem foram revisadas com a plotagem das estações e a respectiva delimitação das bacias em mapas na escala 1:250.000.

Os perfis longitudinais foram também extraídos de CPRM (2001). A metodologia utilizada foi a utilização de mapas do IBGE em escalas 1:100.000 e 1:50.000, utilizando o curvímeter, de acordo com a disponibilidade das cartas na região. Os perfis longitudinais da sub-bacia 40 são originários da publicação CPRM, 1996. De posse dos perfis, determinou-se o comprimento do trecho entre nascente do rio e cada estação fluviométrica, assim como as declividades dos canais.

As áreas de drenagem e os comprimento dos canais também foram obtidas por imagens de satélite DEM pelo software ArcGis. Tornaram-se importantes fatores de comparação na obtenção dos dados geomorfológicos, uma vez que através desses parâmetros foi possível aferir se as regiões delimitadas pelo *plug-in* TauDem estavam de acordo com o indicado por CPRM e conforme dados disponibilizados no portal Hidroweb da ANA.

5.2.2 Extração de dados geomorfológicos

Com as novas tecnologias associadas a hidrologia, como o caso de *softwares* e imagens de satélite com grande definição, foi possível extrair de forma rápida e automática uma grande quantidade de dados, cuja obtenção seria próximo do inviável quando considerado com praticas manuais utilizando cartas topográficas, em especial no que se refere à escala associada ou hipóteses e metodologia no cálculo de áreas, declividades e extensão de redes de drenagem.

Nesta dissertação foi utilizado o Modelo Digital de Elevação (MDE), do projeto Topodata Banco de Dados Geomorfométricos do Brasil) do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), elaborado a partir de dados SRTM disponibilizados pelo USGS na rede mundial de computadores, com espaçamento de 30 m, conforme detalhamento fornecido pelo INPE mostrado a seguir.

A Missão Topográfica Radar Shuttle (SRTM), refere-se a uma missão espacial realizada pela *National Aeronautics and Space Administration* (NASA) para obter um modelo digital do terreno da Terra visando gerar uma base completa de cartas topográficas digitais terrestres de

alta resolução. A resolução espacial das células nos dados fonte é de 1 arco-segundos 1" (~30m), mas apenas sobre os Estados Unidos da América; para o resto do mundo, é de 3 arco-segundos 3" (~90m).

O INPE então lançou em 2008 o projeto Topodata. Os dados foram disponibilizados em formatos correspondentes às etapas de processamento dos dados SRTM: preenchimento de falhas, refinamento, derivação e pós-processamento, de acordo com o fluxograma da Figura 5.2 e explanação retiradas do sitio da *Internet* do projeto.

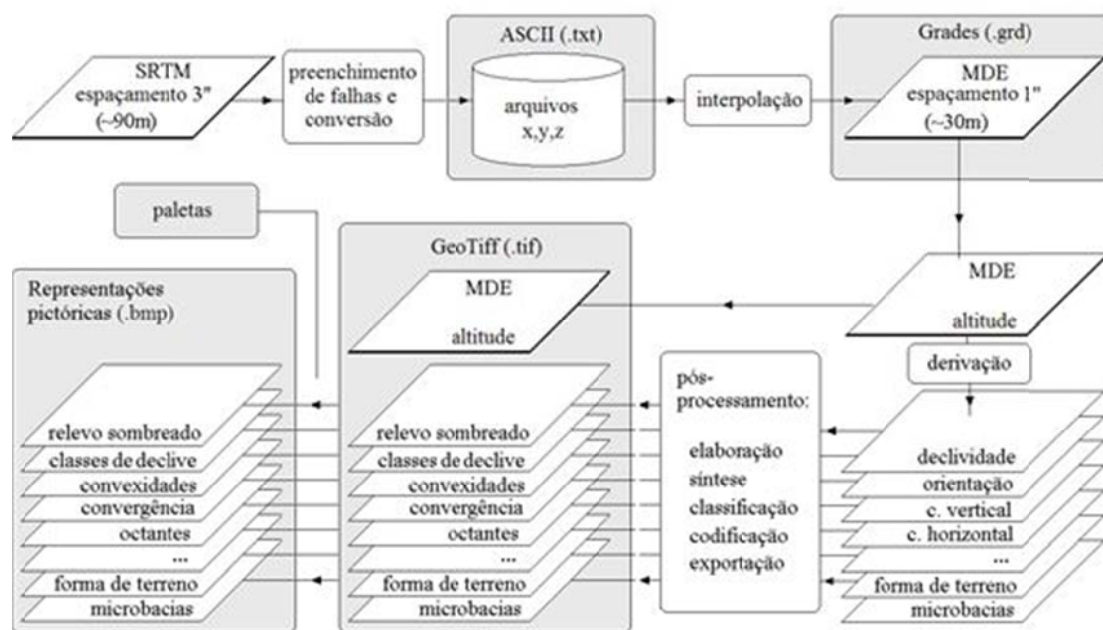


Figura 5.2: Conjuntos de arquivos do TOPODATA produzidos ao longo do processamento dos dados SRTM.

Fonte INPE.

Após o preenchimento de falhas dos dados originais SRTM, estes foram convertidos em arquivos ASCII (.txt) estruturados em colunas x,y,z, que constituem um primeiro conjunto de dados, ainda com espaçamento (resolução) de 3 arco-segundos. Desse arquivo foram interpoladas as grades de altitude, em um Modelo Digital de Elevação refinado então para 1 arco-segundo, sob formato de Surfer grid (.grd). Um terceiro conjunto de arquivos, disponibilizado em formato GeoTiff (.tif), contém esse MDE refinado e suas derivações (variáveis) geomorfológicas locais, algumas das quais classificadas em intervalos ou combinações de interesse. Estes mesmos planos de informação foram preparados sob representações pictóricas não georreferenciadas, num quarto conjunto de arquivos (.bmp),

para rápida visualização em editores comuns. Além dos arquivos de dados associados a cada folha (ou quadricula), paletas correspondentes aos esquemas de cores usados nestas representações foram também disponibilizadas para facilitar sua visualização em diferentes programas de SIG.

A partir das MDE disponíveis da região da bacia do alto curso do rio São Francisco, foi utilizado o software ArcGis versão 10.1 juntamente com o plug-in TauDem versão 5.1, para o delineamento das áreas e redes de drenagem das bacias hidrográficas, assim como para a composição da classificação dos canais conforme ordenação de Horton. O procedimento utilizado foi o indicado pelos desenvolvedores, conforme Tarboton e Mohammed (2013).

Na Tabela 5.3 são sintetizados os parâmetros físicos das bacias hidrográficas e dos canais fluviais obtidos.

Tabela 5.3: Parâmetros físicos obtidos

Estação	A _B	L _T	P _B	N _C	L _{RP}	I _{RP}
	(km ²)	(km)	(km)		(km)	(m/m)
40032000	754	1186,9	183,5	1087	60,9	0,00640
40037000	757	1309,9	156,1	1232	66,8	0,01009
40060001	569	977,1	153,1	912	48,9	0,01010
40080000	650	1025,9	151,9	690	61,2	0,00570
40150000	2500	4305,4	338,5	4383	112,1	0,00371
40170000	1040	1608,0	205,8	1429	62,6	0,00527
40185000	1910	3109,1	289,1	2949	74,9	0,00431
40400000	1820	2696,2	277,9	2202	109,2	0,00309
40500000	770	770,9	147,7	467	58,4	0,00337
40579995	569	885,7	132,5	972	39,8	0,00499
40710000	2770	5225,5	287,2	5695	90,2	0,00329
40740000	4120	7359,9	383,4	7998	149,6	0,00238
40930000	897	1590,2	187,7	1498	52,2	0,00724
40975000	970	1561,4	302,2	1395	125,0	0,00271
41050000	1200	2236,7	221,0	2920	60,8	0,00559
41075001	4130	7948,6	404,4	10483	153,5	0,00314
41199998	1550	4105,9	206,2	5889	86,5	0,00780
41250000	709	1888,3	150,7	2782	58,2	0,00539
41260000	3730	9205,5	399,7	13064	144,0	0,00513
41340000	4860	12084,4	471,1	16882	17,4	0,04714

A_D: área de drenagem da bacia

L_T: Comprimento total da rede de canais

P_B: Perímetro da bacia

N_C: Número de canais

L_{RP}: Comprimento do rio principal

I_{RP}: Declividade do rio principal

De posse das características físicas das bacias hidrográficas procedeu-se à segunda parte para a obtenção dos dados geomorfológicos dos modelos. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Parâmetros geomorfológicos obtidos

Estação	O _B	R _A	R _L	R _B	L _Ω (km)
40032000	6	1,999	1,442	1,803	31,1
40037000	6	1,971	1,500	1,895	3,4
40060001	6	1,970	1,427	1,788	30,5
40080000	6	2,128	1,533	1,987	5,1
40150000	7	1,885	1,466	1,885	56,3
40170000	6	2,065	1,464	1,897	34,9
40185000	7	2,248	1,499	2,031	5,8
40400000	7	2,055	1,524	1,959	36,9
40500000	5	1,781	1,428	1,781	40,4
40579995	6	2,083	1,497	2,003	6,4
40710000	8	1,953	1,463	1,953	26,7
40740000	8	1,937	1,491	1,937	86,2
40930000	7	1,967	1,466	1,927	0,7
40975000	5	1,887	1,597	1,946	93,9
41050000	7	2,139	1,467	1,941	1,9
41075001	7	1,956	1,500	1,956	67,0
41199998	7	1,993	1,484	1,929	23,5
41250000	7	2,180	1,523	1,973	17,1
41260000	8	1,920	1,483	1,920	5,8
41340000	8	1,995	1,528	1,995	46,8

O_B: ordem da bacia

R_A: Relação entre as áreas médias

R_L: Relação entre o comprimento médio dos canais

R_B: Relação de bifurcação

L_Ω: Comprimento do rio de maior ordem

5.3 Aplicação da metodologia de obtenção dos HU's

Neste tópico são descritos os resultados da aplicação da metodologia proposta para obtenção de HU's nas bacias hidrográficas escolhidas. Na sequência são analisados sua aplicabilidade e robustez.

5.3.1 Obtenção dos HED's e HCE's

A primeira etapa na obtenção dos HU's consistiu na separação do escoamento base para a geração dos hidrogramas de escoamento direto e separação das abstrações de chuva para os hietogramas de chuva efetiva.

Como mostrado na Tabela 7 do tópico 4.3 primeiramente foram separados os eventos representativos de cada estação fluviométrica, referentes as vazões máximas observadas em cada ano de registro disponível.

Na sequência foi utilizado o *software* HYSEP para obtenção do primeiro escoamento base para cada hidrograma de vazões dos eventos. Logo em seguida para a construção do HED final, foi utilizada a técnica do traçado da linha ABC no hidrograma.

O ultimo passo foi a obtenção do hietograma de chuva efetiva. Foi utilizada a técnica do Índice-Ø. Nessa técnica, os volumes de abstrações de alturas de precipitações obtidos são proporcionais ao volume de escoamento direto. Sendo uma técnica trabalhada de forma empírica, ideal para bacias com pouco ou nenhum monitoramento.

Finalmente foram plotados em uma mesmo gráfico o HED's e HCE de cada evento representativo. Foram gerados 287 gráficos dessa maneira, identificando os volumes de escoamento direto e as respectivas alturas de chuva efetiva, em função do tempo. Devido a enorme quantidade de dados gerados, são apresentados no Anexo 1 apenas um gráfico representativo de cada estação.

5.3.2 Aplicação dos modelos de geração de HU

De posse dos HED's e HCE's de todos os eventos, procedeu-se à aplicação dos métodos de obtenção dos hidrogramas unitários aqui propostos. Os três métodos foram aplicados a todos os eventos representativos, e na sequência foram também aplicados a dois outros eventos em cada bacia hidrográfica como forma de validação e aferição da robustez dos métodos, conforme tópicos a seguir.

5.3.2.1 Modelo HUI-Nash

Para a aplicação do modelo HUI-Nash, aplicou-se a metodologia descrita no tópico 4.5. Os momentos de primeira e segunda ordem foram calculados para todas as 20 bacias hidrográficas, e na sequência foram calculadas as respectivas médias. Os resultados são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Média dos momentos de primeira e segunda ordem obtidos

Estação	MI ₁	MQ ₁	MI ₂	MQ ₂
40032000	62,18	101,31	4943,29	11825,35
40037000	63,46	120,44	5721,06	18267,87
40060001	127,65	169,73	25774,68	40358,24
40080000	109,00	212,57	19155,05	55722,84
40150000	58,35	118,62	5168,55	18054,03
40170000	47,82	96,29	3286,78	11852,99
40185000	39,38	86,70	2097,03	8968,29
40400000	92,68	183,78	16080,24	44495,40
40500000	76,9	180,74	11316,51	45289,44
40579995	126,36	226,71	26099,99	70775,69
40710000	22,66	80,13	805,15	8092,65
40740000	41,76	79,92	2526,08	8266,32
40930000	121,87	184,74	24382,45	47271,82
40975000	50,00	83,90	3738,17	8696,18
41050000	52,50	98,25	3614,80	11628,82
41075001	128,79	174,86	25996,14	44321,85
41199998	60,89	91,09	5153,33	10374,68
41250000	86,35	184,66	11554,71	39259,20
41260000	53,89	108,51	4337,19	15420,77
41340000	96,49	161,28	16687,29	36298,15

MI₁: Momento de primeira ordem do HCE

MQ₁: Momento de primeira ordem do HED

MI₂: Momento de segunda ordem do HCE

MQ₂: Momento de segunda ordem do HED

A segunda etapa foi a obtenção dos parâmetros k e n dos modelos, os resultados são mostrados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Parâmetros k e n do modelo HUI-Nash.

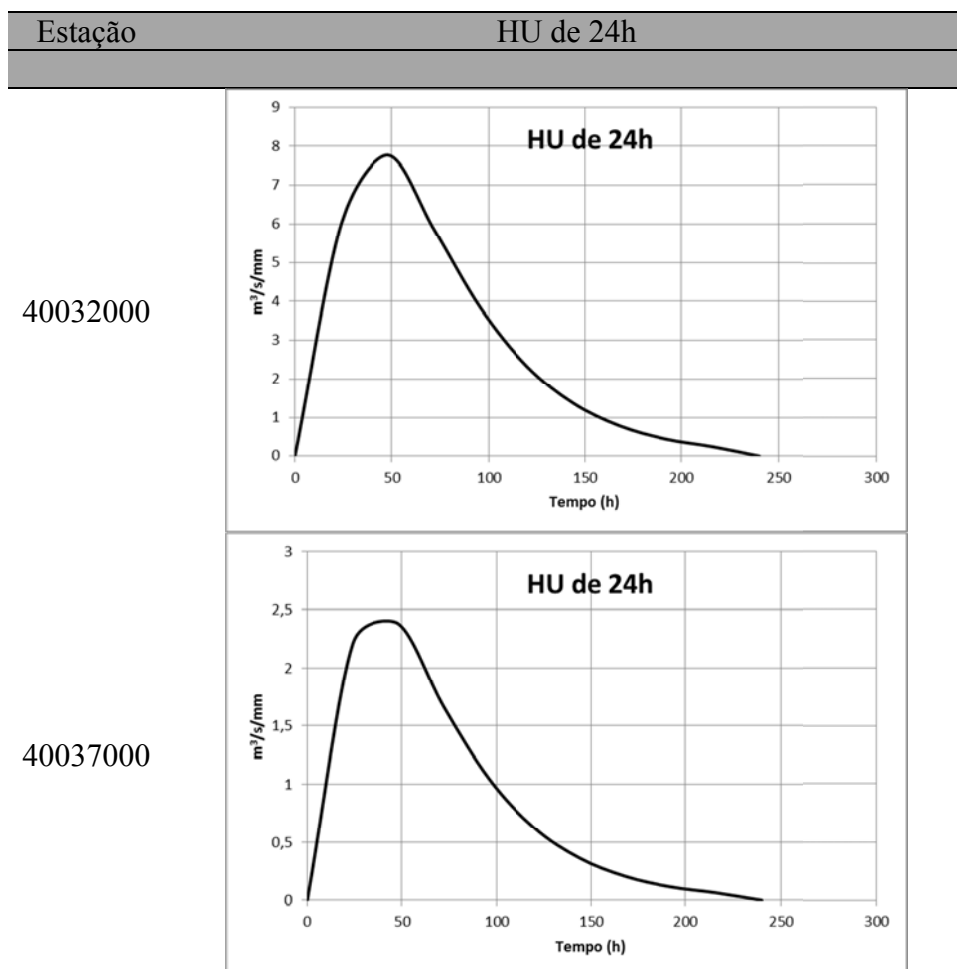
Estação	k	n
40032000	34,93	1,76
40037000	36,30	1,57
40060001	46,33	1,23
40080000	31,50	1,92
40150000	36,81	1,64
40170000	32,61	1,49
40185000	19,12	2,48
40400000	35,45	2,57
40500000	69,30	1,50
40579995	92,13	1,09
40710000	28,05	3,38
40740000	29,74	1,24
40930000	57,47	1,09
40975000	12,37	2,72

41050000	18,28	4,27
41075001	51,16	1,48
41199998	20,94	1,44
41250000	19,11	5,41
41260000	40,80	1,31
41340000	44,94	1,44

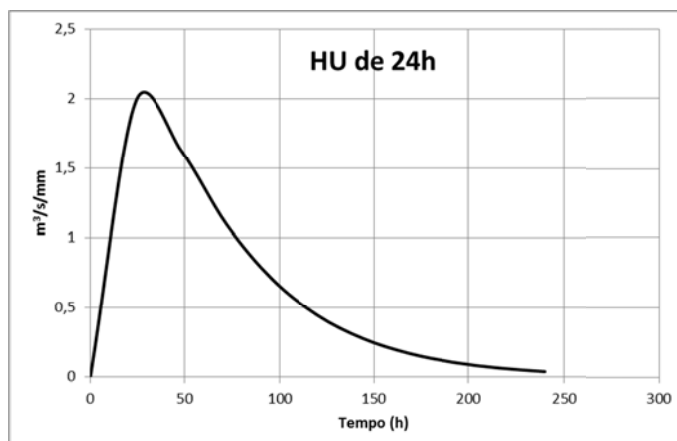
k: coeficiente de armazenamento

n: numero de reservatórios lineares

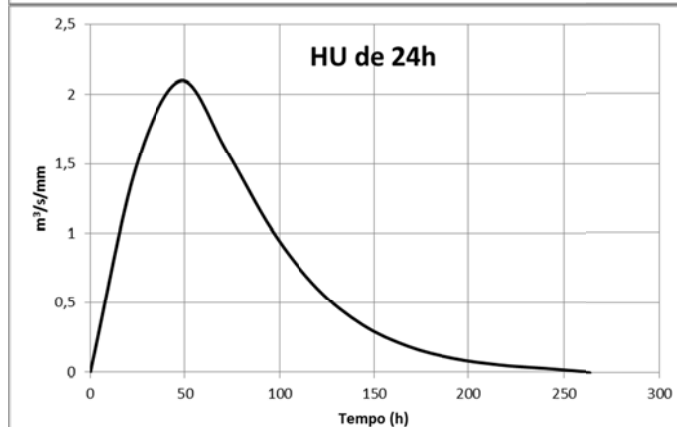
De posse dos valores dos parâmetros de forma e escala foram então gerados os hidrogramas unitários instantâneos baseados na FDP Gama, conforme pressuposto do modelo de HUI-Nash. Foi gerado um HUI's para cada uma das 20 bacias hidrográficas, e na sequência usada a técnica da Curva S para defasá-los para HUs de 24h. Os HU's resultantes das bacias são mostrados na Figura 5.3 a seguir.



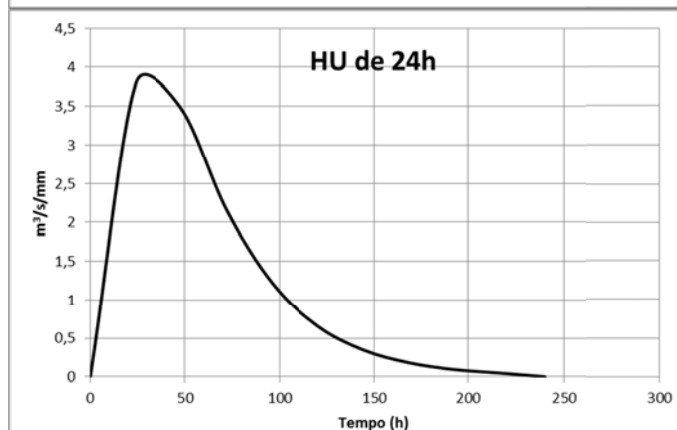
40060001



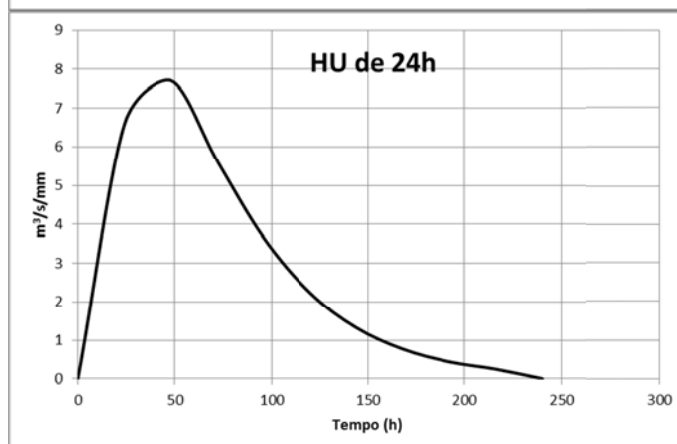
40080000



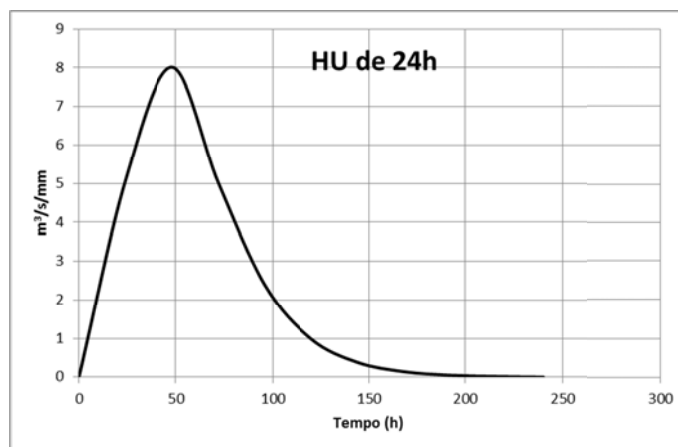
40150000



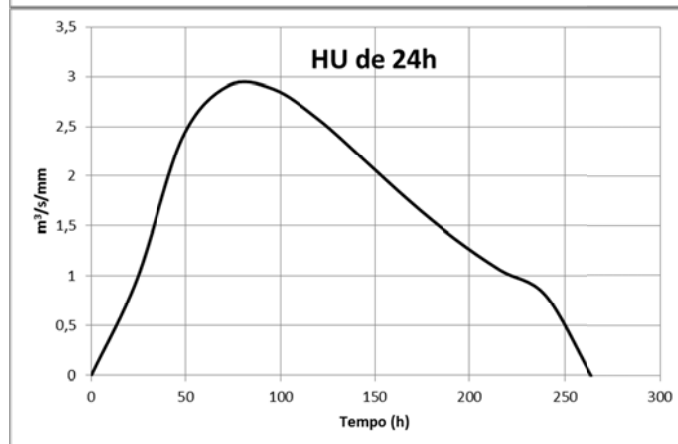
40170000



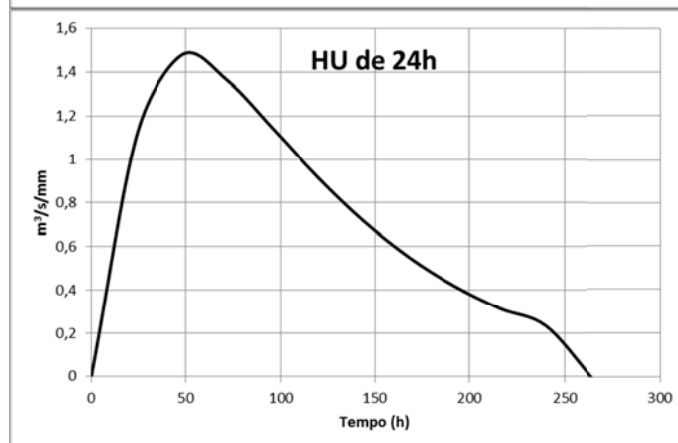
40185000



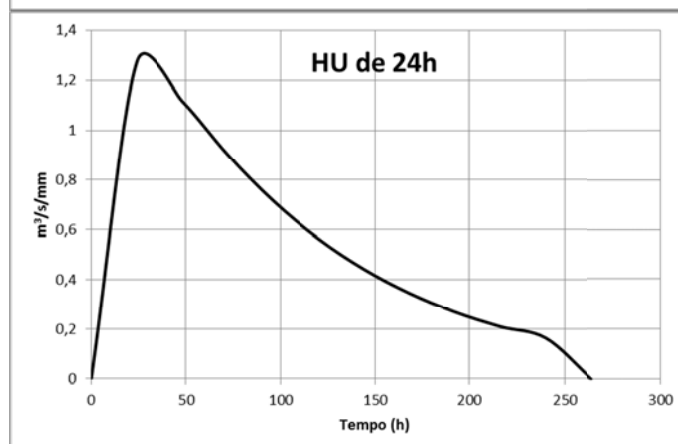
40400000



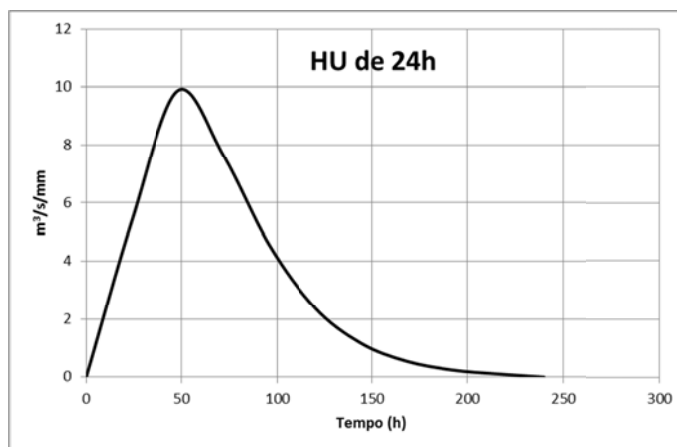
40500000



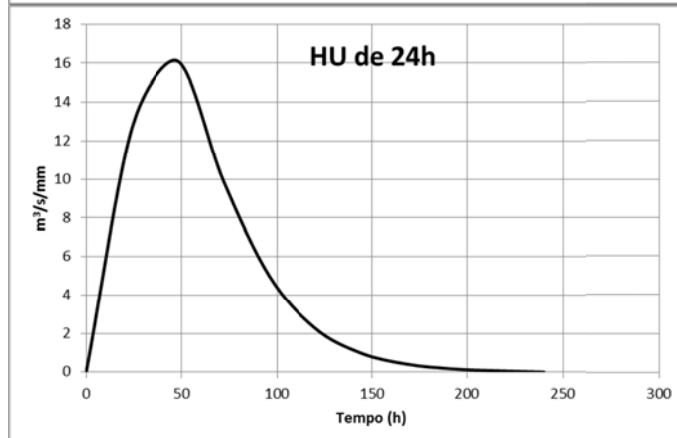
40579995



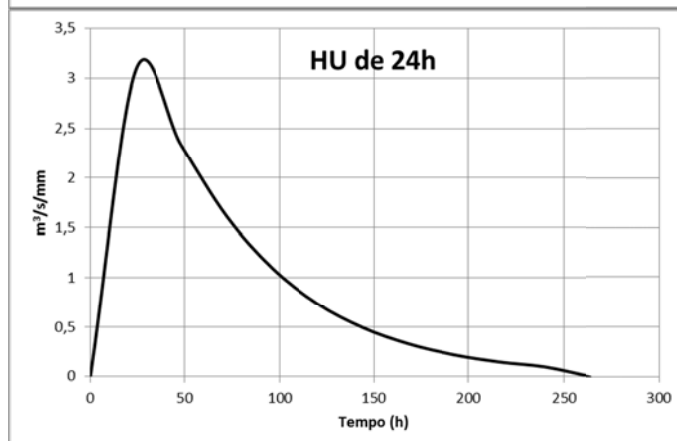
40710000



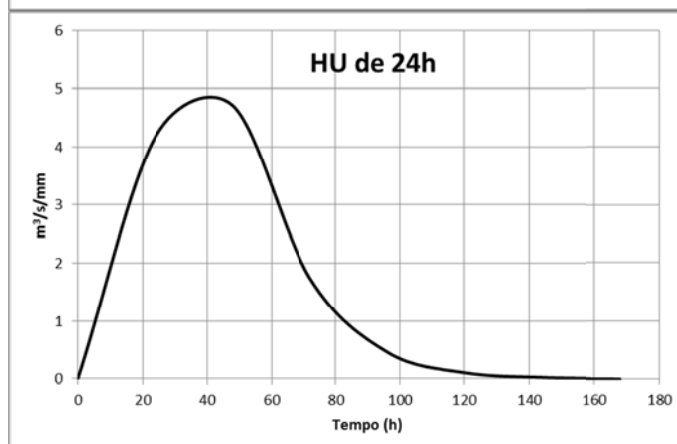
40740000



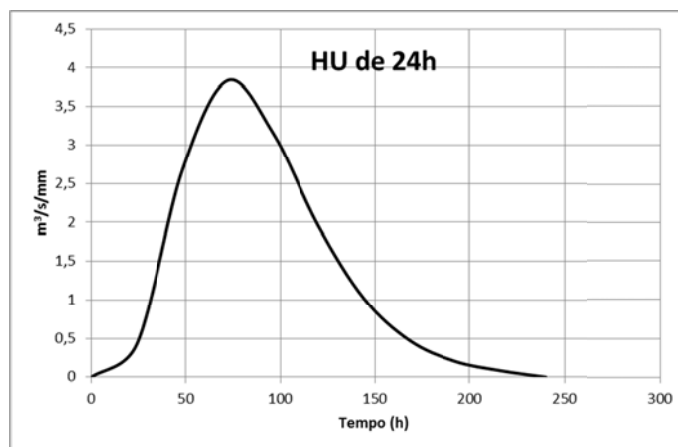
40930000



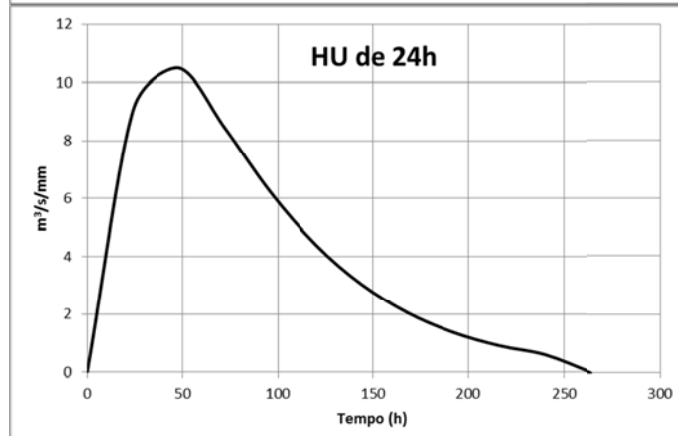
40975000



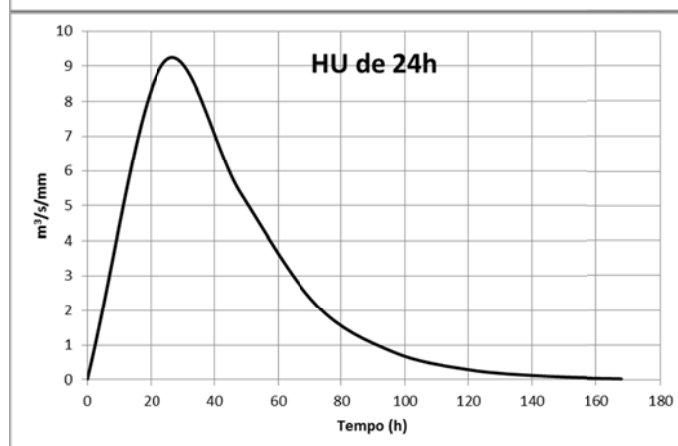
41050000



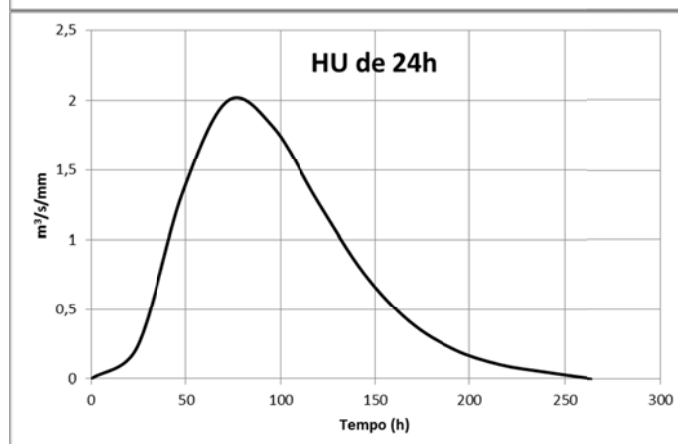
41075001



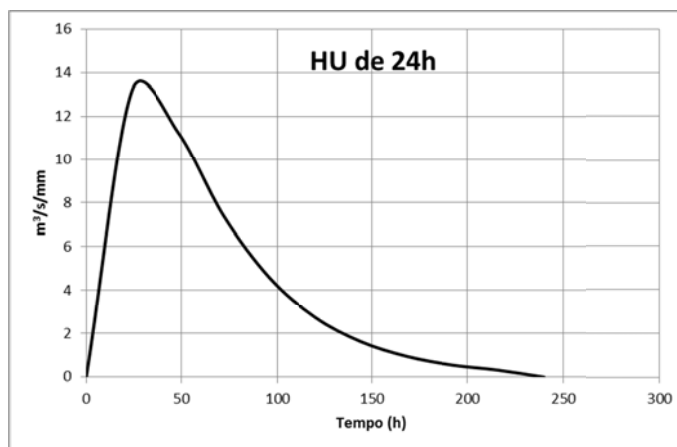
41199998



41250000



41260000



41340000

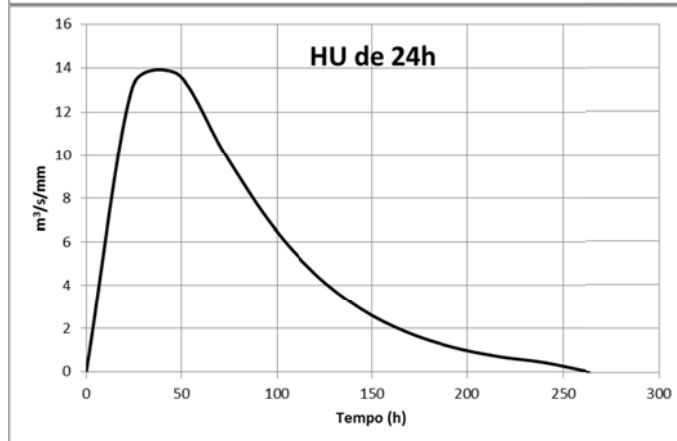


Figura 5.3: HU's Nash de 24h

Como pode ser observado pela Figura 5.3, os HUs gerados para as bacias hidrográficas apresentam formas distintas entre si. Alguns de forma mais acentuada quando analisado em relação à vazão de pico e seu tempo de ocorrência, outros com a fase da recessão após o pico mais alongada.

Essas diferentes formas estão ligadas diretamente a dois fatores quando analisado o modelo HUI-Nash, aos dados pluvio-fluviométricos e as características geomorfológicas das bacias. É fácil perceber a ligação direta aos dados hidrológicos, pois são dados diretos de entrada, os HED e HCE, pela própria modulação da construção dos HUs. Apresentando assim maiores picos quanto maiores são as vazões observadas, e consequentemente os volumes dos hidrogramas e intensidades de chuva efetiva.

Entretanto, o modelo como é construído os HUs em relação a parte geomorfológica deve ser analisada de forma mais profundada. Conforme demonstrado em Nash (1957), os parâmetros obtidos k e n se correlacionam diretamente à forma do hidrograma. O fator nk está

relacionado diretamente aos hidrogramas, representando a diferença do tempo entre os centroides dos HED e HCE.

Além dessa correlação direta já mencionada, vale mostrar como os próprios parâmetros tendem a moldar a forma dos HUs pelas suas magnitudes. Para mostrar esse comportamento foi montada a Figura 5.4. Nela, em (a) é mostrado como a forma do HU pode variar em relação ao parâmetro n e em (b) em relação a k .

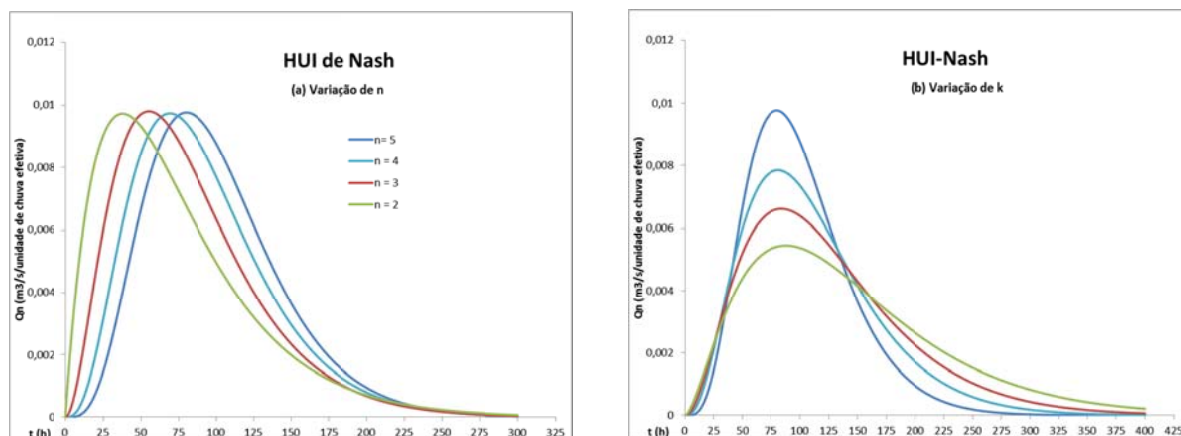


Figura 5.4: Variação dos parâmetros k e n .

Pela figura é possível perceber como o parâmetro de forma n , que representa o número de reservatórios, exerce uma maior influência sobre a translação da curva sobre o eixo dos x , representado pelo tempo. E como o parâmetro de escala k , que representa o coeficiente de armazenamento, exerce maior influência sobre o pico da curva, ou seja, sua alteração faz com que a curva tenha maior modificação no eixo dos y , que indica as ordenadas do HU.

Tais afirmações são de crucial importância para tentar entender o comportamento das bacias pelos parâmetros obtidos e suas características geomorfológicas. Como exposto em CPRM (2001), a forma de uma bacia hidrográfica também tem um papel crucial no seu comportamento hidrológico, pois bacias de forma circular apresentam uma tendência para maiores cheias.

Sob tal perspectiva, foram obtidos de CPRM (2001) os índices de forma das bacias hidrográficas, representados por k_c , R_e e R_{ci} conforme descrição a seguir.

Coeficiente de forma ou índice de Gravelius, k_c , é a relação entre o perímetro da bacia hidrográfica e a circunferência de um círculo com a mesma área da bacia. O valor do coeficiente é igual a 1 para uma bacia circular e 1,128 para uma bacia quadrada, e quando for maior que 1,128 indica uma bacia comprida.

$$k_c = 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (89)$$

onde P é o perímetro da bacia (km) e A é a área de drenagem da bacia (km²).

Razão de alongação de Schumm, R_e , é a relação entre o diâmetro de um círculo que possui a mesma área da bacia hidrográfica e o comprimento máximo da bacia. Este coeficiente varia entre 1 para as bacias planas e 0,6 para as bacias com relevo pronunciado.

$$R_e = 1,128 \cdot \frac{\sqrt{A}}{L_m} \quad (90)$$

onde L_m é o comprimento da bacia (km) e A é a área de drenagem (km²).

E a razão de circularidade, R_{ci} , é a relação entre a área da bacia e a do círculo cuja a circunferência é igual ao perímetro da bacia. Seu valor é igual a 1 para bacia circular e 0,785 para bacia quadrada.

$$R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2} \quad (91)$$

onde P é o perímetro da bacia (km) e A é a área de drenagem da bacia (km²).

Os valores para os três índices das bacias hidrográficas são mostrados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Índices de forma

Estação	K_c	R_e	R_{ci}
40032000	1,62	0,49	0,38
40037000	1,40	0,43	0,50
40060001	1,51	0,57	0,43
40080000	1,34	0,51	0,55
40150000	1,60	0,47	0,39
40170000	1,51	0,70	0,43
40185000	1,61	0,72	0,38
40400000	1,60	0,32	0,38
40500000	1,37	0,56	0,53
40579995	1,41	0,65	0,50
40710000	1,28	0,50	0,60
40740000	1,49	0,38	0,44

40930000	1,46	0,57	0,46
40975000	2,28	0,25	0,19
41050000	1,54	0,65	0,41
41075001	1,40	0,37	0,50
41199998	1,41	0,53	0,50
41250000	1,4	0,53	0,51
41260000	1,72	0,44	0,33
41340000	1,78	0,39	0,31

De posse dos valores dos índices de forma, foi feita uma análise dos mesmos entre sua correlação com os parâmetros k e n através de RLM. Dentre os três índices de forma utilizados, somente o índice R_e obteve valores expressivos de correlação, obtendo-se um coeficiente de determinação R^2 de 0,60 para k e 0,65 para n . Para k_c não superou 0,35 e R_{ci} 0,18.

O resultado obtido para o índice R_e é uma constatação da afirmação sobre a importância das características geomorfológicas das bacias hidrográficas e como as mesmas estão diretamente ligadas a forma do HU da bacia. Esse índice avalia a bacia em relação ao seu relevo. Dessa forma, para as bacias estudadas, pode-se afirmar que conforme a variação do seu relevo, mais ou menos pronunciado, os parâmetros k e n também sofrerão modificações proporcionais. Constatando-se assim a relação entre tais parâmetros empíricos do modelo e as características geomorfológicas das bacias.

5.3.2.2 Modelo HUIG-Nash

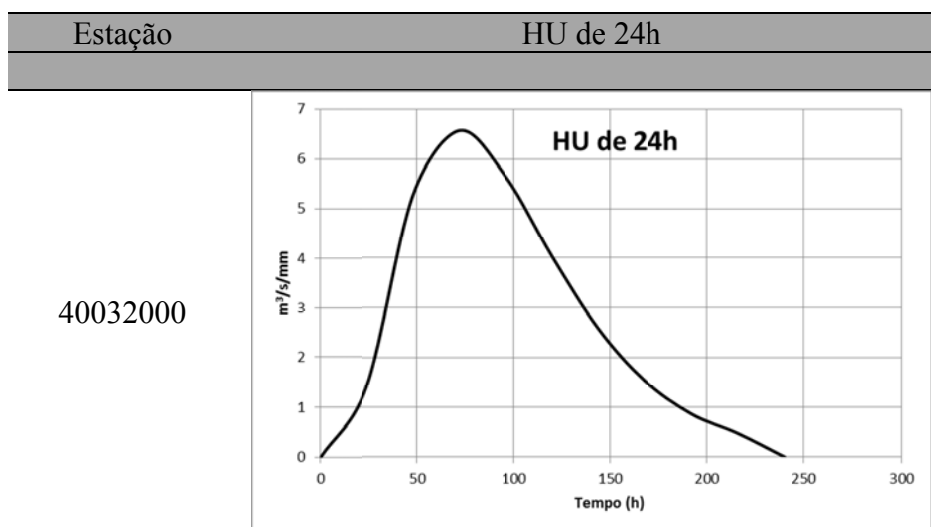
O segundo modelo utilizado, o hidrograma unitário geomorfológico de Nash, foi também aplicado às bacias em estudo. Assim como o modelo original de HUI-Nash, ele baseia-se na teoria dos reservatórios lineares, sendo descrito pela FDP Gama de dois parâmetros, k e n . Entretanto, a sua forma de obtenção é diferente, baseada em características geomorfológicas, dos parâmetros obtidos anteriormente R_A , R_B , e R_L . Dessa forma, a metodologia já exposta em 4.5 foi aplicada e obtidos os parâmetros necessários ao modelo, apresentados na Tabela 5.8 a seguir. O HU's gerados são apresentados na Figura 5.5.

Tabela 5.8: Parâmetros k e n modelo HUIG-Nash.

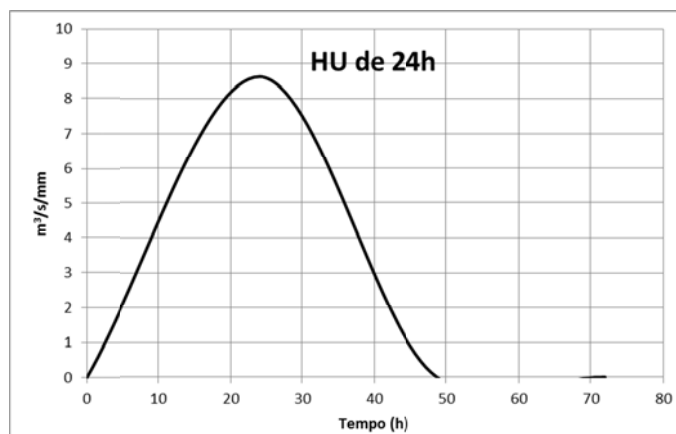
Estação	k	n
40032000	27,47	3,11
40037000	2,86	3,28
40060001	25,76	3,13
40080000	4,29	3,21
40150000	58,05	3,38
40170000	32,38	3,12
40185000	5,92	3,13
40400000	36,01	3,26
40500000	33,90	3,37
40579995	5,12	3,28
40710000	28,05	3,38
40740000	95,65	3,38
40930000	45,25	3,33
40975000	77,25	3,48
41050000	1,80	3,13
41075001	74,66	3,38
41199998	22,81	3,30
41250000	14,53	3,13
41260000	6,38	3,38
41340000	53,39	3,39

k: coeficiente de armazenamento

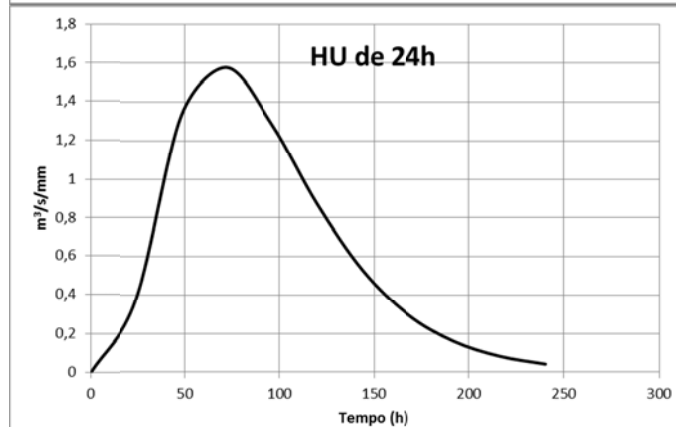
n: numero de reservatórios lineares



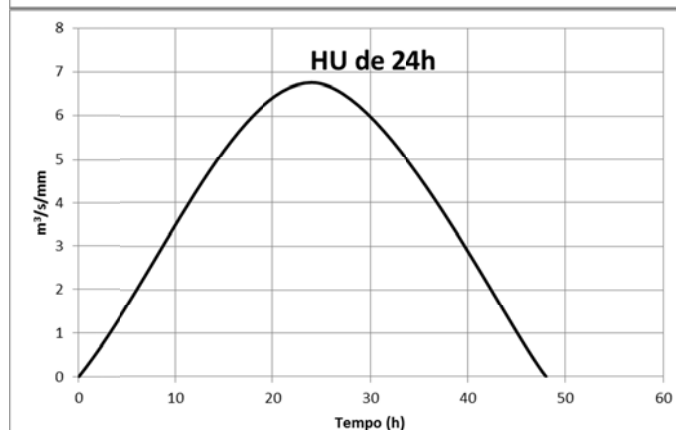
40037000



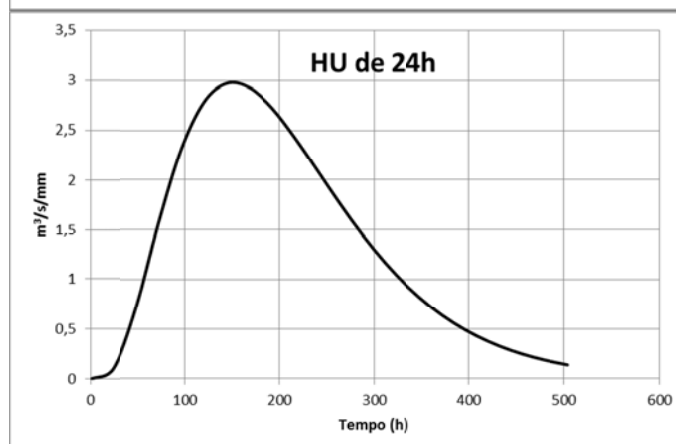
40060001



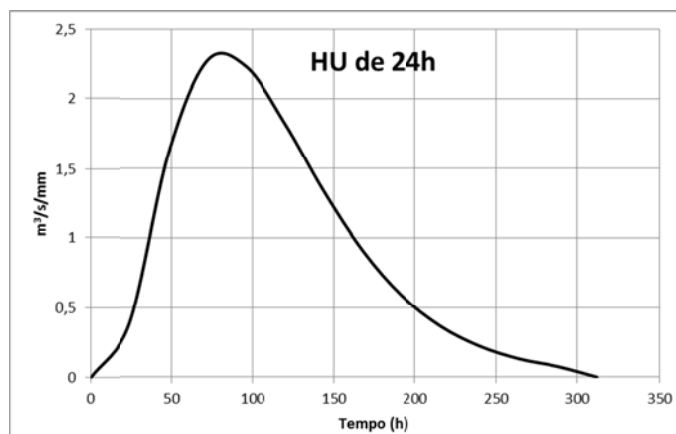
40080000



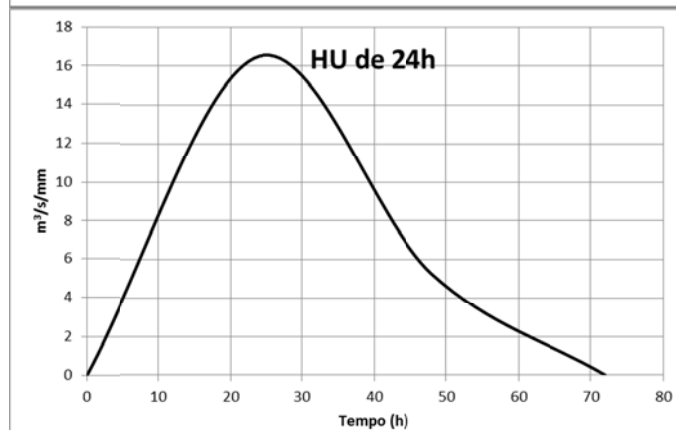
40150000



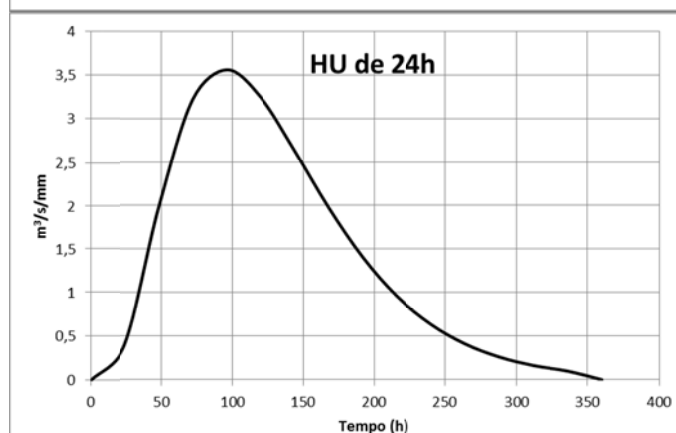
40170000



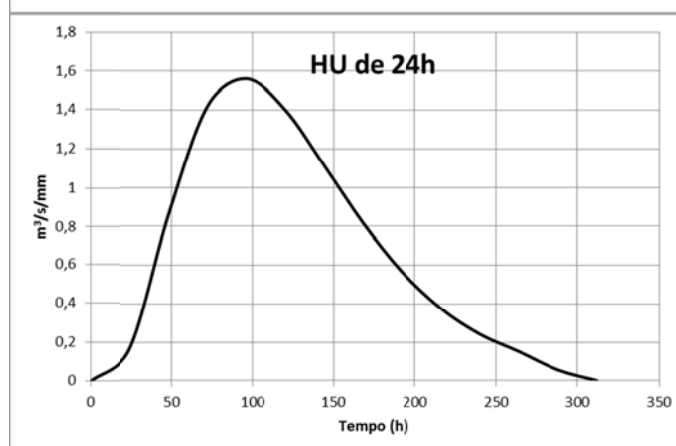
40185000



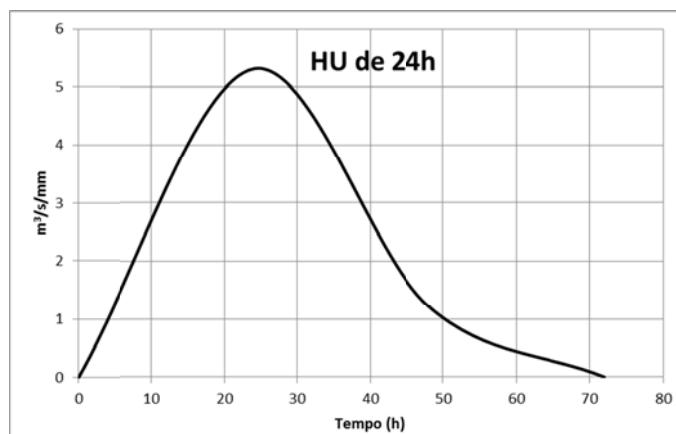
40400000



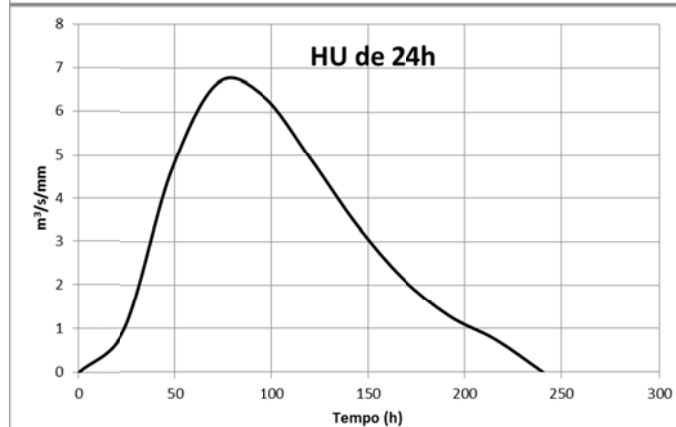
40500000



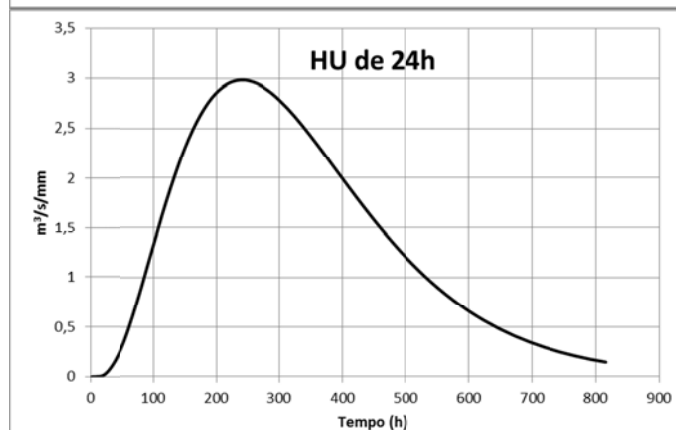
40579995



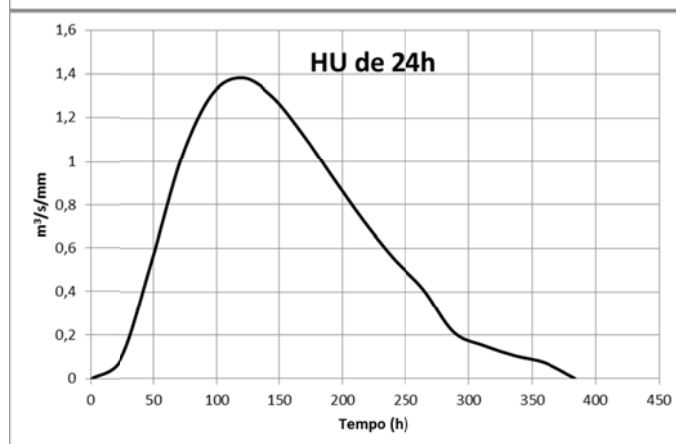
40710000



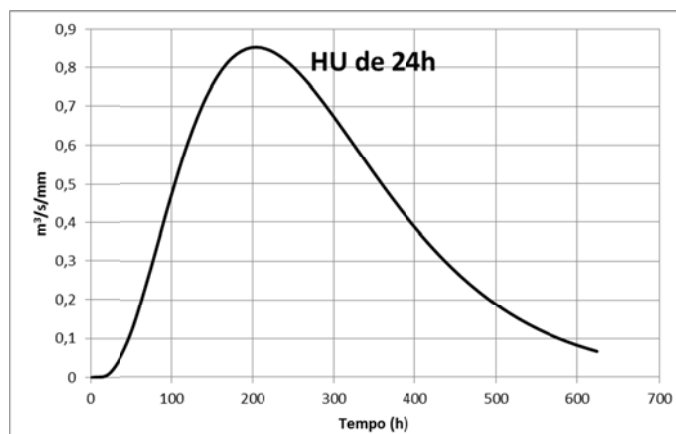
40740000



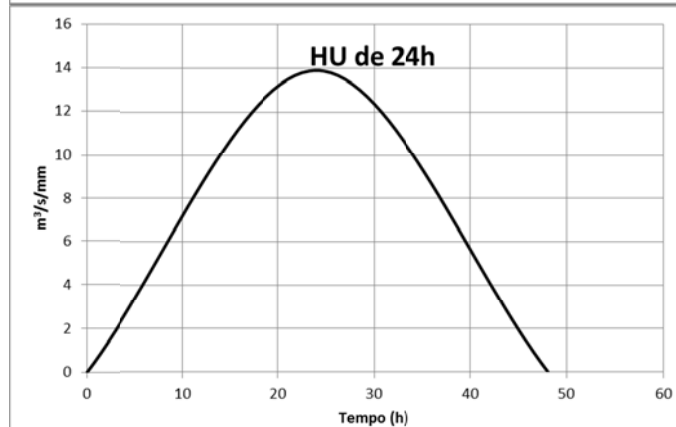
40930000



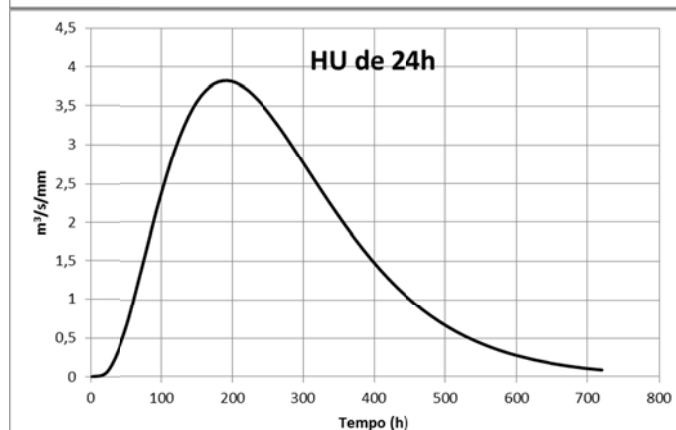
40975000



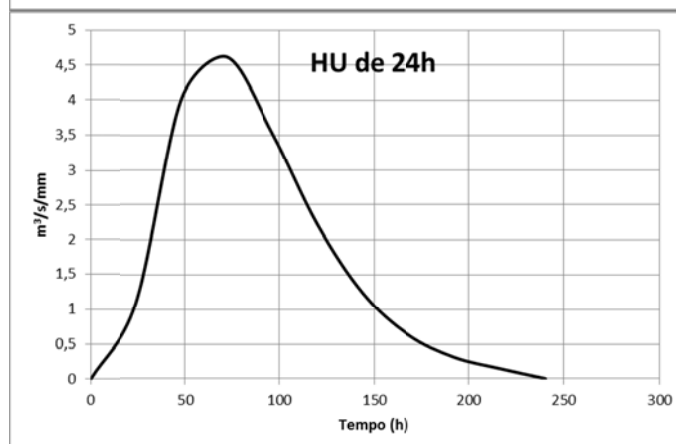
41050000



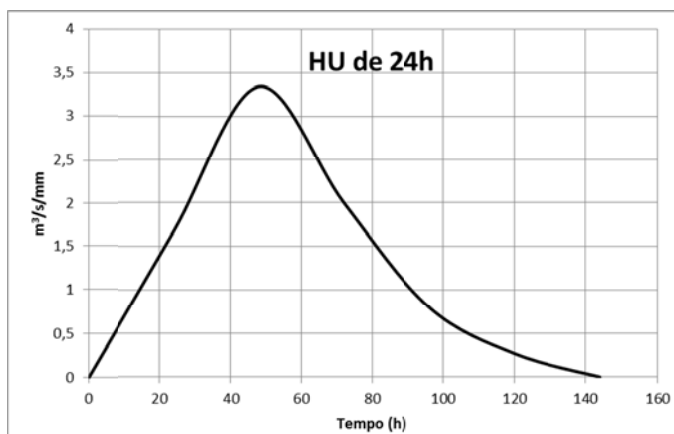
41075001



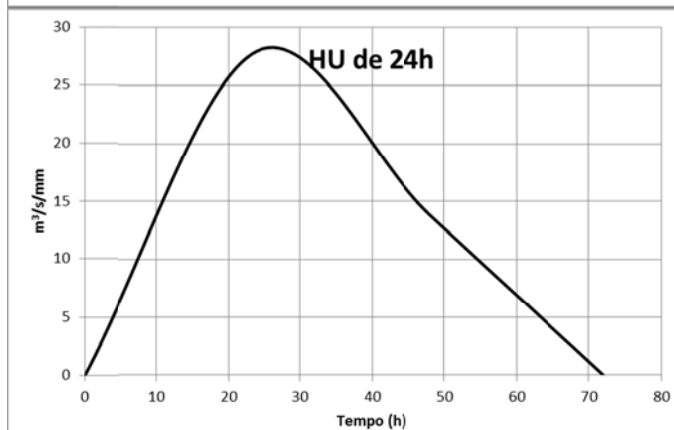
41199998



41250000



41260000



41340000

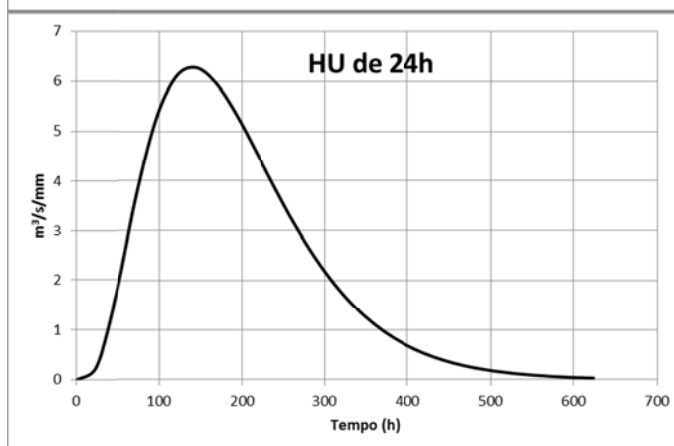


Figura 5.5: HUG's Nash de 24h

Os HUs gerados pelo modelo HUIG-Nash pouco diferem dos encontrados pelo modelo HUI-Nash para a maior parte das estações fluviométricas. Esse é um resultado bastante expressivo visto que o modelo não utiliza dados de chuva e vazão em sua formulação.

Entretanto, vale destacar o grande volume de trabalho necessário para gerar os HUs desse modelo. O tempo para a extração dos parâmetros dos modelos foi equivalente ao necessário para a montagem de todos os eventos representativos utilizados nos demais. Mesmo

utilizando *softwares* específicos para a extração dos parâmetros, a trabalhabilidade com as MDEs é bastante dispendiosa, e demandam em certos casos, conforme a dimensão da bacia, recursos computacionais elevados.

Sobre a metodologia utilizada, vale destacar um importante ponto que ainda gera discussão sobre a utilização da extração automática dos parâmetros dos MDEs, que diz respeito a delimitação da rede de drenagem.

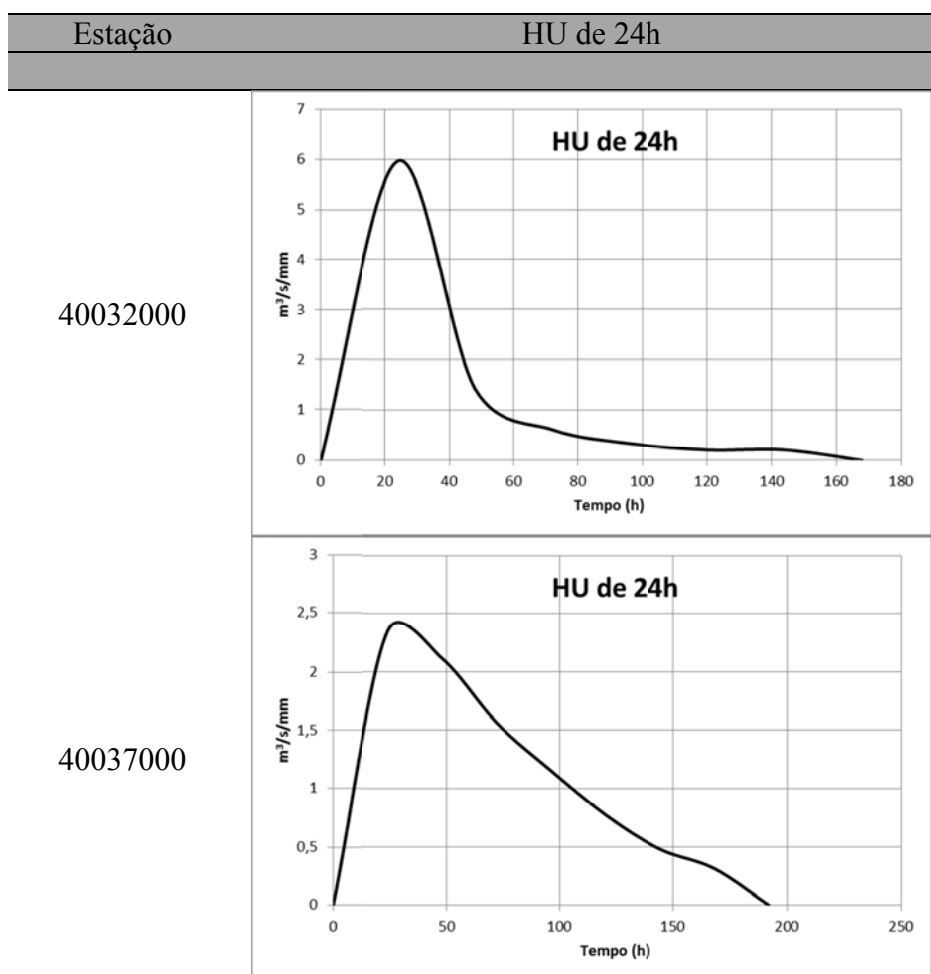
O algoritmo utilizado pelos softwares, como é o caso do ArcGis, utiliza uma subrotina para o delineamento da rede de drenagem, que tem como um dos *inputs* necessários, a adoção pelo operador de um parâmetro que define um número limite de células ou *grids cells* como geralmente é referenciado na língua inglesa, acumuladas a uma determinada área para a definição de um corpo d'água. Isso pode tornar tal procedimento subjetivo, pois tal parâmetro será maior ou menor conforme a dimensão da bacia hidrográfica, pois valores altos do mesmo em pequenas bacias podem desconsiderar parte da rede drenagem e o contrário pode criar uma rede excessivamente grande, gerada por possíveis erros advindos da escala da MDE. Essa mesma questão foi levantada por Silva (2006), onde o referido autor afirma não ter sido possível atribuir um mesmo valor para esse parâmetro a todas as bacias estudadas.

A solução para essa questão, visando gerar uma padronização da metodologia adotada, baseou-se na utilização do *plug-in* TauDem. Conforme exposto pelos desenvolvedores, essa é uma importante questão na definição do delineamento da rede, mas assim como todos os outros documentos disponíveis sobre a aplicação desse tipo de metodologia, não é informado um valor ótimo para o parâmetro a ser utilizado. Dessa forma os desenvolvedores criaram uma subrotina de análise da textura topográfica que atribui a esse parâmetro valores que vão de 100 a 200 células, dependendo do tamanho e das características das bacias, conforme explicitado em Tarboton e Mohammed (2013).

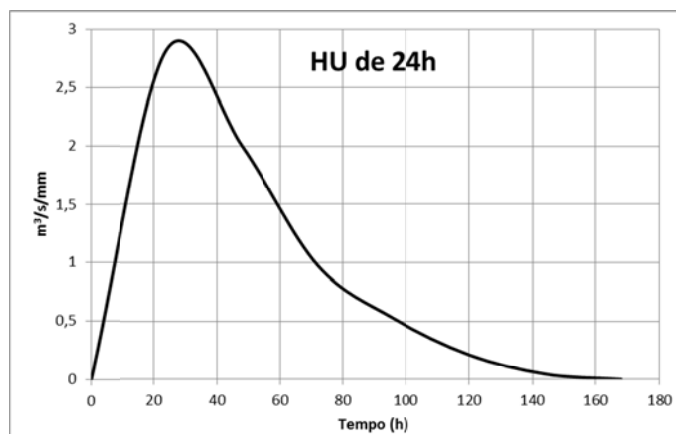
Mas, apesar dessas considerações a metodologia, é importante expor que essas técnicas são relativamente recentes e que estão sendo aperfeiçoadas de forma acelerada. Se por um lado ainda existam certas incertezas, por outro, somente é possível em um tempo hábil a aplicação dessa metodologia em 20 bacias com dimensões por vezes próximas a 5.000 km² utilizando tais procedimentos automáticos.

5.3.2.3 Modelo HU-MMQ

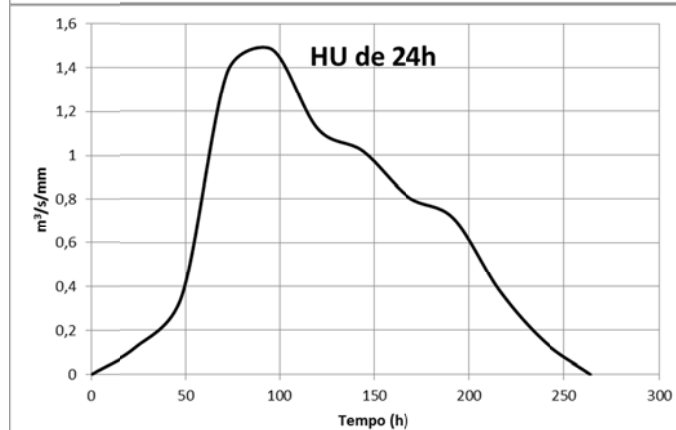
O modelo HU-MMQ, conforme exposto no capítulo 3, necessita apenas dos dados obtidos e trabalhados de chuva efetiva e escoamento direto, sendo possível obter as ordenadas do HU por operações matriciais, equação (23). Entretanto, como exposto no capítulo 4, o modelo não implica em um hidrograma unitário final de área unitária, sendo realizado portanto um ajuste de suas ordenadas, buscando esse fim. O resultado final desses esforços são mostrados na Figura 5.6.



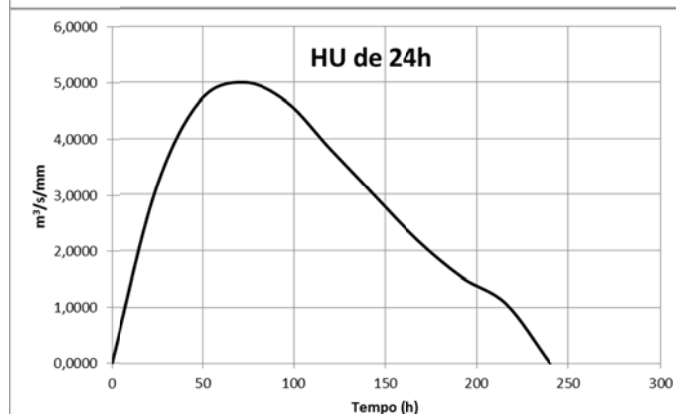
40060001



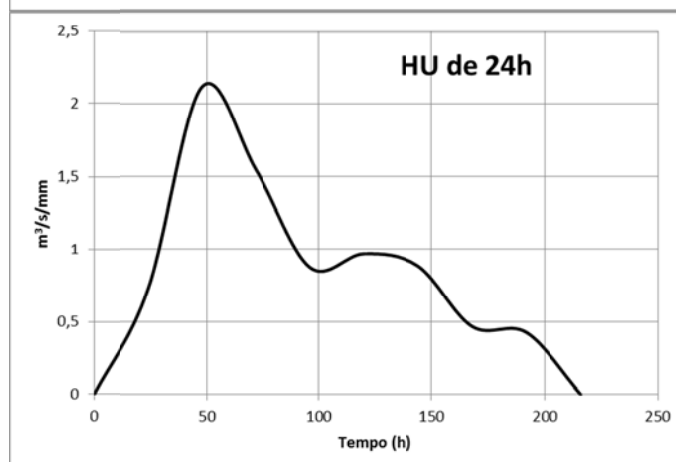
40080000



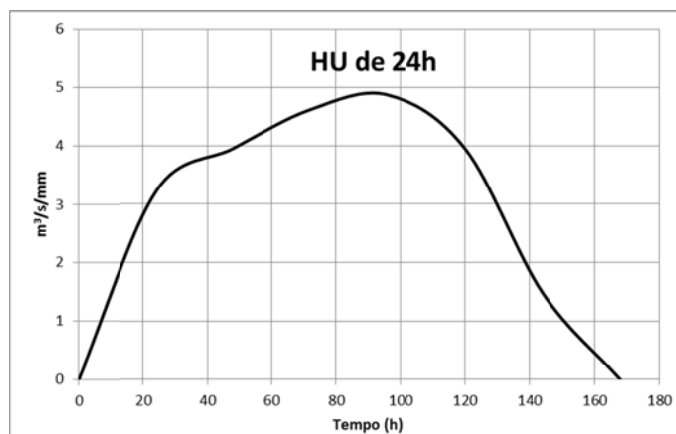
40150000



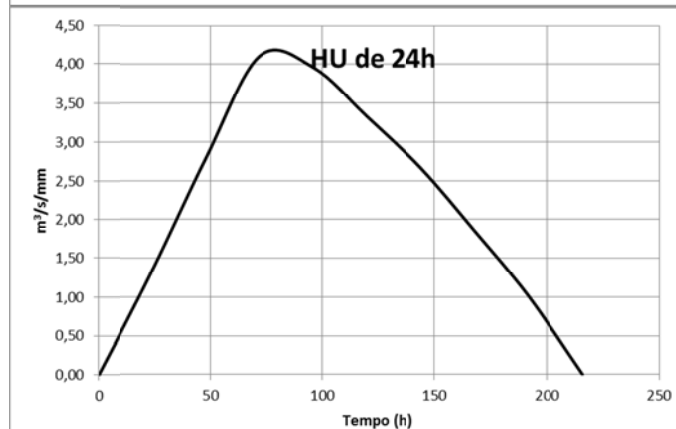
40170000



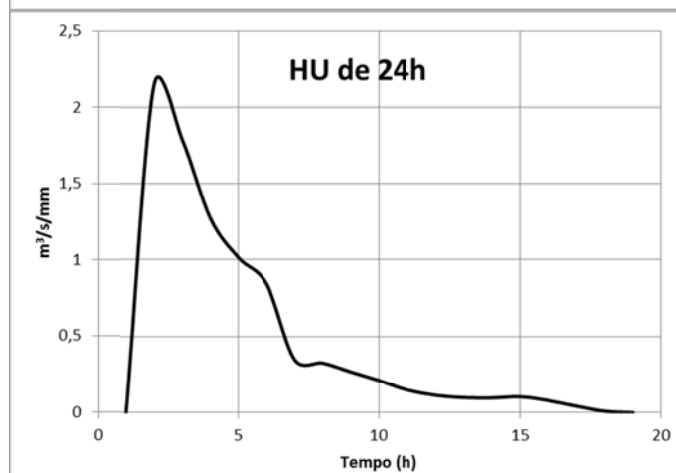
40185000



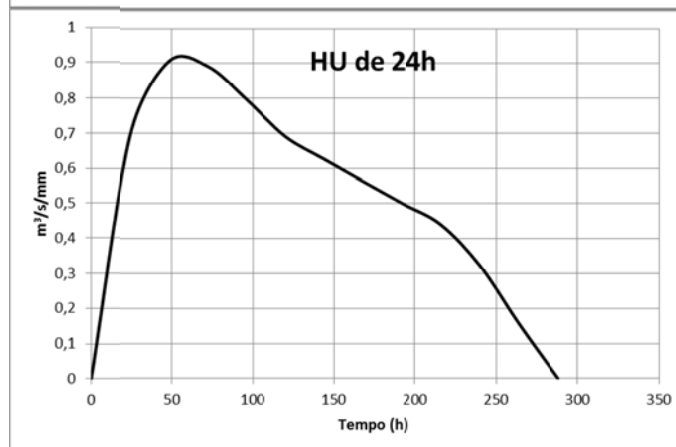
40400000



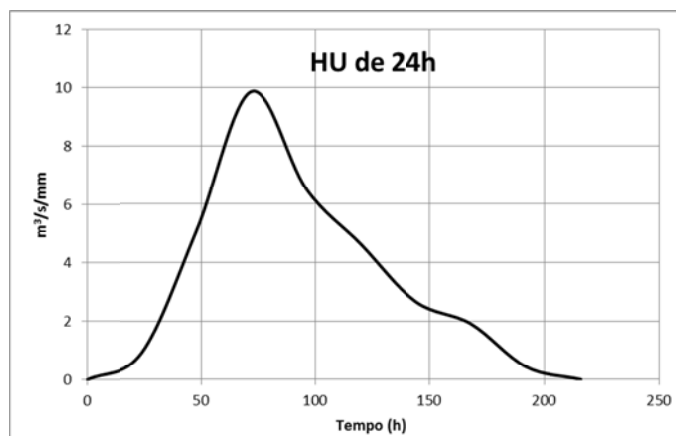
40500000



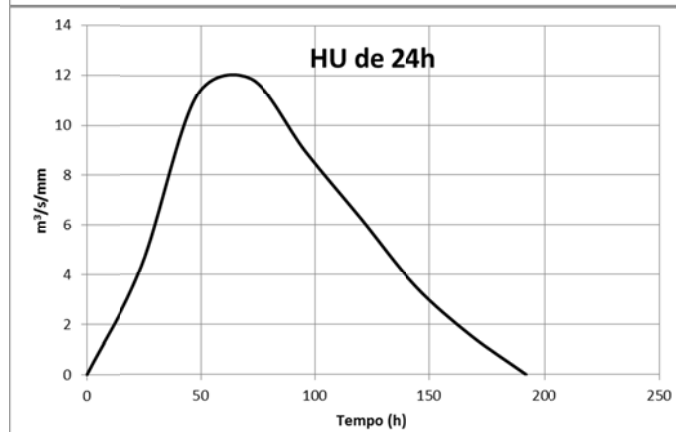
40579995



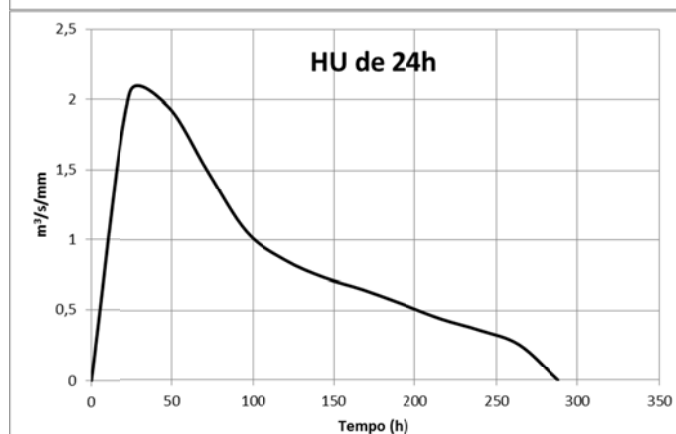
40710000



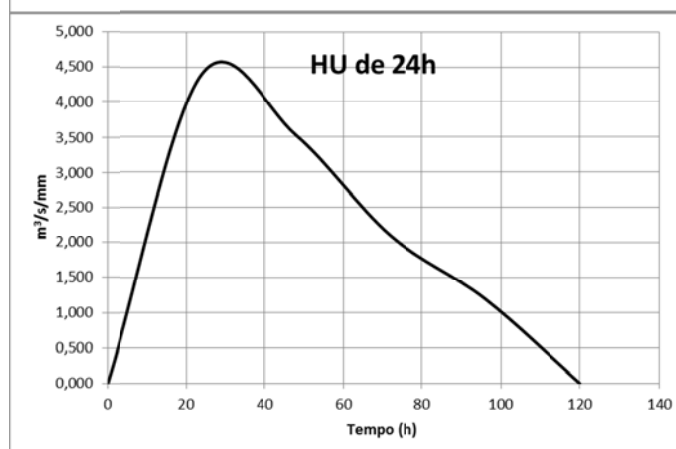
40740000



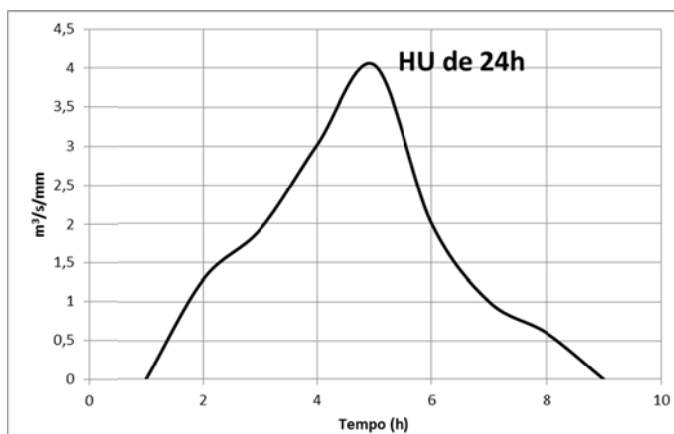
40930000



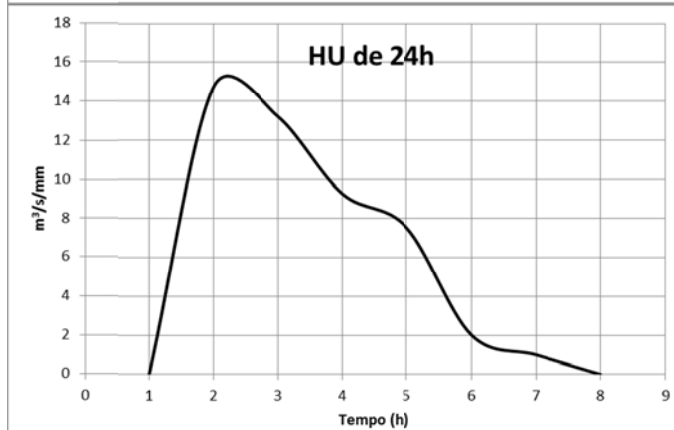
40975000



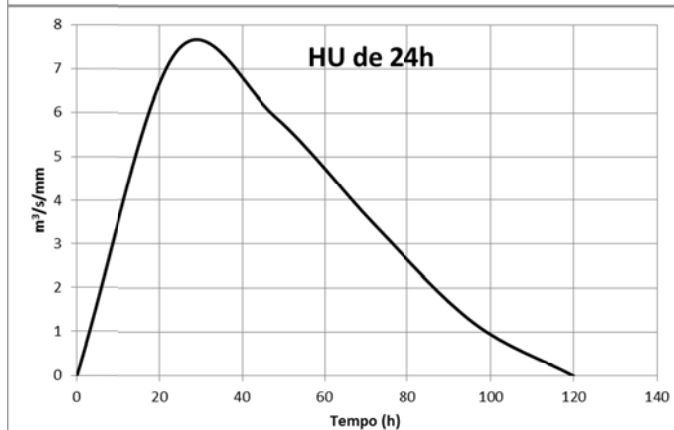
41050000



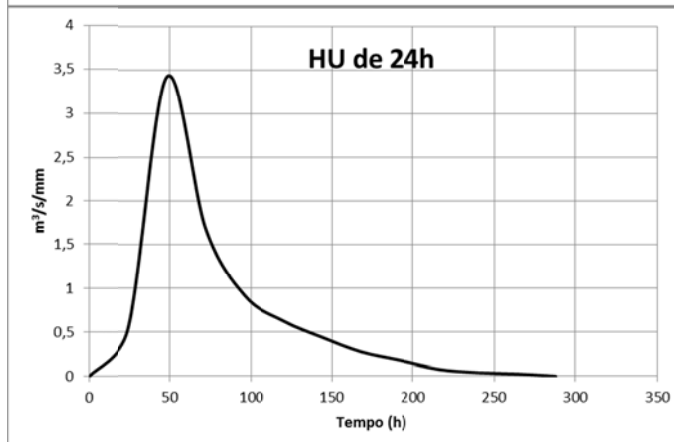
41075001



41199998



41250000



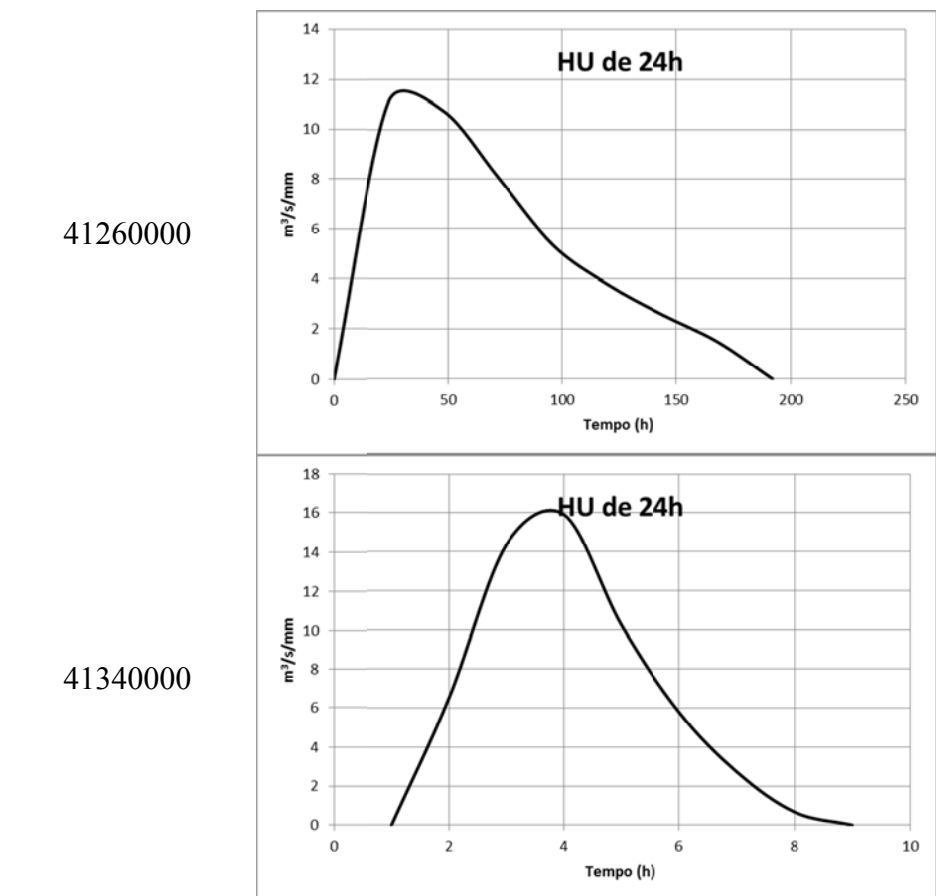


Figura 5.6: HU-MMQ de 24h

Dos modelos eleitos para a geração dos HUs das bacias hidrográficas, certamente o HU-MMQ é o que melhor reflete a dificuldade encontrada na elaboração dos pares de chuva e vazão. Como diferentemente do modelo HUI-Nash baseado em uma FDP, o modelo HU-MMQ constrói o HU diretamente pela equação da convolução por operações de matrizes, torando suas curvas por vezes bastante disformes.

A grande variedade de eventos representativos, com chuvas inconsistentes ao longo dos mesmos reflete claramente na forma dos HUs. Tais deformidades na maior parte das vezes foi possível de ser corrigida pela necessidade de equalizar o volume do HU ao valor unitário após a construção do mesmo. Entretanto esse procedimento foi realizado com extrema cautela, pois o objetivo a todo momento era preservar ao máximo sua forma original, evitando assim erros futuros na geração dos HED.

5.4 Análise e validação dos HU's

Após a obtenção dos hidrogramas unitários resultantes para as 20 bacias, derivados pelos três modelos aqui propostos, partiu-se então para a avaliação da capacidade dos mesmos em predizerem as vazões de cheia das bacias, quando comparados aos dados observados. Para realizar essa tarefa foram separados dois eventos teste de cada uma das bacias. Baseando-se nos dados de chuva e vazão observados, analisou-se como os HU calculados são capazes de predizer o hidrograma de escoamento direto observado.

A avaliação foi feita de três maneiras diferentes, através das funções de erro ERR1 e ERR2 dadas pelas equações (82) e (83) respectivamente e por análise visual dos hidrogramas. A síntese dos resultados está apresentada na Tabela 5.9. No Anexo 2 são apresentados os hidrogramas de escoamento direto resultantes calculados e observados.

Analisando-se os resultados, percebe-se que na média dos valores obtidos para a função de erro ERR1, o modelo HUI-Nash obteve os melhores resultados, seguido pelos modelos HU-MMQ e HUIG-Nash, segundo e terceiro melhores resultados respectivamente. O modelo obteve uma média de 0,84 e 0,88 de acerto no cálculo dos volumes no hidrograma de escoamento direto calculado frente ao observado, variável abordada na função em questão, para os eventos estudados em todas as bacias hidrográficas, mostrando assim sua boa capacidade de predizer tais vazões.

Ainda segundo a função ERR1, vale destacar o ótimo resultado do modelo HUIG-Nash. Esse modelo que não é baseado em dados pluvio-fluviométricos, conseguiu uma média de acerto superior a 80% no cálculo dos HEDs, superando as expectativas quanto à capacidade do modelo, e mostrando assim sua possível aplicação em bacias hidrográficas pouco ou sem monitoramento.

Assim como para a função ERR1, o modelo HUI-Nash também obteve os melhores resultados para a função ERR2, com uma média de erro de 23% e 34%, quando analisada a capacidade do modelo em predizer a vazão de pico e o tempo de ocorrência desta. O modelo HU-MMQ também obteve resultados muito bons para essa função, atingindo uma média de 30% e 35%, em alguns casos ficando abaixo de 10%. Entretanto, em relação ao modelo HUIG-Nash,

apesar deste ter obtido uma média inferior a 40%, em muitos casos o modelo não conseguiu prever de forma satisfatória o tempo e a vazão de pico, atingindo erros superiores a 75%. Isso demonstrou sua ineficiência em determinados casos em prever tais parâmetros, mesmo obtendo para a função ERR1 valores satisfatórios.

Tabela 5.9: Resultados das funções de erro.

Estação	HUI-NASH				HUIG-NASH				HU-MMQ			
	Evento 1		Evento 2		Evento 1		Evento 2		Evento 1		Evento 2	
	ERR 1	ERR 2	ERR 1	ERR 2	ERR 1	ERR 2	ERR 1	ERR 2	ERR1	ERR2	ERR1	ERR2
40032000	0,77	33,0%	0,70	50,0%	0,54	43,0%	0,70	65,0%	0,45	65,0%	0,69	40,0%
40037000	0,99	1,45%	0,94	38,0%	0,54	43,0%	0,94	18,0%	0,99	4,60%	0,95	40,0%
40060001	0,90	50,0%	0,90	50,0%	0,90	48,0%	0,94	27,0%	0,90	24,0%	0,93	55,0%
40080000	0,90	10,0%	0,90	33,0%	0,90	37,0%	0,91	>75,0%	0,90	36,0%	0,93	5,0%
40150000	0,78	49,0%	0,87	53,0%	0,95	62,0%	0,54	70,0%	0,72	52,0%	0,78	71,0%
40170000	0,78	25,0%	0,96	50,0%	0,76	32,0%	0,98	22,0%	0,95	43,0%	0,89	66,0%
40185000	0,89	1,15%	0,93	26,0%	0,86	>75,0%	0,90	>75,0%	0,80	34,0%	0,90	7,0%
40400000	0,84	14,0%	0,96	50,0%	0,85	17,0%	0,97	21,0%	0,83	12,0%	0,95	22,0%
40500000	0,74	24,0%	0,96	28,0%	0,78	25,0%	0,92	20,0%	0,80	34,0%	0,98	27,0%
40579995	0,94	17,0%	0,64	45,0%	0,89	>75,0%	0,59	>75,0%	0,91	16,0%	0,60	32,0%
40710000	0,82	25,0%	0,78	27,0%	0,82	25,0%	0,80	34,0%	0,77	>75,0%	0,82	67,0%
40740000	0,92	4,0%	0,99	13,0%	0,94	26,0%	0,99	33,0%	0,88	37,0%	0,95	52,0%
40930000	0,76	57,0%	0,78	21,0%	0,50	>75,0%	0,85	21,0%	0,75	>75,0%	0,78	2,36%
40975000	0,91	14,0%	0,75	21,0%	0,32	>75,0%	0,88	>75,0%	0,91	12,0%	0,76	8,0%
41050000	0,80	20,0%	0,96	30,0%	0,80	>75,0%	0,97	56,0%	0,80	50,0%	0,96	53,0%
41075001	0,79	34,0%	0,87	25,0%	0,73	>75,0%	0,80	47,0%	0,73	>75,0%	0,92	17,0%
41199998	0,78	7,0%	0,94	25,0%	0,80	>75,0%	0,92	>75,0%	0,78	8,0%	0,94	35,0%
41250000	0,78	20,0%	0,98	50,0%	0,77	38,0%	0,92	31,0%	0,80	35,0%	0,98	22,0%
41260000	0,88	28,0%	0,93	26,0%	0,87	57,0%	0,73	>75,0%	0,89	19,0%	0,94	50,0%
41340000	0,83	27,0%	0,87	25,0%	0,68	>75,0%	0,97	>75,0%	0,53	30,0%	0,87	26,0%
Média	0,84	23,0%	0,88	34,0%	0,76	38,0%	0,86	36,0%	0,80	30,0%	0,87	35,0%

Ainda com relação à função de erro ERR2, mesmo sendo observado valores insatisfatórios para todos os modelos estudados, em alguns casos atingindo 50% de discrepância, foi possível perceber que nesses casos, o alto erro observado está ligado ao tipo de dados utilizados, no caso dados diários de chuva e vazão. Isso porque trata-se de uma função muito sensível ao erro, e quando se trabalha com dados diários e não horários, um único dia de atraso ou adiantamento da vazão de pico no hidrograma calculado, é capaz de causar um resultado ruim.

Diante dessa análise e sensibilidade observada a respeito da função ERR2, decidiu-se introduzir nesse trabalho mais uma estação fluviométrica com dados de chuva e vazão horários disponíveis. A estação fluviométrica escolhida foi a estação denominada Jardim (40811100), operada pela CPRM, com 113 km² de área de drenagem, pertencente a sub bacia 40, do ribeirão Serra Azul, no município de Mateus Leme. Dessa maneira foi possível avaliar e confirmar, se realmente a possível causa de que em alguns casos a função ERR1 ter apresentado bons resultados e a função ERR2 não, está ligada à sensibilidade da função aos dados diários. Outro importante fator para essa inclusão é a possibilidade em avaliar a robustez da metodologia utilizada, verificando como é a resposta dos métodos se utilizados dados horários, seguindo a mesma sequência para a obtenção dos HEDs.

A estação fluviométrica Jardim dispõe de 5 anos de dados horários. O procedimento utilizado para escolha dos eventos foi o mesmo, entretanto foram escolhidos quatro eventos representativos ao longo dos anos para o cálculo dos parâmetros dos modelos, ao invés de somente um, como foi feito para as demais estações com dados diários, devido à pouca quantidade de anos disponíveis. Dessa forma foram utilizados 20 eventos representativos para essa estação. Os momentos obtidos e os parâmetros do modelo HUI-Nash e HUIG-Nash são apresentados na Tabela 5.10. Para os modelos HUIG-Nash e HU-MMQ a metodologia utilizada foi exatamente a mesma.

Tabela 5.10: Média dos momentos de primeira e segunda e parâmetros ordem obtidos HUI-Nash

Modelo	MI ₁	MQ ₁	MI ₂	MQ ₂	k	n
HUI-Nash	4,49	13,15	39,62	216,55	1,54	4,87
HUIG-Nash	-	-	-	-	5,20	3,12

MI₁: Momento de primeira ordem do HCE

MQ₁: Momento de primeira ordem do HED

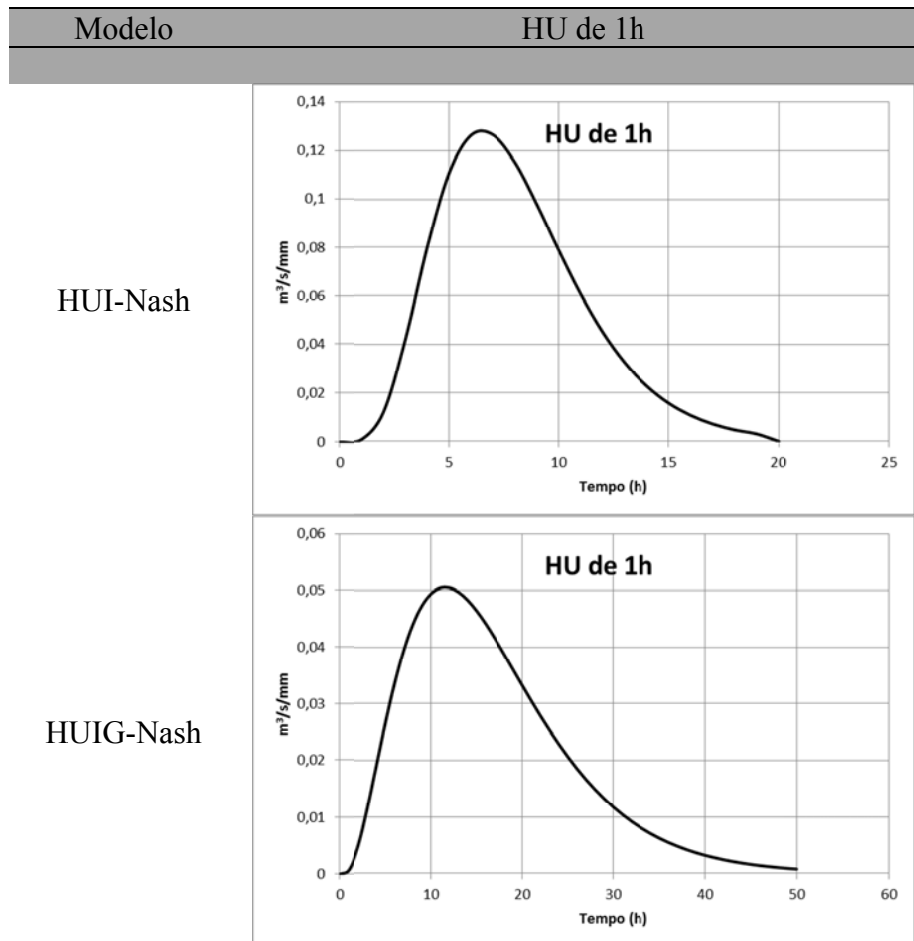
MI₂: Momento de segunda ordem do HCE

MQ₂: Momento de segunda ordem do HED

k: coeficiente de armazenamento

n: numero de reservatórios lineares

De posse dos parâmetros foram gerados os HUs dos modelos, conforme apresentados na Figura 5.7.



HU-MMQ

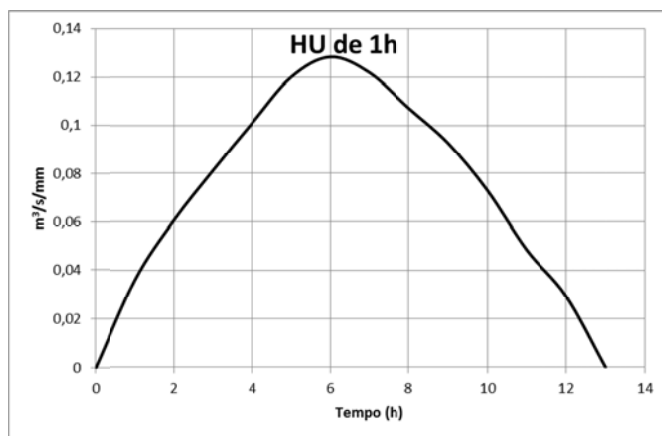
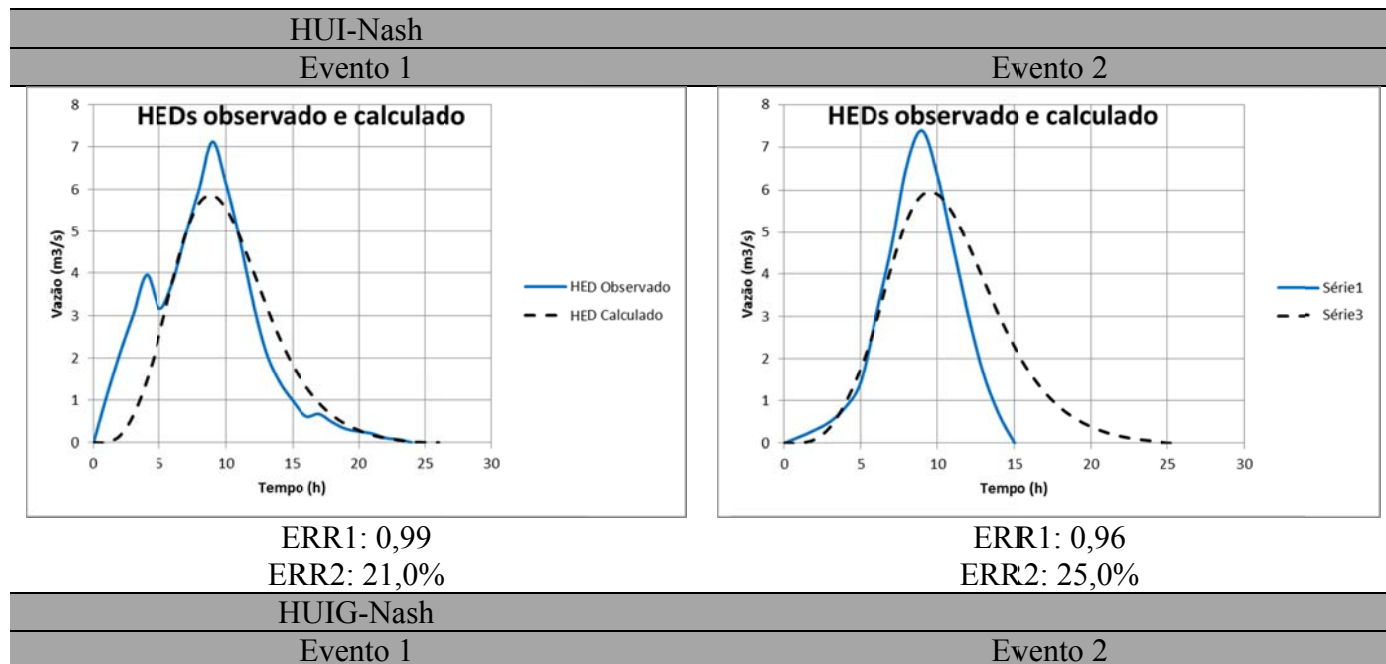


Figura 5.7: HUs de 1h Estação Fluviométrica Jardim.

Assim como realizado para as bacias hidrográficas estudadas, foram escolhidos eventos para a verificação da capacidade de predição e robustez da metodologia aplicada a eventos horários, via análise da capacidade de simular um HED frente a um evento observado. Para isso foram selecionados outros dois eventos na série de dados na estação fluviométrica Jardim e aplicados os modelos estudados. Os resultados são apresentados na Figura 5.8.

Estação Fluviométrica Jardim (40811100)



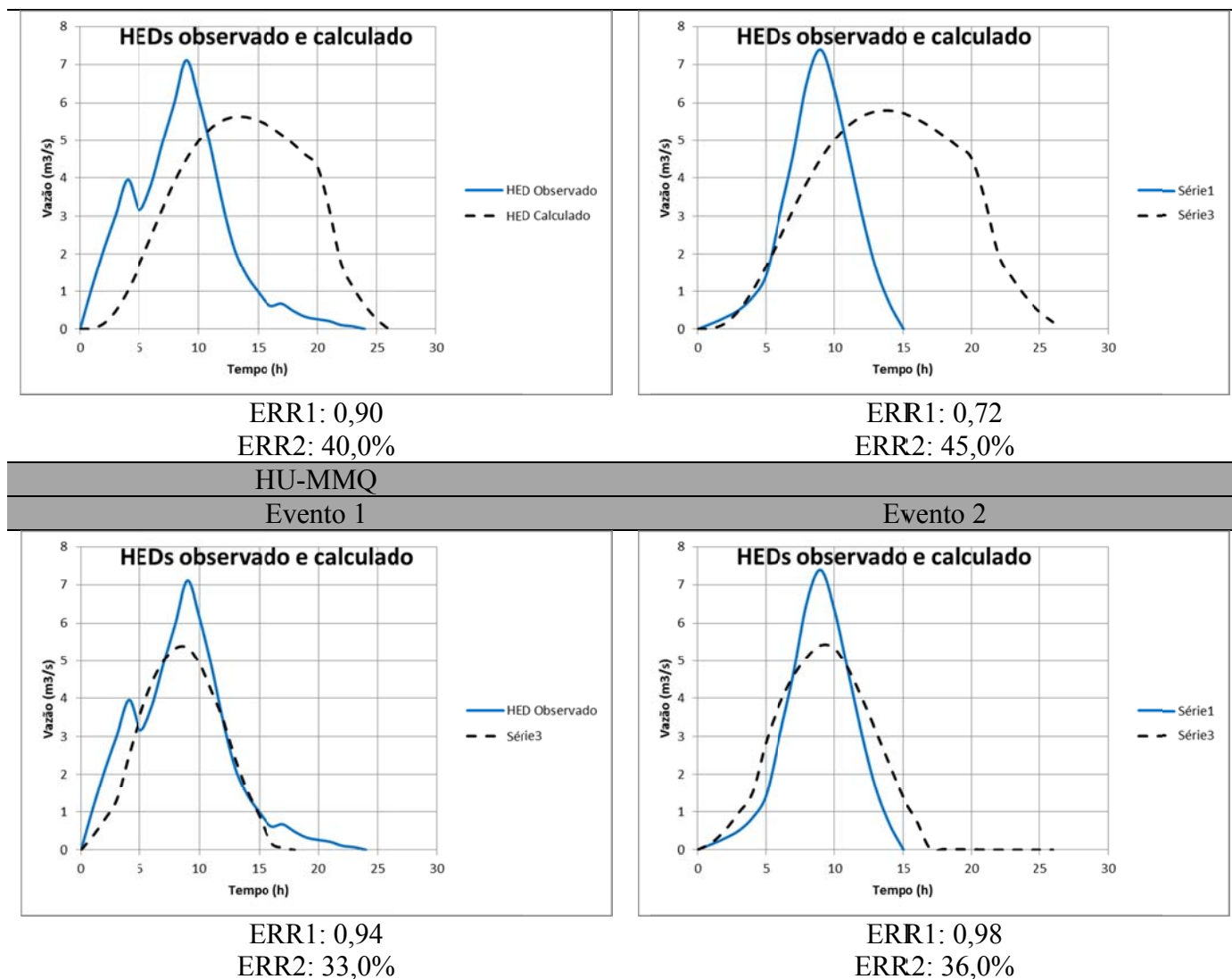


Figura 5.8: HED's Calculados e Observados

É possível perceber pelos resultados apresentados na Figura 5.8, que a mudança na utilização de dados diários para horários pouco acrescentou à capacidade dos modelos em predizerem de forma mais assertiva os HEDs. Os resultados foram bons, com valores para a ERR1 chegando a 0,99, ou seja, o modelo conseguiu predizer o volume do HED. Entretanto obteve os mesmos resultados para a função ERR2 em comparação com as médias das 20 estações para os três modelos. Mesmo assim, os modelos continuaram a apresentar bons resultados, com valores de ERR2 variando entre 21% e 36%.

Além da geração dos hidrogramas unitários de 1h foi feita uma segunda verificação dos modelos HUI-Nash e HUIG-Nash. Foi realizada a geração de HUs de 24h com base em dados horários, a partir do hidrograma unitário instantâneo calculado pelos dois modelos. De posse desse HUI foi utilizada a técnica da Curva S para gerar HUs de 1h e defasá-los para 24h. Essa

verificação visou mais uma vez avaliar a aplicabilidade e robustez dos modelos a diferentes situações possíveis no meio técnico. Dessa forma foi possível verificar se os HUs de 24h, mesmo gerados com base em dados não diários, forneciam bons resultados quando aplicados nessas situações. Na sequência são mostrados os HEDs calculados em comparação aos observados, assim como os resultados das funções de erro na Figura 5.9.

Estação Fluviométrica Jardim (40811100)

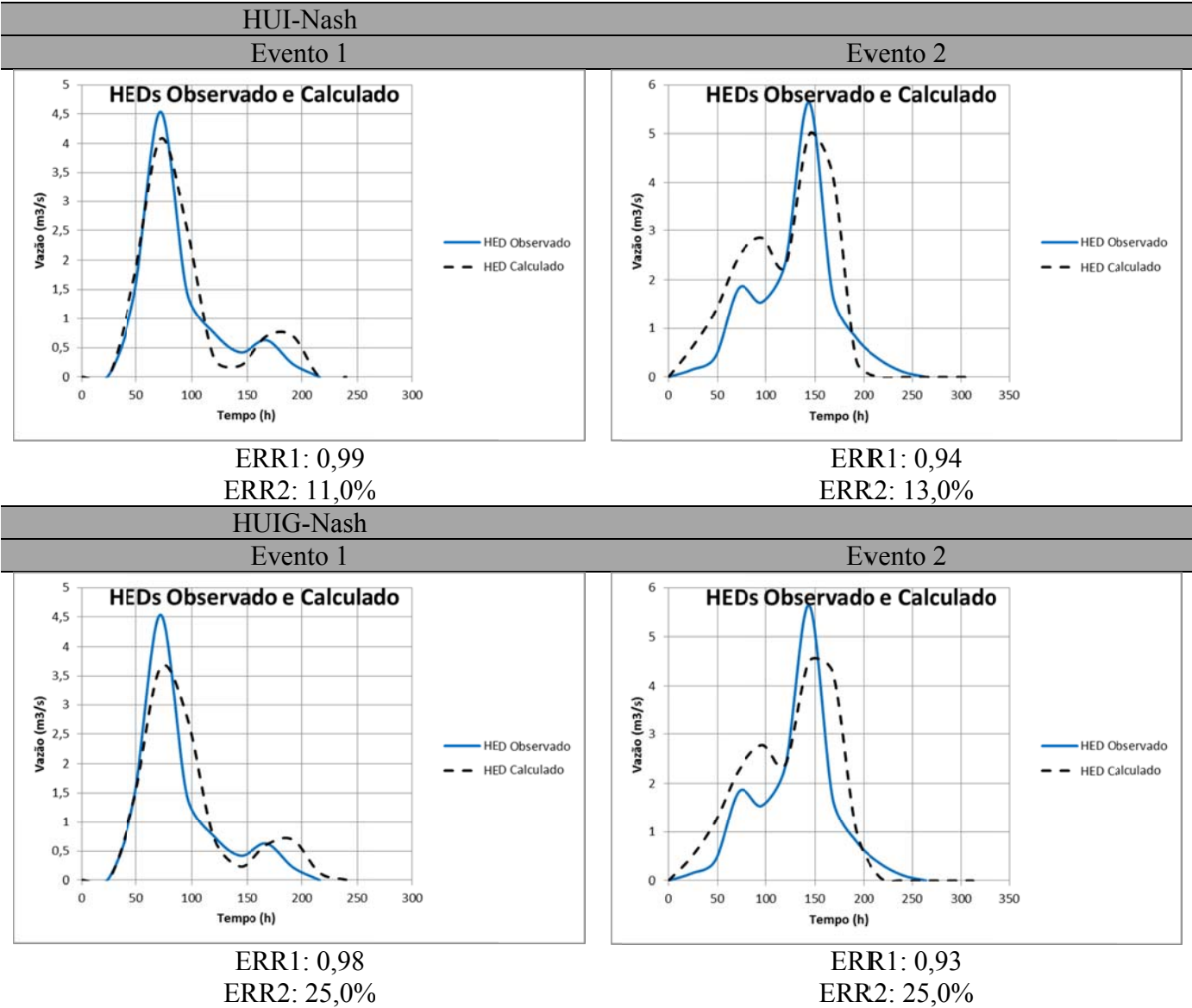


Figura 5.9: HED's Calculados e Observados

Percebe-se pelos resultados apresentados na Tabela 21 a grande versatilidade dos modelos. Os modelos calculados por parâmetros baseados em dados horários, utilizados para gerar um hidrograma unitário instantâneo, defasado para HU de 1h, na sequência defasado ainda em

Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG126

HU 24h, continuam apresentando bons resultados na predição de HEDs. A função ERR1 obteve resultados superiores a 90% em todos os casos. Melhor resultado ainda foi para a função ERR2, muito sensível a diferenças entre tempo e vazão de pico observados e calculados. Ainda assim, esta apresentou resultados abaixo de 25%. Dessa forma, pode-se dizer que os modelos são aptos a serem utilizados diferentemente dos dados de origem dos parâmetros, e respectiva defasagem necessária para a aplicação do HU para gerar os HEDs.

A sequência do trabalho, visto os ótimos resultados observados para os modelos quando utilizados para prever HEDs, consistiu em tentar agrupa-los e gerar uma região homogênea através da regionalização dos mesmos por técnica de regressão linear múltipla.

5.5 Regionalização dos HU's

Neste item foram realizadas as etapas de regionalização propostas para o modelo HUI-Nash. O modelo foi escolhido por apresentar os melhores resultados na predição dos HEDs, conforme apresentado no item anterior. A regionalização das bacias hidrográficas foi realizada conforme exposto no capítulo 4 da metodologia.

A divisão inicial em grupos proposta, baseada em um agrupamento subjetivo por conveniência geográfica, conforme inserção das macro bacias em que estão inseridas, sendo o grupo 1 referente às bacias pertencentes à bacia do Rio São Francisco, o grupo 2 à bacia do Rio Pará e o grupo 3 à bacia do Rio das Velhas foi realizada, resultando em três sub bacias conforme mostrado na Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Agrupamento de bacias hidrográficas

Estação Fluviométrica	Grupo
40032000	03
40037000	03
40060001	03
40080000	03
40150000	01
40170000	02
40185000	02
40400000	02
40500000	02
40579995	01

40710000	01
40740000	01
40930000	03
40975000	03
41050000	02
41075001	03
41199998	02
41250000	01
41260000	01
41340000	01

Após esse primeiro agrupamento foi então aplicada a técnica da RLM visando a obtenção de uma correlação entre as características geomorfológicas variáveis independentes e os parâmetros k e n dos modelos variáveis dependentes.

No primeiro passo foram montadas as matrizes de correlação para as estações fluviométricas entre as variáveis independentes escolhidas: área de drenagem da bacia hidrográfica (A_D), comprimento do canal principal (L_{TMax}), declividade média do canal principal (I_{CP}), média de altura de chuva anual na bacia (I_{MAC}) e densidade da rede de drenagem da bacia (D_{RD}), buscando a variável que melhor se correlacionasse com os parâmetros, para o início do processo de montagem da equação regional, conforme mostrado nas Tabelas 12 e 13 a seguir.

Tabela 5.12: Matriz de correlação entre o parâmetro k e as variáveis independentes

Variável	k	A_D	D_{RD}	I_{CP}	I_{MAC}	L_{TMax}
k	1,000					
A_D	-0,338	1,000				
D_{RD}	-0,186	0,211	1,000			
I_{CP}	0,333	-0,527	0,611	1,000		
I_{MAC}	0,133	-0,081	-0,834	-0,720	1,000	
L_{TMax}	-0,340	0,977	0,296	-0,417	-0,246	1,000

Tabela 5.13: Matriz de correlação entre o parâmetro n e as variáveis independentes

Variável	n	A_D	D_{RD}	I_{CP}	I_{MAC}	L_{TMax}
n	1,000					
A_D	-0,419	1,000				
D_{RD}	0,157	0,211	1,000			
I_{CP}	0,173	-0,527	0,611	1,000		
I_{MAC}	-0,086	-0,081	-0,834	-0,720	1,000	
L_{TMax}	-0,444	0,977	0,296	-0,417	-0,246	1,000

Os resultados obtidos mostraram uma maior correlação linear entre as variáveis independentes A_D , L_{TMax} e as variáveis dependentes. Entretanto, nessa mesma análise, as duas variáveis independentes A_D , L_{TMax} se mostraram colineares, o coeficiente de correlação entre ambas as variáveis foi de 0,97%.

A eliminação de A_D ou L_{TMax} não foi baseada no melhor resultado apresentado por L_{TMax} no teste de correlação. Para a verificação de qual variável deveria ser retirada, foram calculados os valores do coeficiente de determinação da regressão R^2 utilizando somente essas variáveis para os parâmetros k e n . Essa atividade se mostrou exitosa, uma vez que diferentemente do teste de correlação, a variável A_D apresentou melhores resultados para R^2 , se mostrando mais adequada para o uso no modelo final, além de ser mais facilmente mensurável para aplicações hidrológicas

Na sequência, para elaboração do modelo regional, foram inseridas uma a uma as demais variáveis independentes. A cada inserção o coeficiente de determinação da regressão R^2 e $R^2_{ajustado}$ eram calculados, assim como as estatísticas F_{total} e $F_{parcial}$. Ao final das inserções, a combinação de variáveis independentes que obteve melhores resultados foi a que empregava A_D , I_{MAC} e I_{CP} .

Apesar dos resultados obtidos para os modelos regionais, tanto para o parâmetro k quanto para n , terem atingido bons valores para o coeficiente R^2 , ambos não passaram no teste estatístico de F_{total} . Os valores encontrados, verificados por meio do teste de hipóteses, modelada pela distribuição de Snedecor, a um nível de significância $\alpha=0,05$, com $N-P-1$ graus de liberdade não foram bem sucedidos, mostrando a incapacidade das variáveis independentes explicarem as variáveis dependentes para essa formulação de agrupamentos.

Para o parâmetro k , os valores encontrados para os agrupamentos 1 e 3 de F_{total} , F_1 : 1,14 e F_3 : 1,43, ficaram abaixo do valor de 4,76, quando deveriam ser superiores para a aceitação da hipótese nula. Para o parâmetro n nenhuma dos três agrupamentos obteve sucesso, F_1 : 0,49; F_2 : 0,85 e F_3 : 2,52. Isso ocorreu devido à baixa relação entre as quantidades de variáveis independentes e dependentes dos modelos, gerando um baixo valor para o número de graus de liberdade.

Para se obter então um modelo regional, a alternativa foi abrir mão da premissa de conveniência geográfica e aumentar o tamanho dos agrupamentos, fundindo-os e buscando agora a melhor maneira para que todas, ou a maior parte das estações fluviométricas, formassem um único e grande grupo. Para isso foi utilizada a metodologia exposta no item 4.6.2, onde, partindo-se de qualquer um dos três grupos, foi feita a inserção de uma nova estação pertencente a um dos dois outros grupos, até que algum dos dois testes da RLM, R^2 e F_{total} não fossem satisfeitos. Ao final da análise da inserção, iniciando-se de cada um dos três agrupamentos, o que obteve um maior número de estações agrupadas foi escolhido.

Utilizando essa nova alternativa foi possível criar um agrupamento maior que satisfizesse a condição do teste estatístico de F_{total} para ambos os parâmetros. Entretanto, não foi possível que os agrupamentos obtidos contivessem as mesmas estações fluviométricas, ou seja, foram criados dois agrupamentos distintos, um para o parâmetro k e um outro, contendo diferentes estações entre as 20 estudadas para n . Para o parâmetro k foi obtido um agrupamento de 12 estações, enquanto para n foi possível utilizar 14. As estações pertencentes a cada agrupamento são mostradas na Tabela 25.

Tabela 5.14: Agrupamento segundo parâmetros de bacias hidrográficas

Parâmetro	
k	n
40080000	40037000
40170000	40060001
40185000	40080000
40400000	40150000
40500000	40170000
40710000	40185000
40740000	40500000
41050000	40710000
41075001	40975000
41199998	41050000
41260000	41075001
41340000	41199998
	41260000
	41340000

Utilizando esses novos agrupamentos foi possível criar uma região homogênea com um elevado coeficiente de determinação R^2 e que satisfizessem as condições estatísticas da RLM. Os resultados finais são mostrados nas Tabelas 26 e 27.

Tabela 5.15: Equações obtidas por RLM entre o parâmetro k e as variáveis independentes

Equação	R^2	R^2_{ajustado}	Erro-padrão	F_{total}	F_{parcial}
$k = 1,72 \cdot 10^{-3}(A_D) + 31,1$	0,172	0,067	15,237	0,307	-
$k = 2,68 \cdot 10^{-3}(A_D) - 1,18 \cdot 10^{-1}(I_{MAC}) + 1,95 \cdot 10^2$	0,427	0,300	12,333	3,366	4,655
$k = -2,73 \cdot 10^{-4}(A_D) - 1,49 \cdot 10^{-1}(I_{MAC}) - 5,77 \cdot 10^3 \cdot (I_{CP}) + 2,74 \cdot 10^2$	0,739	0,642	8,819	7,588	3,818

Tabela 5.16: Equações obtidas por RLM entre o parâmetro n e as variáveis independentes

Equação	R^2	R^2_{ajustado}	Erro-padrão	F_{total}	F_{parcial}
$n = -9,6 \cdot 10^{-5}(A_D) + 2,178$	0,151	0,022	0,929	0,280	-
$n = -4,51 \cdot 10^{-5}(A_D) - 5,32 \cdot 10^{-3}(I_{MAC}) - 5,47$	0,445	0,198	0,879	1,359	2,187
$n = -2,27 \cdot 10^{-4}(A_D) - 8,74 \cdot 10^{-3}(I_{MAC}) - 2,80 \cdot 10^2 \cdot (I_{CP}) - 8,47$	0,761	0,579	0,667	4,589	8,151

Obtidos os coeficientes R^2 satisfatórios, e as condições estatísticas para F_{total} , foram então formuladas as equações de regressão linear para os dois parâmetros com base nas variáveis A_D , I_{MAC} e I_{CP} , conforme mostrado a seguir.

$$k = -2,73 \cdot 10^{-4}(A_D) - 5,77 \cdot 10^3(I_{MAC}) - 1,49 \cdot 10^{-1}(I_{CP}) + 274,49 \quad (89)$$

$$n = -2,27 \cdot 10^{-4}(A_D) - 2,80 \cdot 10^2(I_{MAC}) - 8,74 \cdot 10^{-3}(I_{CP}) - 8,47 \quad (90)$$

5.5.1 Análise de desempenho dos modelos regionais

O desempenho dos modelos regionais obtidos para os parâmetros k e n foram avaliados pelo processo de validação cruzada de *jack-knife*. Esse processo consiste na extração de uma das estações fluviométricas do agrupamento e obtenção dos parâmetros através das equações regionais obtidas para essa estação. De posse dos parâmetros, as estimativas de erros são calculadas, frente aos modelos completos e originais, para a verificação da robustez das equações e da metodologia adotada.

Na Tabela 5.17 a seguir são mostrados os parâmetros k e n obtidos por meio do modelo completo das equações regionais e pelo método *jack-knife*, além dos parâmetros sintéticos calculados diretamente pela aplicação do modelo HUI-Nash utilizando dados hidrológicos. Na Figura 5.9 podem ser vistos os gráficos que mostram a variação das estimativas dos modelos completo e *jack knife* em relação aos parâmetros sintéticos.

Tabela 5.17: Parâmetros k e n modelo HUI-Nash.

Estação	Modelo HUI-Nash		Modelo Completo HUI-Nash		Modelo de jack-knife HUI-Nash	
	k	n	k	n	k	n
40032000	34,93	1,76	-	-	-	-
40037000	36,30	1,57	-	1,64	-	1,68
40060001	46,33	1,23	-	1,68	-	1,96
40080000	31,50	1,92	32,34	-	32,57	2,04
40150000	36,81	1,64	-	2,59	-	2,78
40170000	32,61	1,49	34,72	2,05	35,13	2,13
40185000	19,12	2,48	40,02	2,12	42,95	2,09
40400000	35,45	2,57	28,70	-	25,11	-
40500000	69,30	1,50	60,69	1,77	40,27	1,96
40579995	92,13	1,09	-	-	-	-
40710000	28,05	3,38	23,28	3,52	20,54	3,74
40740000	29,74	1,24	28,16	-	26,85	-
40930000	57,47	1,09	-	-	-	-
40975000	12,37	2,72	-	2,35	-	2,18
41050000	18,28	4,27	17,90	2,80	17,74	2,42
41075001	51,16	1,48	46,17	1,95	44,50	2,11
41199998	20,94	1,44	19,98	1,23	19,37	1,14
41250000	19,11	5,41	-	-	-	-
41260000	40,80	1,31	42,26	1,04	42,77	1,02
41340000	44,94	1,44	47,61	1,06	49,71	1,18

k: coeficiente de armazenamento

n: numero de reservatórios lineares

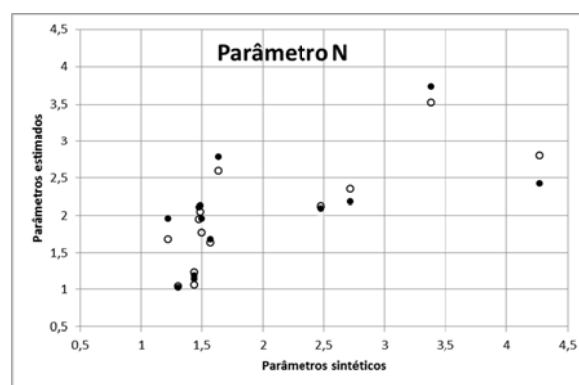
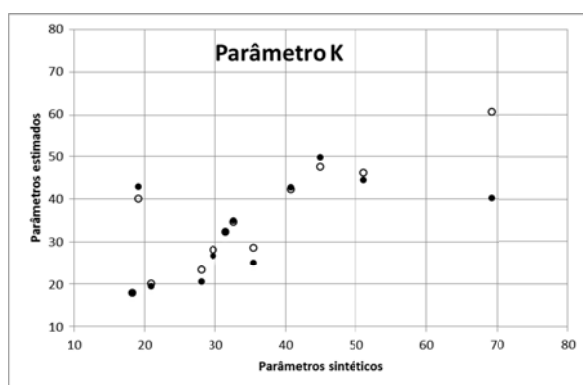


Figura 5.10: Estimativas dos parâmetros k e n do modelo HUI-Nash, obtidos pelos modelos completos (círculos vazios) ou de jack knife (círculos cheios), em relação aos estimados empíricos.

Pelos resultados mostrados tanto para o modelo completo, quanto para o modelo *jack knife*, percebe-se que pouca informação é perdida, em comparação as estimativas do modelo HUI-Nash obtidas diretamente de dados pluvio-fluviométricos. Para o parâmetro *k*, os resultados foram melhores, a exceção da estação fluviométrica Pari (40185000), as diferenças entre as estimativas não superaram 20%. Para o parâmetro *n* as diferenças ficaram em torno de 30%,

sendo o pior resultado a estação de Carmo do Cajuru (40150000) ultrapassando 50% de diferença. Entretanto para a mesma estação de Pari (40185000) a diferença foi de apenas 15%.

Quando comparados os parâmetros obtidos pelo modelo *jack knife* em relação ao modelo regional completo os resultados são ainda melhores. Para o parâmetro *k* em apenas três estações a diferença foi superior a 5%, enquanto para o parâmetro *n* a média das diferenças não ultrapassou 9%. Esses bons resultados indicam a robustez e capacidade dos modelos regionais elaborados para a estimação dos parâmetros do modelo.

Na sequência da análise, foram elaborados os HUs do modelo HUI-Nash utilizando os parâmetros obtidos pelos modelos *jack knife*. Após a obtenção dos HUs elaborou-se os respectivos HEDs para comparação aos dados observados e sua avaliação pelas funções de erro ERR1 e 2. Os eventos representativos escolhidos foram os mesmos utilizados anteriormente no tópico 5.4, para efeito de comparação aos valores já obtidos. Entretanto somente foram utilizadas as estações pluviométricas, para as quais foram possíveis obterem-se os parâmetros pelos modelos diretos, regional completo e *jack knife*. Os resultados são apresentados na Tabela 5.18.

Tabela 5.18: Resultados comparativos das funções de erro para os modelos direto, regional completo e jack knife de HUI-Nash.

Estação	Direto				Regional Completo				Jack Knife			
	Evento 1		Evento 2		Evento 1		Evento 2		Evento 1		Evento 2	
	ERR1	ERR 2	ERR 1	ERR 2	ERR 1	ERR 2	ERR 1	ERR 2	ERR1	ERR2	ERR1	ERR2
40170000	0,78	25,0%	0,96	50,0%	0,74	6,00%	0,98	4,63%	0,74	3,28%	0,98	26%
40185000	0,89	1,15%	0,93	26,0%	0,88	51,0%	0,90	7,50%	0,89	25,0%	0,90	7,1%
40500000	0,74	24,0%	0,96	28,0%	0,80	26,0%	0,99	20,0%	0,77	21,0%	0,99	36,0%
40710000	0,82	25,0%	0,78	27,0%	0,81	27,0%	0,79	35,0%	0,80	29,0%	0,78	37,0%
41050000	0,80	20,0%	0,96	30,0%	0,80	28,0%	0,98	33,0%	0,80	31,0%	0,99	31,0%
41075001	0,79	34,0%	0,87	25,0%	0,79	34,0%	0,94	41,0%	0,80	35,0%	0,95	43,0%
41199998	0,78	7,0%	0,94	25,0%	0,92	62,0%	0,95	26,0%	0,92	64,0%	0,94	38,0%
41260000	0,88	28,0%	0,93	26,0%	0,88	38,0%	0,94	50,0%	0,88	38,0%	0,94	51,0%
41340000	0,83	27,0%	0,87	25,0%	0,73	30,0%	0,87	16,0%	0,74	31,0%	0,88	41,0%
Média	0,81	21,0%	0,91	29,0%	0,82	33,0%	0,93	26,0%	0,82	31,0%	0,93	34,0%

Pela Tabela 5.18 é possível perceber a grande semelhança entre os resultados obtidos nos três modelos utilizados. A função de erro EER1, dada pelo coeficiente de Nash-Sutcliffe, obteve uma média superior a 0,80 para os três modelos. Para a função ERR2, que avalia a vazão de pico e seu respectivo tempo de ocorrência, a média dos resultados ficou entre 21% e 34%. Mais uma vez, para essa função, foram encontrados os piores resultados, o que vem mostrar a

grande sensibilidade da mesma e até mesmo a incapacidade de, em parte, os modelos não conseguirem prever com maior exatidão tais parâmetros dos HEDs.

Destaca-se nesse semelhança de resultados os obtidos através do procedimento de validação cruzada de *jack knife*, mostrando que os modelos regionais são confiáveis para a confecção dos HEDs em seções de canais em bacias hidrográficas, desde que as mesmas estejam dentro da área do agrupamento da região homogênea definida.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esta dissertação teve como objetivo principal a aplicação de modelos geradores de Hidrogramas Unitários Sintéticos, baseados em dados pluvio-fluviométricos e geomorfológicos, observados em bacias hidrográficas brasileiras. Os estudos aqui descritos compreenderam as seguintes etapas principais: i) obtenção e análise de dados pluviométricos, fluviométricos e características geomorfológicas das bacias, ii) aplicação dos modelos para obtenção dos HUs de cada bacia hidrográfica, iii) regionalização dos parâmetros do modelo que obteve o melhor ajustamento.

Os modelos HUI-Nash, HUIG-Nash e HU-MMQ foram escolhidos por sua extensa aplicação em diversos estudos reportados na bibliografia da especialidade, sendo referidos como modelos de adequada capacidade de predição de hidrogramas de escoamento direto. O modelo HU-MMQ, obtido por operações e cálculo de matrizes, necessita somente de dados de chuva e vazão observados, assim como o modelo HUI-Nash. Por outro lado, o modelo HUIG-Nash modificado por Rosso(1984), derivado da teoria do HUIG proposta por Rodriguez-Iturbe e Valdés (1979), necessita apenas dos dados geomorfológicos das bacias hidrográficas para a elaboração do HUI. Os modelos HUI-Nash e HUIG-Nash têm como base a teoria dos reservatórios lineares.

As bacias hidrográficas escolhidas correspondem àquelas com áreas de drenagem entre 500 km² e 5000 km², definidas por estações fluviométricas localizadas nos rios Pará, Paraopeba, Indaiá, Borrachudo e rio das Velhas, todos afluentes do Alto Rio São Francisco. A escolha dessas bacias foi condicionada à existência de estudos hidrológicos, hidráulicos e geomorfológicos prévios, realizados por CPRM (2001), e pela maior disponibilidade de dados devida ao monitoramento relativamente mais intenso a que as referidas bacias foram submetidas. Os postos pluviométricos foram selecionados após a definição das estações fluviométricas eleitas, conforme polígonos de Thiessen construídos por CPRM (2001).

Os dados necessários à aplicação do modelo HUIG-Nash foram obtidos de forma automática por meio de MDEs da região, disponibilizadas pelo INPE via projeto Topodata. Para o tratamento das imagens e extração dos dados foram utilizados os *softwares* ArcGis 10.1 em conjunto com o *plug-in* TauDem 5.1. Dessa aplicação, foi possível concluir que, de modo

geral, a extração automática de dados geomorfológicos foi bastante exitosa. Devido às grandes dimensões de algumas bacias estudadas, pode-se afirmar que o procedimento automático adotado é a única alternativa para consecução da tarefa em tempo hábil. Por meio dos *softwares* empregados foi possível delinear a rede de drenagem das bacias, seus limites, realizar a ordenação conforme Horton (1945) e Strahler (1957), assim como o cálculo dos parâmetros R_A , R_B e R_L , em alguns casos para bacias de ordem 8, de forma rápida e eficiente.

Na sequência foram obtidos os hietogramas de chuva efetiva pela técnica do índice-Ø e os escoamentos-base pelo *software* HYSEP, desenvolvido pela agência americana USGS. Foram gerados os hidrogramas de escoamento direto para os 287 eventos representativos das 20 estações fluviométricas.

No que se refere ao método empregado na obtenção dos eventos representativos, fazem-se destacar as seguintes considerações:

A separação de eventos chuva-vazão coerentes, a partir dos dados observados nas bacias hidrográficas, mostrou-se bastante trabalhosa. Os dados disponíveis para as estações fluviométricas, mesmo que em volumes apreciáveis em relação ao número de anos de registros, apresentaram importantes falhas, em alguns casos de até mesmo meses e anos inteiros, o que reduziu muito a quantidade de eventos que poderiam ser utilizados. A constatação dessas falhas, em uma área com monitoramento relativamente elevado, mostrou quão deficitária ainda é a rede brasileira de dados fluviométricos, mesmo para intervalos diários.

Essa disponibilidade limitada de dados torna difícil a aplicação das técnicas convencionais da hidrologia para a síntese da transformação chuva-vazão de bacias hidrográficas, principalmente quando são estudadas bacias menores do que as escolhidas nesse trabalho, de áreas de drenagem inferiores a 500 km². Nesta dissertação, para a obtenção de eventos representativos nas bacias com áreas de drenagem inferiores a 1000 km², foi necessário verificar a adequação dos diferentes postos pluviométricos ali existentes, extrapolando assim a metodologia inicial proposta de utilização dos polígonos de Thiessen, construídos por CPRM (2001). Isso decorreu do fato que em bacias dessa dimensão, em muitos casos, os respectivos tempos de concentração eram inferiores à temporalidade dos dados, gerando

inconsistências decorrentes da proximidade geográfica entre os postos pluviométricos e as correspondentes estações fluviométricas. Dessa forma, a escolha do posto pluviométrico foi realizada por tentativa e erro, buscando o evento chuvoso que melhor condizia com os picos de vazões observados e seus respectivos tempos de ocorrência, aumentando em muito o tempo necessário para realizar essa atividade.

A obtenção do escoamento-base utilizando o *software* HYSEP se mostrou bastante satisfatória e de fácil aplicação. Os métodos empíricos de separação dos escoamentos adotados na implementação do *software* mostraram-se eficazes, pelo que recomenda-se sua utilização em estudos dessa natureza.

Em relação à técnica do índice-Ø para obtenção do hietograma de chuva efetiva, esta mostrou-se adequada aos propósitos dos estudos aqui descritos. Sua aplicação, tendo em consideração o volume do HED, foi de fundamental escolha, visto não ser necessária a adição de novas variáveis que poderiam acarretar erros ou tornar difícil sua implementação, pela necessária obtenção de dados e informações adicionais.

Na sequência dos trabalhos, foram obtidos os HUs medianos para todas as 20 bacias selecionadas. De posse dos HUs, foram gerados os HEDs e HCEs calculados pelos três modelos. Os HEDs e HCEs calculados foram comparados aos observados, e avaliados conforme as funções de erro ERR1 e ERR2.

Os resultados dessa fase da aplicação dos modelos às bacias selecionadas permitem extrair as conclusões que se seguem.

- Os três modelos HUI-Nash, HUIG-Nash e HU-MMQ, conforme metodologia utilizada, conseguiram prever de forma eficiente os volumes dos HEDs, chegando em muitos dos casos a atingir valores superiores a 90% na função ERR1.
- Os modelos não conseguiram obter os valores de vazão máxima e seu respectivo tempo de pico de forma tão eficiente quanto o volume nos HED. Analisados pela função ERR2, atingiram valores de 23% a 36% de erro em média.

- Os modelos mostraram-se efetivos quando utilizados a partir de dados horários para prever o HED em uma bacia com uma área de drenagem 113 km², bem abaixo do limite estipulado na seleção das mesmas, que era de 500 km². Percebe-se assim que, de posse de dados pluvio-fluviométricos adequados para bacias de menor dimensão os modelos continuam válidos, como o foram para as de grandes dimensões.
- O modelo HUIG-Nash se mostrou bastante robusto, os resultados obtidos foram muito próximos aos do HUI-Nash, tanto para as 20 bacias selecionadas, como para a bacia do rio Serra Azul delimitada pela estação Jardim, de 113 km².
- Os modelos hidrológicos para geração de HUs mostraram-se robustos e versáteis. Quando realizada a aplicação dos modelos para diferentes cenários propostos, mesclando dados horários na obtenção dos HUs, usando dados de chuva e vazão horários para geração de HUs de 1h e os mesmos dados horários para gerar HUs de 1h, para em seguida defasá-los para obter os HUs de 24h, todos atingiram bons resultados para as funções de erro.
- Em relação ao parâmetro “velocidade” do modelo HUIG-Nash, atribuem-se os bons resultados obtidos ao estudo apurado desenvolvido em Silva (2006). Este parâmetro, sendo o único não determinado de forma empírica pelas características geográficas e topográficas das bacias, é de fundamental importância ao bom desempenho do modelo.
- Até essa fase da pesquisa foi possível concluir que na comparação geral dos três modelos escolhidos, o que demonstrou melhores resultados foi o modelo HUI-Nash. Sendo assim, conforme resultados obtidos, recomendado a sua aplicação em trabalhos dessa mesma natureza.

Passou-se em seguida à aplicação da metodologia de regionalização dos parâmetros k e n do modelo HUI-Nash. Na metodologia aqui empregada, as bacias foram agrupadas conforme suas posições geográficas. Foram definidas três sub-bacias principais, do Rio das Velhas, Rio Pará e Rio São Francisco, gerando assim três agrupamentos. A premissa metodológica intrínseca é que as características geomorfológicas das bacias hidrográficas são diretamente correlacionadas aos parâmetros individuais do modelo hidrológico, obtendo assim um modelo regional completo.

Na sequência foi utilizada a técnica de RLM para correlacionar as características geomorfológicas aos parâmetros dos modelos. Foram elaboradas as matrizes de correlação, e utilizados os testes estatísticos do coeficiente de determinação R^2 , R^2_{ajustado} e F_{total} . Essa etapa permitiu extrair as conclusões a seguir listadas.

- A proposta dos três agrupamentos gerou um elevado coeficiente R^2 para as análises realizadas. Entretanto, o teste para F_{total} não foi bem sucedido, mostrando que, tal como foram concebidos os modelos regionais, as variáveis independentes escolhidas para os conjuntos não foram capazes de explicar as variáveis dependentes, quais sejam, os parâmetros do modelo HUI-Nash. Esse fato foi atribuído à pouca quantidade de estações fluviométricas utilizadas, levando a baixos graus de liberdade no âmbito dessa análise.

Como a proposta de três agrupamentos, conforme suas posições geográficas, não foi bem sucedida, partiu-se para uma abordagem diferente. Foram construídos grandes agrupamentos de estações para explicar a variação dos parâmetros, sendo que a cada inserção de uma nova estação fluviométrica eram calculadas as estatísticas R^2 , R^2_{ajustado} e F_{total} , F_{parcial} . As inserções foram feitas até que os critérios mencionados fossem satisfeitos. As principais conclusões dessa etapa são as que a seguir se destacam.

- A nova metodologia se mostrou eficiente. Foi possível construir agrupamentos maiores de bacias hidrográficas para o modelo regional. Todos os testes relacionados a R^2 , R^2_{ajustado} e F_{total} , F_{parcial} foram bem sucedidos.
- A técnica de regionalização por RLM se mostrou mais eficaz do que por agrupamento por proximidade geográfica.
- Como a nova metodologia de agrupamento não foi baseada na posição geográfica das bacias, ao final dos estudos, não foi possível criar um único agrupamento para ambos os parâmetros dos modelos. Dessa forma foram criados dois agrupamentos: um contendo 12 estações fluviométricas para o parâmetro k e outro contendo 14 estações para o parâmetro n .

Em seguida, foram elaboradas as equações de regressão, para a metodologia bem sucedida. Foram criadas duas situações distintas: i) utilizando as informações de todas as estações dos

agrupamentos, as equações foram denominadas de equações regionais completas; ii) formulação dos modelos de modo a viabilizar a validação cruzada de *jack knife*; as equações resultantes foram chamadas de modelos regionais *jack knife*.

A avaliação da metodologia foi realizada de forma a conseguir a geração dos HUs, e consequentemente dos HEDs e HCEs, para uma seleção de eventos representativos das bacias hidrográficas pertencentes ao agrupamento, de duas maneiras: i) utilizando as equações de regressão do modelo regional completo; ii) utilizando as equações do modelo regional *jack knife*. Esses novos dados foram comparados aos já obtidos pela aplicação direta do modelo HUI-Nash anteriormente.

Os resultados dessa fase final de regionalização dos HUs permitem as conclusões que se seguem.

- Os modelos gerados se mostraram robustos e versáteis;
- As equações de regressão geradas são adequadas para reproduzirem os parâmetros k e n para bacias pertencentes aos agrupamentos propostos, e, consequentemente, seus respectivos HUs.
- Os modelos de regressão construídos, tanto o completo quanto o *jack knife*, atingiram bons resultados na predição dos HEDs das bacias hidrográficas. Foram obtidos valores médios para a função ERR1 de 0,82 a 0,93, e 26% a 34% para a função ERR2.

A aplicação dos modelos HUI-Nash, HUIG-Nash e HU-MMQ e a regionalização do modelo HUI-Nash se mostraram adequadas às bacias estudadas. Para estudos posteriores e visando o aprimoramento das técnicas empregadas, são feitas as seguintes recomendações:

- É necessário um estudo mais apurado sobre a elaboração dos HEDs, verificando se, nos casos em que os resultados não foram satisfatórios, os erros estão ligados diretamente aos dados pluviométricos, tendo em vista a grande dificuldade encontrada na identificação dos eventos chuva-vazão para algumas bacias.

- Na sequência dos estudos relativos à regionalização, recomenda-se um estudo ainda mais abrangente, incluindo-se bacias menores do que 500 km², tendo em conta os bons resultados apresentados também para a estação Jardim, no rio Serra Azul, de 113 km². No entanto, serão necessários dados mais apurados de chuva e vazão, provavelmente horários, de difícil obtenção no meio técnico brasileiro.
- Recomenda-se na continuidade dos trabalhos o desenvolvimento de uma metodologia específica para a regionalização do modelo HUIG-Nash, tendo em vista que seus parâmetros R_A , R_B , e R_C estão diretamente relacionados às características geomorfológicas da bacia. Assim, as variáveis, como área de drenagem e declividade das bacias, não poderiam ser eleitas como variáveis independentes no estudo da RLM. Trabalhos dessa natureza já estão sendo realizados como em Bhunya, Singh e Mishra (2009).
- Uma metodologia específica deve ser estudada para o parâmetro da velocidade do modelo HUIG-Nash, visto os bons resultados aqui obtidos. Trabalhos como Al-Wagdany e Rao (1997; 1998) já apresentaram soluções eficientes para a dificuldade da obtenção desse parâmetro em bacias não monitoradas.

REFERÊNCIAS

ADIB ET AL. Comparison between GcIUH-Clark, GIUH-Nash, Clark-IUH, and Nash-IUH models, *Turkish J. Eng. Env. Sci*, 34, 91-103, 2010.

A.S.AL-WAGDANY E RAO, A.R. Estimation of the Velocity Parameter of the Geomorphologic Instantaneous Unit Hydrograph, *Water Resources Management* 11, 1-16, 1997.

A.S.AL-WAGDANY E RAO, A.R. Correlation of the velocity parameter of three geomorphological instantaneous unit hydrograph modelos, *Hydrological Processes* 12, 651-659.

ASCE (Asce Manual and Reports on Engineering Practice). *Hydrology Handbook*. Amer Society of Civil Engineers, 1996.

ARSENAULT, R.; BRISSETTE, E F. P. Continuous streamflow prediction in ungauged basins: The effects of equifinality and parameter set selection on uncertainty in regionalization approaches, *WaterResources.Research.*, 50, 6135–6153, doi:10.1002/2013WR014898, 2014.

BHASKAR ET AL. Flood Estimation for ungauged catchmentes using the GIUH, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 123:228-238, 1997.

CASELLA G.; BERGER R.L. *Statistical Inference*, Duxbury Advanced Series, 2002.

CHARLES T. HAAN. *Statistical methods in hydrology*, The Iowa State University Press, 1977.

CHIN, D. A. *Water-Resources Engineering*, International Edition, Pearson, 2012.

CHOW, V. T. *Applied Hydrology*, McGraw Hill Book Company, New York, 1988.

CLARK, C. O. Storage and the unit hydrograph, *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 110, 1419–1446, 1945.

CPRM - COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. (Brasil) *Projeto Análise de Consistência de Dados Pluviométricos – Bacia do Rio São Francisco. Sub-Bacias 40 a 44: Relatório Técnico Parcial. Sub-Bacia 40*. DNAEE/CPRM, Belo Horizonte, 1995a.

CPRM - COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. (Brasil) *Projeto Análise de Consistência de Dados Pluviométricos – Bacia do Rio São Francisco. Sub-Bacias 40 a 44: Relatório Técnico Parcial. Sub-Bacia 41*. DNAEE/CPRM, Belo Horizonte, 1995b.

DPOH - DEPARTAMENTO DE PROJETOS E OBRAS HÍDRICAS, *Manual de segurança e inspeção de barragens*, Ministerio da Integração Nacional, Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica, 2002.

TARBOTON G. DAVID, *Guide to using the TauDem command line functions*, UtahState University, 2010.

HORTON, R. E. Erosional development of streams and their drainage basins: Hydrophysical approach to quantitative morphology. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 56_3_, 275–370, 1945.

HALL, M. J.; ZAKI, A. F., E SHAHIN, M. M. A.: Regional analysis using the Geomorphoclimatic Instantaneous Unit Hydrograph, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 5, 93-102, doi:10.5194/hess-5-93-2001, 2001.

HEC-1. *Flood Hydrograph Package*, User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA 95616, 1990.

KUMAR ET AL. Runoff estimation for an ungauged catchment using geomorphological instantaneous unit hydrograph (GIUH) models, *Hydrological Processes*, 21, 1829-1840, 2007.

LEE, M. T.; BLANK, D. E DELLEUR, J. W. A program for estimating runoff from Indiana watersheds, Part II. Assembly of hydrologic and geomorphologic data for small watersheds in Indiana, *Tech. Rep. No. 23, Purdue University Water Resources Research Center*, Lafayette, Indiana, 1972.

LEGATES, D. R., AND G. J. MCCABE. Evaluating the use of “goodness-of-fit” measures in hydrologic and hydroclimatic model validation, *Water Resources Research*, 35, 233–241, 1999.

MACHADO, R. E.; VETTORAZZI, C. A.; CRUCIANI, D. E. Simulação de escoamento em uma microbacia hidrográfica utilizando técnicas de modelagem e geoprocessamento. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v.8, n.1, p.147-155, 2003.

MINISTÉRIO DA AGRICULTURA E REFORMA AGRÁRIA. *Normais climatológicas (1961 - 1990)*. Brasília: [s.n.].1992. 84 p.

NASH, J. E. AND J. V. SUTCLIFFE. River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles, *Journal of Hydrology*, 10 (3), 282–290, 1970.

NASH, J.E. The form of the instantaneous unit hydrograph, IASH publication no.45, vol. 3-4, pp. 114-121, 1957.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. *Hidrologia Estatística. 1. ed.* Belo Horizonte: CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – Superintendência Regional de Belo Horizonte, 2007. 552 p.

PATRA, K. C. *Hydrology and Water Resources Engineering*, Alpha Science International, Oxford, UK, 2008.

P. K. BHUNYA; P. K. SINGH E S. K. MISHRA. Fréchet and chi-square parametric expressions combined with Horton ratios to derive a synthetic unit hydrograph, *Hydrological Sciences Journal*, 54:2, 274-286, DOI: 10.1623/hysj.54.2.274, 2009.

RAO, A.R E HAMED, K.H. Flood Frequency Analysis, *CRC Press*, 2000.

RODRÍGUEZ-ITURBE; I., M. GONZÁLEZ-SANABRIA; E R. L. BRAS, A geomorphoclimatic theory of the instantaneous unit hydrograph, *Water Resour. Res.*, 18(4), 877–886, 1982.

RODRÍGUEZ-ITURBE, I., AND A. RINALDO . Fractal River Basins, Chance and Self-Organization, 547 pp., *Cambridge Univ. Press*, New York, 1997.

ROSSO, R. Nash Model Relation to Horton Order Ratios, *Water Resour. Res.*, 20(7), 914–920, doi:10.1029/WR020i007p00914, 1984.

SING, K.P. Unit Hydrographs-a comparative study, *Water Resour. Bul.*, vol 12, no. 2, pp. 381-392, April, 1976.

SILVA F.E.O. Avaliação de métodos de propagação de vazões em cursos d'água naturais com ênfase em aspectos da geomorfologia fluvial, 2006.

SINGH, S. K. Transmuting synthetic unit hydrographs into a gamma distribution. *J. Hydrologic Eng.*, 5(4), 380–385, 2000.

SINGH, S. K. Simplified Use of Gamma-Distribution/Nash Model for Runoff Modeling, *J. Hydrologic Eng.*, 2004.9, 240-243, 2004.

SNYDER, F.F. Synthetic unit-graphs, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 19, pp. 447-454, 1938.

SNYDER, W.M., Hydrograph analysis by the method of least squares, *Proc. A.S.C.E.* 793, 1955.

SLOTO, R.A., AND CROUSE, M.Y. *HYSEP: A computer program for streamflow hydrograph separation and analysis*, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 96-4040, 46 p, 1996.

SCS - SOIL CONSERVATION SERVICE, *Hydrology, sec. 4 of National Engineering Handbook*, Soil Conservation Service, U. S. Department of Agriculture, Washington, D. C., 1972.

SHERMAN L. K. Streamflow from Rainfall by the Unit Graph Method. *Engineering News Record*, 108, p. 501-505, 1932.

TARBOTON, D.G E MOHAMMED, I.N. *Quick start Guide to Using The Taudem Arcgis Tollbox*. UtahState University, 2013.

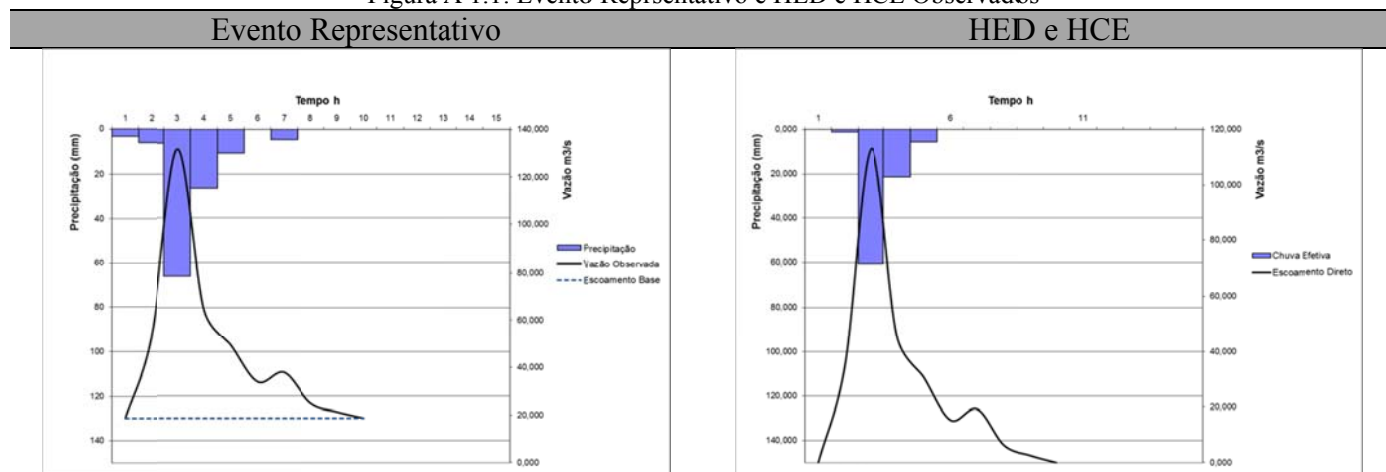
TEIXEIRA, A. L. A., MORETTI, E., CRISTOFOLETTI, A. *Introdução aos Sistemas de Informação Geográfica*, Rio Claro, 79 p., 1992.

TUCCI, CARLOS E. M. *Hidrologia: ciência e aplicação*. 4.ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2009. 943 p.

ANEXO 1 – EVENTOS REPRESENTATIVOS

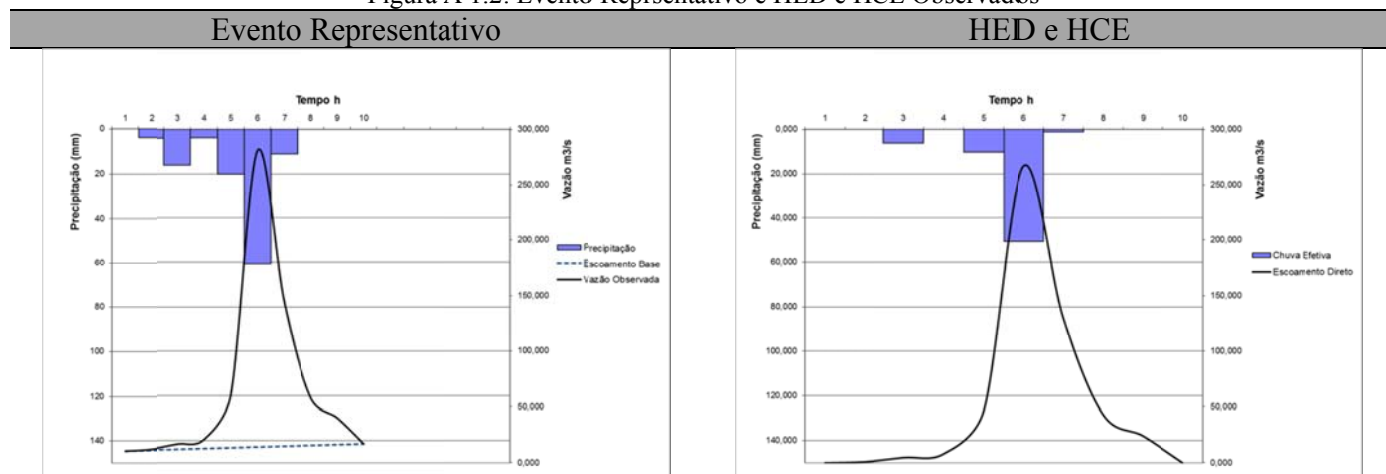
Estação Fluviométrica Fazenda Samburá (40032000)

Figura A 1.1: Evento Representativo e HED e HCE Observados



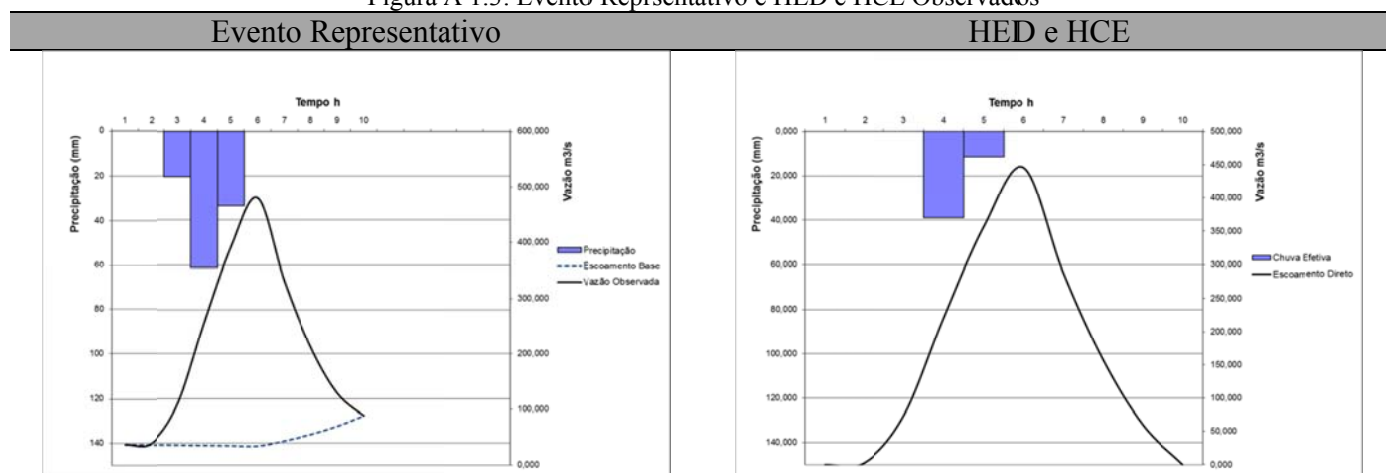
Estação Fluviométrica Fazenda da Barra (40037000)

Figura A 1.2: Evento Representativo e HED e HCE Observados



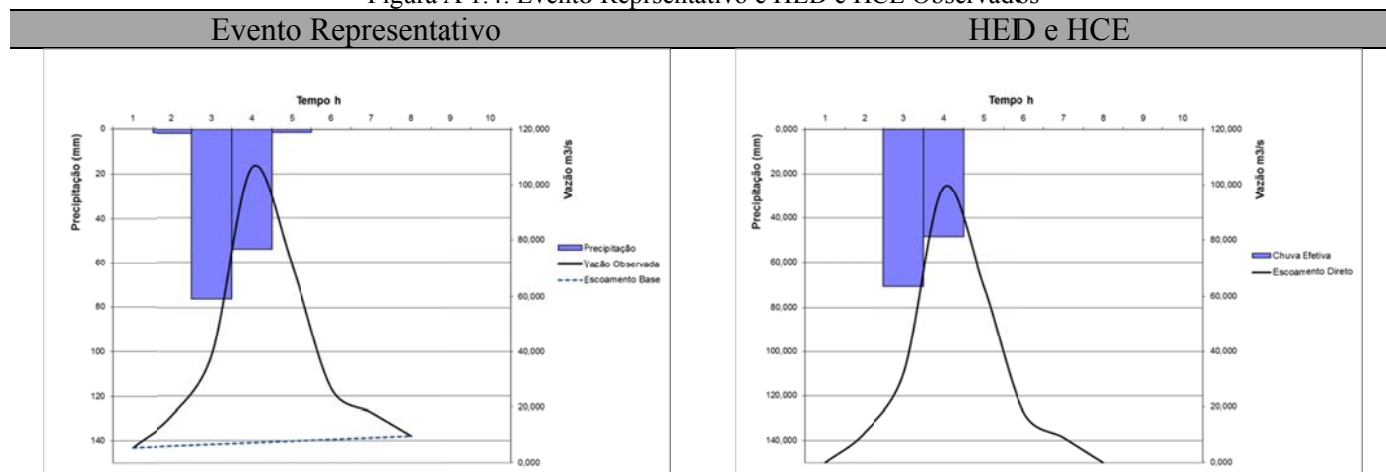
Estação Fluviométrica Belo Vale (407100000)

Figura A 1.3: Evento Representativo e HED e HCE Observados



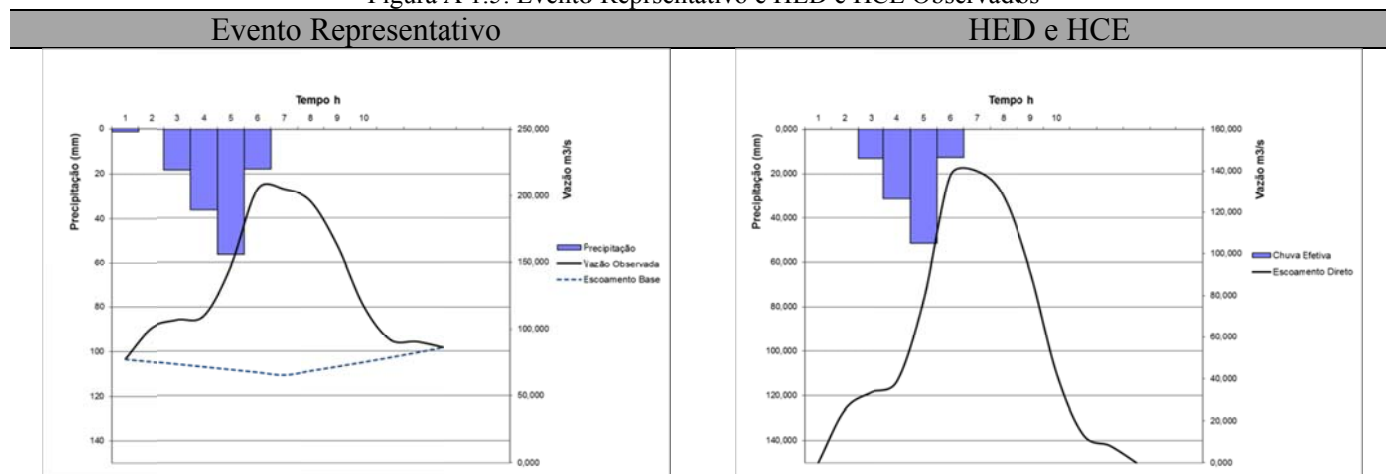
Estação Fluviométrica Barra do Funchal (409300000)

Figura A 1.4: Evento Representativo e HED e HCE Observados



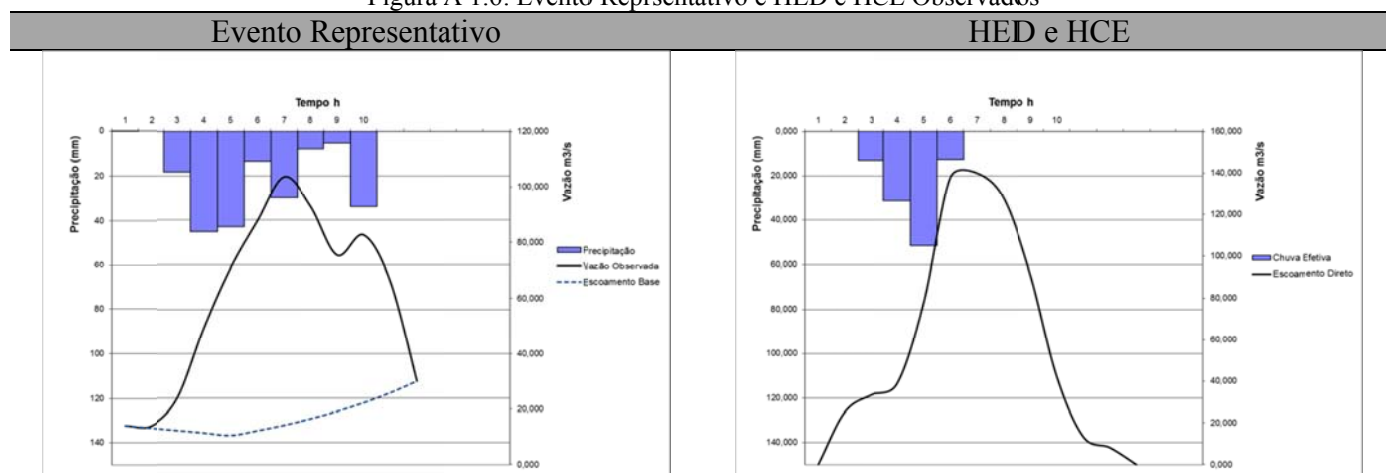
Estação Fluviométrica Carmo do Cajuru (401500000)

Figura A 1.5: Evento Representativo e HED e HCE Observados



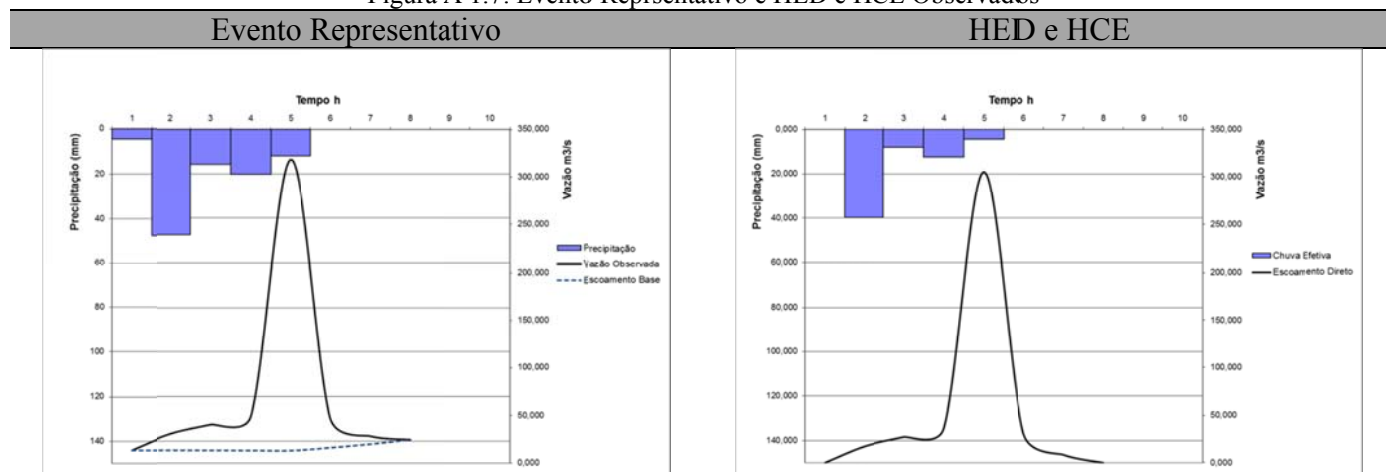
Estação Fluviométrica Congonhas Linigrafo (40579995)

Figura A 1.6: Evento Representativo e HED e HCE Observados



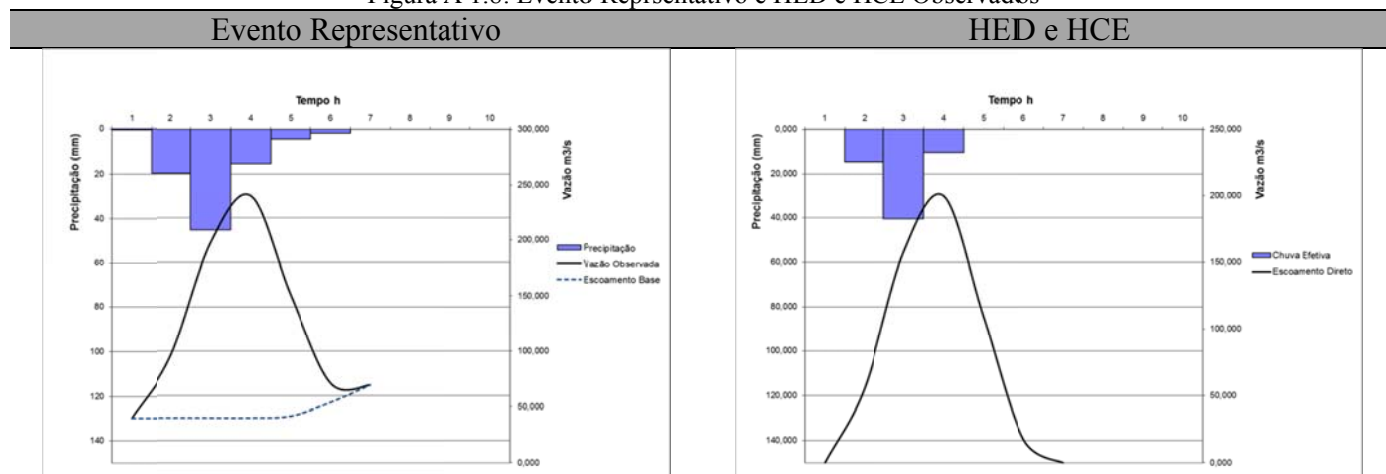
Estação Fluviométrica Fazenda São Felix (40975000)

Figura A 1.7: Evento Representativo e HED e HCE Observados



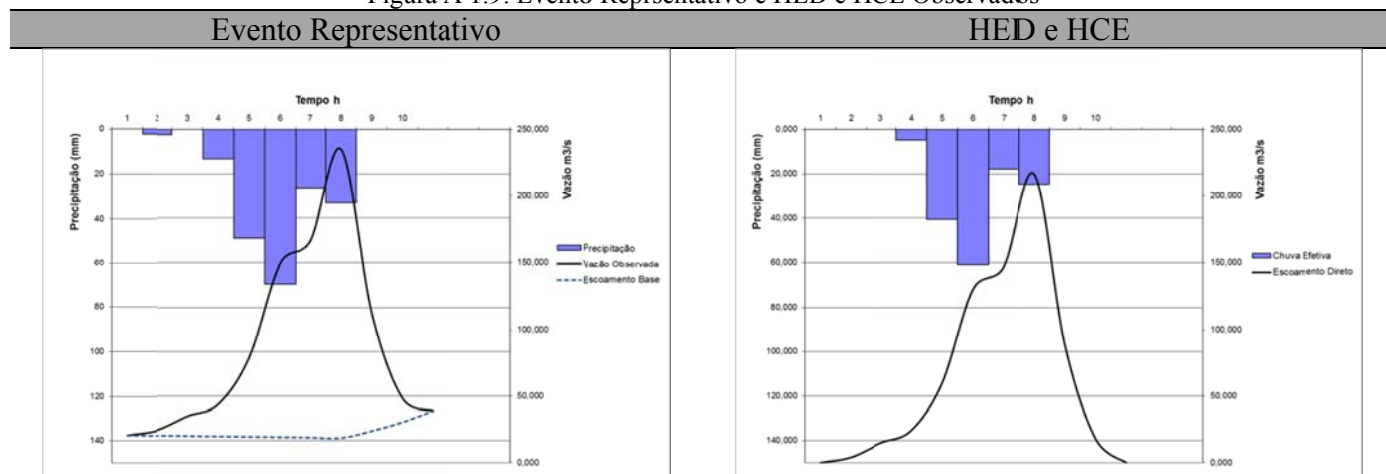
Estação Fluviométrica Honório Bicalho (41199998)

Figura A 1.8: Evento Representativo e HED e HCE Observados



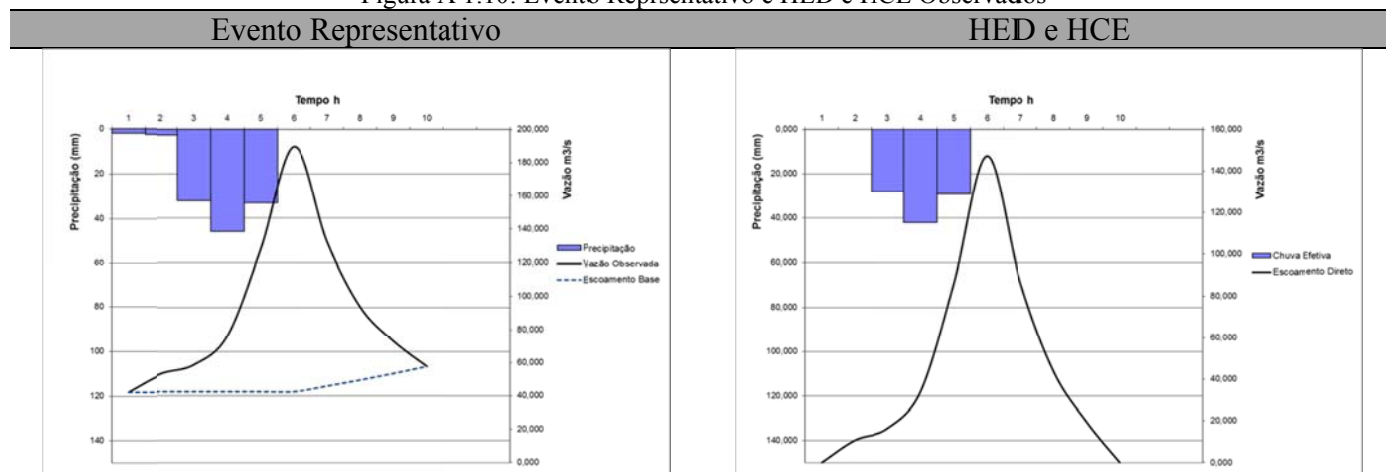
Estação Fluviométrica Major Porto (41050000)

Figura A 1.9: Evento Representativo e HED e HCE Observados



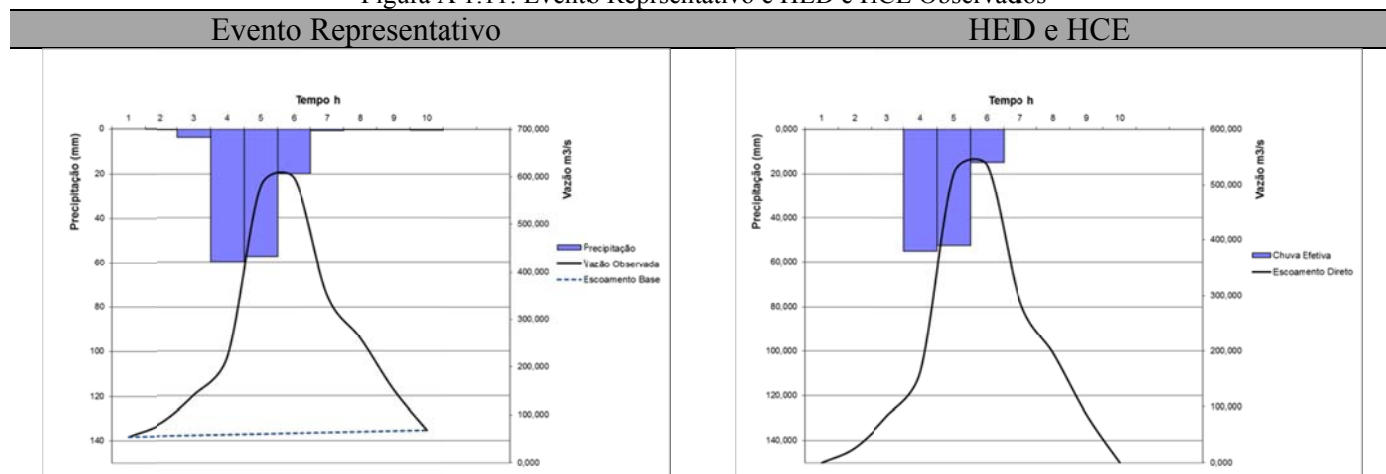
Estação Fluviométrica Pari (40185000)

Figura A 1.10: Evento Representativo e HED e HCE Observados



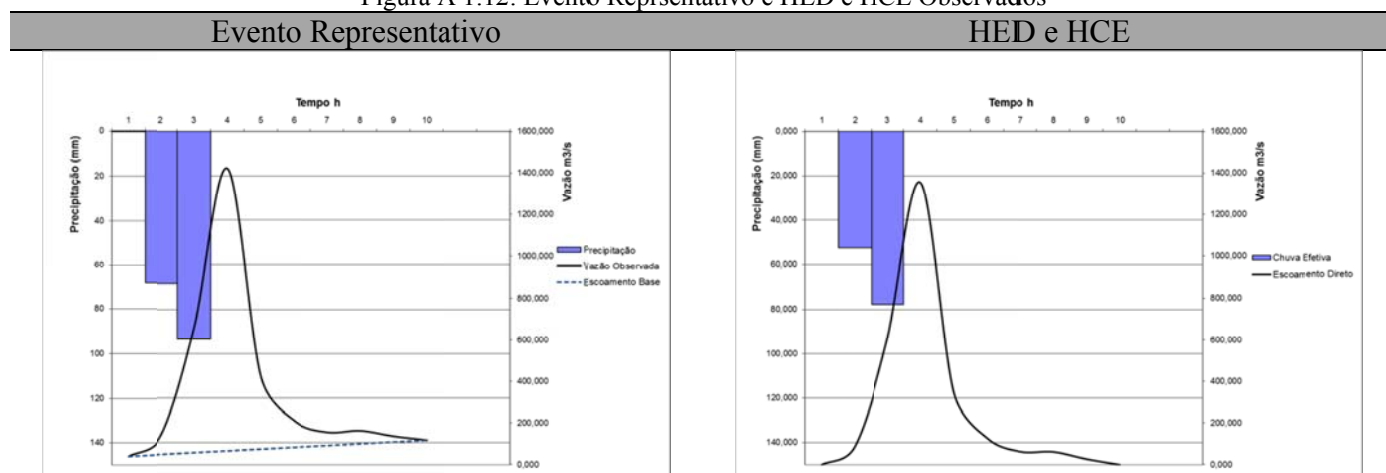
Estação Fluviométrica Pinhões (41260000)

Figura A 1.11: Evento Representativo e HED e HCE Observados



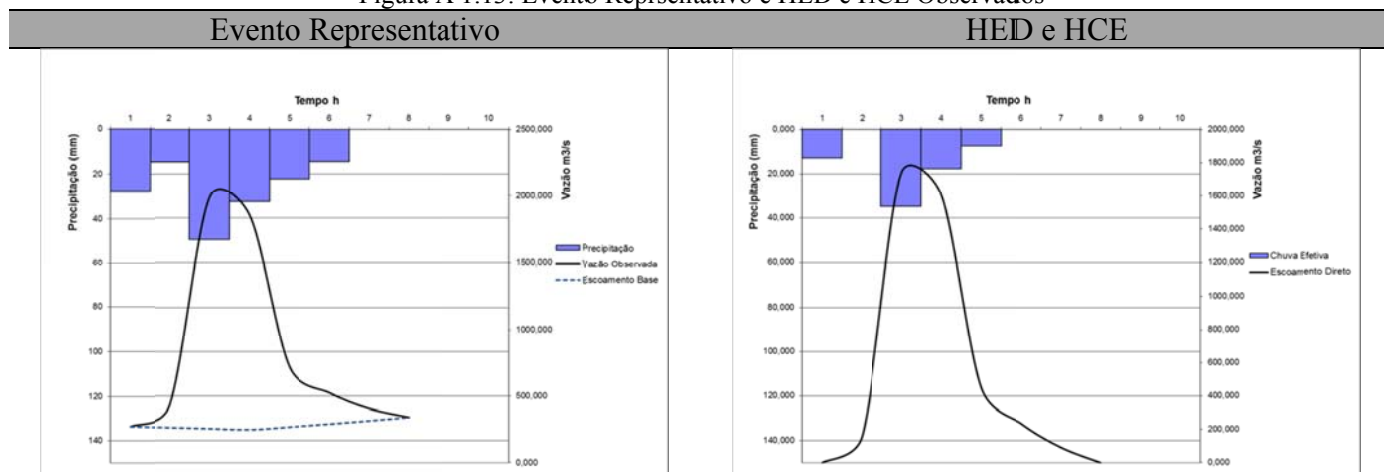
Estação Fluviométrica Ponte Raul Soares (41340000)

Figura A 1.12: Evento Representativo e HED e HCE Observados



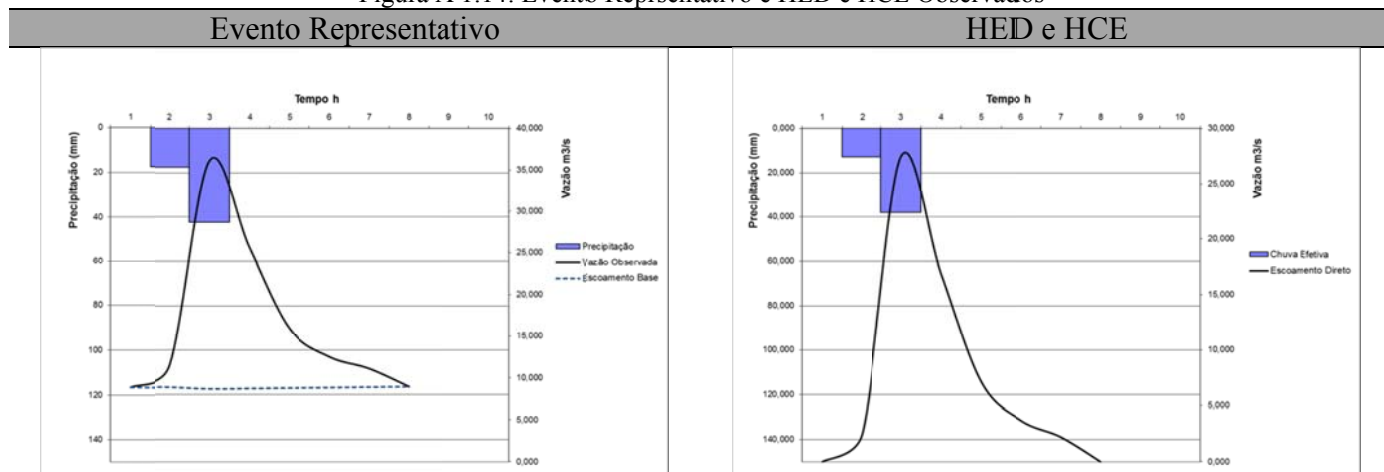
Estação Fluviométrica Porto do Passarinho (41075001)

Figura A 1.13: Evento Representativo e HED e HCE Observados



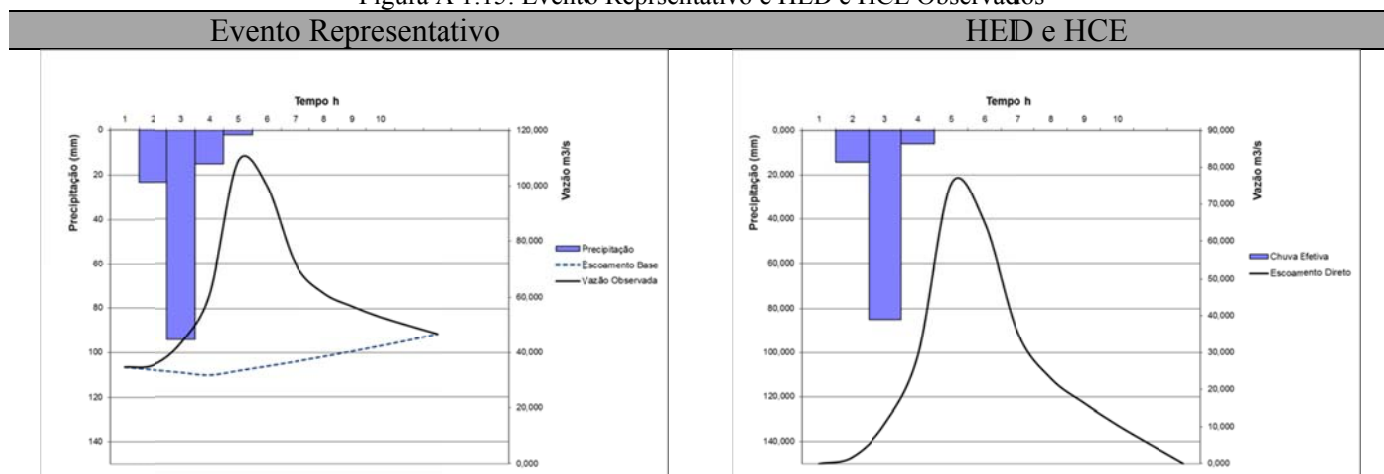
Estação Fluviométrica Tapirai Jusante (40060001)

Figura A 1.14: Evento Representativo e HED e HCE Observados



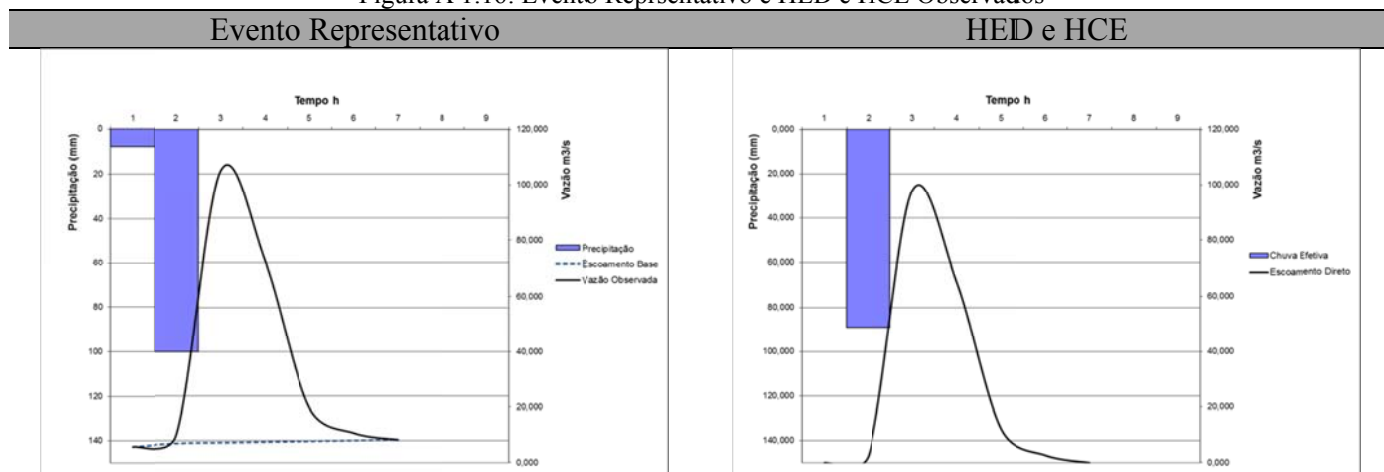
Estação Fluviométrica Taquaral (40080000)

Figura A 1.15: Evento Representativo e HED e HCE Observados



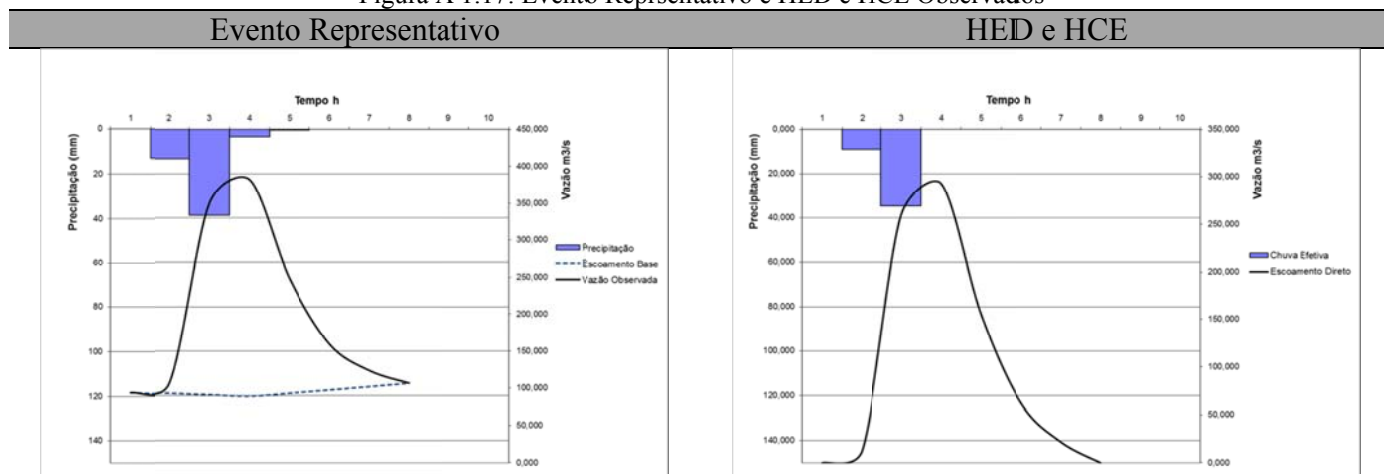
Estação Fluviométrica Vespasiano (41250000)

Figura A 1.16: Evento Representativo e HED e HCE Observados



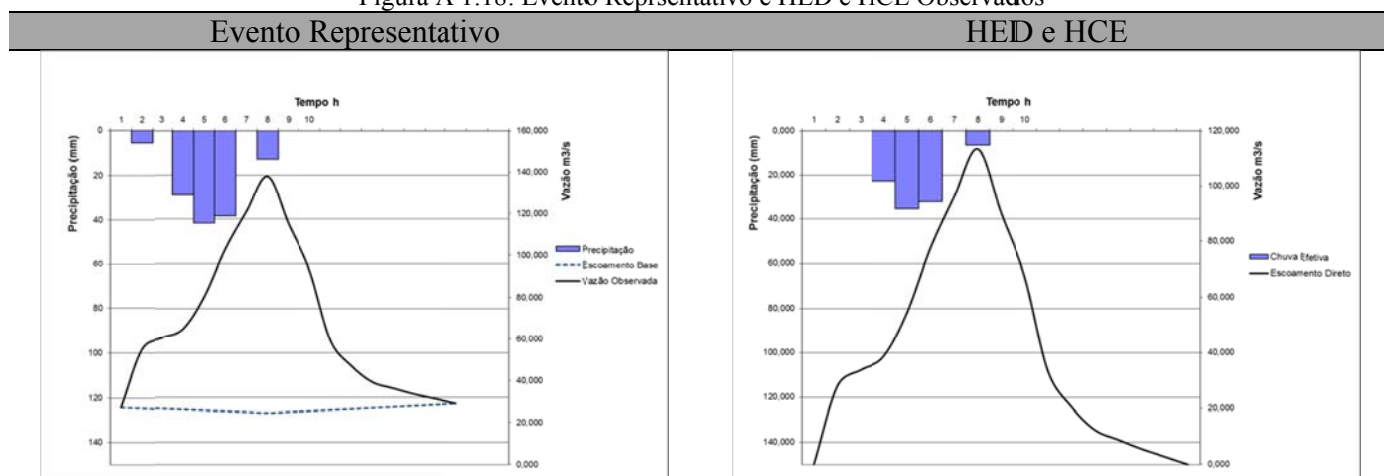
Estação Fluviométrica Alberto Flores (40740000)

Figura A 1.17: Evento Representativo e HED e HCE Observados



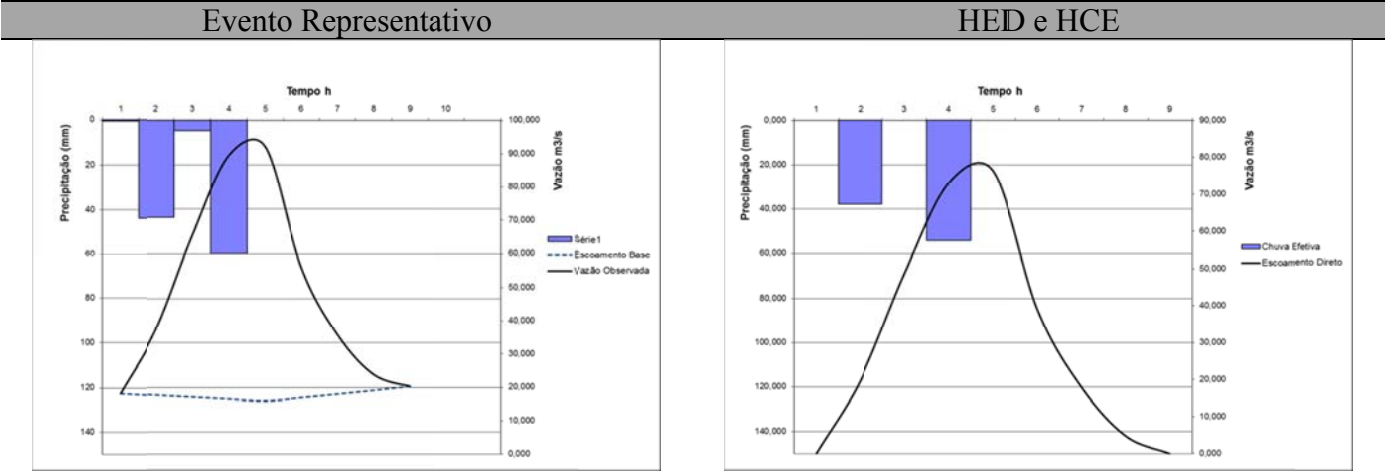
Estação Fluviométrica Álvaro da Silveira (40400000)

Figura A 1.18: Evento Representativo e HED e HCE Observados



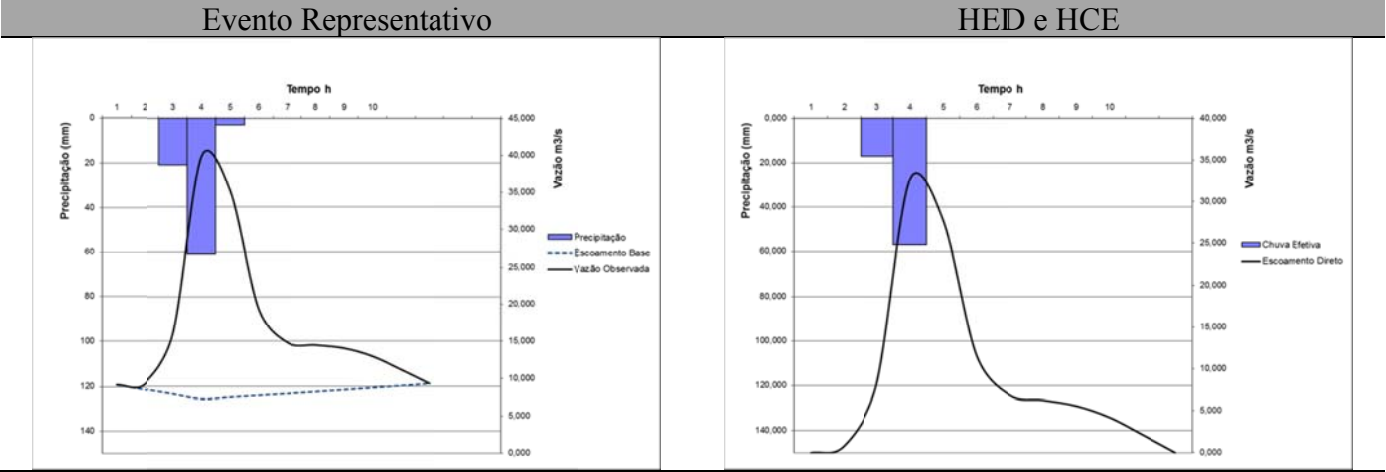
Estação Fluviométrica Marilândia (40170000)

Figura A 1.19: Evento Representativo e HED e HCE Observados



Estação Fluviométrica Martinho Campos (40500000)

Figura 46: Evento Representativo e HED e HCE Observados



ANEXO 2 – HEDS CALCULADOS E OBSERVADOS

Figura A 2.1: HED's Calculados e Observados

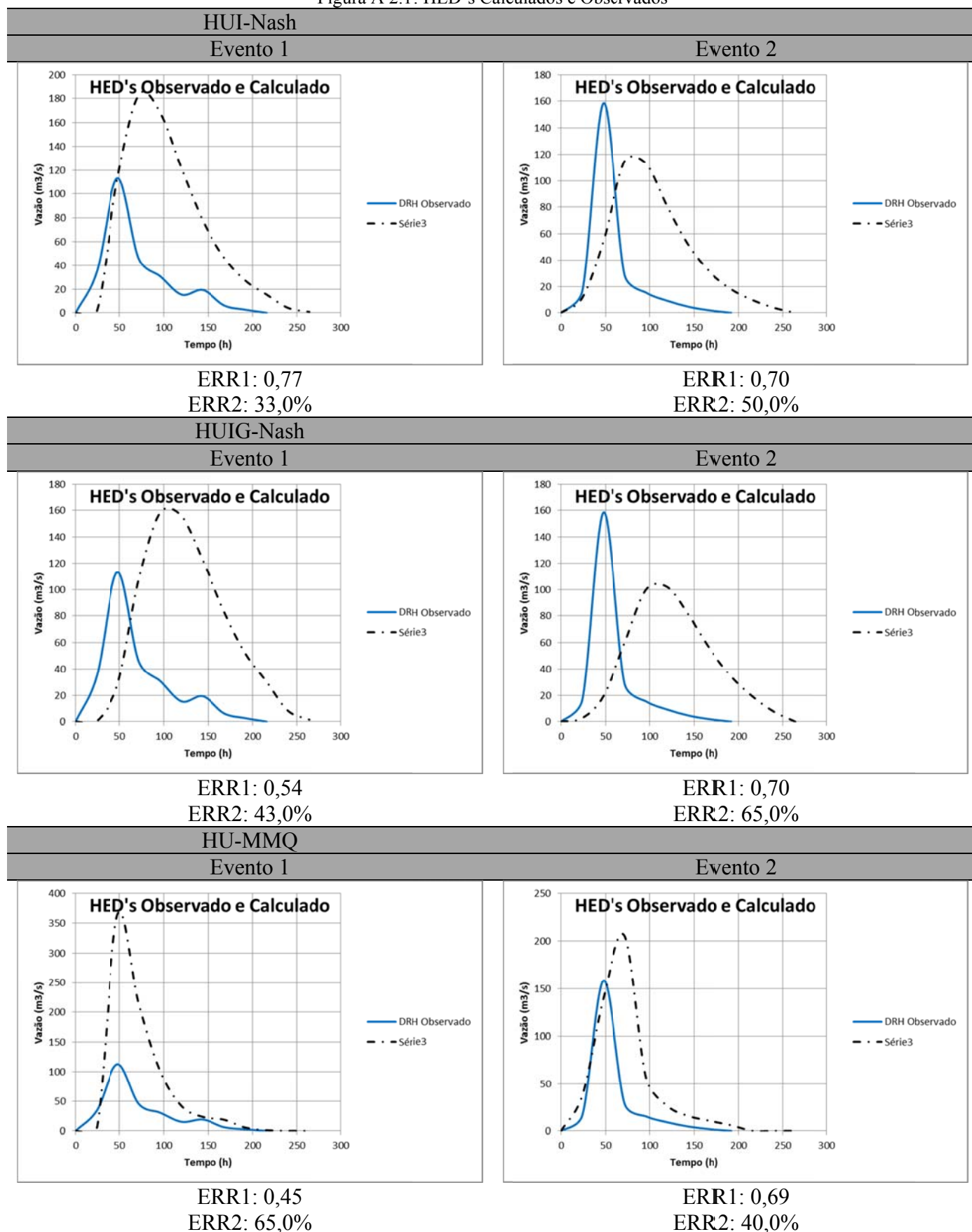


Figura A 2.2: HED's Calculados e Observados

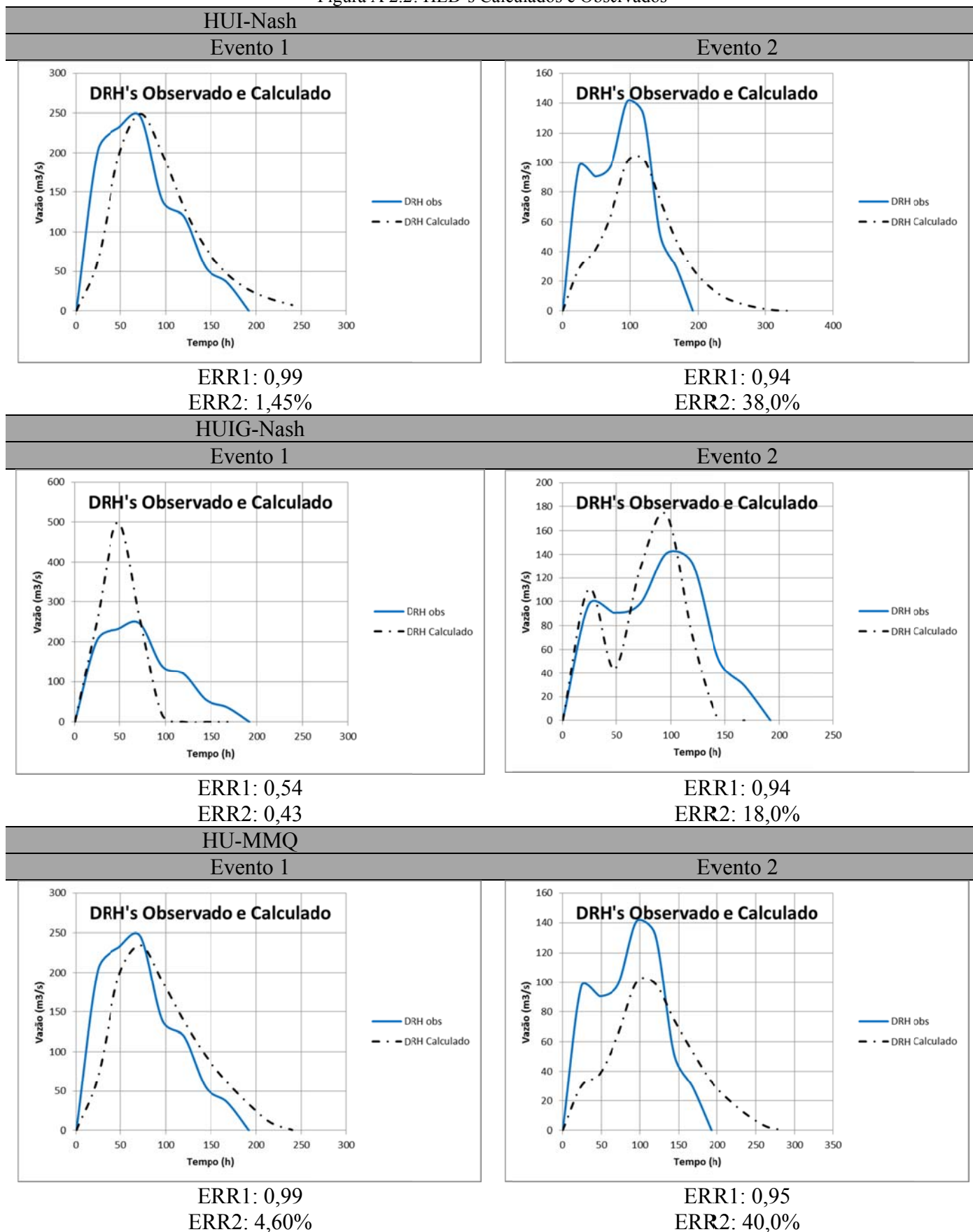


Figura A 2.3: HED's Calculados e Observados

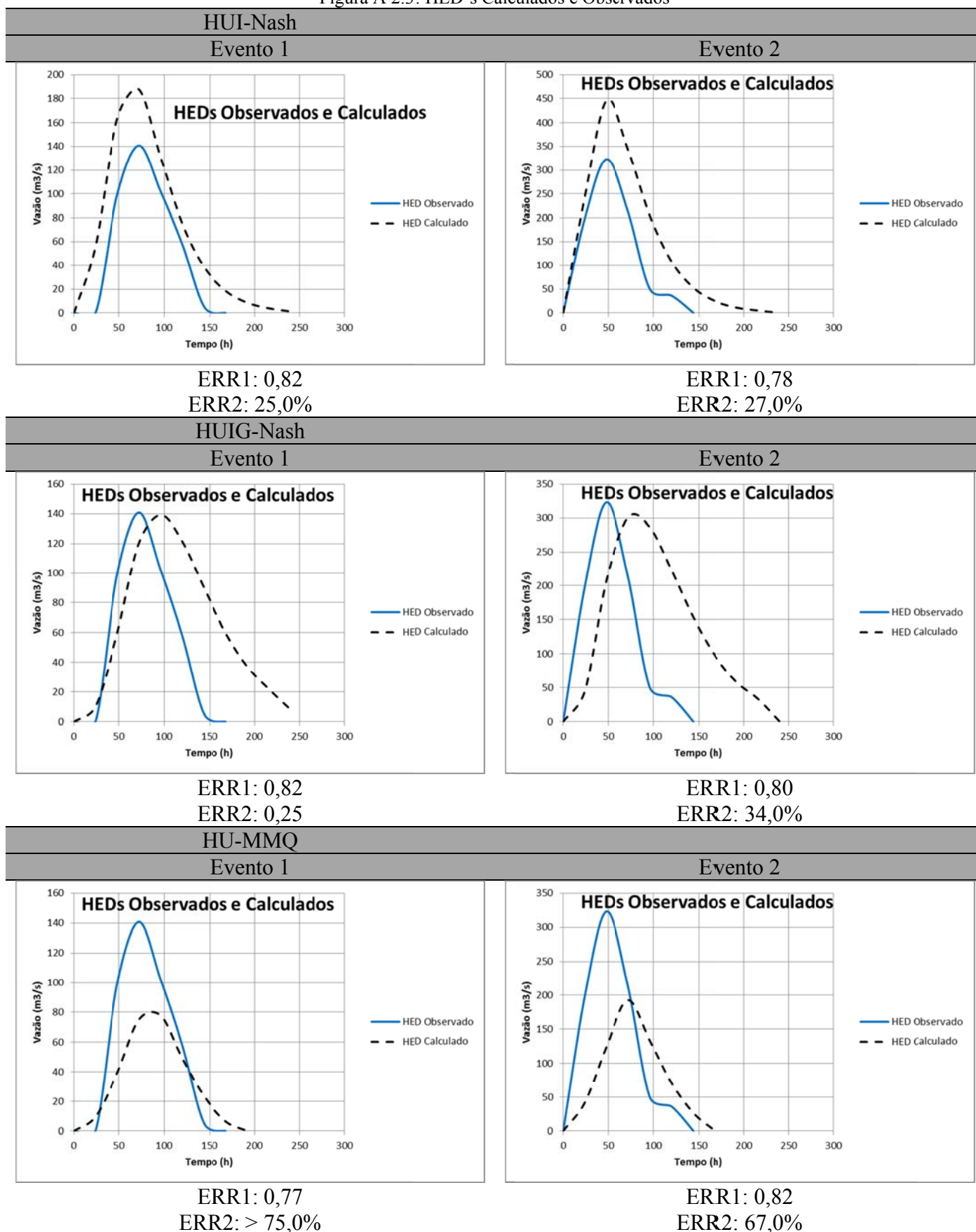


Figura A 2.4: HED's Calculados e Observados

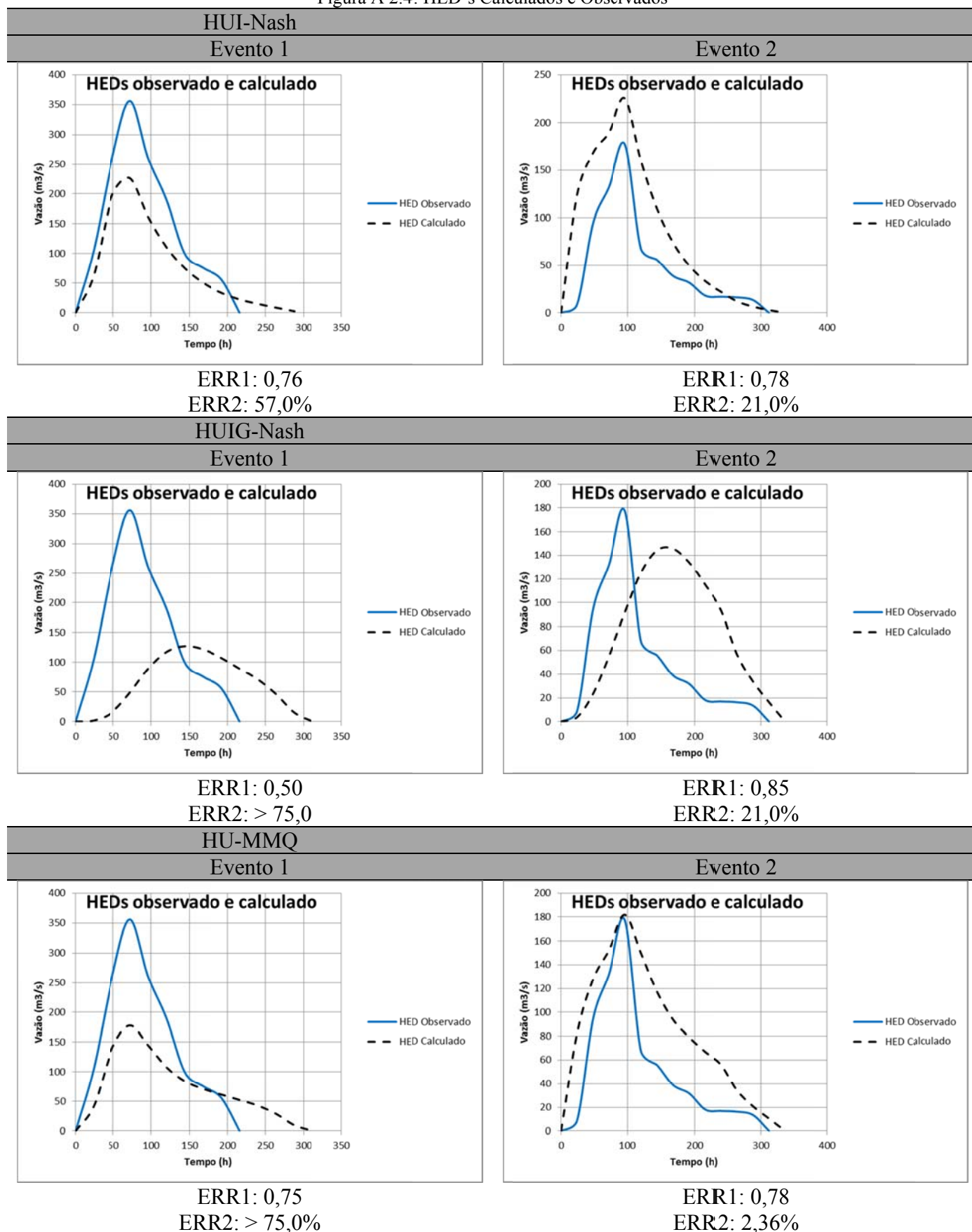


Figura A 2.5: HED's Calculados e Observados

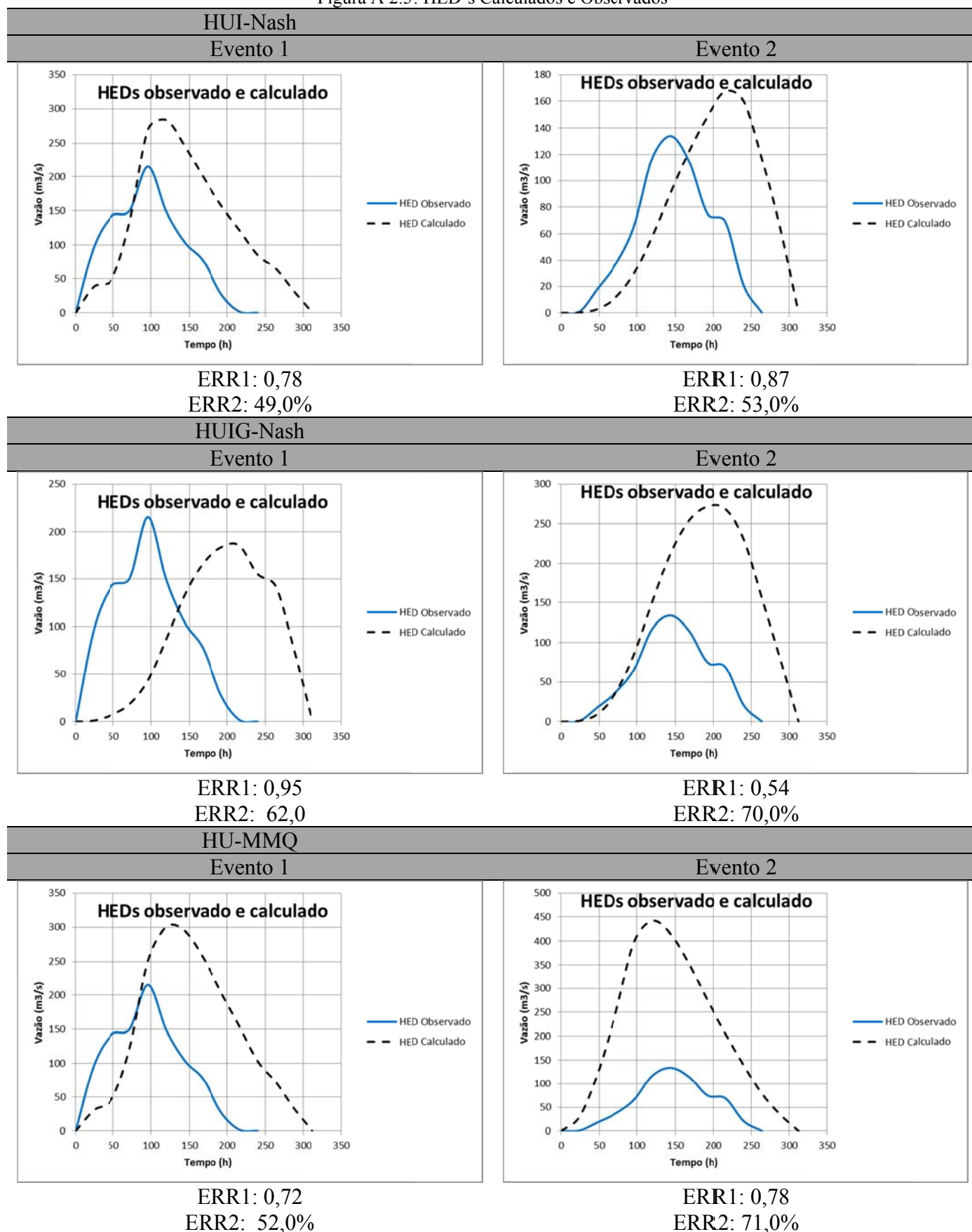


Figura A 2.6: HED's Calculados e Observados

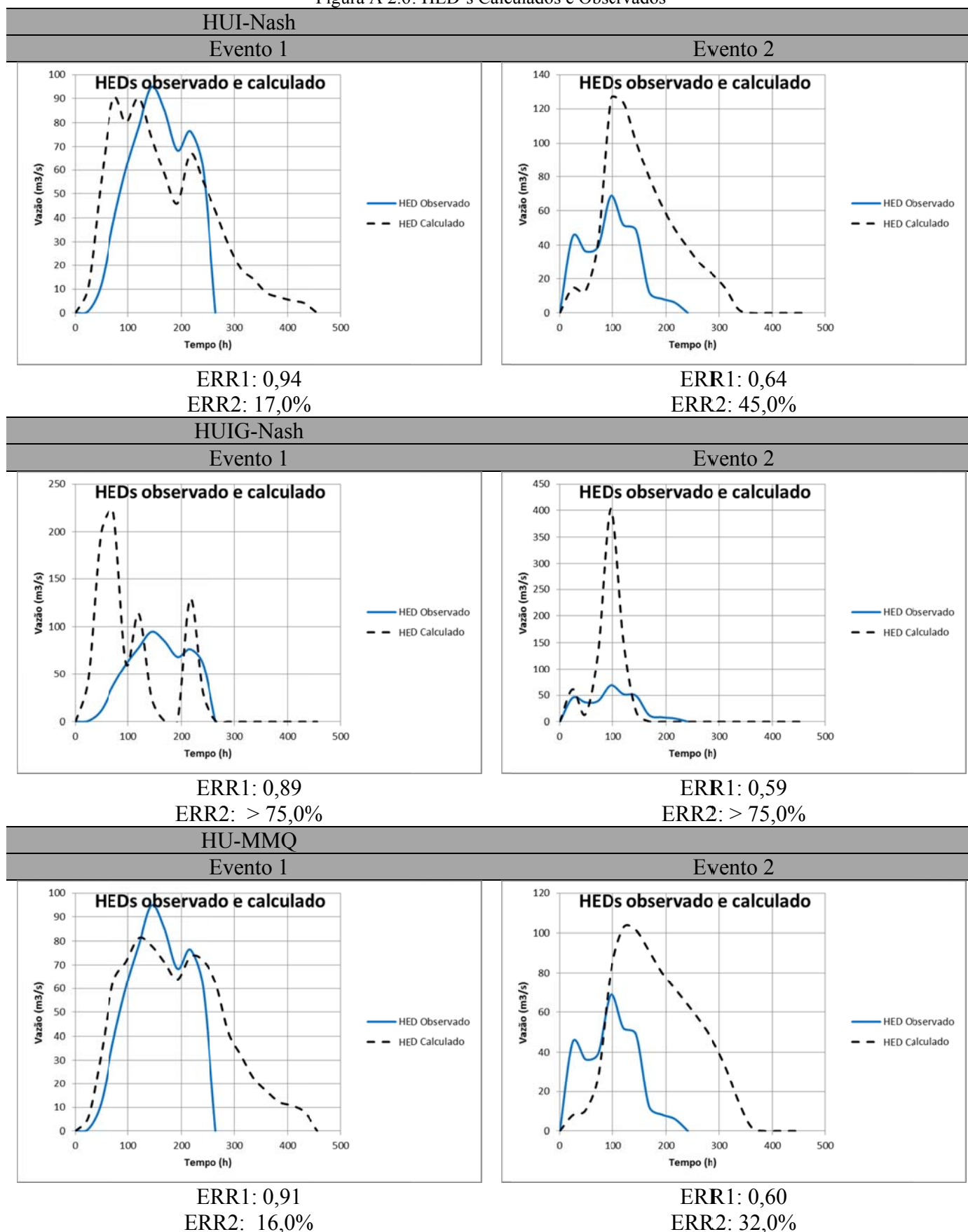


Figura A 2.7: HED's Calculados e Observados

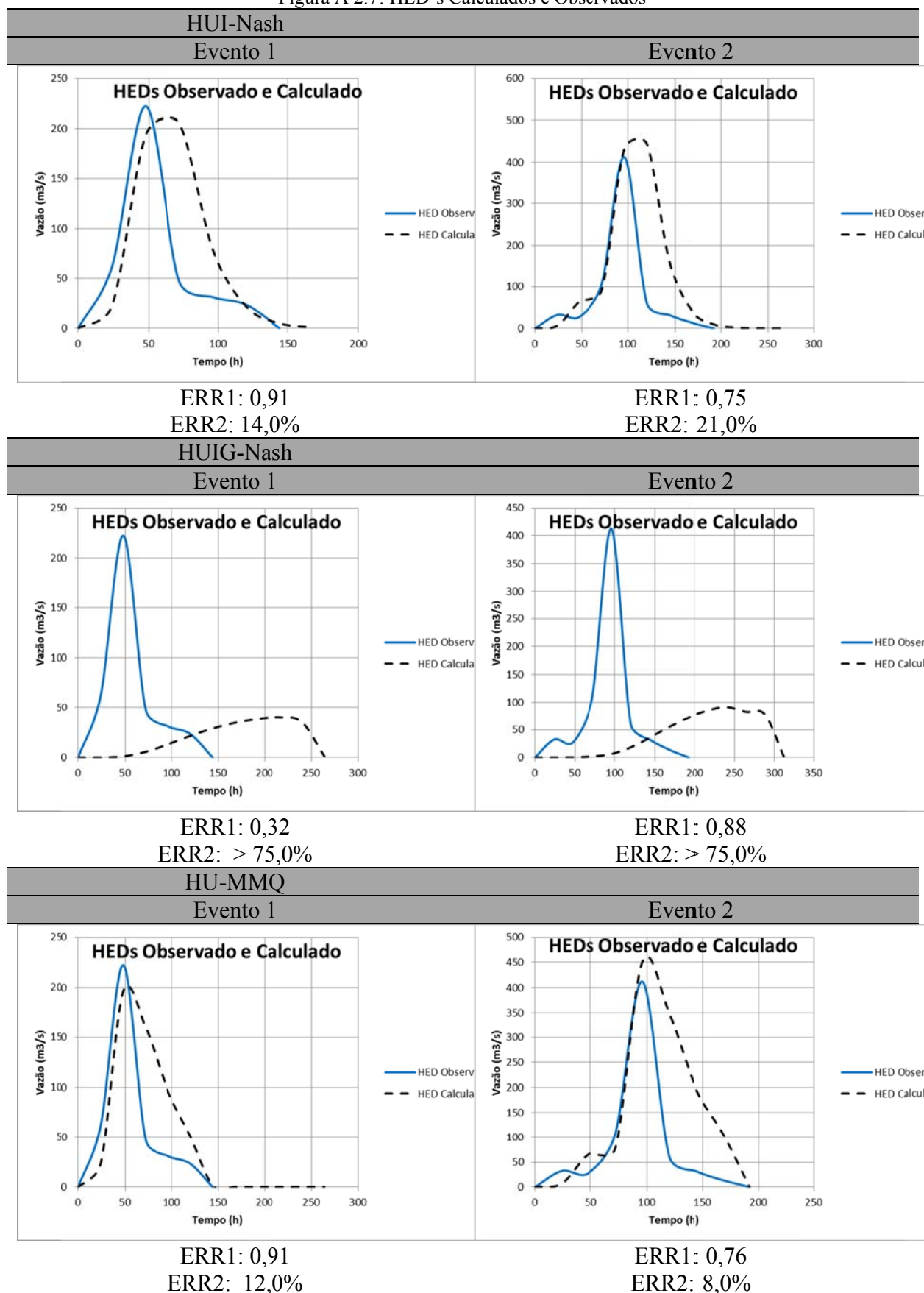


Figura A 2.8: HED's Calculados e Observados

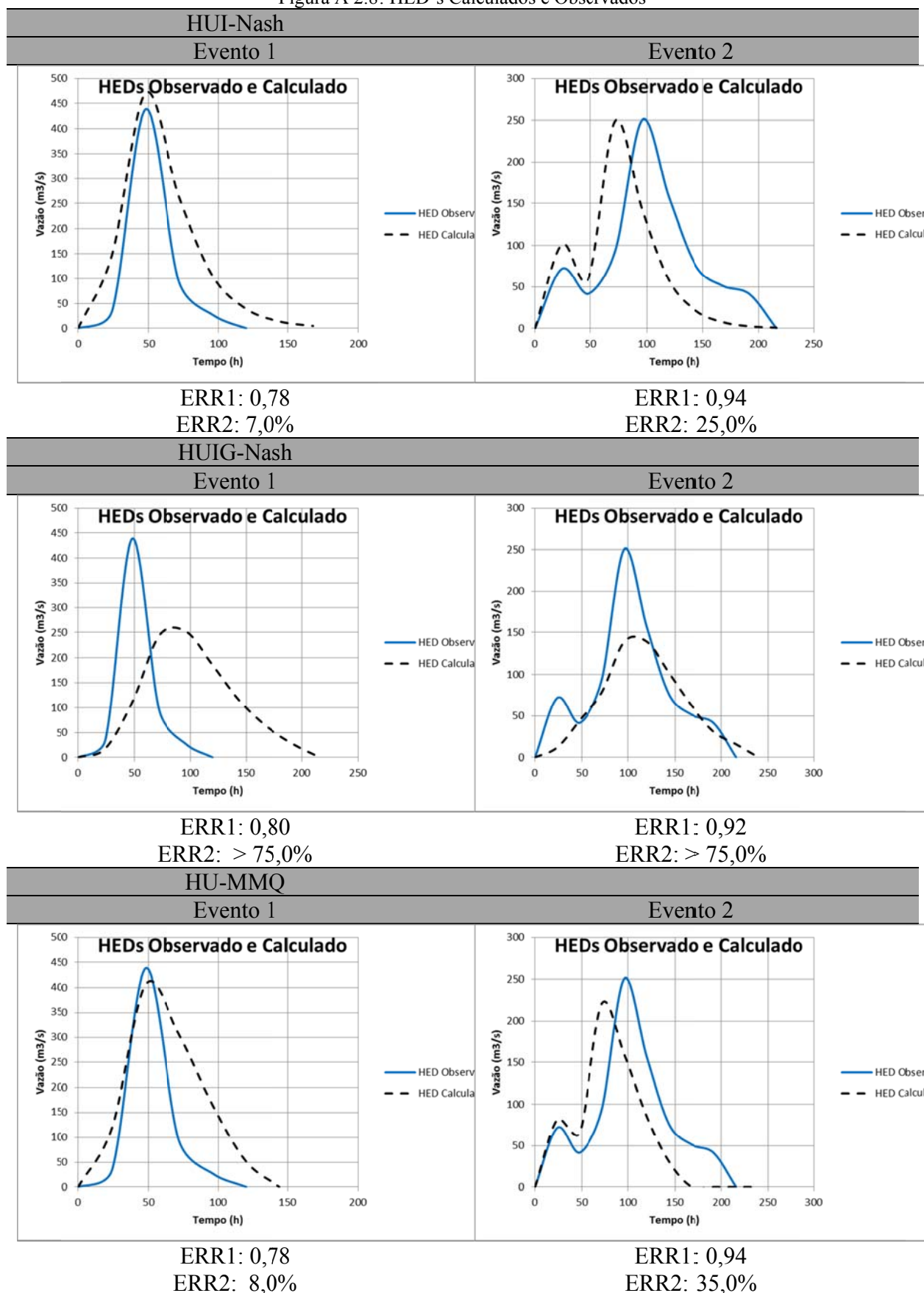


Figura A 2.9: HED's Calculados e Observados

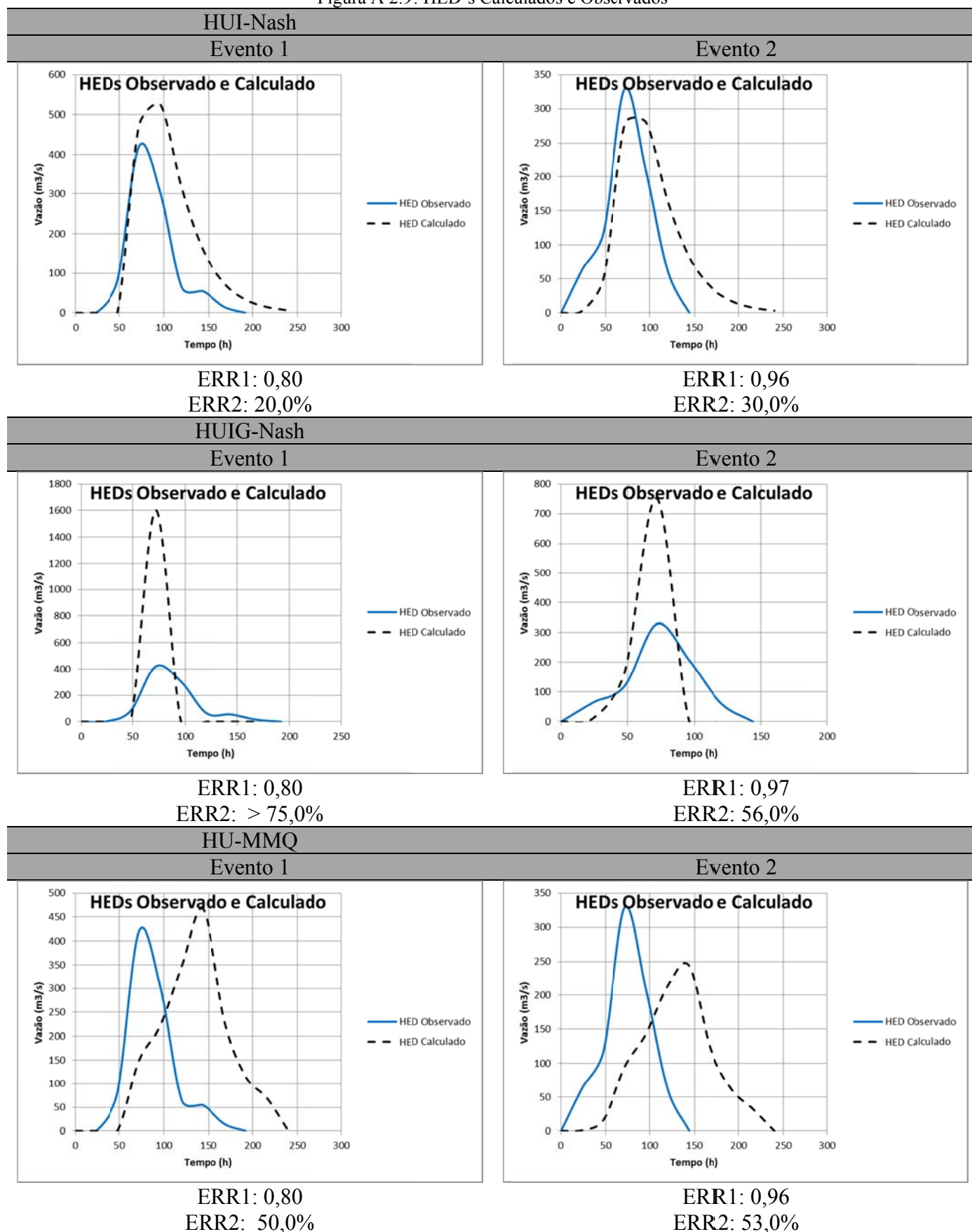


Figura A 2.10: HED's Calculados e Observados

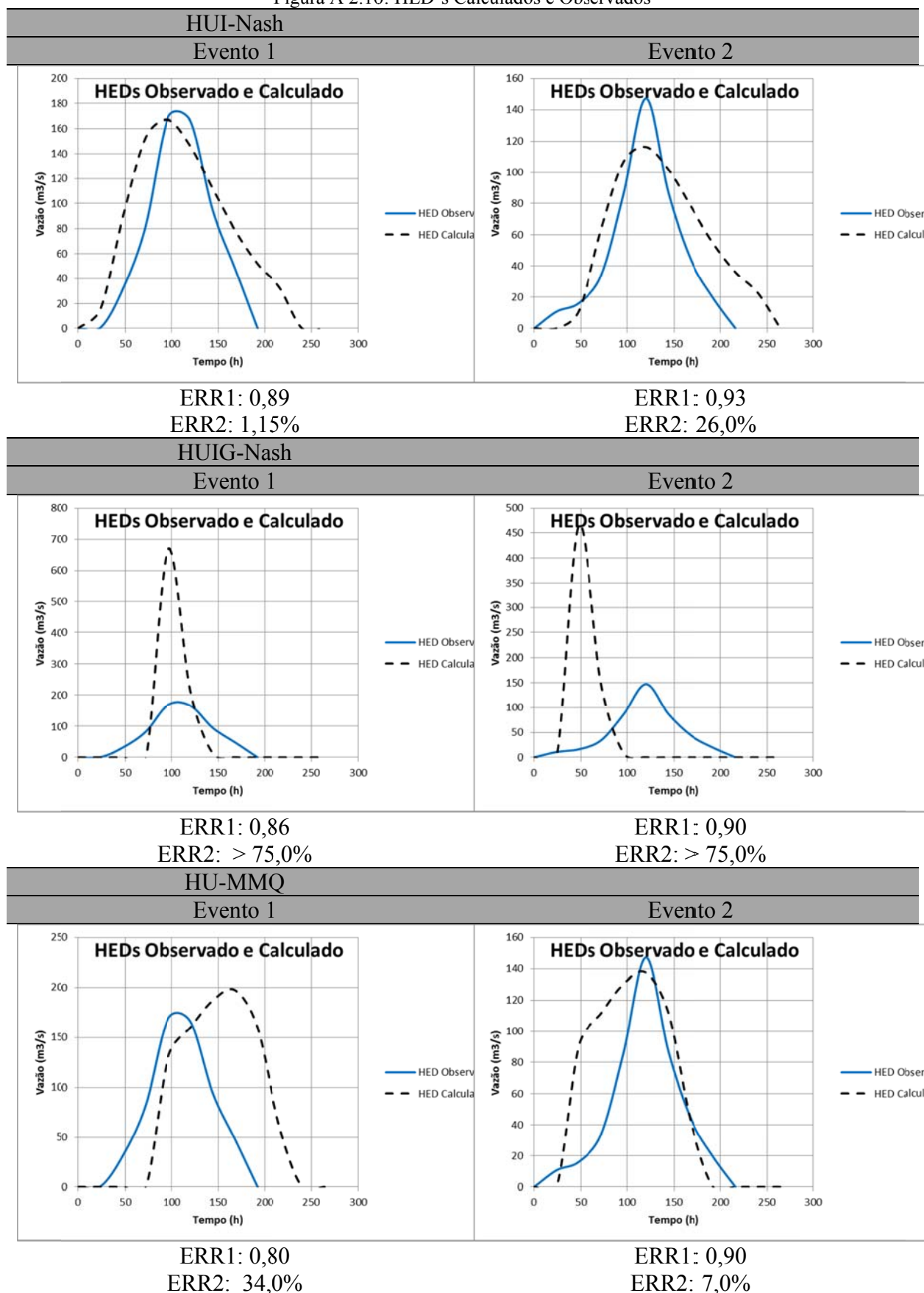


Figura A 2.11: HED's Calculados e Observados

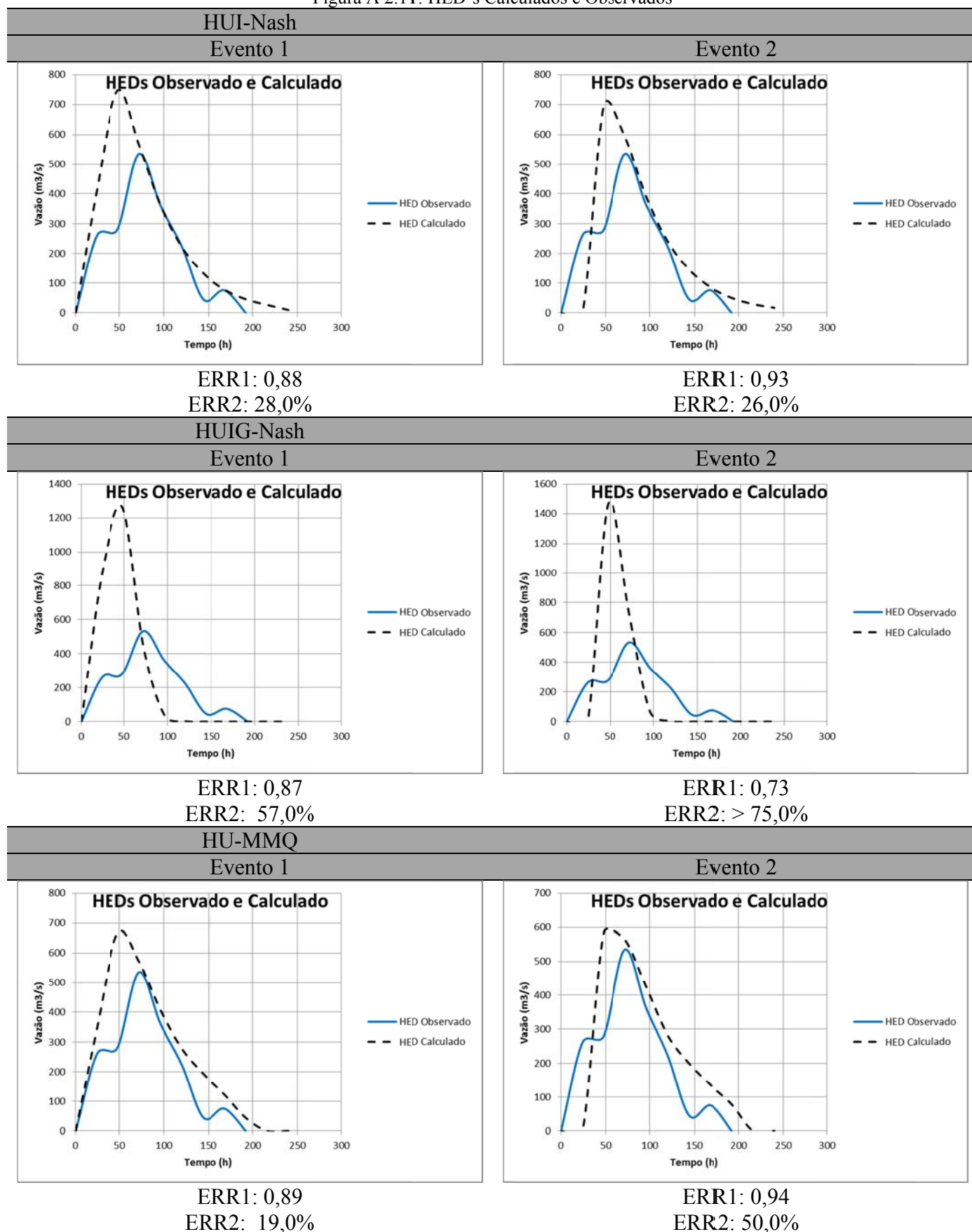


Figura A 2.12: HED's Calculados e Observados

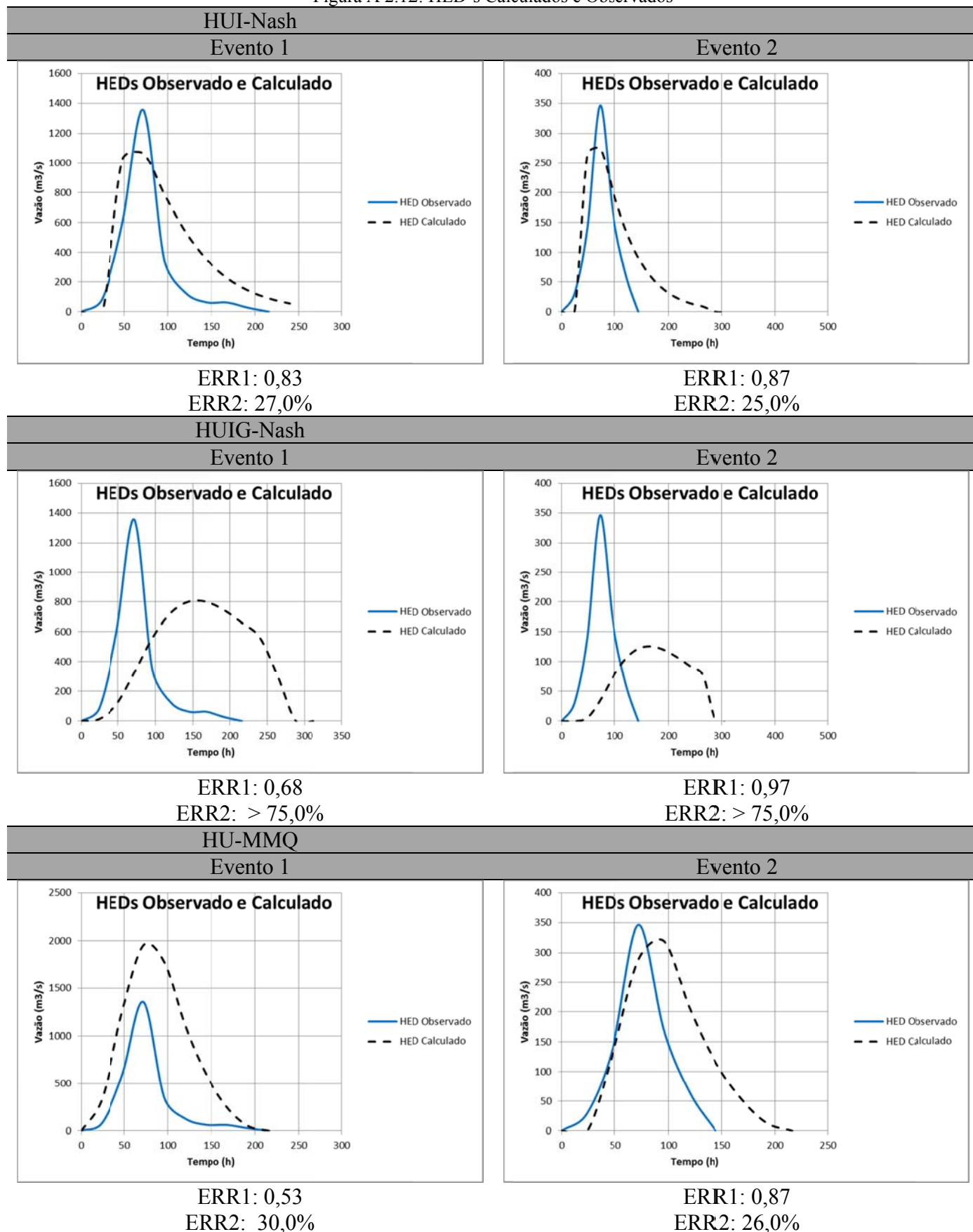


Figura A 2.13: HED's Calculados e Observados

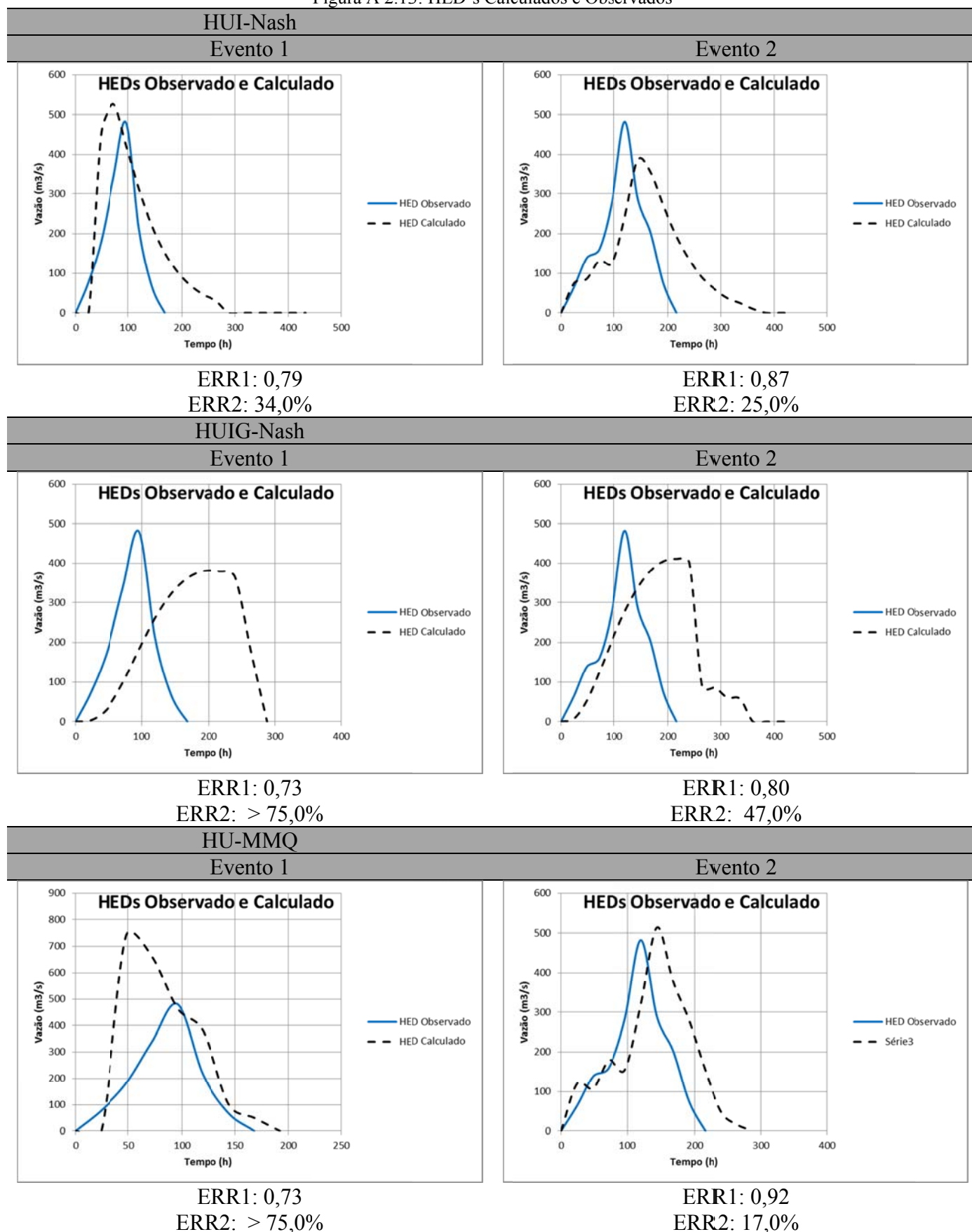


Figura A 2.14: HED's Calculados e Observados

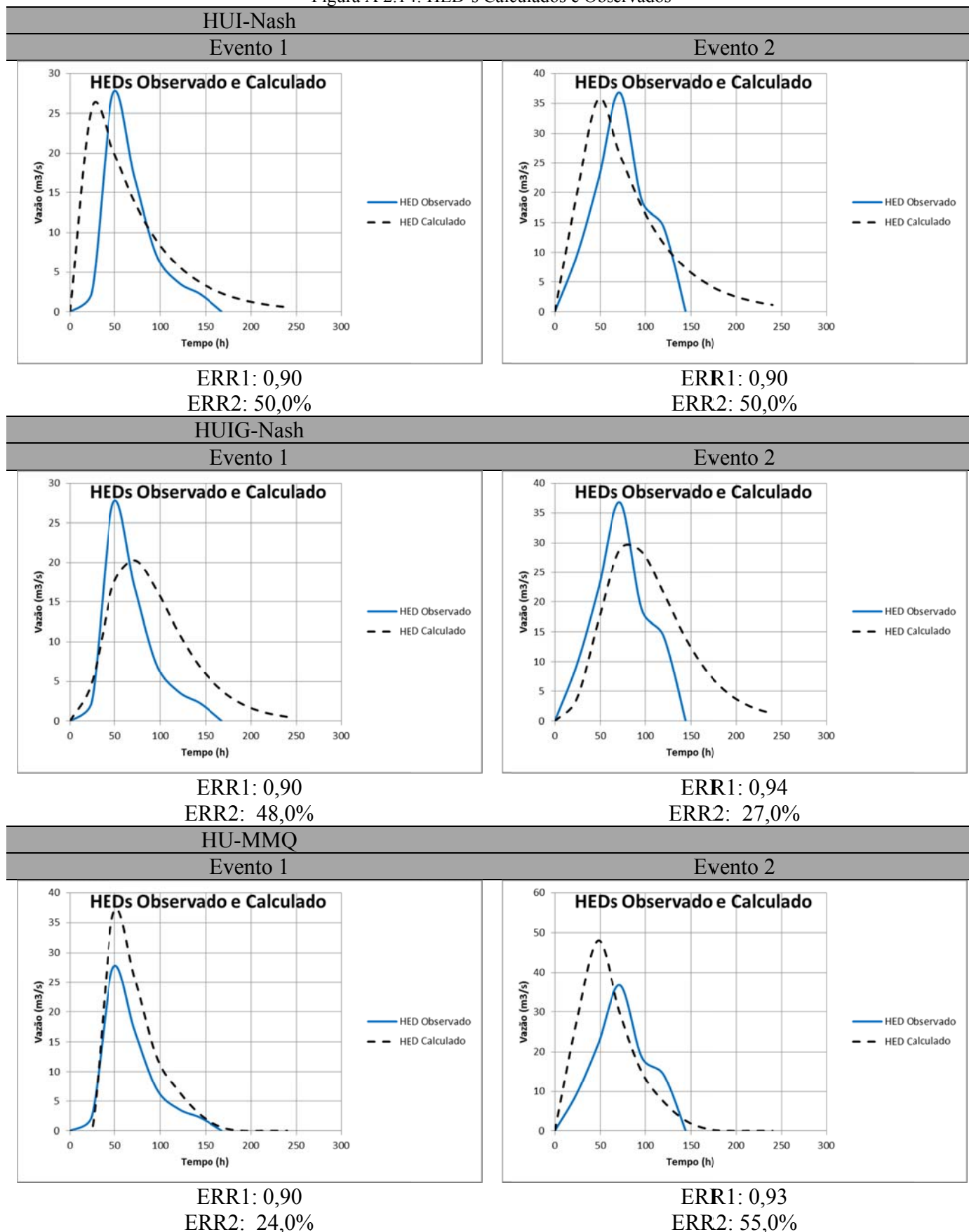


Figura A 2.15: HED's Calculados e Observados

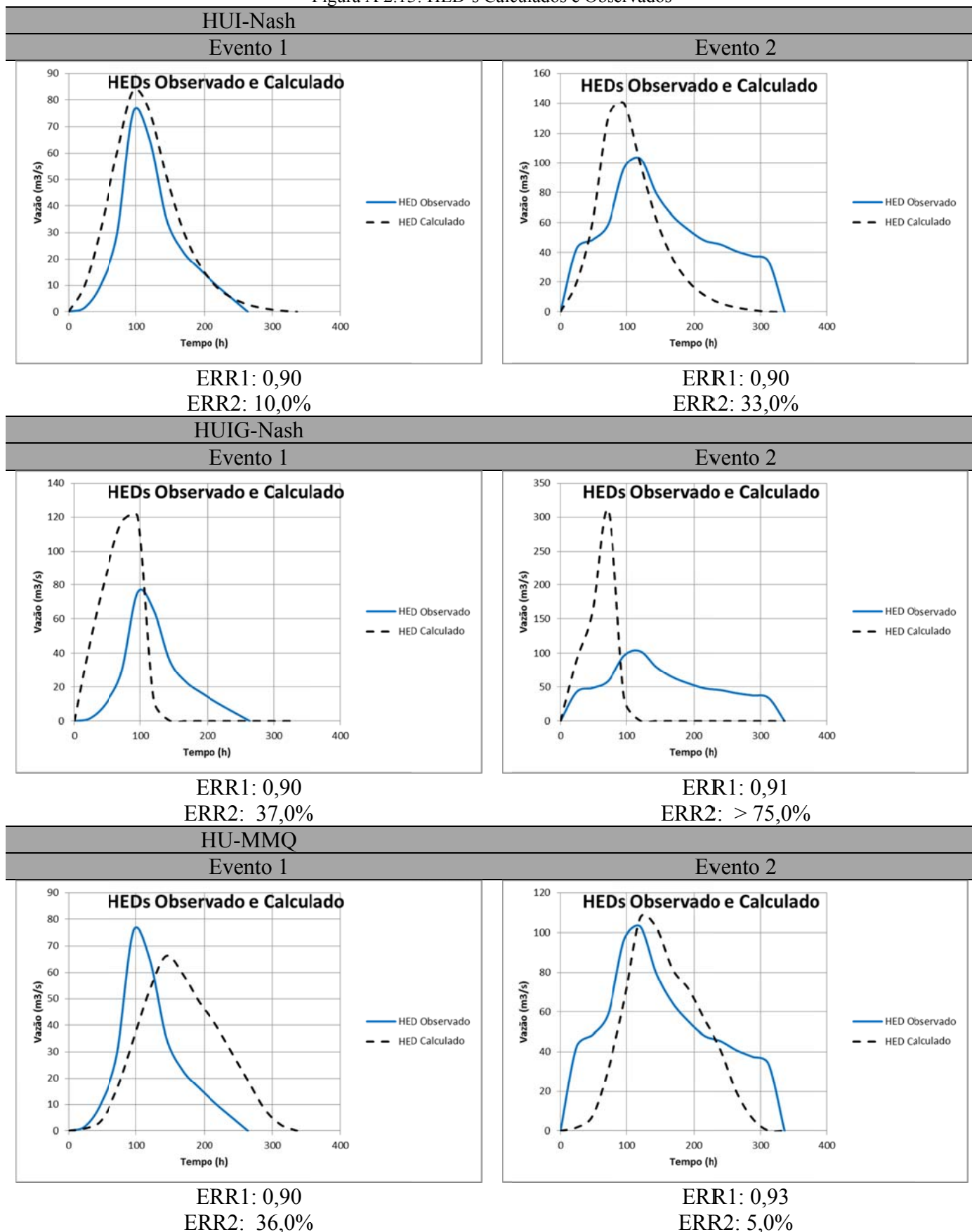


Figura A 2.16: HED's Calculados e Observados

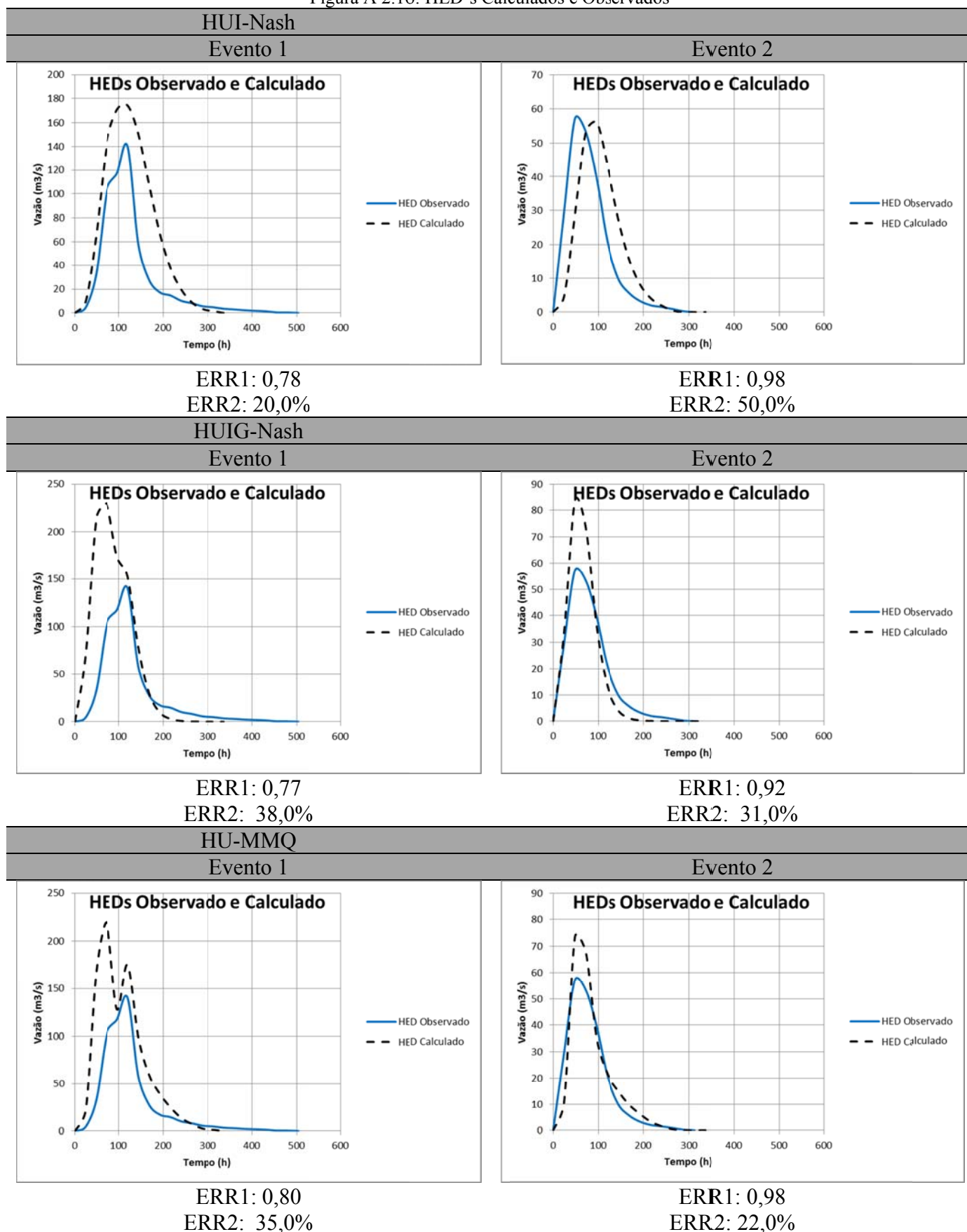


Figura A 2.17: HED's Calculados e Observados

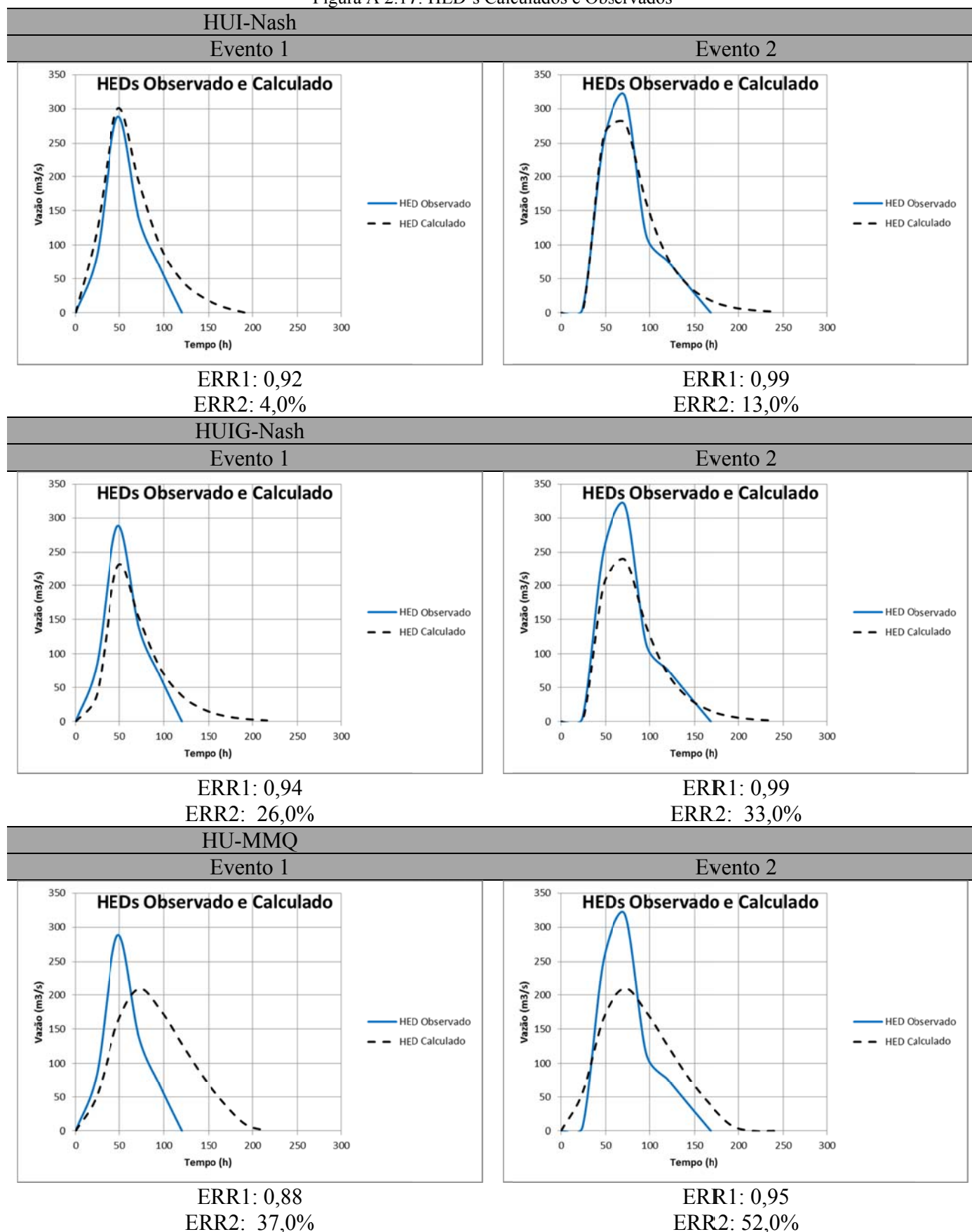


Figura A 2.18: HED's Calculados e Observados

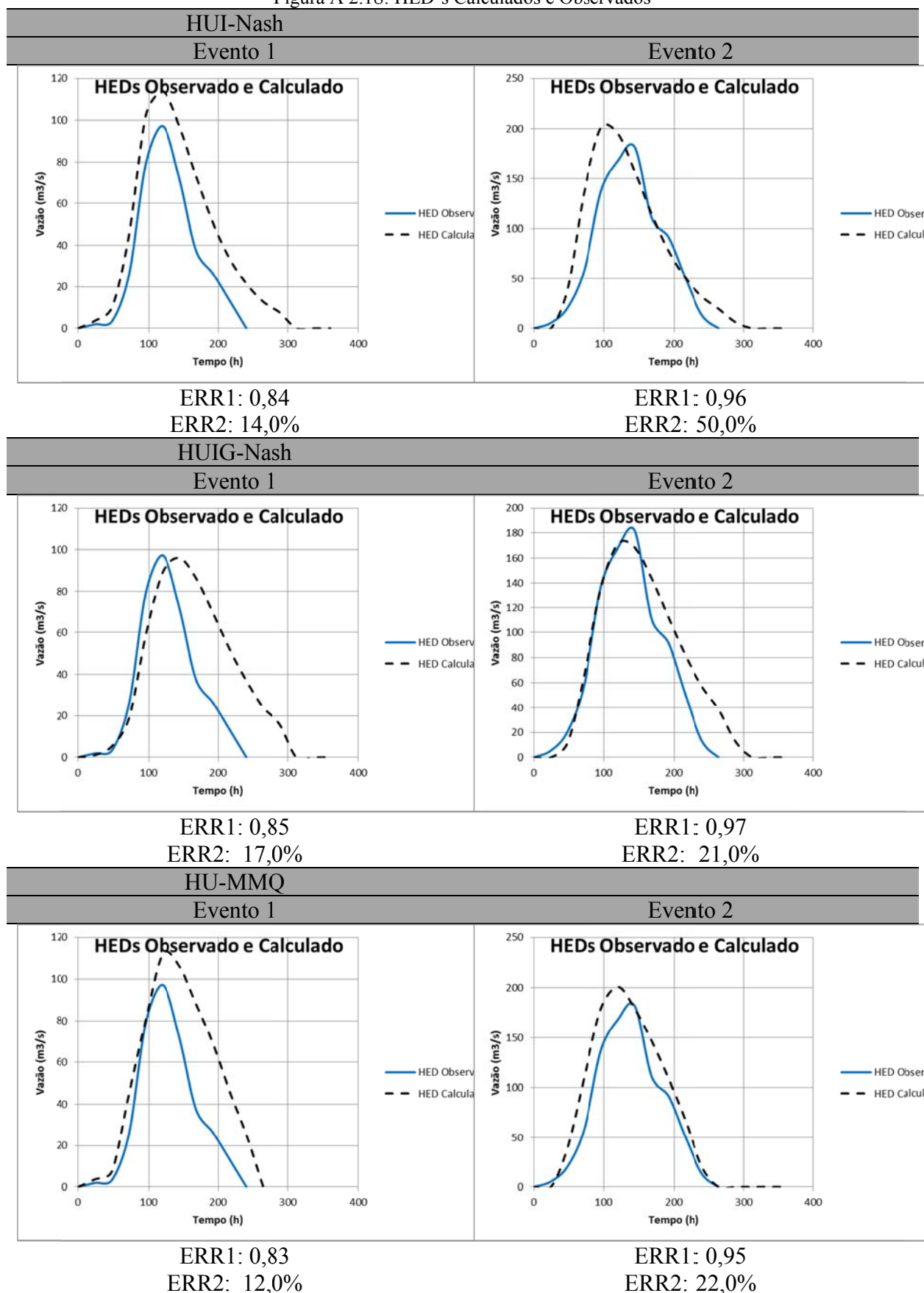


Figura A 2.19: HED's Calculados e Observados

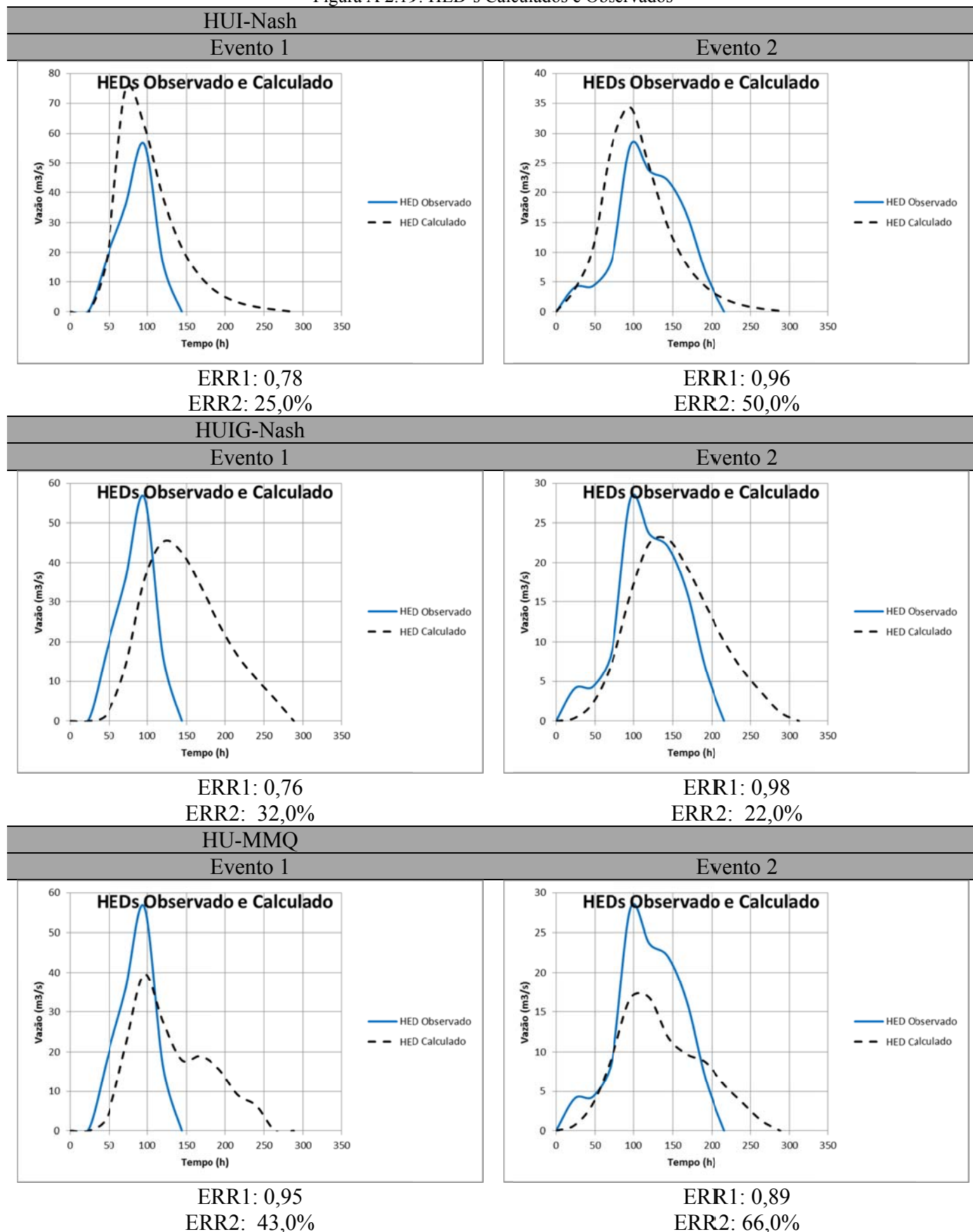


Figura A 2.20: HED's Calculados e Observados

