

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



UNICAMP

**DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO CHUVA - DEFLÚVIO,
PARA PEQUENAS BACIAS RURAIS, A PARTIR DOS MODELOS
DO HIDROGRAMA UNITÁRIO INSTANTÂNEO GEOMORFOLÓGICO E
DO TOPMODEL**

Fernando Sérgio Amaral Coelho

Orientador: Prof. Dr. Valter Hernandez

Tese apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil: área de concentração em Recursos Hídricos.

Campinas - SP

Julho - 2003

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

C651d Coelho, Fernando Sérgio Amaral
Desenvolvimento de um modelo chuva – deflúvio,
para pequenas bacias rurais, a partir dos modelos do
hidrograma unitário instantâneo geomorfológico e do
TOPMODEL / Fernando Sérgio Amaral Coelho.--
Campinas, SP: [s.n.], 2003.

Orientador: Valter Hernandez.
Tese (doutorado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Hidrologia. 2. Bacias hidrográficas. 3. Ciclo
hidrológico. I. Hernandez, Valter. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil.
III. Título.

" O que eu vejo na natureza é uma magnífica estrutura que só compreendemos com muita imperfeição, mas que pode satisfazer uma pessoa com sentimento de humildade "

(Albert Einstein)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Valter Hernandez pela paciência, amizade, dedicação e orientação fornecida durante a elaboração deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Abel Maia Genovez pela amizade e pelos trabalhos publicados em parceria.

Aos amigos, em especial ao Sebastião Domingos Leite, e colegas pela parcela de ajuda dada por cada um e pelo prazer da convivência.

À Fundação de Amparo e Pesquisa do estado de São Paulo - FAPESP pela bolsa concedida.

Ao Departamento do grupo TOPMODEL sediado na Universidade de Lancaster, Reino Unido, pela liberação dos programas utilizados.

Aos funcionários e professores, do Departamento de Recursos Hídricos e Saneamento da FEC - UNICAMP, pela amizade e conhecimentos ministrados.

Aos funcionários do Núcleo de Informática pela infra-estrutura e parte computacional.

Ao Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos (CTH), do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), pelos dados de chuva e vazão utilizados neste trabalho.

DEDICATÓRIA

A todos que sentem necessidade de justiça.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	i
LISTA DE FIGURAS	iii
LISTA DE SÍMBOLOS	vii
LISTA DE ABREVIATURAS e SIGLAS	xi
RESUMO	xii
1 - INTRODUÇÃO	1
2 - OBJETIVOS	3
3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1 - Apresentação	4
3.2 - Modelagem hidrológica	4
3.3 - Geomorfologia quantitativa	10
3.4 - Método do Hidrograma Unitário (HU)	13
3.5 - Método do Hidrograma Unitário Instantâneo (HUI)	14
3.6 - Método do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG)	15
3.7 - Modelo TOPMODEL	26
3.7.1 - Conceituação e hipóteses	26
3.7.2 - Organização dos armazenamentos no TOPMODEL	37
3.7.3 - Fluxo da água na zona não-saturada ou fluxo vertical	39
3.7.4 - Determinação da evapotranspiração	39
3.7.5 - Fluxo lateral subsuperficial local	41

3.7.6 - Área de contribuição	41
3.7.7 - Escoamento de base: fluxos na zona saturada	42
3.7.8 - Propagação em canal	44
3.7.9 - Programas de aplicação do TOPMODEL	45
4 - METODOLOGIA	46
4.1 - Introdução	46
4.2 - Modelo do Hidrograma Unitário Geomorfológico.....	47
4.3 - Modelo TOPMODEL	47
4.3.1 - Caracterização da área de estudo	47
4.3.2 - Entradas e parâmetros do modelo TOPMODEL	48
4.3.3 - Determinação do índice topográfico	48
4.3.4 - Preparação do DEM para obtenção do índice topográfico	48
4.3.5 - Precipitação e vazão observada	49
4.3.6 - Determinação da evapotranspiração potencial	49
4.3.7 - Outros parâmetros do TOPMODEL	50
4.4 - Composição dos dois modelos para obtenção do modelo proposto	54
5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES	58
5.1 - Introdução	58
5.2 - Bacia do Ribeirão Pirapitingüi no posto 2D-59R: Pirapitingüi	60
5.3 - Preparação das entradas no modelo TOPMODEL	64
5.3.1 - Precipitação e vazão	64
5.3.2 - Evapotranspiração potencial	64
5.3.3 - Preparação do Modelo Digital de Elevação para obtenção do índice topográfico para a Bacia do Ribeirão Piirapitingüi	60

5.3.4 - Determinação da velocidade no canal principal (CHV) e velocidade de escoamento superficial nas vertentes (RV)	68
5.3.5 - Resultados e discussões	70
5.4 - Bacia do Ribeirão Palmital no posto 2D-61R: Pitéu	81
5.5 - Preparação das entradas no modelo TOPMODEL	85
5.5.1 - Precipitação e vazão	85
5.5.2 - Evapotranspiração potencial	85
5.5.3 - Preparação do Modelo Digital de Elevação para obtenção do índice topográfico para a Bacia do Ribeirão Palmital	86
5.5.4 - Determinação da velocidade no canal principal (CHV) e velocidade de escoamento superficial nas vertentes (RV)	87
5.5.5 - Procedimentos para as simulações	88
5.5.6 - Resultados e discussões	89
6 - CONCLUSÕES	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
Anexo A - A Função Delta de Dirac	108
Anexo B - O Modelo do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG) ...	111
Anexo C - Modelo Geomorfológico de Gupta et al (1980)	120
Anexo D - Dedução das equações que representam o modelo HUIG	126
Anexo E - A transformada de Laplace e a operação convolução	137
E.1 - A transformada de Laplace	137
E.2 - A operação convolução	140
Anexo F - Desenvolvimento matemático do modelo TOPMODEL	142
Anexo G - Escoamentos simples e múltiplo	150
Anexo H - Programas relativos aos modelos HUIG e TOPMODEL	154
ABSTRACT	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1	Distribuição da evapotranspiração potencial ao longo do dia	49
Tabela 5.1	Postos hidrométricos da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi	62
Tabela 5.2	Equações das curvas cota-vazão da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi	63
Tabela 5.3	Parâmetros referentes à Bacia do Ribeirão Pirapitingüi	63
Tabela 5.4	Evapotranspiração potencial horária para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi	65
Tabela 5.5	Velocidade de propagação de onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, obtida através da equação 5.3.4.1.....	68
Tabela 5.6	Velocidade de propagação de onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, obtida através da equação de Manning	69
Tabela 5.7	Parâmetros da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi pela aplicação do TOPMODEL	75
Tabela 5.8	Parâmetros da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi pela aplicação do TOPMODIF.....	80
Tabela 5.9	Postos hidrométricos da Bacia do Ribeirão Palmital	83
Tabela 5.10	Equações das curvas cota-vazão da Bacia do Ribeirão Palmital	84
Tabela 5.11	Parâmetros referentes à Bacia do Ribeirão Palmital	84
Tabela 5.12	Velocidade de propagação de onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Palmital, obtida através da equação 5.3.4.1.....	88
Tabela 5.13	Velocidade de propagação de onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Palmital, obtida através da equação de Manning	88

Tabela 5.14	Parâmetros da bacia do Ribeirão Palmital pela aplicação do TOPMODEL	94
Tabela 5.15	Parâmetros da Bacia do Ribeirão Palmital pela aplicação do TOPMODIF	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Esquematisação dos principais controles que influenciam nos diversos processos de geração do deflúvio (adaptado de DUNNE, 1978)	8
Figura 3.2	Estrutura básica do Neurônio de McCULLOCH	10
Figura 3.3	Modelo de bacia hidrográfica mostrando todos os seus canais. (adaptado da Agência Nacional de Águas - ANA)	11
Figura 3.4	Sistema de drenagem com 26 fontes. Os números representam a ordem de cada canal (adaptado de SMART, 1972)	11
Figura 3.5	Representação dos escoamentos superficial e subterrâneo	13
Figura 3.6	Estrutura básica do modelo do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG)	16
Figura 3.7	Bacia hidrográfica de quarta ordem usando o sistema de ordenamento de STRAHLER (1950)	20
Figura 3.8	Representação dos estados de uma bacia de quarta ordem	21
Figura 3.9	Diagrama esquemático do conceito de TOPMODEL	26
Figura 3.10	Estrutura de integração de atividades para utilização do modelo TOPMODEL (adaptado de VARELLA, 1988)	28
Figura 3.11	Representação do balanço hídrico para um segmento de uma encosta de uma bacia hidrográfica (HORNBERGER et al., 1998)	30
Figura 3.12	Representação do escoamento subsuperficial q_i , de uma célula A_i , da bacia tendo a_i como área de contribuição	33
Figura 3.13	Representação das zonas de armazenamentos e do processo de transferência vertical de água no perfil do solo (adaptado de Beven et al., 1994)	38

Figura 3.14	Curva de recessão de um bacia hipotética	43
Figura 4.1	Evapotranspiração potencial horária para uma bacia hipotética	50
Figura 4.2	Composição do modelo híbrido a partir dos modelos do HUIG e do TOPMODEL	57
Figura 5.1	Localização das bacias hidrográficas estudadas no estado de São Paulo (adaptado de GENOVEZ, 1991)	59
Figura 5.2	Rede de drenagem da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi do posto 2D-59R: Pirapitingüi	60
Figura 5.3	Área de drenagem da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi a montante do posto 2D-59R (adaptado de GENOVEZ, 1991)	61
Figura 5.4	Perfil do talvegue principal da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.....	62
Figura 5.5	Evapotranspiração potencial horária para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.	65
Figura 5.6	Modelo Digital de Terreno para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi	67
Figura 5.7	Evento 01: Vazão observada x gerada pelo TOPMODEL	71
Figura 5.8	Evento 02: Vazão observada x gerada pelo TOPMODEL	71
Figura 5.9	Evento 03: Vazão observada x gerada pelo TOPMODEL	72
Figura 5.10	Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 01	73
Figura 5.11	Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 02	73
Figura 5.12	Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 04	74
Figura 5.13	Validação: parâmetros do evento 03 aplicado ao evento 05	74
Figura 5.14	Evento 01: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF	76
Figura 5.15	Evento 02: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF	76
Figura 5.16	Evento 03: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF	77
Figura 5.17	Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 01.....	78
Figura 5.18	Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 02	78
Figura 5.19	Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 04	79

Figura 5.20	Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 05	79
Figura 5.21	Rede de drenagem da Bacia do Ribeirão Palmital do posto 2D-61R: Pitéu	81
Figura 5.22	Área de drenagem da Bacia do Ribeirão Palmital a montante do posto 2D-61R (adaptado de GENOVEZ, 1991)	82
Figura 5.23	Perfil do talvegue principal da Bacia do Ribeirão Palmital	83
Figura 5.24	Mapa representativo da Bacia do Ribeirão Palmital utilizado para digitalização e cálculo do Modelo de Elevação Digital	86
Figura 5.25	Modelo Numérico de Terreno para a Bacia do Ribeirão Palmital	87
Figura 5.26	Evento 01: Vazão observada x gerada pelo TOPMODEL	90
Figura 5.27	Evento 02: Vazão observada x gerada pelo TOPMODEL	90
Figura 5.28	Evento 03: Vazão observada x gerada pelo TOPMODEL	91
Figura 5.29	Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 02	91
Figura 5.30	Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 03	92
Figura 5.31	Validação: parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 04	93
Figura 5.32	Validação: parâmetros do evento 01 aplicado ao evento 05	93
Figura 5.33	Evento 01: Vazão observada x gerada pelo TOPMODIF	95
Figura 5.34	Evento 02: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF	95
Figura 5.35	Evento 03: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF	96
Figura 5.36	Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 02.....	97
Figura 5.37	Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 03	97
Figura 5.38	Validação: parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 04	98
Figura 5.39	Validação: parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 05	98
Figura A.1	A função Delta de Dirac	109
Figura B.1	Volume de chuva efetiva em relação ao tempo	112
Figura C.1	Representação de uma bacia de quarta ordem	120
Figura F.1	Perfil em uma dada seção da bacia no modelo TOPMODEL	142

Figura G.1	Escoamento simples na direção rio abaixo	151
Figura G.2	Escoamento múltiplo na direção rio abaixo	151

LISTA DE SÍMBOLOS

A	-	área total da bacia.
a_i	-	área da bacia hidrográfica que drena através do ponto i
\bar{A}_i	-	área média das sub-bacias de ordem i .
\bar{A}_w	-	área média das sub-bacias de ordem w .
A_i^*	-	área que drena diretamente para um canal de ordem i .
b_Ω	-	largura média do canal de maior ordem.
$C_{j,k}$	-	fator que representa as combinações dos trechos de rios.
$E(i, \Omega)$	-	número médio de canais de ordem i , na rede completa, segundo a suposição de Smart.
$f_{x_i}(t)$	-	função densidade de probabilidade do estado x_i
$f_{T_s}(t)$	-	função densidade de probabilidade do tempo de viagem de todo o caminho s percorrido.
$f_{T_{ai}}(t)$	-	função densidade de probabilidade do tempo de viagem a montante do trecho do rio de ordem i .
$f_{T_{ri}}(t)$	-	função densidade de probabilidade do tempo de viagem do trecho do rio de ordem i .
$h_{ij}(\tau)$	-	função densidade de probabilidade do tempo de permanência da gota de água no estado i antes de passar para o estado j .
H^*	-	diferença de cotas entre o ponto mais afastado da bacia no divisor de água e a seção da bacia considerada.

I	-	matriz unitária
K	-	coeficiente de armazenamento no modelo de NASH.
I_c	-	índice de compacidade.
K_f	-	fator de forma ou índice de conformação.
K_1, K_2	-	coeficiente de armazenamento no modelo de DINSKI.
f	-	parâmetro de escala
L	-	comprimento total da bacia hidrográfica.
L_Ω	-	comprimento do talvegue do canal principal.
L_w	-	comprimento de todas as correntes de ordem w .
\bar{L}_w	-	comprimento médio dos canais de ordem w
\bar{L}_{w_i}	-	comprimento médio do canal de ordem w_i .
L_{i, w_i}	-	comprimento do i -ésimo canal de ordem w_i .
$\ln(a/tg\beta)$	-	índice topográfico
m	-	parâmetro de decaimento
M	-	matriz de taxa de transições.
N	-	saída da bacia ou estado de retenção.
N_i	-	número de canais de ordem i .
N_w	-	número de canais de ordem w .
n	-	coeficiente de rugosidade.
n_1, n_2	-	número de reservatórios no modelo de DINSKI.
n_r	-	número de reservatórios no modelo de NASH.
n_t	-	número de trechos em que foi dividido o talvegue principal.
P	-	matriz de probabilidade de transição.
P_e	-	volume de escoamento superficial ou precipitação efetiva em cm.
P_{ij}	-	probabilidade de transição do estado i para o estado j .
$p(s)$	-	probabilidade de uma partícula de água seguir o caminho s .

Q_i	-	vazão superficial para um ponto qualquer i .
r	-	recarga efetiva média
$r^\#$	-	recarga devida às precipitações.
R_A	-	razão de área de Horton.
R_B	-	razão de bifurcação de Horton.
R_L	-	razão de comprimento de Horton.
S	-	conjunto de todos os caminhos possíveis que a gota de água pode tomar para sair da bacia.
S_H	-	Média harmônica das declividades dos vários trechos no qual se divide o talvegue principal da bacia hidrográfica.
S'	-	declividade média do talvegue principal.
S_i	-	declividade do trecho de ordem i .
S_Ω	-	declividade média do canal de maior ordem.
T	-	transmissividade subsuperficial local do solo.
T_0	-	transmissividade lateral para o solo saturado.
T_{ai}	-	tempo de viagem na área a montante do trecho do rio de ordem i .
T_B	-	tempo de viagem que a gota leva até sair da bacia.
T_C	-	tempo de concentração.
T_D	-	tempo de retardamento em horas.
T_r	-	tempo de viagem em um caminho particular S
T_s	-	tempo de viagem em um caminho particular s
V	-	velocidade característica do parâmetro dinâmico em m/s
W_i	-	representa os canais de ordem W_i .
z_i	-	Profundidade do nível d'água.
α, β	-	volumes de entrada em reservatórios sucessivos no modelo de Diskin.

- λ_i - tempo médio de permanência de partículas em cursos de ordem i .
- τ_i - tempo de permanência da gota no estado i quando não se sabe qual será o seu próximo estado.
- τ_{ij} - tempo em que a partícula permanece no estado i antes de realizar transição para estado j .
- $\Theta(n)$ - vetor linha no qual seus elementos $\theta_i(0)$ dão as probabilidades de que a gota de água se encontre no estado i no passo n .
- $\Theta(t)$ - matriz de probabilidades de estado cujos elementos $\theta_i(t)$ dão a probabilidade de que a gota ocupe o estado i no instante " t ".
- $\Theta(0)$ - vetor linha de probabilidade do estado inicial, cujos elementos $\theta_i(0)$ denotam a probabilidade de que o processo se inicie no estado i .
- $\Phi(n)$ - matriz de probabilidade de transição, cujos elementos $\phi_{ij}(n)$ denotam a probabilidade de transição da gota de água, do estado i para o estado j , após n transições.
- $\theta_i(0)$ - probabilidade de que processo se inicie no estado i .
- Λ^{-1} - matriz dos tempos médios de permanência.
- Ω - ordem ou canal de maior ordem da bacia
- $\omega_i(\tau)$ - função densidade dos tempos de espera.
- $\delta(t - a)$ - função Delta de Dirac.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DAEE	-	Departamento de Águas e Energia Elétrica
DEM	-	Modelo de Elevação Digital
IAC	-	Instituto Agronômico de Campinas
IBGE	-	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IGC	-	Instituto Geográfico e Cartográfico
fd	-	Função densidade acumulada
fdp	-	Função densidade de probabilidade
HUI	-	Hidrograma Unitário Instantâneo
HUIG	-	Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico
HUG	-	Hidrograma Unitário Geomorfológico
HUO	-	Hidrograma Unitário Observado
TOPMODEL	-	Topography Based Hydrological Model

RESUMO

Na tentativa de analisar e avaliar metodologias de previsão de respostas hidrológicas para pequenas bacias rurais foi desenvolvido um modelo chuva-deflúvio, a partir dos modelos do HUIG e do TOPMODEL. Este novo modelo, híbrido, congrega a leitura fisiográfica feita pelo HUIG e a modelagem da fase terrestre do ciclo hidrológico feita pelo TOPMODEL. Foram avaliados os efeitos da variação dos parâmetros do modelo, como, por exemplo, a variação de velocidade de escoamento.

O modelo de Elevação Digital (DEM) foi determinado, a partir de duas cartas topográficas, na escala de 1:50000, para duas pequenas bacias hidrográficas rurais, com áreas de 38 e 67 km², respectivamente.

Em uma primeira etapa foram gerados os hidrogramas de saída do modelo TOPMODEL e TOPMODIF para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi e depois comparados com os hidrogramas observados. Posteriormente repetiu-se todo o processo para a Bacia do Ribeirão Palmital. Conclui-se que o modelo TOPMODEL apresentou melhores resultados para as duas bacias, em relação ao TOPMODIF, porém com valores bem próximos.

1 - INTRODUÇÃO

Um dos capítulos fundamentais mais antigos na história da Hidrologia é a procura de instrumentos que permitam determinar a evolução da vazão ao longo do tempo, do escoamento de um rio, a partir de dados pluviométricos e informações sobre as características fisiográficas da bacia hidrográfica. Para uma melhor colocação do problema, pode-se descrever o processo hidrológico considerando-se que ao ocorrer uma determinada chuva, numa bacia hidrográfica, o volume precipitado se divide em várias parcelas. Pode-se distinguir parcelas de interceptação, evapotranspiração, escoamento superficial e infiltração da qual resultam os escoamentos subsuperficial e subterrâneo. A partir da composição dos hidrogramas resultantes de cada um dos escoamentos surge o hidrograma total da bacia. A determinação do hidrograma relativo ao escoamento superficial é o objetivo do método do Hidrograma Unitário (HU) e seus derivados, entre eles o método do Hidrograma Unitário Geomorfológico (HUG), obtido a partir do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG), que tem como base uma interpretação da fisiografia da bacia para o estabelecimento de seus parâmetros. Entretanto, para sua aplicação, é necessária a determinação da chuva efetiva que é a parcela de chuva que a ocasionou.

Outros modelos, chamados de modelos chuva-deflúvio, procuram representar todo o processo a partir da precipitação até a formação do hidrograma total da bacia. Entre eles cita-se o TOPMODEL cuja característica básica é o uso explícito de elementos topográficos. Apesar de ambos apresentarem elementos em comum, em termos do uso da fisiografia da bacia, não se encontram evidências bibliográficas de pesquisa no sentido do estabelecimento de relações entre eles.

Assim pelas suas relações, em termos de utilizarem elementos fisiográficos, e dando continuidade às pesquisas anteriores, COELHO (1998), serão considerados como elementos de estudo deste trabalho o modelo do HUIG e o modelo TOPMODEL, tendo em vista o desenvolvimento de um modelo único que aproveite conjuntamente a leitura fisiográfica feita pelo HUIG e a modelagem da fase terrestre do ciclo hidrológico feita pelo TOPMODEL. Nesta fase será feita uma análise comparativa dos dois modelos no que concerne aos parâmetros geomorfológicos e hidráulicos.

Partindo do pressuposto que essas metodologias possuem um grande potencial, para serem utilizados em bacias hidrográficas, procura-se explorar os conceitos e testar conclusões a respeito dos parâmetros apresentados por esses dois modelos.

2 - OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo principal o desenvolvimento de um modelo chuva-deflúvio, para pequenas bacias rurais, a partir dos modelos do HUIG e do TOPMODEL. Este novo modelo, híbrido, congrega a leitura fisiográfica feita pelo HUIG e a modelagem da fase terrestre do ciclo hidrológico feita pelo TOPMODEL. Após sua conclusão serão feitas comparações entre esses dois modelos, o TOPMODEL e o híbrido, através da sua aplicação em duas bacias hidrográficas.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 - Apresentação

A presente revisão bibliográfica consiste das consultas efetuadas em livros, revistas e periódicos no que se refere aos processos, de transformação da precipitação em vazão, relativos às bacias hidrográficas. Objetiva-se a descrição, classificação e avaliação dos modelos hidrológicos destinados a essa finalidade, bem como a busca de informações que possibilitem o desenvolvimento de uma metodologia afim.

3.2 - Modelagem hidrológica

A bacia contribuinte, ou bacia de drenagem, de um curso de água é a área receptora da precipitação que alimenta parte ou todo o escoamento do curso de água e de seus afluentes. Os limites de uma bacia contribuinte são definidos pelos divisores de água ou espigões que a separa das bacias adjacentes. Uma bacia contribuinte tem um único exutório, que é um ponto, no qual o curso de água corta o divisor.

De acordo com HEWLETT e HIBBERT (1967) e LIMA (1986), do ponto de vista hidrológico, o deflúvio de uma bacia hidrográfica pode ser considerado como o produto residual do ciclo hidrológico, o qual é influenciado por três grandes grupos de fatores: clima, fisiografia e uso do solo. Esses três grupos de fatores, no conjunto, operam no sentido de fazer com que o comportamento hidrológico de bacias pequenas seja diferente quando comparados às bacias grandes. Dessa forma, bacias hidrográficas são classificadas em grandes e pequenas não apenas com base em sua superfície total, mas também nos efeitos de certos fatores dominantes na geração do deflúvio.

As chamadas microbacias apresentam, como característica distinta, alta sensibilidade tanto à chuva de alta intensidade (curta duração), como ao fator do uso do solo (cobertura vegetal). Ou seja, estas características não devem ser suprimidas pela rede de drenagem.

Segundo WILKEN (1978), os estudos hidrológicos mostram uma diferença marcante entre a pequena e a grande bacia de drenagem que não depende exclusivamente do seu tamanho. Para uma pequena bacia de drenagem os caudais são principalmente influenciados pelas condições climáticas da localidade, condições físicas do solo e da cobertura vegetal sobre a qual o homem tem algum controle. Portanto, no seu estudo hidrológico, é dada maior atenção à própria bacia. Para uma bacia grande o efeito do armazenamento no leito do curso de água torna-se muito pronunciado de tal modo que nela predomina o estudo hidrológico, do curso de água e estudos estatísticos das vazões, efetuando-se medidas diretas dos caudais em pontos predeterminados, as quais são muitas vezes extendidas e extrapoladas. No caso das bacias pequenas, ao contrário das bacias grandes, as medidas diretas não têm valor significativo porque o homem alterando no tempo as condições físicas da cobertura do solo, por onde a água se escoar, modifica as condições de escoamento independentemente de variações dos fatores climáticos locais. Usando unicamente o tamanho da bacia como critério para classificá-la como grande ou pequena pode o projetista incorrer em erros, pois, freqüentemente, duas bacias do mesmo tamanho podem se comportar de modo inteiramente diverso sob o ponto de vista hidrológico.

Os processos de formação e movimento de cheias estão diretamente ligados aos elementos geomorfológicos das bacias contribuintes. Na pesquisa dos métodos de cálculo de cheias é necessário, além da simples descrição qualitativa, o estabelecimento de expressões quantitativas dos elementos geomorfológicos das bacias contribuintes naturais. Isto implica no seu estudo minucioso e na possibilidade de expressá-los através de fórmulas matemáticas.

O enfoque clássico para se estudar a relação chuva-vazão é o hidrograma unitário, definido por WISLER e BRATER (1949) como o “ hidrograma do escoamento superficial ” resultante de uma chuva relativamente curta e intensa, chamada unitária. Ele é fundamentado na hidrologia hortoniana na medida em que o hidrograma unitário é originado do escoamento superficial que ocorre devido à intensidade de precipitação exceder a capacidade de infiltração. O hidrograma unitário e seus métodos analíticos associados são importantes, pois possibilitam reproduzir, com razoável fidelidade, desde que as premissas sejam observadas, eventos que ocasionam deflúvios em detalhes consideráveis.

Vários tipos de comparações e análises de modelos hidrológicos foram propostos por CLARK (1973) e DOOGE (1973). Segundo TODINI (1988), citado por STEFFEN (1997), um modelo matemático, genericamente, combina dois componentes básicos: um físico, que expressa todo o conhecimento que se tem em relação ao fenômeno a ser representado e um aleatório, expresso em termos estatísticos, que se refere à parcela não explicada pelo componente físico. Os modelos destituídos de componentes físicos são chamados puramente estocásticos. De acordo com a crescente importância do nível de informação do processo, podemos classificar os modelos hidrológicos nas três classes seguintes:

- **Concentrados:** nos modelos concentrados a dinâmica do sistema é representada de forma integral considerando o comportamento global da bacia. Os parâmetros, geralmente estimados por técnicas estatísticas, são de difícil interpretação.
- **Distribuídos:** os modelos distribuídos dividem a bacia em subsistemas, tratando de forma integral os fenômenos para cada um deles, procurando dar significado físico aos seus parâmetros.
- **Diferenciais distribuídos:** os modelos diferenciais distribuídos representam o comportamento da bacia em termos de equações diferenciais, discretizadas no espaço e no tempo, que expressam o balanço de massa e quantidade de movimento para cada subsistema.

De acordo com a descrição dos processos naturais, os modelos matemáticos podem ser classificados em:

- **Empíricos** (caixa preta): as equações matemáticas são empíricas, relacionando os dados de entrada e saída sem considerar a natureza dos processos físicos envolvidos.
- **Conceituais** (caixa cinza): tem como base considerações simplificadas sobre os processos físicos envolvidos usando geralmente equações empíricas sobre os processos como, por exemplo, o hidrograma unitário ou a equação de infiltração de Horton.
- **Fisicamente baseados** (caixa branca): descrevem os sistemas naturais usando as equações gerais da física, de conservação de massa e energia e quantidade de movimento, além das condições iniciais e de contorno adequadas.

DUNNE (1978), segundo RANZINI (2002), relata que no local em que os solos são bem drenados, profundos e permeáveis, e possui um terraço estreito ao longo do curso d'água, delimitado por encostas íngremes, o escoamento superficial domina volumetricamente o hidrograma de uma chuva. Entretanto, as contribuições da precipitação direta sobre as áreas saturadas, em conjunto com o refluxo, podem produzir picos pronunciados. Porém, o estreito terraço do vale associado ao fato das condições saturadas se expandirem lentamente ao longo da encosta limita a expansão do escoamento superficial saturado. Na realidade o escoamento superficial é importante em microbacias na qual as condições são desfavoráveis para os outros mecanismos de geração de escoamento direto. Em particular, a ocorrência de densa vegetação nas encostas íngremes com solos profundos e cursos d'água encravados, asseguram que a infiltração e as taxas de percolação sejam relativamente altas. Além do refluxo e da precipitação direta serem minimizados pela ausência de solos mal drenados em encostas suaves. Os processos que controlam o escoamento direto, incluindo os volumes e os tempos de suas contribuições, variam com a topografia, propriedades do solo e características da precipitação e, indiretamente com o clima, vegetação e uso do solo. Mesmo dentro de uma mesma microbacia, o processo de

deflúvio dominante pode variar com as características das chuvas. Os vários modelos de escoamento direto são, portanto, complementares mais do que contraditórios. DUNNE (1978), segundo RANZINI (2002), mostra, esquematicamente, a relação dos vários processos de deflúvio e seus principais controles, conforme a Figura 3.1. Para DUNNE (1983), a transformação em descarga, da precipitação sobre a bacia, tem sido feita a partir de vários registros hidrológicos e com muito sucesso, pela utilização de métodos empíricos tais como o Hidrograma Unitário, análise de frequência e funções de perda acoplado à propagação de cheias.

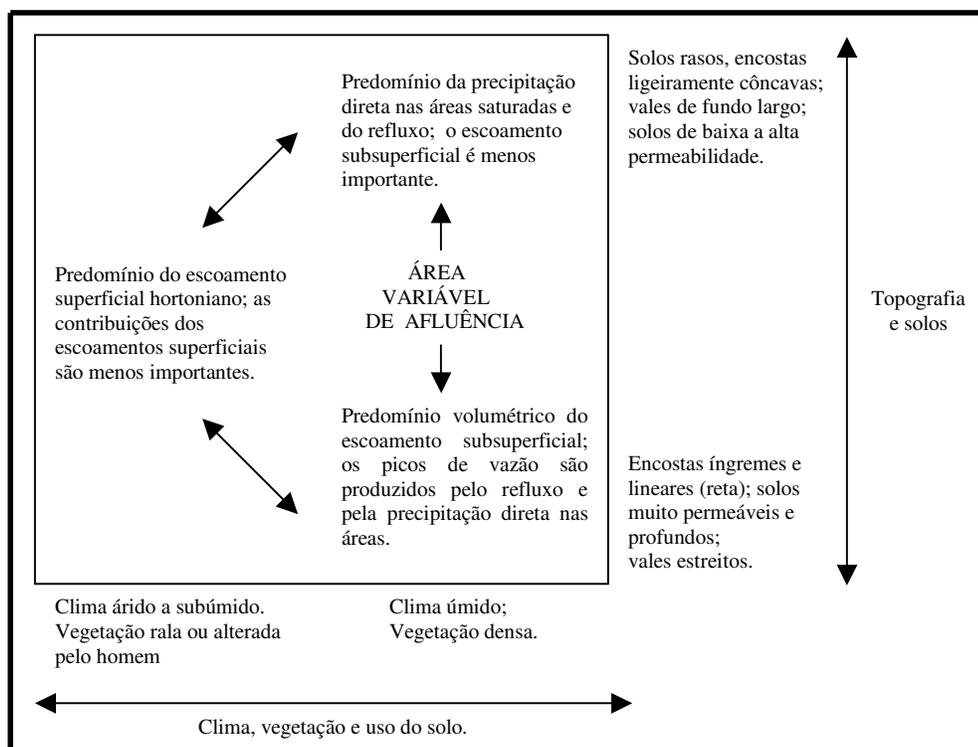


Figura 3.1 - Esquematização dos principais controles que influenciam nos diversos processos de geração do deflúvio (adaptado de DUNNE, 1978).

Segundo KITE et al. (1992), um modelo concentrado, aplicado a uma bacia, pode produzir resultados razoáveis, mas devido à natureza distribuída da precipitação e a não homogeneidade de muitas bacias não se pode esperar que ele represente precisamente as condições locais.

Segundo STEFFEN (1997), a aplicação da hidrologia à predição de perda de sedimentos, qualidade da água e evolução da forma do terreno em encostas ou bacias de drenagens inteiras, tem aumentado a necessidade de entendimento das várias características do escoamento superficial dentro da bacia, tais como a variabilidade espacial na geração dos escoamentos, a profundidade e a velocidade do fluxo e o potencial de arraste ou transporte de partículas químicas ou de sedimentos. Um quadro realístico e detalhado, das características do escoamento dentro de uma bacia de drenagem, pode ser obtido para áreas amostrais através de intensivos estudos de campo e por modelação matemática.

De acordo com BOND (1979), citado por STEFFEN (1997), os modelos de sistemas hidrológicos podem ser divididos em modelos de bases físicas, que tentam simular os processos físicos dentro da bacia, e modelos paramétricos ou concentrados, de entrada (ou saída), que através de uma função relacionam precipitação e vazão independentemente dos processos intermediários ocorridos. Os modelos de bases físicas utilizam soluções numéricas das equações diferenciais que descrevem o escoamento superficial e o fluxo em canais (equações de **Saint-Venant**). Os paramétricos são adaptados empiricamente a um sistema em particular e calibrados com dados conhecidos de entrada e saída para àquele sistema.

A teoria das Redes Neurais Artificiais vem se consolidando, mundialmente, como uma nova e eficiente ferramenta para se lidar com a ampla classe dos chamados problemas complexos, em que extensas massas de dados devem ser modeladas e analisadas em um contexto multidisciplinar, envolvendo, simultaneamente, tanto os aspectos estatísticos e computacionais como os dinâmicos e de otimização.

McCULLOCH (1943) inspirado pelos avanços na determinação experimental das propriedades eletrofisiológicas do neurônio e pelos resultados mais recentes que indicavam ser booleana a natureza essencial da inteligência, o que possivelmente resultava na atividade neuronal, criou o chamado neurônio de McCULLOCH. O neurônio de McCULLOCH era um dispositivo binário tendo uma estrutura ingenuamente simples. A sua saída poderia ser pulso ou não pulso e, suas várias entradas,

apresentavam ganhos arbitrários e poderiam ser excitatórias ou inibitórias. A estrutura básica do Neurônio Booleano de McCULLOCH é apresentado na Figura 3.2.

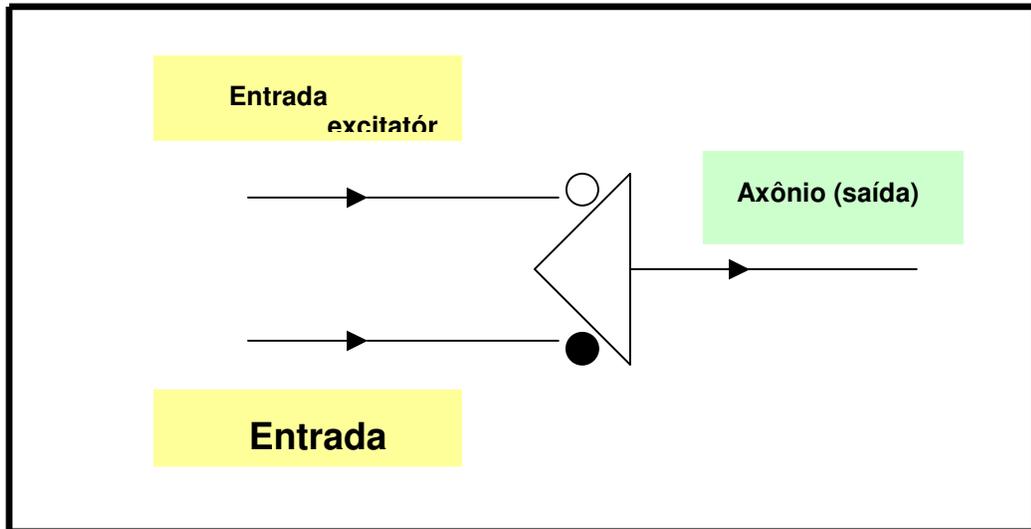


Figura 3.2 - Estrutura básica do Neurônio Booleano de McCULLOCH

3.3 - Geomorfologia quantitativa

Pode-se visualizar a transformação de chuva em uma dada bacia hidrográfica, como sendo o tempo que as frações de água levam ao se escoar, por diversos caminhos, no sistema natural de drenagem. A diversidade de disposição de canais de várias magnitudes nas redes de drenagem é descrita quantitativamente através de parâmetros geomorfológicos relacionados com o número de canais, suas áreas e comprimentos. A importância da análise quantitativa da rede de canais é comentada por SMART (1972), que considera conveniente a escolha de uma unidade básica para estudo. Essa unidade é definida como sendo um conjunto de canais todos situados acima de um dado ponto da rede, ou seja, todos os canais que contribuem para a descarga no referido ponto. Sistemas de drenagens hipotéticos podem ser visualizados como mostram as Figuras 3.3 e 3.4.

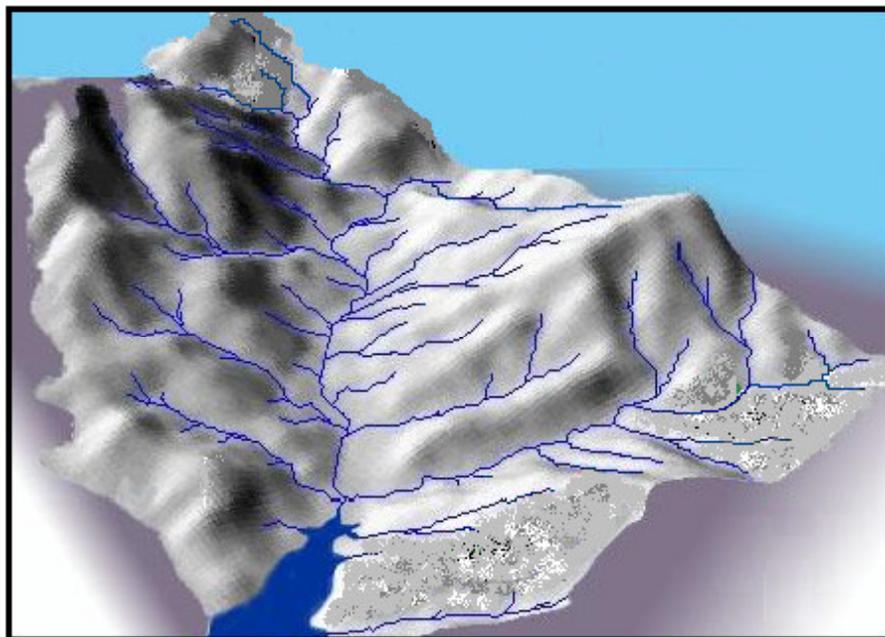


Figura 3.3 - Modelo de bacia hidrográfica mostrando todos os seus canais.
 (Adaptado da Agência Nacional de Águas - ANA)

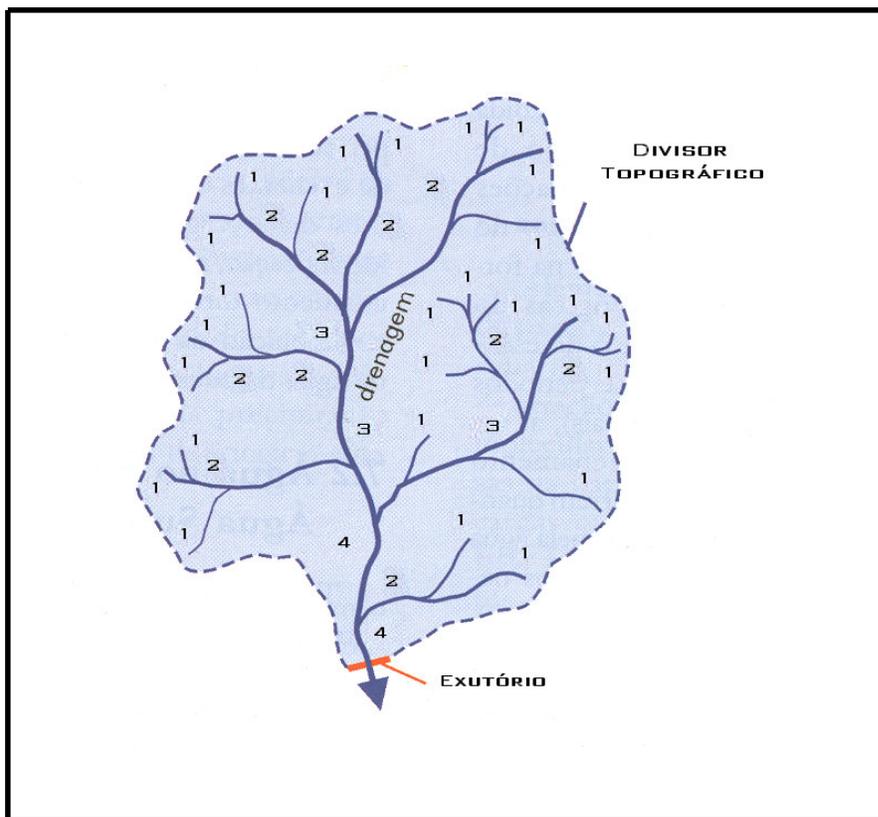


Figura 3.4 - Sistema de drenagem com 26 fontes. Os números representam a ordem de cada canal (Adaptado de SMART, 1972)

Os estudos de HORTON (1932), citados por CHOW (1964), transformaram consideravelmente a descrição quantitativa das redes naturais de drenagem nas bacias hidrográficas. Propondo um método de classificação de canais por ordem, método que foi modificado posteriormente por STRAHLER (1950), HORTON (1932) estabeleceu as famosas leis de composição de drenagem. O comprimento médio do canal de ordem W_i é definido como:

$$\bar{L}_{W_i} = \frac{\sum_i L_{i,W_i}}{N_{W_i}} \quad (3.3.1)$$

sendo L_{i,W_i} o comprimento do i -ésimo canal de ordem W_i e N_{W_i} o número de canais de ordem W_i .

As equações quantitativas das leis de Horton são:

- **Lei dos números de canais:**

$$R_B = \frac{N_{W-1}}{N_W} \quad (3.3.2)$$

- **Lei dos comprimentos dos canais:**

$$R_L = \frac{\bar{L}_W}{\bar{L}_{W-1}} \quad (3.3.3)$$

- **Lei das áreas de drenagem:**

$$R_A = \frac{\bar{A}_W}{\bar{A}_{W-1}} \quad (3.3.4)$$

no qual W representa a ordem do canal, com $w = 2, \dots, 3, \dots, \Omega$, sendo Ω a ordem da bacia, \bar{A}_W , a área média total das sub-bacias de ordem W , N_W , o número de canais de ordem W e \bar{L}_W , o comprimento médio de todas as correntes de ordem W .

3.4 - Método do Hidrograma Unitário (HU)

Uma chuva cuja distribuição no espaço e no tempo é perfeitamente definida, caindo sobre uma bacia de características também definidas (aspecto geomorfológico, natureza do solo, cobertura vegetal, etc.), com condições hidrológicas e climáticas determinadas, dá lugar, necessariamente no local de saída da bacia de drenagem considerada, a um hidrograma bem caracterizado. O estudo das características do hidrograma de um curso de água é feito observando e registrando as suas variações de vazão no decorrer do tempo. Graficamente, o resultado dessa operação é o traçado produzido durante o processo de deflúvio, que retrata as características do escoamento de um curso de água. Um hidrograma pode ser definido como a representação gráfica das vazões dispostas em ordem cronológica. Na Figura 3.5 é apresentado um hidrograma, destacando-se o escoamento superficial (direto) e o subterrâneo.

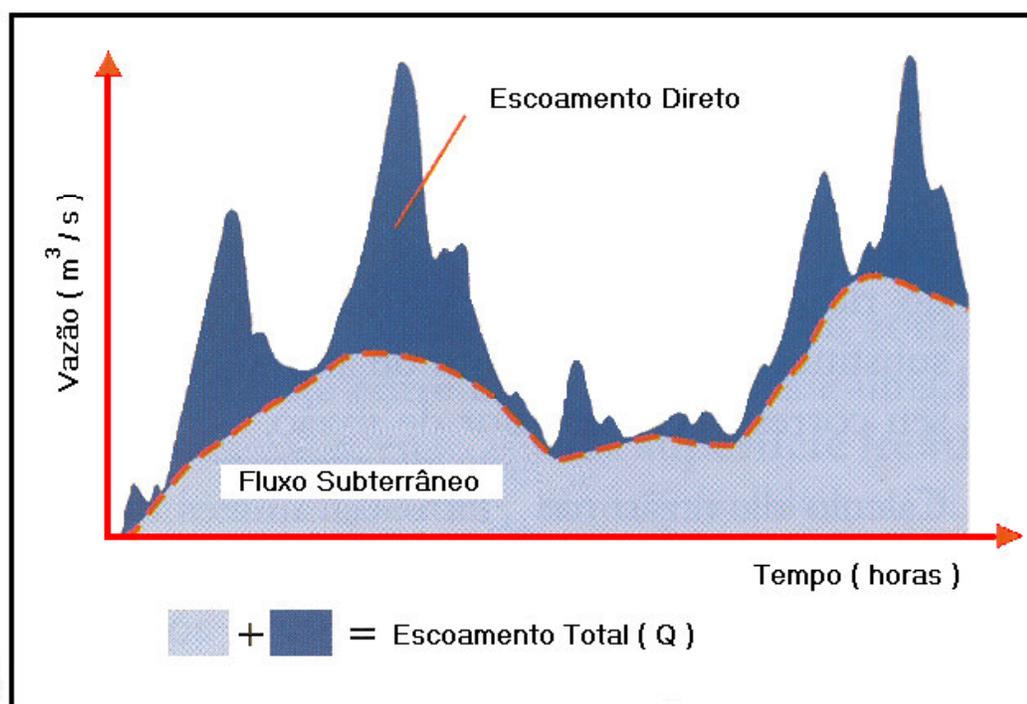


Figura 3.5 - Representação dos escoamentos superficial e subterrâneo.

A transformação chuva-vazão teve grande impulso nos trabalhos realizados por SHERMAN (1932). O método fundamenta-se nos seguintes princípios: linearidade, superposição e invariância no tempo. Este novo método veio constituir uma nova metodologia de previsão de enchentes bastante difundida. É chamado de Hidrograma Unitário porque é derivado de um hidrograma superficial resultante de uma unidade de chuva efetiva, uniformemente distribuída na área de drenagem, e com intensidade uniformemente distribuída no tempo durante o intervalo de chuva.

3.5 - Método do Hidrograma Unitário Instantâneo (HUI)

O conceito de HUI, citado por CHOW (1964), substitui o HU convencional por definir a resposta da bacia que independe da duração, visto que é a resposta da chuva unitária instantânea conhecida, em termos matemáticos, como a função Delta de Dirac, e encontra-se apresentada no Anexo A.

Diversos tipos de modelos conceituais têm sido propostos para representar o HUI. Estes modelos podem ser de simulação matemática ou analogia física, sendo todos eles compostos por componentes simulados como, por exemplo, canais lineares, reservatórios lineares ou diagrama área-tempo. Uma das primeiras tentativas em descrever o HUI de uma bacia simulada foi o modelo de NASH (1957), citado por CHOW (1964), que conceitua a bacia hidrográfica através de uma sucessão de reservatórios lineares. Este modelo foi representado matematicamente por uma distribuição Gama, ou seja:

$$HUI(t) = \frac{1}{k(n_r - 1)!} \left(\frac{t}{k}\right)^{n_r - 1} . e^{-t/k} \quad (3.5.1)$$

no qual $HUI(t)$ representa o Hidrograma Unitário Instantâneo, k é a constante do reservatório ou coeficiente de armazenamento e n_r é o número de reservatórios.

Outra tentativa foi proposta por DISKIN (1964), citado por CHOW (1964), no qual o modelo consistia basicamente em dois ramos paralelos de reservatórios lineares, sendo um ramo constituído de n_1 reservatórios lineares idênticos em série com coeficiente de armazenamento k_1 , e outro de n_2 reservatórios lineares idênticos em série com coeficiente de armazenamento k_2 . A entrada no primeiro ramo é α e no segundo é β sendo $\alpha + \beta = 1$. A equação do modelo é dada por:

$$HUI(t) = \frac{\alpha}{k_1(n_1 - 1)!} \left(\frac{t}{k_1}\right)^{n_1 - 1} e^{-t/k_1} + \frac{\beta}{k_2(n_2 - 1)!} \left(\frac{t}{k_2}\right)^{n_2 - 1} e^{-t/k_2} \quad (3.5.2)$$

3.6 - Método do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG)

RODRIGUEZ-ITURBE e VALDÉS (1979) apresentaram uma teoria matemática que estabeleceu uma relação direta entre a estrutura geomorfológica de uma bacia hidrográfica e sua hidrologia. Tais estudos supõem que, no caso de uma precipitação efetiva uniformemente distribuída sobre a bacia, o HUI pode ser considerado como a derivada do volume acumulado e recebido na saída da bacia. RODRIGUEZ-ITURBE e VALDÉS (1979) conceberam uma estrutura markoviana para a transição de uma partícula de um curso d'água de ordem menor para um de ordem maior em vários intervalos de tempo. Sendo o estado de uma partícula uma função do intervalo de tempo entre as transições e o número de transições necessárias para alcançá-lo. O processo de transições não é puramente markoviano, conseqüentemente, o modelo por eles formulado é semimarkoviano, no qual as probabilidades de transição foram estabelecidas supondo-se uma função densidade de probabilidade exponencial para os tempos entre transições, chamados de tempos de retenção. Na Figura 3.6 pode-se observar a estrutura básica do modelo do HUIG.

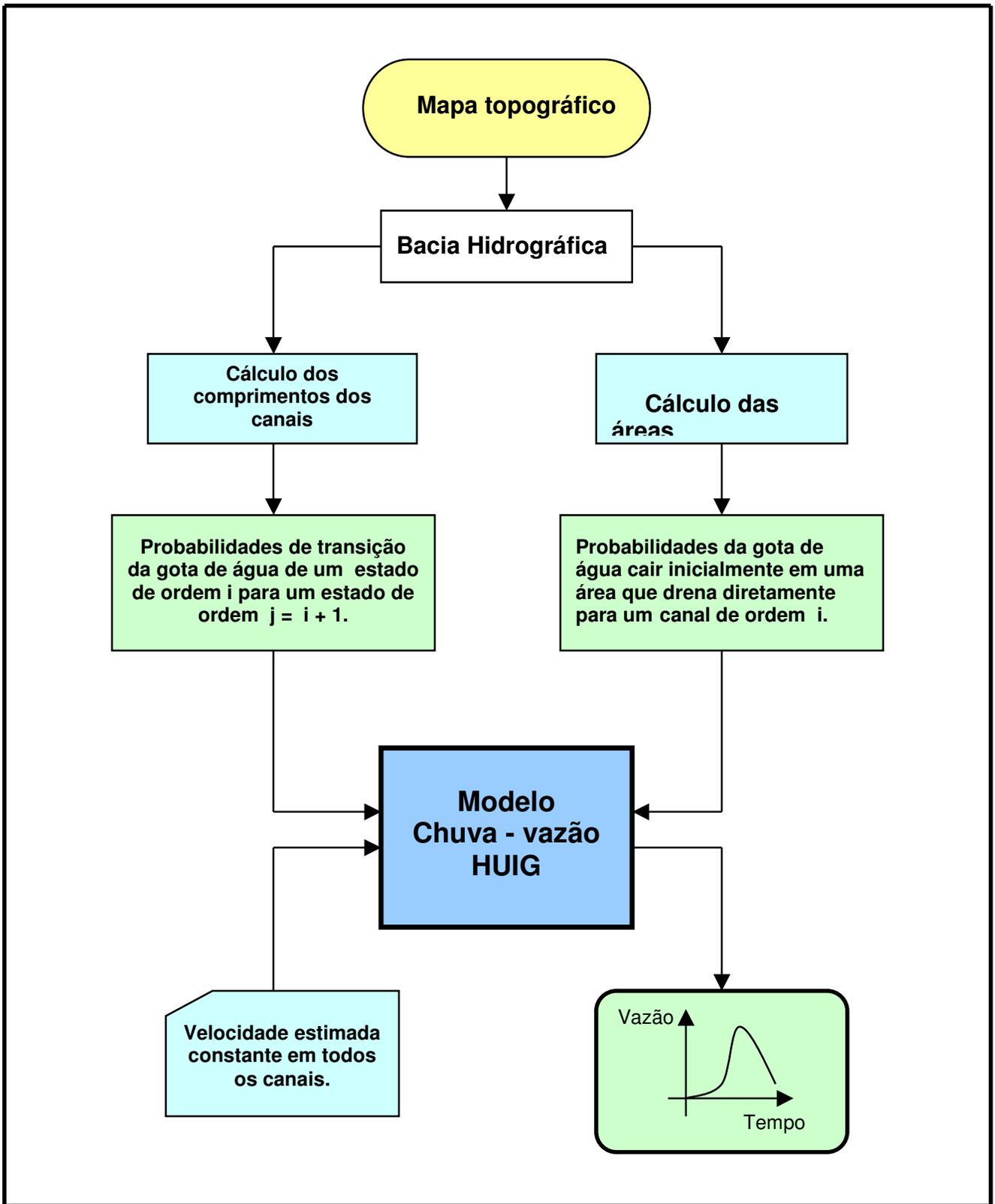


Figura 3.6. - Estrutura básica do modelo do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG)

O modelo do HUIG foi expresso em função de três parâmetros λ_i , P_{ij} e θ_i sendo λ_i , os tempos médios de permanência de partículas em cursos de ordem i , θ_i , a probabilidade de que o processo se inicie no estado i e, P_{ij} , as probabilidades de transição do estado i para o estado j . O estado é definido como a ordem da corrente no qual se encontra a gota d'água no momento "t" quando a mesma se encontra em fase de escoamento sobre o terreno. Foi estabelecida uma relação direta entre os parâmetros λ_i , θ_i e P_{ij} e os parâmetros geomorfológicos R_A , R_B e R_L da bacia sob a suposição de que a velocidade média do escoamento superficial em uma bacia em qualquer tempo é constante em toda a rede de drenagem. O desenvolvimento matemático do modelo do HUIG encontra-se demonstrado no Anexo B.

GUPTA et al. (1980) deduziram uma representação matemática geral para o HUI (ver Anexos C e D) de uma bacia em termos de sua geomorfologia sem invocar a suposição da estrutura markoviana para as transições de partículas de água entre cursos de ordens diferentes. Propuseram uma relação explícita para o HUI na forma da seguinte equação:

$$HUI(t) = \sum_{s \in S} f_{x_i} * \dots * f_{x_k}(t) \cdot p(s) \quad (3.6.1)$$

no qual:

- * - representa a operação convolução;
- f_{x_i} - indica a função densidade de probabilidade do estado x_i ;
- $p(s)$ - denota a probabilidade de uma partícula seguir o caminho s , com $s = x_i \dots x_k$;
- S - indica o conjunto de todos os caminhos possíveis.

Em vista da difícil determinação das funções de densidade de probabilidade (f_{x_i}) dos tempos de permanência das partículas, é necessário se fazer suposições a respeito da forma das mesmas. Supondo-se que as funções (f_{x_i}) possuam a forma exponencial em algum parâmetro x_i , é possível expressar a convolução (ver Anexo E) de ordem k da seguinte forma:

$$f_{x_i} * \dots * f_{x_k}(t) = \sum_{j=1}^k C_{j,k} \cdot e^{-\lambda_{x_j} \cdot t} \quad (3.6.2)$$

no qual $C_{j,k}$, segundo Feller, citado em GUPTA et al. (1980), é dado por:

$$C_{j,k} = \frac{\lambda_1 \dots \lambda_k}{(\lambda_1 - \lambda_j) \dots (\lambda_{j-1} - \lambda_j) (\lambda_{j+1} - \lambda_j) \dots (\lambda_k - \lambda_j)} \quad (3.6.3)$$

neste caso o HUI é dado por:

$$HUI(t) = \sum_{s \in S} \sum_{j=1}^k C_{j,k} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} \cdot p(s) \quad (3.6.4)$$

Além disso, GUPTA et al. (1980) obtiveram uma solução explícita para o HUI supondo-se f_{x_i} ser uniforme sobre o intervalo $0 \rightarrow \tau_{x_i}$, sendo τ_{x_i} o tempo que a partícula permanece no estado x_i . Em vez de levar em consideração a constância da velocidade, como fizeram RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979), estes autores preferiram definir um tempo médio de permanência na bacia. Os autores, após testes comparativos, envolvendo bacias com áreas diferentes, concluíram que o modelo geomorfológico linear poderia não ser válido para bacias hidrográficas com pequenas áreas.

RODRIGUES-ITURBE et al. (1982), baseando-se nos estudos desenvolvidos por RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979), apresentaram as expressões para a descarga de pico e o tempo de pico para o HUIG em função dos parâmetros

geomorfológicos. Também apresentaram a **fdp** do tempo de pico e da descarga de pico do HUI, analiticamente derivadas em função das características da chuva e dos parâmetros geomorfológicos.

BETTINE (1984) utilizou os conceitos inicialmente propostos por RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979), ou seja, a metodologia, para transformação de precipitação efetiva em vazão, a qual explora as informações sobre a estrutura geomorfológica das bacias. Aplicou o método para quatro bacias do estado de São Paulo, obtendo o HUIG para cada uma das bacias. Aplicou o método para bacias de terceira ordem, fazendo uso do amortecimento e comparou os hidrogramas gerados pelo método, com e sem amortecimento, com hidrogramas obtidos a partir de dados coletados. Verificou que o modelo geomorfológico de vazões oferece um meio eficaz para se obter respostas de bacias a partir principalmente de suas características físicas. Há necessidade, entretanto, de melhor caracterizar a velocidade de translação da água na rede de canais.

BRAS (1990), discute aspectos relacionados a uma bacia hidrográfica no que diz respeito ao desenvolvimento da rede de canais, à organização da rede de canais, à geometria dos canais, à morfologia das áreas próximas aos canais e finalmente à relação entre a resposta hidrológica e as características geomorfológicas da bacia. Esse autor descreve o método de STRAHLER (1950) de classificação dos canais pela ordem. Neste método, classificam-se os canais de acordo com o procedimento seguinte:

- 1 - Canais que se originam numa nascente são definidos como de primeira ordem;
- 2 - Quando dois canais de ordem W se encontram, um canal de ordem $W + 1$ é criado;
- 3 - Quando dois canais de ordem diferente se encontram, o segmento de canal imediatamente a jusante é tomado como continuação do canal de maior ordem entre os dois que se encontraram;

4 - A ordem de uma rede de canais ou bacia de drenagem é aquela de sua corrente de maior ordem.

Na Figura 3.7 apresentamos uma bacia hidrográfica de quarta ordem.

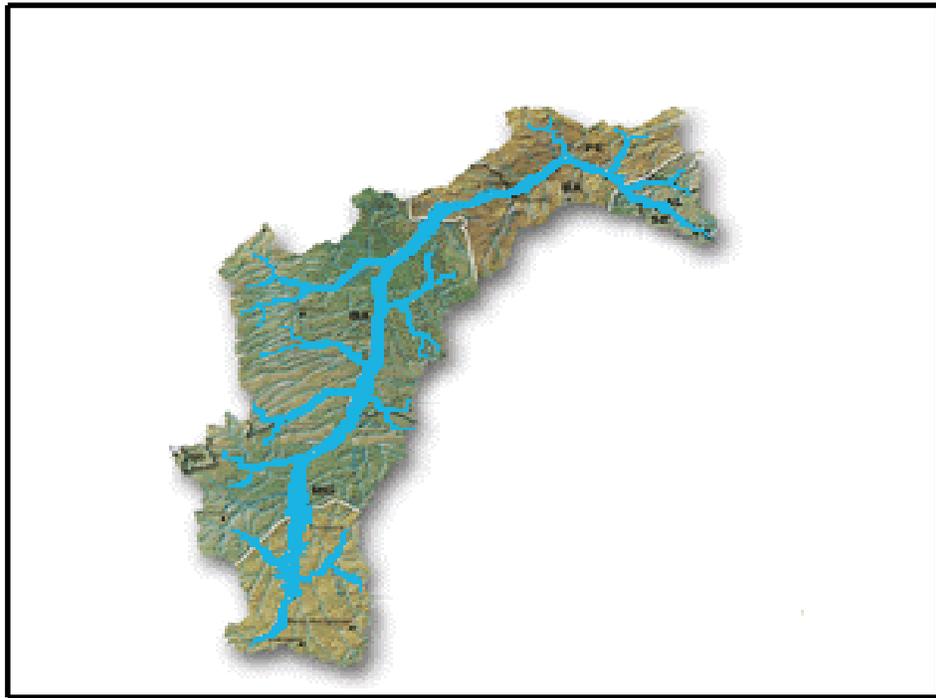


Figura 3.7 - Bacia hidrográfica de quarta ordem usando o sistema de ordenamento de STRAHLER (1950)

Com a finalidade de determinar o HUI da bacia, considera-se a entrada no sistema como sendo composta de um volume unitário de um número infinito de gotas de água. A análise está baseada na viagem de uma gota d'água, escolhida aleatoriamente, através da bacia. A gota viaja através da bacia fazendo transições de trechos de rio de ordem mais baixa para aquele de ordem mais alta. A transição pode ser referida como uma mudança do estado, sendo que o estado é a ordem do trecho de rio no qual a gota está viajando.

Pode-se definir os estados do processo, como sendo a região a montante do trecho do rio a_i (área relativa ao trecho de ordem i) ou do trecho do rio r_i (trecho do rio relativo a ordem i) de ordem i , na qual a gota d'água está localizada no tempo "t".

A Figura 3.8 apresenta as transições, e suas probabilidades de mudanças de estado, relativas aos diversos trechos.

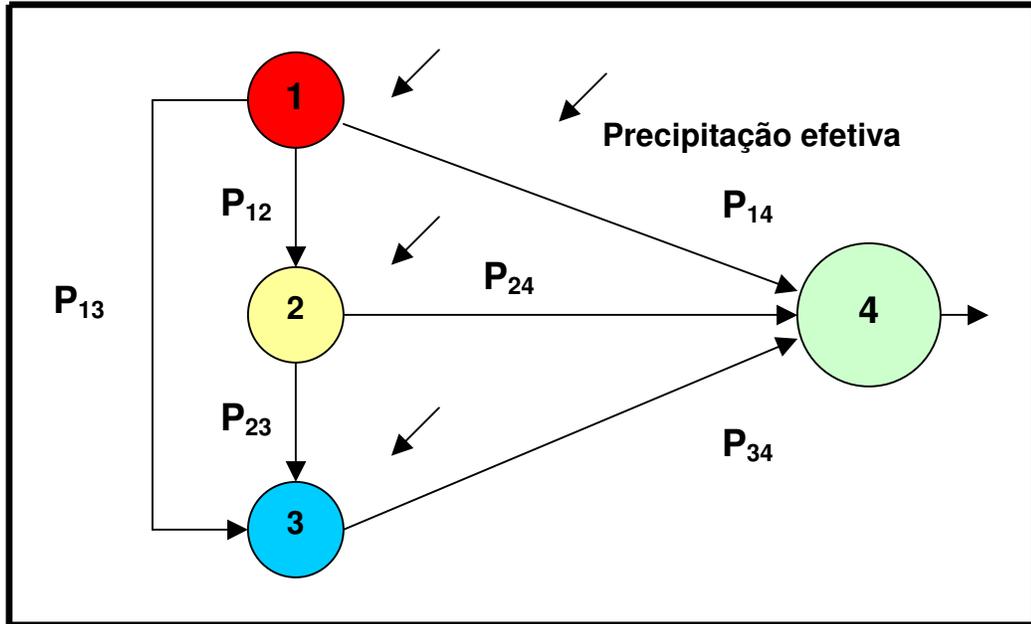


Figura 3.8 - Representação dos estados de uma bacia de quarta ordem.

A viagem da gota está governada pelas seguintes regras:

Regra 1: Quando a gota ainda se encontra na área a montante do trecho do rio, o estado a_i é da ordem do trecho do rio para o qual a gota se dirige;

Regra 2: As únicas transições possíveis fora do estado a_i são dentro dos correspondentes r_i . Dos estados r_i , transições da forma $i \rightarrow j (j = i+1, \dots, \Omega)$ para qualquer $j > i$ são possíveis;

Regra 3: Definindo a saída da bacia como o estado $\Omega + 1$, o estado final da gota é $\Omega + 1$ do qual transições são impossíveis.

As regras acima definem um conjunto finito de caminhos possíveis que uma gota caindo aleatoriamente na bacia pode seguir para atingir a saída da mesma. Por exemplo, suponha que a bacia de interesse é de terceira ordem. Seu espaço amostral dos caminhos possíveis será dado por: $S = \{s_1, s_2, s_3\}$ sendo:

Caminho 1: $a_1 \rightarrow r_1 \rightarrow r_2 \rightarrow r_3 \rightarrow$ saída

Caminho 2: $a_1 \rightarrow r_1 \rightarrow r_3 \rightarrow$ saída

Caminho 3: $a_2 \rightarrow r_2 \rightarrow r_3 \rightarrow$ saída

Caminho 4: $a_3 \rightarrow r_3 \rightarrow$ saída

uma gota de água é assumida sempre caindo numa área a montante de um trecho do rio, isto é, em um dos estados iniciais a_i dos caminhos. Há sempre uma transição da área a montante de um trecho do rio de ordem a_i para o trecho do rio de ordem r_i .

De acordo com GUPTA et al. (1980), a função densidade acumulada do tempo que a gota leva para viajar para a saída da bacia, é dada por:

$$P(T_B \leq t) = \sum_{s \in S} P(T_s \leq t) \cdot p(s) \quad (3.6.5)$$

$$P(T_B \leq t) = \sum_{s \in S} F_{x_1} * F_{x_2} * \dots * F_{x_k}(t) \cdot p(s) \quad (3.6.6)$$

com $s = (x_1 \dots x_k)$, sendo o termo $P(\dots)$ a probabilidade do que se encontra entre parênteses. T_b é o tempo de viagem que a gota leva até a saída da bacia, T_s é o tempo de viagem no caminho s . O tempo de viagem T_s em um caminho particular é $a_i \rightarrow r_i \rightarrow r_j \rightarrow \dots \rightarrow r_\Omega$, sendo $i < j < \Omega$, e deve ser igual à soma dos tempos de viagem nos trechos do caminho:

$$T_s = Ta_i + Tr_i + Tr_j + \dots + Tr_\Omega \quad (3.6.7)$$

sendo Ta_i o tempo de viagem na área a montante do trecho do rio e Tr_i o tempo de viagem no trecho de ordem i , com $i \in \{1, \dots, \Omega\}$. Tendo-se as várias áreas a montante dos trechos dos rios, e estes possuindo suas várias propriedades, os vários tempos são tomados como variáveis aleatórias com função densidade de probabilidade $f_{Ta_i}(t)$ ou $f_{Tr_i}(t)$, respectivamente. Portanto, não há razão para não considerar os tempos como variáveis aleatórias independentemente distribuídas. A função densidade de probabilidade do tempo de viagem de todo o caminho T_s é, portanto, a convolução das funções densidades de probabilidades $f_{Ta_i}(t)$ e $f_{Tr_i}(t)$, correspondentes aos trechos do caminho s , dada por:

$$f_{T_s}(t) = f_{Ta_i}(t) * f_{Tr_i}(t) * f_{Tr_j} * \dots * f_{Tr_\Omega}(t) \quad (3.6.8)$$

No seu trabalho inicial RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979) ignoraram o tempo de viagem nas áreas a montante dos trechos do rio em relação a todos os tempos que as gotas gastam na bacia. Portanto, das equações (3.6.7) e (3.6.8) resulta:

$$T(s) = Tr_i + Tr_j + \dots + Tr_\Omega \quad (3.6.9)$$

$$f_{T_s}(t) = f_{Tr_i}(t) * f_{Tr_j}(t) * \dots * f_{Tr_\Omega}(t) \quad (3.6.10)$$

a probabilidade da gota d'água seguir um dado caminho s é dado por:

$$p(s) = \theta_i(0) \cdot P_{ij} \cdot P_{jk} \dots P_{l\Omega} \quad (3.6.11)$$

observa-se, que devido a regra 1, uma gota inicialmente caindo em uma área, a qual drena para um trecho de rio de ordem i , vai para o trecho de ordem i com probabilidade igual a 1. RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979) mostram que a probabilidade do estado inicial $\theta_i(0)$ e as probabilidades de transição P_{ij} são funções

somente da geomorfologia e da geometria da bacia do rio. A interpretação física das probabilidades é a seguinte:

$$\theta_i = \frac{\text{área que drena diretamente para um trecho de ordem } i}{\text{área total da bacia}} \quad (3.6.12)$$

no qual: $\sum_i^N \theta_i(0) = 1$

$$P_{ij} = \frac{\text{número de correntes de ordem } i \text{ que drenam para ordem } j}{\text{número total de correntes de ordem } i} \quad (3.6.13)$$

sendo que, para cada valor de $i = 1, 2, \dots, N \Rightarrow \sum_{j=1}^N P_{ij} = 1$

Os parâmetros $\theta_i(0)$ e P_{ij} (ver Anexo C) podem ser aproximados através de funções dadas por GUPTA, citadas em BRÁS (1990), que envolvem os números de Horton. A função densidade de probabilidade para o tempo de viagem da gota em uma bacia, $P(T_B \leq t)$, pode ser totalmente definida em termos das propriedades geomorfológicas da bacia e a função de probabilidade $f_{T_{r_i}}(t)$ corresponde ao tempo de viagem de uma gota em um dado canal T_{r_i} . Como anteriormente, o HUI é definido como sendo a função densidade de probabilidade T_B e portanto:

$$HUI_B(t) = \frac{d}{dt} P(T_B \leq t) = \sum f_{T_{r_i}}(t) * \dots * f_{T_{r_\Omega}}(t).p(s) \quad (3.6.14)$$

sendo $f_{T_{r_i}}(t)$ a função densidade de probabilidade de T_{r_i} .

Em resumo, o HUI é função da probabilidade que uma gota caia inicialmente em uma área que drena para um canal de dada ordem, das probabilidades de transição de um trecho do rio de uma dada ordem para outro, que são funções das características geomorfológicas da bacia, e da distribuição de probabilidade do tempo

de viagem em um trecho do rio de dada ordem. A probabilidade inicial e de transição fornecem uma descrição probabilística da rede de drenagem e uma ligação entre geomorfologia qüantitativa e hidrologia. Uma questão crítica para esta teoria é a hipótese usualmente feita para cada $f_{T_i}(t)$ na equação (3.6.10). RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979) introduziram a idéia de que o tempo de viagem num canal de ordem i obedece uma função densidade de probabilidade exponencial dada por:

$$f_{T_i}(t) = \lambda_i \cdot e^{-(\lambda_i \cdot t)} \quad (3.6.15)$$

sendo λ_i um parâmetro de unidades t^{-1} , característica dos canais de ordem i . Como $1/\lambda_i$ representa, também, a média do tempo de viagem da distribuição acima, RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979) sugeriram estimar λ_i como:

$$\lambda_i = \frac{V}{L_i} \quad (3.6.16)$$

no qual V representa a velocidade característica, o parâmetro dinâmico, e L_i o comprimento de todas as correntes de ordem i . Foi assumido que V era a mesma em qualquer lugar da bacia em qualquer tempo.

ALLAN (1990) utilizou uma metodologia para estimar o hidrograma para uma bacia hidrográfica sem dados da região árida do Sinai-Egito. A metodologia é baseada no HUIG. Discutiu o problema que se enfrenta no momento de se adotar uma velocidade para o escoamento na rede de canais. Sabe-se que a velocidade varia para cada ordem de canal e de instante para instante, no entanto, como concluiu RODRIGUES-ITURBE e VALDÉS (1979), a adoção de uma velocidade variante ao longo do tempo tornaria o método complicado, inviabilizando-o. De acordo com ALLAN (1990), a velocidade pode ser assumida constante para todas as ordens do canal.

3.7 - Modelo TOPMODEL

3.7.1 - Conceituação e hipóteses

O TOPMODEL (“Topography Based Hydrological Model”) desenvolvido por BEVEN and KIRKBY (1979), é um modelo conceitual baseado nas características físicas da bacia hidrográfica, e seu desenvolvimento tem dado grande contribuição para a modelação hidrológica, sendo largamente aplicado em recursos hídricos. O TOPMODEL é um modelo hidrológico que está baseado na idéia de que a topografia exerce um controle dominante sobre o escoamento que se propaga em bacias hidrográficas. O modelo usa o princípio de conservação de massa, isto é, a taxa de fluxo de entrada menos a taxa de fluxo de saída é igual à variação de armazenamento, para vários “reservatórios” em uma bacia hidrográfica, por exemplo, um “reservatório” de interceptação e um “reservatório” de solo, como é apresentado na Figura 3.9.

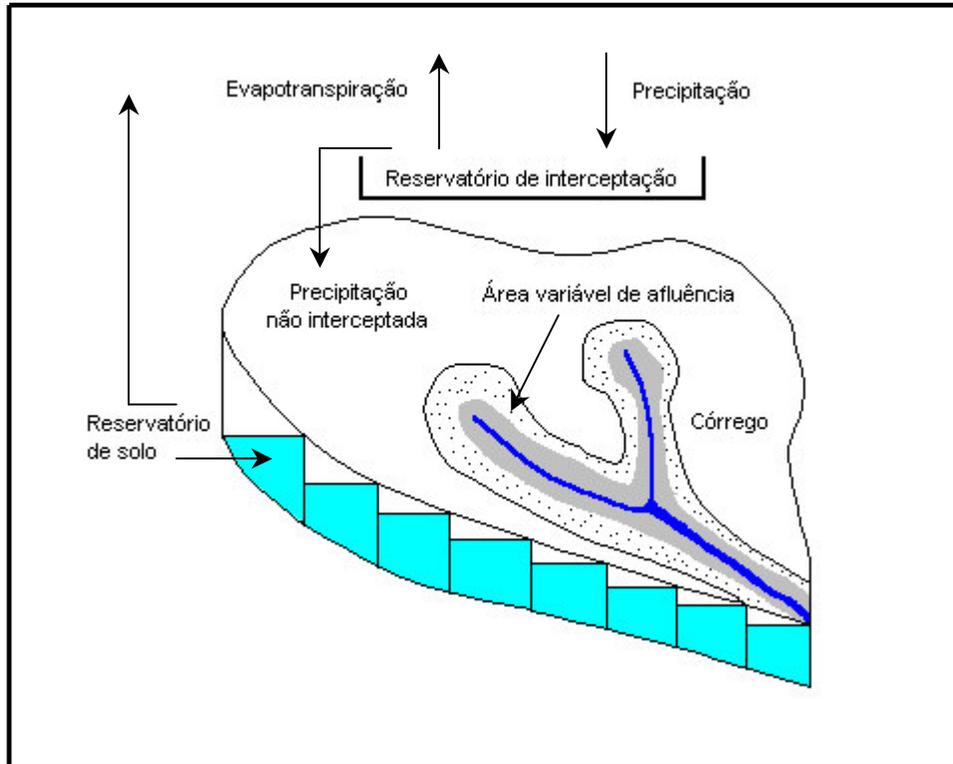


Figura 3.9 - Diagrama esquemático do conceito de TOPMODEL

De acordo BEVEN and KIRKBY (1979), segundo SANTOS (2001), a chuva abastece o reservatório de interceptação cuja capacidade, da ordem de alguns milímetros, depende do tipo de cobertura vegetal. As saídas do reservatório de interceptação são a evaporação e a precipitação não interceptada que se transforma em entrada para o reservatório do solo. A equação de conservação de massa novamente proporciona um método para calcular o balanço hídrico no reservatório do solo. Unindo as equações de balanço hídrico para todos os reservatórios hipotéticos na bacia, o cálculo do balanço hídrico e da propagação da água pode ser completado.

O TOPMODEL simula o escoamento superficial, o subsuperficial e subterrâneo globalmente através de uma lei exponencial em função do déficit médio de saturação. A dinâmica das superfícies saturadas depende, portanto, da topografia e da variabilidade espacial da transmissividade, caso se disponha de dados para levá-la em conta. O modelo pode ser aplicado como distribuído ou semidistribuído tendo por base parâmetros físicos da bacia em estudo. Seus parâmetros foram estabelecidos tendo em vista serem interpretados fisicamente, e seu número é mantido com um mínimo para garantir que seus valores não se tornem meramente artefatos estatísticos de um exercício de calibração.

O conceito de área de contribuição variável, de acordo com HEWLETT e HIBBERT (1963), é o ponto de partida deste modelo, integrando dessa forma as teorias recentes sobre os processos de formação das cheias. A principal característica da área variável de afluência é a sua variação sazonal e ao longo de uma chuva. As flutuações podem estar relacionadas com a topografia, solos, umidade antecedente e as características de precipitação. O vale, as áreas encharcadas, e as várias partes da encosta bem drenada, diferem na magnitude da chuva necessária para trazer o lençol freático à superfície, no lapso de tempo com o qual isto é acompanhado, e no volume do escoamento superficial saturado, de acordo com DUNNE (1978), segundo RANZINI (2002). A Figura 3.10 mostra a esquematização das atividades abrangendo a preparação das informações necessárias à operação do modelo.

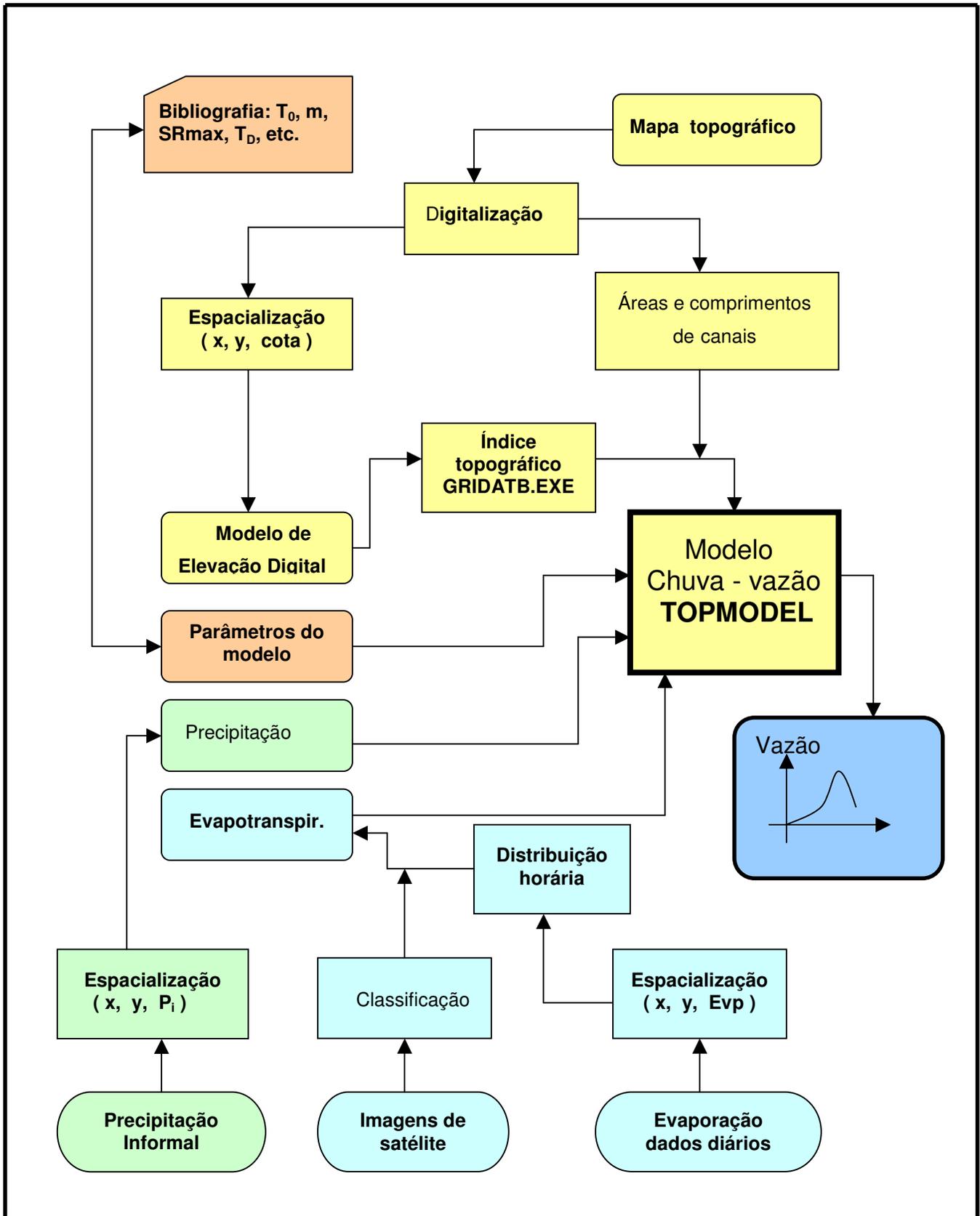


Figura 3.10 - Estrutura de integração de atividades para utilização do modelo TOPMODEL (adaptado de VARELLA, 1998).

Em sua fundamentação teórica, O TOPMODEL, envolve uma seqüência de simplificações, assumindo quatro premissas básicas, sendo as duas primeiras descritas a seguir de acordo com ZAKIA (1998), segundo RANZINI (2002).

a) A dinâmica da zona saturada pode ser obtida por sucessivas representações de estados uniformes;

b) O gradiente hidráulico do escoamento superficial na zona saturada pode ser estimado pela declividade $tg\beta_i$, da topografia no local, no qual β_i representa o ângulo formado entre o plano da superfície do solo e o plano horizontal.

Essas suposições levam a relações simples entre armazenamento na bacia (ou déficit de armazenagem) e níveis locais da lâmina d'água (ou déficit de armazenagem devido à drenagem) local, sendo o fator principal o índice topográfico ($a/tg\beta$), primeiro proposto por KIRKBY (1975) e desenvolvido como um modelo hidrológico completo por BEVEN e KIRKBY (1979), no qual "a" representa a área do declive por unidade de comprimento de contorno e β o gradiente da declividade (ver Anexo F). O índice de KIRKBY representa a propensão de qualquer ponto em uma bacia desenvolver condições saturadas. O modelo TOPMODEL tem a vantagem de simplificações matemáticas devida a uma terceira suposição:

c) A distribuição de transmissividade da água no solo varia com a profundidade. Esta distribuição é expressa através de uma função exponencial do déficit de armazenagem de água ao longo do solo até alcançar à superfície freática, na qual existe a condição de saturação.

O TOPMODEL realiza uma contabilidade para computar o balanço hídrico em um conjunto de células definidas topograficamente e utiliza a lei de **Darcy** para calcular as taxas de fluxo através do solo. Apresentamos na Figura 3.11 um segmento de uma bacia hidrográfica delimitada pelo contorno na base de uma encosta, e lados perpendiculares a este contorno, até o divisor topográfico. Lembrando-se da premissa que o fluxo é dirigido pela topografia, esse segmento representa apenas uma fração do

fluxo líquido da bacia hidrográfica. Na Figura 3.11 a precipitação, não interceptada, cai numa taxa p sobre o segmento de área A e profundidade h (distância da superfície até o lençol freático). Uma fração R infiltra gerando o escoamento subsuperficial ($q_{\text{subsuperficial}}$). O fluxo de superfície, ou escoamento superficial ($q_{\text{superficial}}$), decorre das áreas saturadas (escoamento superficial por saturação ou escoamento de retorno). A declividade local ao ponto de saída, β , é considerado igual à declividade da superfície freática.

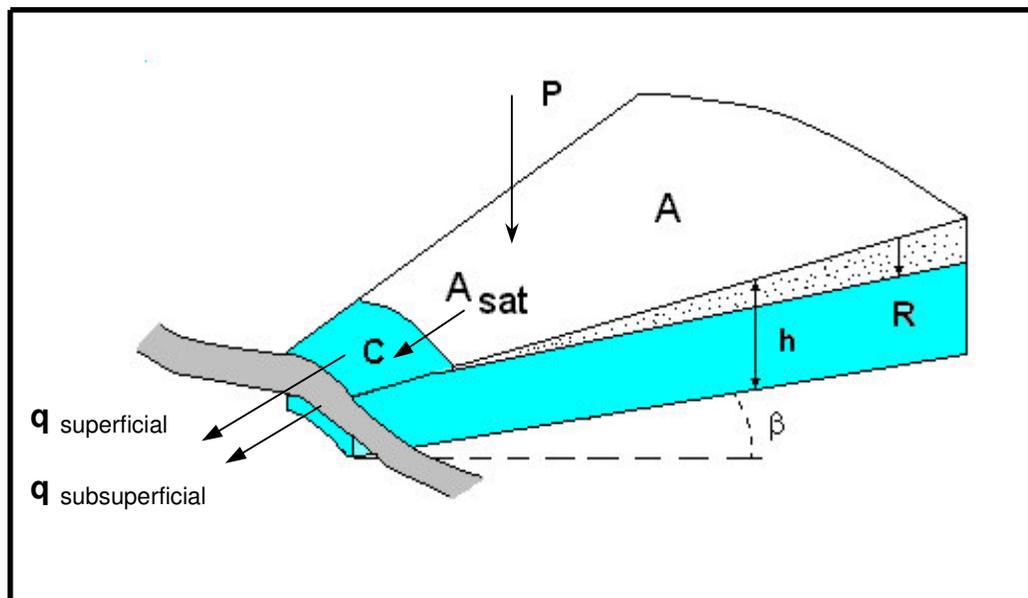


Figura 3.11 - Representação do balanço hídrico para um segmento de uma encosta de uma bacia hidrográfica (HORNBERGER et al., 1998)

A transmissividade T , é definida como o produto da condutividade hidráulica do solo pela espessura do solo saturado. Aplicando-se a lei de Darcy para a encosta, tem-se que a vazão subsuperficial para um ponto qualquer i , da bacia, é dada por:

$$Q_i = T \cdot tg\beta \quad (3.7.1.1)$$

no qual T representa transmissividade do solo em metros quadrados por hora (m^2/h) e $tg\beta$, a declividade. Observe que a declividade do lençol freático é assumida ser a mesma da superfície do solo.

Assume-se que a condutividade hidráulica saturada do solo diminui exponencialmente com a profundidade do solo, portanto, temos:

$$T = T_0 \cdot e^{-\delta} \quad (3.7.1.2)$$

sendo T a transmissividade subsuperficial local (m^2/h) e T_0 , a transmissividade lateral quando o solo está saturado à superfície (m^2/h). O déficit de armazenamento relativo δ é definido como:

$$\delta = \frac{S}{m} \quad (3.7.1.3)$$

no qual S é o déficit de armazenamento local (m) ou déficit de drenagem para cada incremento do $\ln(a/\tan \beta)$ e m é o parâmetro do modelo que descreve o decréscimo de T com a profundidade. A transmissividade saturada ocorre quando o déficit é nulo, ou seja, $S = 0$ e, portanto $T = T_0$. Quando se considera um perfil de solo profundo, maior será o valor de m e menor será o decaimento de T em função de S . Se o perfil do solo for raso ocorrerá o oposto e, nesse caso, m será pequeno, conseqüentemente, o decaimento será rápido. Nesse modelo os parâmetros dizem respeito a: precipitação, interceptação, evapotranspiração, infiltração, os escoamentos subsuperficial e subterrâneo e o escoamento superficial; o parâmetro de escala do modelo, que conjuntamente com o parâmetro T_0 , indiretamente controla a simulação do trecho de recessão do hidrograma; os valores médios na bacia da condutividade saturada na superfície K_0 (m/h) no qual esse parâmetro, condutividade, é utilizado durante o modelamento dos fluxos na zona insaturada; os valores dos índices topográficos como dados de entrada. O componente de transferência cinemática é considerado em termos de um hidrograma unitário parabólico obtido pela integração analítica da equação convecção-difusão de escoamento do canal. Os índices topográficos podem ser calculados com o programa computacional GRIDATB.FOR fornecido juntamente com o TOPMODEL.

No equacionamento do modelo, BEVEN (1984) considerou que um decréscimo exponencial, na condutividade do solo com a profundidade, poderia ser adequado para descrever as mudanças nas propriedades hidráulicas de uma vasta gama de solos. Assim sendo, sugeriu substituir a expressão (3.7.1.2) pela seguinte:

$$T = T_0 e^{-f \cdot z} \quad (3.7.1.4)$$

sendo z a profundidade da lâmina de água no local, em metros, e f um parâmetro de escala (m^{-1}). Os parâmetros f e m são relacionados aproximadamente por $f = \Delta\theta_1 / m$, sendo $\Delta\theta_1$ uma mudança da capacidade d'água efetiva por unidade de profundidade na zona insaturada devido à rápida drenagem gravitacional (abaixo da capacidade de campo). A interpretação física do parâmetro de decaimento m é que ele atua como controlador da profundidade efetiva do perfil do solo. Isso ele faz interativamente com o parâmetro T_0 , que define a transmissividade do perfil quando saturado à superfície. Um grande valor m efetivamente aumenta a profundidade ativa do perfil do solo. Um pequeno valor, especialmente se acoplado a um relativamente alto T_0 , gera um solo efetivo raso, mas com um pronunciado decaimento exponencial. Esta combinação tende a produzir uma curva de recessão para o hidrograma modelado bem definida e relativamente rasa.

Para se determinar o escoamento q_i , de acordo com a suposição (b), a média de fluxo q_i na superfície saturada por unidade de comprimento de contorno (m^2/h) pode ser descrita pela equação:

$$q_i = T_0 \cdot e^{-f \cdot z_i} \cdot tg\beta_i \quad (3.7.1.5)$$

no qual T_0 e $tg\beta$ são valores locais no ponto i .

A Figura 3.12 nos mostra a relação entre q_i e a área de contribuição a_i .

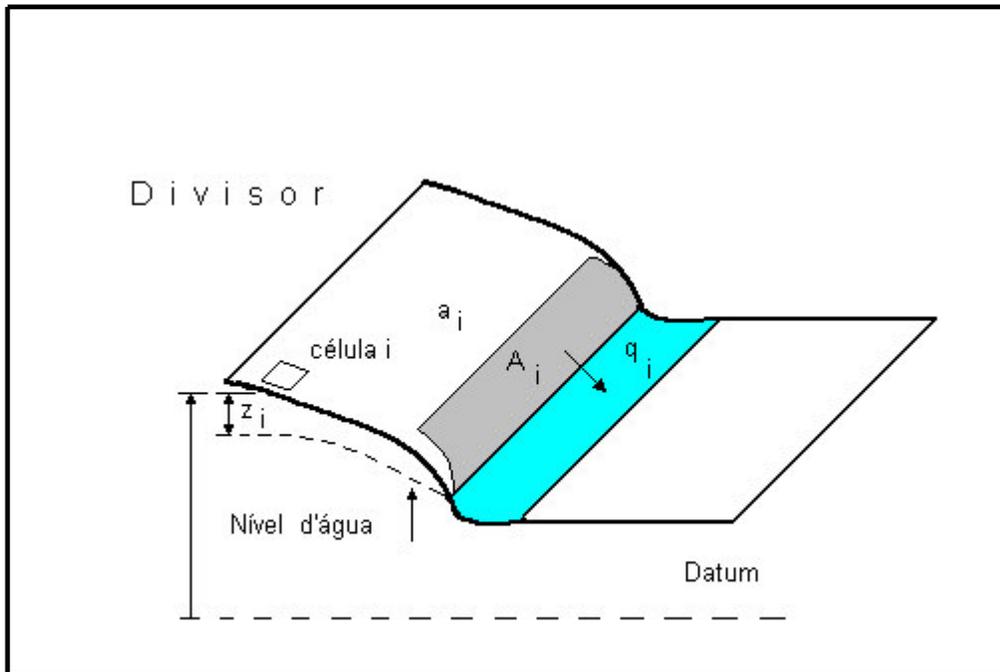


Figura 3.12 - Representação do escoamento subsuperficial q_i , de uma célula A_i , da bacia, tendo a_i como área de contribuição.

d) A vazão subsuperficial q_i é proporcional ao produto da recarga à zona saturada, $r^\#$, com a área de contribuição a_i relativa ao escoamento no ponto i ;

$$q_i = \alpha \cdot r^\# \cdot a_i \quad (3.7.1.6)$$

com $\alpha < 1$ igual a uma constante e $r^\#$ a recarga devido às precipitações (mm/h), considerada uniforme sobre toda a área de contribuição a_i , esta referente a uma largura superficial unitária em i .

Definindo-se a recarga efetiva por $r = \alpha \cdot r^\#$, tem-se:

$$q_i = r \cdot a_i \quad (3.7.1.7)$$

Como o TOPMODEL assume condições de estado permanente (“steady-state”), iguala-se as equações de q_i (3.7.1.5 e 3.7.1.7) obtendo-se:

$$T_0 \cdot e^{-f \cdot z} \cdot \text{tg}\beta_i = r \cdot a_i \quad (3.7.1.8)$$

sendo r e a_i , respectivamente, a recarga efetiva média e a área de uma determinada célula que drena através do ponto i . Pondo em evidência z_i , em (3.7.1.8), tem-se:

$$z_i = -\frac{1}{f} \left(\ln r + \ln \frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i} \right) \quad (3.7.1.9)$$

sendo que a expressão (3.7.1.9) relaciona a profundidade do nível d’água com o índice topográfico $\ln(a/\text{tg}\beta)$ em qualquer ponto i , o parâmetro de escala f , a área de declive “ a ” por unidade de comprimento de contorno, a transmissividade subsuperficial saturada local T_0 e a recarga efetiva média r . Podemos reduzir a expressão (3.7.1.9) à equação:

$$z_i = -\frac{1}{f} \ln \frac{ra}{T_0 \text{tg}\beta} \quad (3.7.1.10)$$

Podemos expressar a equação (3.7.1.10) em função da área total da bacia, sendo esta a soma de todos os pontos dentro da bacia, por:

$$\bar{z} = \frac{1}{A} \sum_i A_i \cdot z_i = \left\{ \frac{1}{A} \sum_i -\frac{A_i}{f} \left(\ln r + \ln \frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i} \right) \right\} \quad (3.7.1.11)$$

Calculando a diferença ($\bar{z} - z_i$) tem-se:

$$\bar{z} - z_i = \frac{1}{A} \sum_i \left\{ -\frac{A_i}{f} \left(\ln r + \ln \frac{a_i}{T_{0i} \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \right\} + \frac{1}{f} \left(\ln r + \ln \frac{a}{T_{0i} \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \quad (3.7.1.12)$$

assumindo-se que r seja uniformemente distribuída sobre toda a bacia, e que f seja constante, então a equação (3.7.1.12) pode ser expressa por:

$$\bar{z} - z_i = \frac{1}{A} \sum_i \left(-\frac{A_i}{f} \ln \frac{a_i}{\text{tg} \beta_i} + \frac{A_i}{f} \ln T_{0i} \right) + \frac{1}{f} \left(\ln \frac{a_i}{\text{tg} \beta} - \ln T_{0i} \right) \quad (3.7.1.13)$$

fazendo:

$$\lambda = \frac{1}{A} \sum_i A_i \cdot \ln \frac{a_i}{\text{tg} \beta_i}$$

$$\ln T_e = \frac{1}{A} \sum_i A_i \cdot \ln T_{0i}$$

$$\gamma = \lambda - \ln T_e$$

considerando-se que T_0 pode assumir um valor específico, para cada célula i , tem-se:

$$f(\bar{z} - z_i) = \left[\ln \frac{a_i}{\text{tg} \beta_i} - \lambda \right] - \left[\ln T_{0iu} - \ln T_e \right] \quad (3.7.1.14)$$

sendo λ a constante topográfica da bacia. A equação (3.7.1.14) pode também ser escrita em função do déficit de armazenagem como segue:

$$f(\bar{z} - z_i) = \ln \frac{a_i}{\text{tg} \beta_i} - \ln T_{0i} - \gamma \quad (3.7.1.15)$$

Considerando-se o déficit de armazenamento médio da bacia, e tendo em conta que $\bar{S} = m \cdot f \cdot \bar{z}$, concluímos que:

$$\frac{(\bar{S} - S_i)}{m} = \left[\ln \frac{a}{T_0 \beta_i} - \lambda \right] - [\ln T_{0i} - \ln T_e] \quad (3.7.1.16)$$

sendo o termo $\ln(a/T_0\beta)$ denominado índice topográfico, e sua distribuição pode ser calculada para toda a bacia hidrográfica. São utilizadas, para efeito de computação, células com o mesmo índice topográfico e mesma transmissividade T_0 , delineadas a partir do modelo digital de terreno (DTM), permitindo assim, que o cálculo hidrológico para essas células seja realizado um única vez, em cada intervalo de tempo considerado. A expressão (3.7.1.16) encontra-se desenvolvida no Anexo F.

As equações (3.7.1.9) e (3.7.1.11) possibilitam o cálculo das vazões subsuperficiais e a determinação da profundidade z_i do lençol freático. No caso de $z_i \leq 0$, então o lençol freático se encontra, pelo menos, no mesmo nível da superfície do solo, e portanto, no ponto i a condição de saturação foi alcançada. Todos os pontos com $z_i \leq 0$, geram uma fração da bacia hidrográfica que se encontra em condição saturada, no qual a precipitação produz o escoamento direto. Além disso, as equações acima citadas, expressam o desvio entre a profundidade média da lâmina d'água (ou déficit) e a profundidade do nível d'água local (ou déficit) em qualquer ponto em função do desvio do índice topográfico local, de sua área média e do desvio do logaritmo da transmissividade local do valor integral da sua área. Dado o valor de \bar{z} e \bar{S} , as equações (3.7.1.11), (3.7.1.12) e (3.7.1.13) podem ser usadas para prever o padrão da profundidade da lâmina de água na bacia, baseada no conhecimento da distribuição do índice solo-topográfico $a/T_0 \tan \beta$. Assumindo que a transmissividade do solo saturado seja espacialmente constante, o índice topográfico é dado por $a/\tan \beta$. A equação (3.7.1.11) implica que cada ponto, tendo o mesmo valor do índice topográfico, comporta-se de forma idêntica. A variável $a/T_0 \tan \beta$ é, conseqüentemente, um índice de similaridade hidrológica de acordo com PESSOA e MINE (1994).

3.7.2 - Organização dos armazenamentos no TOPMODEL

Existem vários modos para organizar os armazenamentos que constituem o modelo TOPMODEL. Basicamente uma simples série de armazenamentos é considerada propagando a água da superfície para a zona saturada. Observa-se que, em uma cadeia de armazenamentos, a forma da saída agregada será mais fortemente controlada pela ação do mínimo armazenamento dinâmico segundo KIRKBY (1975) e BEVEN e KIRKBY (1979). Isto se aplica à combinação de armazenamentos não lineares, tais como os que existem na hidrologia de bacias hidrográficas. Portanto, é importante representar precisamente a não linearidade da maioria dos armazenamentos de resposta mais lenta, enquanto mais armazenamentos dinâmicos podem ser obtidos por representações lineares mais simples. O TOPMODEL, conseqüentemente, adota um armazenamento da zona saturada não linear. Armazenamento, fluxos internos e entradas e (ou) saídas são geralmente expressas em termos de metros equivalentes de água por unidade de tempo.

Uma formulação revisada dos armazenamentos do TOPMODEL foi apresentada por QUINN et al. (1991), BEVEN (1991) e QUINN e BEVEN (1993), sendo apresentada na Figura 3.13 para o caso de saturação expressa em termos de profundidade da lâmina de água. O fluxo de água vertical para a zona saturada ocorre durante os eventos de precipitação enquanto existir déficit de armazenamento de água no perfil do solo, ou seja, enquanto a profundidade da superfície freática for maior do que zero. Em outras palavras, enquanto $z_i > \Psi_0$, tem-se alimentação da superfície para a zona saturada. Ao se iniciar um evento de precipitação, a infiltração de água no solo reabastece inicialmente a zona das raízes até que a capacidade de campo seja atingida. A partir dessa situação, inicia-se um fluxo vertical na qual a vazão q_v , corresponde à vazão de recarga do lençol freático. Essa percolação é interrompida quando a profundidade do lençol freático atinge a profundidade em que se localiza a franja capilar, isto é, $z_i = \Psi_0$, ou seja, quando o déficit de armazenamento de água no solo torna-se nulo.

Chamando de S_i o déficit de armazenamento de água no perfil do solo num ponto i qualquer da bacia, tem-se:

$$S_i = (\theta_{sat} - \theta_{cc})(z_i - \Psi_0) \quad (3.7.2.1)$$

$$S_i = \Delta\theta_i(z_i - \Psi_0) \quad (3.7.2.2)$$

sendo θ_{sat} a taxa de umidade à saturação e θ_{cc} , a taxa de umidade à capacidade de campo. A diferença $\Delta\theta_i = \theta_{sat} - \theta_{cc}$ é chamada de porosidade drenável efetiva do solo e Ψ_0 , a profundidade efetiva da franja capilar assumida saturada.

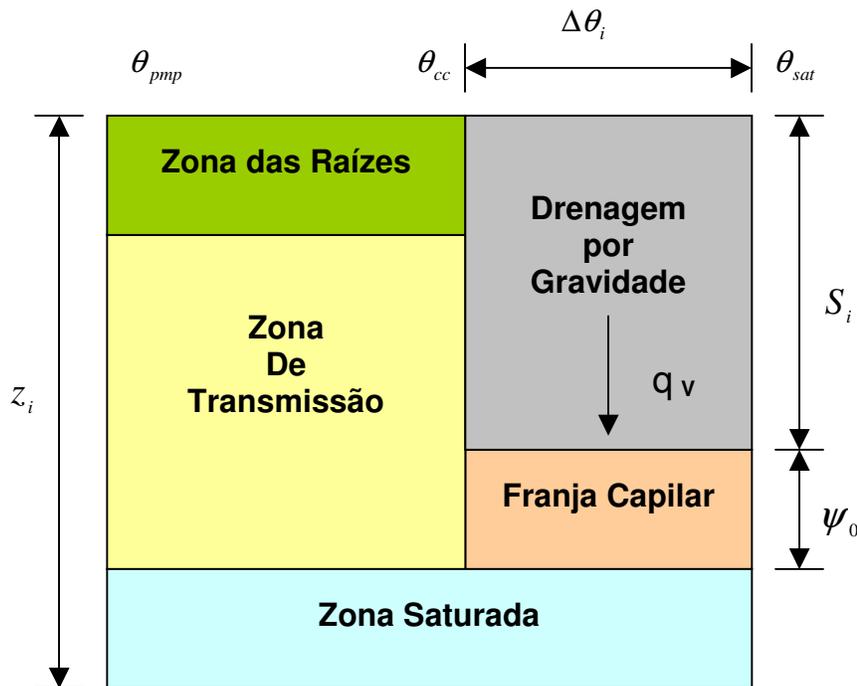


Figura 3.13 - Representação das zonas de armazenamentos e do processo de transferência vertical de água no perfil do solo (Adaptado de Beven et al.1994)

A evapotranspiração real (E_r) é calculada como uma função da evapotranspiração potencial (E_p) e da umidade armazenada na zona de raízes para os casos em que E_r não pode ser especificada diretamente.

3.7.3 - Fluxo de água na zona não-saturada ou fluxo vertical

De acordo com SAUNIER (1996), distinguem-se dois tipos de drenagem na zona não-saturada: por gravidade (drenagem rápida) e a drenagem capilar (lenta). Quando a zona das raízes atinge a capacidade de campo, inicia-se o fluxo vertical por gravidade. O fluxo de drenagem vertical q_v da zona não saturada para a zona saturada, é função da quantidade de água existente na zona não saturada SUZ e do tempo médio de residência por unidade de déficit, conforme a equação abaixo:

$$q_v = \frac{SUZ}{(t_d \cdot S_i)}, \quad \text{com } q_v \leq 0 \quad (3.7.3.1)$$

sendo t_d o tempo de retardo ou tempo médio de residência (h/m); S_i representa o déficit da zona saturada local (m) devido à drenagem por gravidade, e dependente da profundidade da lâmina de água local, e SUZ é o armazenamento na zona não saturada (m).

3.7.4 - Determinação da evapotranspiração

Aqui temos o compartimento da zona das raízes do solo. Este compartimento do modelo refere-se à água armazenada na zona das raízes e extraída pela evapotranspiração. A evapotranspiração real (E_a) no TOPMODEL é calculada como uma função da evaporação potencial (E_p) e da umidade armazenada na zona de raízes para os casos no qual E_a não pode ser especificado diretamente. A evapotranspiração é a perda combinada de água para a atmosfera através dos processos de evaporação e transpiração simultaneamente. Este processo é limitado em função da energia disponível, da demanda atmosférica e da disponibilidade de água no solo. Na descrição feita por BEVEN et al. (1991), segundo MINE et al. (1996), a evaporação ocorre à taxa potencial plena para a água drenando livremente na zona não saturada e para áreas previstas de saturação superficial. Quando a zona drenada por gravidade é exaurida, a evapotranspiração pode continuar a deplecionar o armazenamento na zona de raízes à taxa E_a , dada por:

$$E_a = E_p \left(1 - \frac{SRO}{SR_{\max}} \right) \quad (3.7.4.1)$$

no qual as variáveis SRO e SR_{\max} são, respectivamente, o déficit de armazenamento na zona de raízes e o déficit de armazenamento máximo permissível.

3.7.5 - Fluxo lateral subsuperficial local

A equação que descreve o escoamento lateral subsuperficial na zona saturada é baseada em dois princípios físicos: a lei de **Darcy** ou equação simplificada do momentum e a equação da continuidade. No fluxo de água em superfície a velocidade é diretamente proporcional à inclinação da superfície. Este grau de inclinação, denominado gradiente hidráulico ($\Delta h/\Delta L$), é definido pela razão entre o desnível (Δh) e a distância horizontal entre dois pontos (ΔL). O desnível indica a diferença de potencial entre dois pontos. Quanto maior a diferença de potencial, dada uma distância lateral constante, maior será a velocidade do fluxo.

Para o fluxo da água subterrânea necessita-se considerar, além da inclinação do nível d'água, a permeabilidade do subsolo e a viscosidade da água. A influência desses parâmetros sobre o fluxo da água subterrânea foi investigada e quantificada em laboratório pelo engenheiro francês **Henry Darcy**, em 1856, resultando na formulação da lei de **Darcy**, base da hidrologia de meios porosos.

Segundo a equação da continuidade, a lâmina correspondente à entrada d'água na zona saturada de uma vertente acima do ponto i é igual à lâmina de saída desta vertente. Portanto:

$$E_i = S_i \quad (3.7.5.1)$$

sendo que E_i representa a função de entrada ou recarga da zona não-saturada para a saturada, e S_i a função de saída. Considerando que não há escoamento superficial, a

função de saída, S_i , é o fluxo subsuperficial q_i , de acordo com SAULNIER (1996). Pela lei de Darcy, a lâmina de saída da zona saturada pode então ser computada como:

$$q_i = T_i \cdot \text{grad } i \quad (3.7.5.2)$$

com T_i representando a transmissividade hidráulica (m^2/h) e $\text{grad } i$ denotando o gradiente local. A zona saturada é considerada como paralela à superfície do solo, de forma que o gradiente hidráulico é dado como constante e igual à declividade do solo.

$$\text{grad } i = \text{tg} \beta_i \quad (3.7.5.3)$$

sendo $\text{tg} \beta_i$ a declividade local. Finalmente o fluxo subsuperficial é dado por:

$$q_i = T_i \cdot \text{tg} \beta_i \quad (3.7.5.4)$$

3.7.6 - Área de contribuição

A partir do padrão espacial do índice topográfico $\ln(a/\text{tg} \beta)$ e do valor de déficit médio para a bacia S , é possível calcular a distribuição inicial dos déficits locais (S_i). A área inicial de contribuição é aquela para a qual $S_i \leq 0$, isto é, os pontos em condição de saturação. Toda a precipitação sobre esta área torna-se escoamento superficial. De acordo com WOOD et al. (1988), após o início de um evento, parte da lâmina precipitada sobre os pontos no qual $S_i > 0$ infiltra no solo preenchendo uma parte do déficit hídrico nestes pontos. A lâmina de chuva que exceder o déficit local irá incrementar o escoamento superficial e a área de contribuição irá se expandir.

3.7.7 - Escoamento de base: fluxos na zona saturada

A saída da zona saturada é dada pelo termo de vazão de base Q_b . Pode ser calculada de uma forma distribuída pela soma do fluxo subsuperficial próximo a cada um dos m trechos de canal de comprimento l . Podemos escrever a equação (3.7.5.4) como:

$$Q_b = \sum_{j=1}^m l_j (T_0 t g \beta) e^{-f \cdot z} \quad (3.7.7.1)$$

substituindo z_i por z_j , e utilizando a equação (3.7.1.8), pode-se deduzir que:

$$Q_b = \sum_{j=1}^m l_j a_j e^{-\gamma} e^{-f \cdot z} \quad (3.7.7.2)$$

com a_j representando a área de contribuição por unidade de comprimento. Podemos escrever:

$$\sum_{j=1}^m l_j a_j = A \quad (3.7.7.3)$$

conseqüentemente:

$$Q_b = A e^{-\gamma} e^{-f \cdot z} \quad (3.7.7.4)$$

sendo A a área total da bacia em metros quadrados. Desse ponto é possível calcular o escoamento de base em termos da lâmina de água média da bacia (\bar{z}).

$$Q_b = Q_0 \cdot e^{-f \cdot \bar{z}} \quad (3.7.7.5)$$

sendo:

$$Q_0 = A \cdot e^{-\gamma} \quad (3.7.7.6)$$

A equação (3.7.7.6) representa a descarga quando \bar{S} ou \bar{z} são iguais a zero. De acordo com BEVEN et al. (1995a) a solução da equação (3.7.7.6) para uma recessão pura, na qual as entradas são nulas, mostra que a vazão tem uma relação inversa ou uma relação hiperbólica de primeira ordem com o tempo de acordo com a expressão:

$$\frac{1}{Q_b} = \frac{1}{Q_0} + \frac{t}{m} \quad (3.7.7.7)$$

portanto, se a equação (3.7.7.7) é uma relação apropriada para representar a drenagem subsuperficial de uma dada bacia, então um gráfico $1/Q_b$ no tempo deve resultar em uma linha reta com declividade $1/m$. Com algumas recessões, não fortemente influenciadas pela evaporação, é possível determinar o valor do parâmetro m que necessitará de um mínimo de calibração. Um exemplo é dado na Figura 3.14.

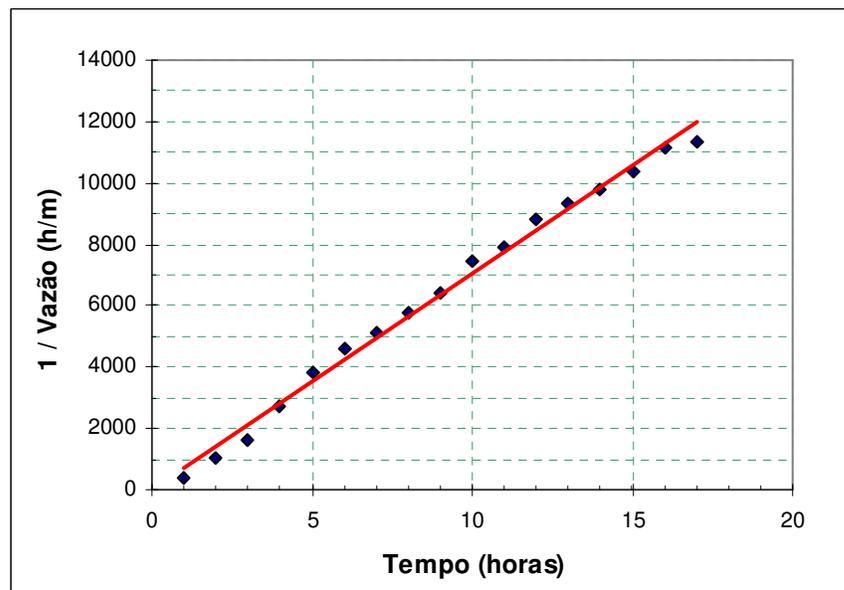


Figura 3.14 - Curva de recessão de uma bacia hipotética.

O déficit de armazenamento médio na sub-bacia, antes de cada passo de tempo, é atualizado subtraindo a recarga da zona saturada e adicionando a vazão de base calculada no passo anterior, portanto:

$$\bar{z}_t = \bar{z}_{t-1} + \Delta\theta_1(Q_{b_{t-1}} - Q_{v_{t-1}}) \quad (3.7.7.8)$$

sendo: $\Delta\theta_1 = \theta_{sat} - \theta_{cc}$

3.7.8 - Propagação em canal

A propagação do fluxo superficial está baseada numa função que relaciona a extensão da área de contribuição com a topografia e a velocidade do fluxo superficial. Para muitas bacias, especialmente as maiores, pode ser impróprio assumir que todo o escoamento alcance a saída da bacia em um único passo de tempo. Em tais casos, há necessidade de propagação de vazão de saída. Em função desse problema, BEVEN e KIRKBY (1979) incluíram no modelo uma rotina para propagação do escoamento direto. Tem como base fundamental uma função que relaciona a extensão da área de contribuição com a topografia e a velocidade do fluxo superficial. Assim, o tempo necessário para o fluxo alcançar a saída da bacia a partir de uma determinada célula dentro da área de contribuição prevista é dado por:

$$t = \sum_{i=1}^N \frac{x_i}{v \cdot tg\beta_i} \quad (3.7.8.1)$$

sendo x_i e $tg\beta_i$ o comprimento e a declividade, respectivamente, do i -ésimo segmento de um caminho de fluxo compreendendo N segmentos. O parâmetro v (m/h) é aceito como constante.

No modelo TOPMODEL, o escoamento subsuperficial é controlado pelas características do solo (T_0 e m), da topografia ($\ln(a/tg\beta)$) e pelo déficit de saturação médio (\bar{S}). A área de contribuição (a_i) a montante de uma célula A_i e sua declividade ($tg\beta_i$) são as características mais importantes de uma bacia que influenciam a probabilidade do desenvolvimento das áreas de saturação. A área de contribuição é determinada pelo delineamento das linhas de fluxo, tendo por base somente sua

topografia e seu volume, que está relacionado ao volume do fluxo a montante de cada célula. BEVEN e KIRKBY (1979) levaram em consideração os efeitos da propagação em canal utilizando um método baseado na velocidade da onda de cheia média para a rede de canais, sendo esta relacionada não linearmente com a vazão de saída total. O método foi uma aproximação explícita da propagação em canal por onda cinemática e não é recomendada quando o fluxo não for estável.

3.7.9 - Programas de aplicação do TOPMODEL

Os programas de aplicação do modelo estão disponíveis na internet e podem ser utilizados por qualquer usuário, desde que não seja para fins comerciais. As versões utilizadas neste trabalho foram elaboradas por Keith Beven juntamente com o grupo TOPMODEL, sediado na Universidade de Lancaster, Reino Unido. Neste trabalho foram utilizados os programas TOP9502.FOR e GRIDTAB.FOR, que são compilados e executados no software “Microsoft Fortran PowerStation for Windows”. Para a elaboração da parte gráfica os resultados numéricos foram exportados e trabalhados em uma planilha eletrônica.

A versão TOP9502 permite calcular dois tipos de “função objetivo” :

- soma dos erros quadráticos $F_1 : F_1 = |Q(IT) - QOBS(IT)|^2$
- soma dos erros absolutos $F_2 : F_2 = |Q(IT) - QOBS(IT)|$
- medida da eficiência do modelo $E : E = 1 - \sigma_e / \sigma_o$

sendo o parâmetro E a medida da eficiência do modelo. Os parâmetros σ_e e σ_o representam, respectivamente, a variância dos resíduos e das vazões. Quanto melhor o ajuste, mais próximo da unidade será o valor de E . Valores negativos de E indicam que seria preferível adotar todas as vazões sempre iguais ao seu valor médio do que usar o modelo. IORGULESCU et al. (1994) consideram alta eficiência valores de $E \geq 0,7$. As duas outras funções F_1 e F_2 decrescem quando o ajuste melhora.

4 - METODOLOGIA

4.1 - Introdução

A utilização de parâmetros fisiográficos em modelos hidrológicos é interessante pelo fato de se aproximarem da realidade física da bacia, particularmente em bacias rurais na qual a rede de drenagem se encontre em condições mais próximas do natural. Por outro lado esses parâmetros são de fácil determinação através de mapeamento, estes cada vez mais disseminados e precisos. Isto permite um melhor uso dos modelos, a regionalização dos parâmetros e sua aplicação em bacias sem dados hidrológicos ou com dados limitados, como é o caso comum em pequenas bacias hidrográficas. Considerando os modelos descritos, o modelo HUIG procura captar na fisiografia da bacia as características do escoamento superficial, não contemplando, entretanto, o cálculo da parcela da chuva que irá escoar e nem os outros escoamentos, subsuperficial e subterrâneo.

Por outro lado, o modelo TOPMODEL efetua o cálculo da parcela de chuva que irá escoar, os três escoamentos, assim como considera a fisiografia, mas de uma forma mais simplificada do que o modelo HUIG. Em razão disso, e dando continuidade ao trabalho anteriormente realizado ao nível de mestrado, COELHO (1998), esta pesquisa tem como objetivo procurar relacionar os dois modelos de modo a compô-los em um único modelo, que associe o escoamento superficial do HUIG com os vários tipos de escoamentos feitos pelo TOPMODEL.

4.2 - Modelo do Hidrograma Unitário Geomorfológico

De acordo com COELHO (1998), para a obtenção do HUIG, inicialmente, deve-se proceder ao levantamento de dados sobre a bacia. Estes dados podem ser classificados em geomorfológicos e hidráulicos. Os parâmetros geomorfológicos, que incluem o número de canais de cada ordem, os comprimentos dos canais, a área de drenagem de cada canal de dada ordem e o tamanho da bacia de drenagem podem ser obtidos por meio de mapas topográficos, fotos aéreas, além de imagens via satélite associadas aos sistemas de informações geográficas. Em contrapartida, a estimativa dos parâmetros hidráulicos, nos quais estão incluídas as taxas de infiltração para o cálculo da precipitação efetiva e a velocidade de escoamento, representa a maior dificuldade na determinação do hidrograma. De posse dos dados geomorfológicos e hidráulicos, estas informações obtidas devem ser compiladas de forma a possibilitarem o cálculo dos parâmetros do modelo geomorfológico.

4.3 - Modelo TOPMODEL

A fim de proceder à aplicação do TOPMODEL, realiza-se o levantamento dos dados de precipitação, evapotranspiração e vazão observada que caracterizam as entradas do modelo, este último utilizado para comparação com a vazão simulada. Os dados obtidos nos postos meteorológicos e fluviométricos são processados e transformados em arquivos digitais na unidade utilizada pelo modelo, isto é, metro de lâmina d'água por intervalo ou passo de tempo em horas.

4.3.1 - Caracterização da área de estudo

As áreas de estudo escolhidas foram as Bacias do Ribeirão Palmital e do Ribeirão Pirapitingüi com áreas de 38 e 67 km², respectivamente, localizadas no estado de São Paulo.

4.3.2 - Entradas e parâmetros do modelo TOPMODEL

As informações hidrometeorológicas necessárias ao modelo são: precipitação, vazão e evapotranspiração. O TOPMODEL utiliza um único parâmetro distribuído espacialmente: o índice topográfico que fornece um índice de similaridade hidrológica dos pontos da bacia. O índice topográfico é calculado a partir do modelo digital do terreno. As saídas são os valores horários da vazão estimada na saída da bacia, do fluxo de base, além da evapotranspiração real e do déficit médio para a bacia, usados no cálculo do fluxo no exutório.

4.3.3 - Determinação do índice topográfico

O índice topográfico foi gerado, a partir do Modelo de Elevação Digital (DEM), com uma resolução de 50m x 50m, de acordo como a metodologia descrita por QUINN et al (1991). Posteriormente a matriz de elevações em valores numéricos foi utilizada como entrada no programa AVA.EXE, que gera a distribuição espacial dos valores do índice topográfico para a bacia e sua distribuição de frequência.

4.3.4 - Preparação do DEM para obtenção do índice topográfico.

O Modelo de Elevação Digital foi obtido a partir de um mapa topográfico na escala de 1:50000. A razão da escolha dessa escala é que, não se deve escolher escalas de valores muito elevados para bacias com pequenas áreas, pois muitos detalhes da rede de drenagem são perdidos, comprometendo assim uma análise mais apurada. Também não se deve escolher escalas muito baixas, pois além de implicar em mais complexidade na riqueza de detalhes não apresenta melhores resultados. A digitalização da bacia hidrográfica foi executada pelo programa AutoCad, podendo, no entanto, ser realizada por qualquer outro programa de mesma natureza. De posse dos dados de saída obtidos pela digitalização, o cálculo da distribuição dos valores do índice topográfico da bacia foi executado através do programa AVA.EXE, que utiliza técnicas de análise de modelo numérico de terreno, descrita por QUINN et al. (1991). No programa anexo foi utilizado, para o escoamento sobre a bacia, o escoamento do tipo múltiplo conforme demonstrado no Anexo G.

4.3.5 - Precipitação e vazão observada

A seleção do período para aplicação do modelo foi feita a partir da análise da disponibilidade de dados do CTH/DAEE, em registros horários de vazão e precipitação para o local. Após o cálculo da vazão observada, em m³/s, os valores deverão ser convertidos em m/h, por transformação de unidades (de segundos para horas) e divisão pela área total da bacia.

4.3.6 - Determinação da evapotranspiração potencial

Para gerar a evapotranspiração potencial horária, o TOPMODEL utiliza o programa EVAP.FOR. O método utiliza uma combinação de curvas senoidais. Uma curva anual para a evapotranspiração média diária, e uma curva diária com o dia variando sazonalmente. Porém, os parâmetros utilizados neste programa foram ajustados para o hemisfério norte. Assim sendo, foi abandonada esta rotina e a distribuição da evapotranspiração ao longo do dia foi calculada de outra maneira.

Utilizando o mesmo processo de SCHULER (1999), segundo RANZINI (2002), foi escolhido o modelo senoidal. Para a sua aplicação são necessários os valores de evapotranspiração potencial diário, que são obtidos a partir da evapotranspiração mensal dividido por 30. A partir destes valores são gerados gráficos diários de 12 horas, tempo médio da insolação da região em estudo, calculados através de uma planilha eletrônica para cada mês do ano. Neste modelo o intervalo de 12 horas (6:00 às 18:00 horas) varia de 0 a π , sendo calculado para cada hora o respectivo seno. Por exemplo, a evapotranspiração potencial para um mês hipotético, com um total de 87 mm, é dada de acordo com a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Distribuição da evapotranspiração potencial ao longo do dia.

Horas	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Seno (graus)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
ETP (m)	0	0,09	0,19	0,27	0,33	0,37	0,38	0,37	0,33	0,27	0,19	0,09	0

Portanto, o valor diário é de 2,90 mm (87/30). Às 12:00 horas deste dia corresponde a $\pi/2$, cujo seno toma o valor um. A somatória de todos os senos, das 6:00 às 18:00 horas, equivale a 7,5958, assim sendo, ao meio-dia valerá uma fração deste valor, ou seja, 0,1317 é igual a $1/7,5958$, e, portanto, sua evapotranspiração potencial terá o maior valor e será igual a 0,38 (ou $0,1317 \times 2,90$). Na Figura 4.1 apresentamos o gráfico da evapotranspiração potencial representado através da função seno.

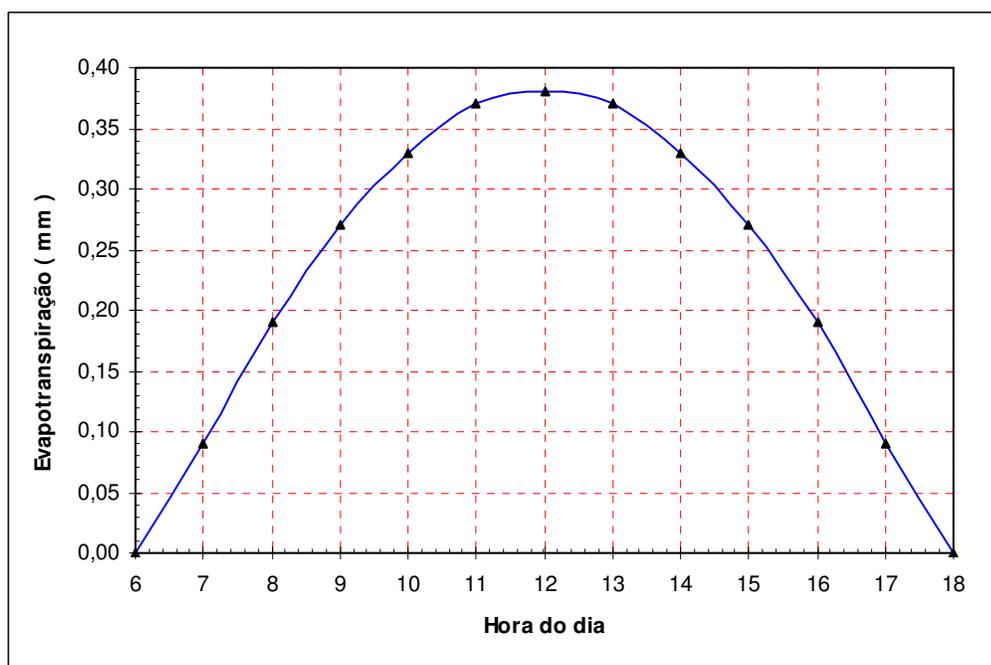


Figura 4.1 - Evapotranspiração potencial horária para a uma bacia hipotética

4.3.7 - Outros parâmetros do TOPMODEL

A versão do TOPMODEL, descrita anteriormente, é parametrizada pela distribuição do índice topográfico e por seis parâmetros. A seguir serão citados os métodos de obtenção dos valores estimados e suas respectivas faixas.

4.3.7.1 - Parâmetro de armazenamento exponencial (m).

O valor do parâmetro m , ou decréscimo exponencial da transmissividade, está diretamente relacionado com a forma do ramo de recessão do hidrograma observado na seção de saída da bacia. É o mais importante do modelo no controle da resposta hidrológica, e poderá ser obtido, como ponto de partida, através do estudo das recessões utilizando a expressão (3.7.7.7) apresentada no capítulo 3 e, que foi obtida, pela solução da equação de recessão, de acordo com BEVEN (1985) e MINNE e CLARKE (1996). Esses autores mostraram que existe uma relação inversa entre a vazão e o tempo, no qual o coeficiente angular da reta é igual a $1/m$.

4.3.7.2 - Transmissividade lateral saturada do solo à superfície (T_0)

Geralmente T_0 é estimado através da integração da equação exponencial da condutividade, entre a superfície do solo até o leito rochoso, dada por:

$$K = K_0 \cdot \exp(-S/m) \quad (4.3.7.2.1)$$

obtendo-se a seguinte relação:

$$T_0 = K_0 \cdot m \quad (4.3.7.2.2)$$

sendo que, neste trabalho o valor de T_0 foi determinado iterativamente com m , pois os dois atuam conjuntamente.

4.3.7.3 - Tempo de resposta da zona não saturada (T_D)

É o espaço de tempo que a percolação leva da zona saturada por unidade de déficit de armazenamento. É influenciado pela permeabilidade do solo tanto quanto pela sua umidade, de acordo como AMBROISE et al (1996a e 1996b). Quando o tempo de resposta é baixo não há influência da zona saturada, pois a água percola diretamente da superfície para a zona saturada num mesmo passo de tempo. Por outro lado,

quando o tempo de resposta é alto, sua influência na percolação é nula, de acordo com MINNE e CLARKE (1996), segundo RANZINI (2002). Trabalhando em uma bacia com alto índice de impermeabilização, MINE e CLARKE (1996), utilizaram valores grandes de T_D na faixa de 10 a 50 hm^{-1} . AMBROISE (1996) utilizou um valor de 2,56 hm^{-1} para solos com gramíneas e com condutividade hidráulica em torno de 0,39 hm^{-1} . Por não se conhecer o comportamento dos solos das bacias estudadas em relação a esse parâmetro, optou-se, na calibração, por uma faixa de valores variando entre 1 e 50 hm^{-1} a fim de se avaliar a sensibilidade do modelo ao parâmetro.

4.3.7.4 - Capacidade de água disponível na zona das raízes (SR_{max})

A capacidade de água disponível na zona das raízes (SR_{max}) normalmente é estimada através dos resultados das curvas de retenção com os valores locais de saturação máxima, capacidade de campo e ponto de murchamento. Pode-se calcular o parâmetro SR_{max} através da seguinte equação:

$$SR_{max} = (\theta_{cc} - \theta_{pmp}) \cdot Z \quad (4.3.7.4.1)$$

sendo θ_{cc} a taxa de umidade da capacidade de campo, θ_{pmp} a do ponto de murchamento permanente e Z a profundidade da zona das raízes. Este parâmetro foi calibrado, tendo-se usado valores variando entre 0,010 m e 0,100 m.

4.3.7.5 - Déficit inicial de umidade na zona das raízes (SR_0)

O parâmetro SR_0 , que é definido como sendo o déficit inicial na zona das raízes, especifica o estado inicial de umidade do solo. Este parâmetro é assumido no modelo como um único valor, válido para toda a bacia. É utilizado uma única vez, no início dos cálculos, sendo atribuído à variável que recebe o valor do déficit de armazenamento na zona das raízes calculada a cada intervalo de tempo. Sua influência nos resultados do modelo é muito pequena. Neste trabalho foi empregado o mesmo valor utilizado por BEVEN et al. (1994), ou seja, 0,002m.

4.3.7.6 - Velocidade de propagação em canal (*CHV* – *RV*)

O modelo propõe, como parâmetros constantes para a bacia, a velocidade da água no canal (*CHV*, channel velocity) e a velocidade de escoamento superficial nas vertentes (*RV*, routing velocity) ou velocidade interna nas sub-bacias.

A velocidade de propagação no canal foi calculada por dois métodos. A primeira equação utilizada, na estimativa da velocidade no canal, é uma forma de calcular a velocidade quando não se tem medição de vazões. A celeridade, apenas para efeito de comparação com a equação de Manning, é obtida através da equação:

$$C = (g \cdot A/B)^{1/2} \quad (4.3.7.6.1)$$

sendo *C*, a celeridade da onda, *g*, a aceleração da gravidade, *A*, a área da seção transversal e *B* a largura da seção transversal.

No segundo método, a velocidade foi estimada através da equação de Manning cuja expressão é dada por:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S_f^{1/2}}{n} \quad (4.3.7.6.2)$$

sendo $R = A/P$, no qual *A* representa a área da seção transversal em metros quadrados, *P*, o perímetro em metros, *S_f*, a declividade da bacia (adimensional) e *n* a rugosidade.

4.4 - Composição dos dois modelos para obtenção do modelo proposto

Este item tem por finalidade fazer a combinação do modelo TOPMODEL e do HUIG. O programa aqui utilizado (TOPT95.FOR) é utilizado apenas no caso de uma única sub-bacia. Suas características principais são:

- atualização dos parâmetros;
- chuva média e evapotranspiração sobre a bacia;
- encaminhamento linear da onda de descarga via seção de saída;
- velocidade de encaminhamento da onda constante nas sub-bacias.

Durante uma chuva, a área da bacia, que contribui para a formação do deflúvio, é constituída dos terrenos que margeiam a rede de drenagem, sendo que nas porções mais altas da encosta a água da chuva tende principalmente a infiltrar e escoar até o canal mais próximo por escoamento subsuperficial. Com a persistência da chuva essas áreas tendem a se expandir, não apenas em decorrência da expansão da rede de drenagem, mas também pelo fato, que as áreas críticas da bacia, tais como áreas saturadas, áreas de solos mais rasos, começam também a participar da geração do escoamento direto.

Ao longo da área variável de afluência, que se encontra, normalmente, em condições de saturação, ocorre o escoamento superficial de áreas saturadas. Nesse caso, no modelo TOPMODEL, para cada espaço de tempo a área variável de afluência vai saturando de jusante para montante, e em decorrência desse fenômeno toda precipitação sobre esta parcela de área se torna escoamento superficial.

A cada intervalo de tempo, há produção de deflúvio em toda a bacia. A parcela que é gerada em determinada sub-bacia, relativa a outro trecho, entre dois pontos quaisquer em que foi dividido o canal deve chegar à seção da saída com velocidades estabelecidas. Desta forma, a cada intervalo de tempo, chega à seção de saída uma vazão, sendo esta a vazão total que é composta de parcelas derivadas de diferentes pontos da bacia, cada uma produzida em um determinado intervalo anterior que

depende do ponto está localizado essa parte da bacia. Essa somatória visa dar conta disso. Assim, o elemento essencial é o vetor AR (IR) que o TOPMODEL calcula conforme programa (ver Anexo H). Este é o elemento que deverá ser substituído pelo Hidrograma unitário instantâneo Geomorfológico. O AR (IR) representa as parcelas de contribuição ao longo do tempo, em um hidrograma característico, calculado com base em uma distribuição de áreas e em velocidades especificadas. Desta forma, tem a mesma função que o hidrograma unitário, ou seja, é uma distribuição unitária a contribuição característica da bacia. Assim, o HUI (t) é que substitui o AR(IR).

No modelo do HUIG, para cada canal, ao contrário do TOPMODEL que utiliza a bacia como um todo, é atribuída uma sub-bacia na qual após a ocorrência de uma chuva existem probabilidades de transição de um determinado estado para outro de ordem inferior, de acordo com o exposto no capítulo 3.

Na composição dos dois modelos foi feito o seguinte: para não descaracterizar o modelo TOPMODEL, a sub-rotina relativa ao escoamento superficial não foi retirada, porque isso acarretaria a eliminação dos cálculos das áreas variáveis de afluências, um dos pilares principais do modelo TOPMODEL. Por isso, na sua saída, foi realizada uma troca de variável. De acordo como o programa (ver anexo H), para cada passo de tempo, a sub-rotina relativa ao escoamento superficial tem como saída o vetor AR(IR) que vai acumulando as parcelas relativas a cada trecho da bacia a fim de formar o hidrograma total de saída. Este vetor, AR (IR), foi renomeado como HUI(t) e inicializado dentro da sub-rotina que corresponde ao HUIG. A partir desse ponto o programa lê essa sub-rotina em cuja saída tem-se o HUI(t) sendo este renomeado, outra vez, para AR (IR). Agora os valores acumulados, para geração do hidrograma final, são relativos ao modelo HUIG. Para cada espaço de tempo, uma pequena parcela do HUIG vai sendo levada pelo vetor AR (IR) até que todo o processo seja concluído com a formação do hidrograma total da bacia. No programa anexo, a expressão relativa ao escoamento superficial é dada pelo vetor AR (IR), ou seja:

$$AR(IR) = ACH(J-1) + [ACH(J) - ACH(J-1)] \cdot [TIME - TCH(J-1)] / TCH(J) - TCH(J-1)$$

No qual, ACH (J-1) representa a distribuição acumulada das áreas para cada passo de tempo; ACH(J) - ACH(J-1) representa a área parcial entre o ponto em análise (J) e o de jusante (J-1) e TCH(J), a distância percorrida dividida pelos vários trechos em cada intervalo de tempo.

Como podemos observar pela expressão acima, para cada valor de J corresponde uma parcela de área saturada. Por exemplo, para J = 2 (J ≥ 2) implica que ACH (1) representa a área que vai do exutório da bacia ao ponto 1 no primeiro passo de tempo. Para J = 3, tem-se ACH (2) que corresponde a área saturada que vai do ponto 1 ao ponto 2, no segundo espaço de tempo, e assim sucessivamente até que toda bacia seja varrida.

Para cada espaço de tempo, na saída da sub-rotina acima, o vetor AR(IR) é substituído por HUI(t) sem perda de generalidades. Agora o escoamento superficial é lido dentro da sub-rotina do HUIG, e na sua saída ele é renomeado como o vetor AR(IR). Isso é feito até o tempo final (total de horas para cada evento) no qual teremos a somatória de todos os valores acumulados para cada espaço de tempo, tendo como resultado final o hidrograma total da bacia. O intervalo de horas total escolhido, para cada evento, deve ser o mesmo em ambos os modelos. Apresentamos na Figura 4.2 a composição do modelo híbrido a partir dos modelos do HUIG, representado pelos blocos de cor branca, e do TOPMODEL.

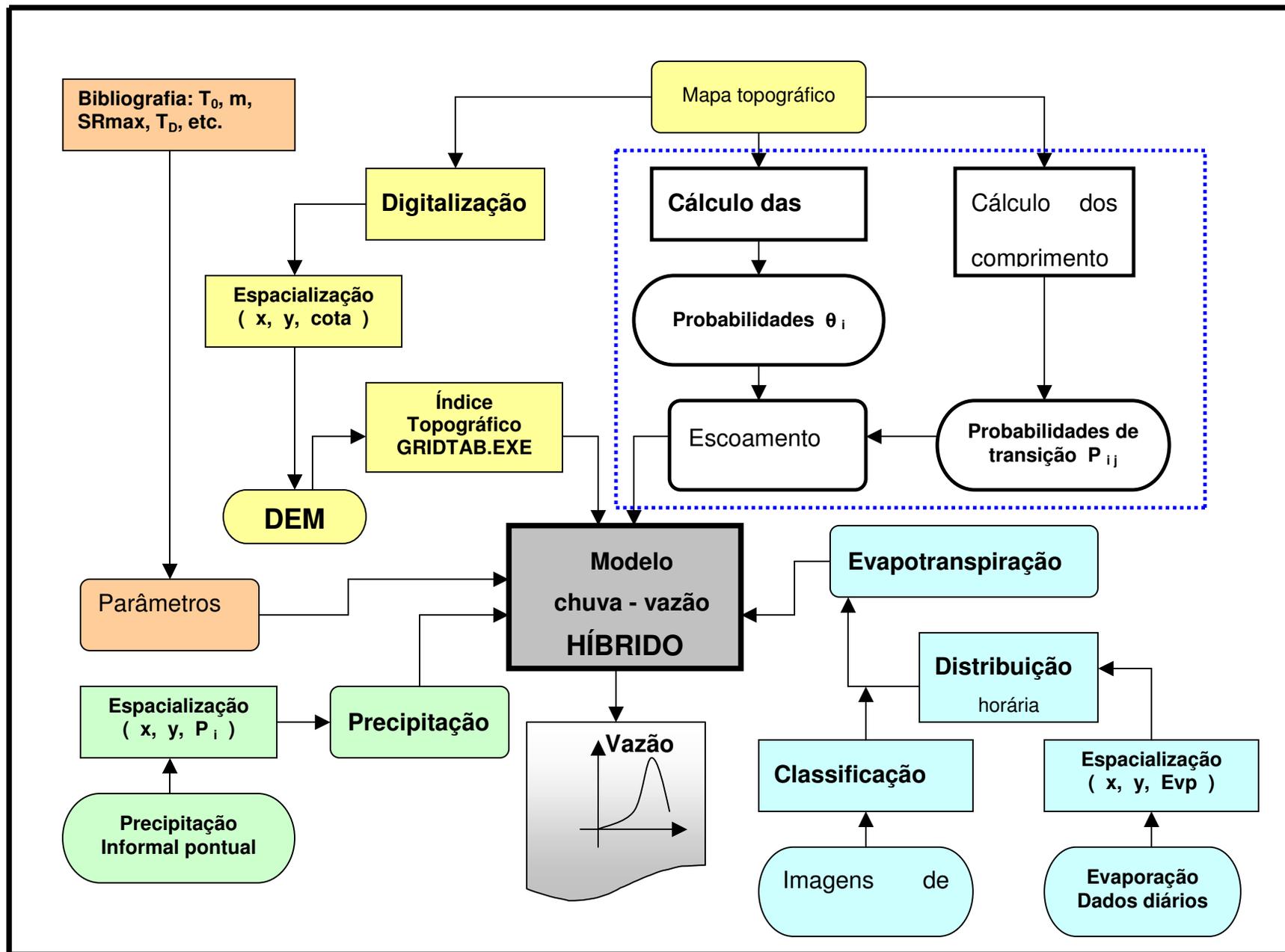


Figura 4.2 - Composição do modelo híbrido a partir dos modelos do HUIG e do TOPMODEL

5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 - Introdução

O objetivo deste capítulo é apresentar a análise e avaliação dos resultados obtidos com a aplicação da metodologia exposta no capítulo 4. Inicialmente é apresentada, no item 5.2, a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi e, no item 5.3, a preparação das entradas do modelo TOPMODEL. Posteriormente, são apresentadas, nos itens 5.4 e 5.5, respectivamente, a Bacia do Ribeirão Palmital e a preparação das entradas do modelo. Estas bacias estão localizadas no Estado de São Paulo, como pode se observar na Figura 5.1. A escolha dessas bacias deve-se às relativas facilidades de obtenção e às disponibilidades de dados de chuva e vazão com registros contínuos.

Uma vez estabelecidos os arquivos de entrada do modelo, restava determinar os valores para calibração dos parâmetros. Embora o TOPMODEL seja considerado um modelo de base física, sua simplicidade de parâmetros acarreta certa dificuldade na seleção de valores para tais parâmetros. Por outro lado, o modelo apresenta grande flexibilidade para incorporar modificações para determinadas situações de estudos. A seguir procedeu-se o trabalho de calibração do modelo. Os autores do TOPMODEL não acreditam na existência de um conjunto de valores ótimos dos parâmetros e, portanto não encorajam a prática da otimização automática na calibração. Com isso, optou-se por uma avaliação baseada na determinação das medidas de eficiência apresentadas em um grande número de simulações, nas quais os parâmetros eram estimados dentro de uma faixa de valores pré-estabelecidos.

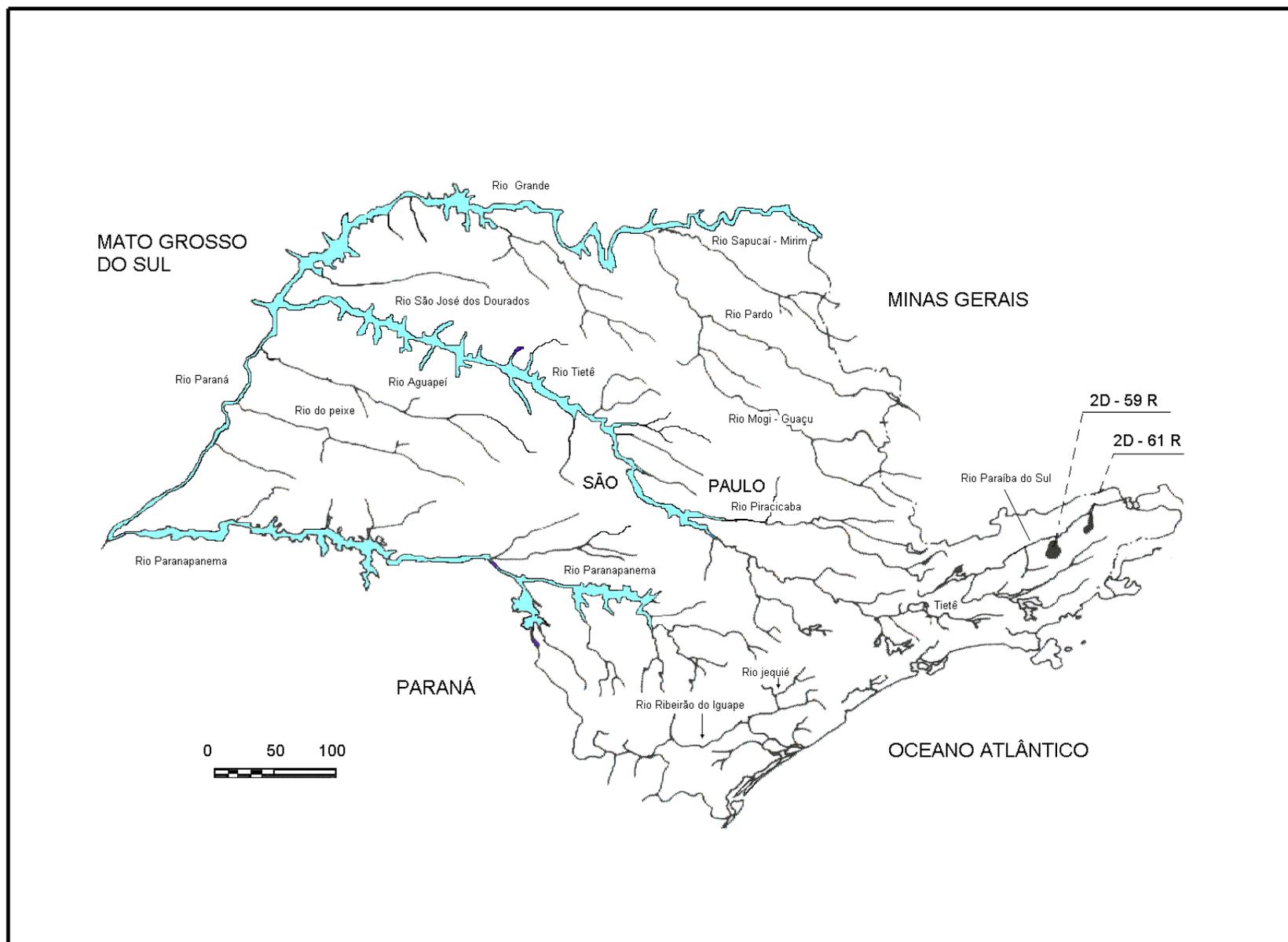


Figura 5.1 - Localização das bacias hidrográficas estudadas no estado de São Paulo (adaptado de GENOVEZ, 1991).

5.2 - Bacia do Ribeirão Pirapitingüi no posto 2D-59R: Pirapitingüi

Esta é uma bacia hidrográfica possuindo uma área de 67 km², localizada nos municípios de Roseira e Moreira César, cuja rede de drenagem está apresentada na Figura 5.2. Nas Figuras 5.3 e 5.4, respectivamente, estão apresentados o mapa e o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A topografia é íngreme na metade superior da bacia, tornando-se mais suave para jusante. A diferença de cota é de 852 m em 14.400 m.

A principal ocupação do solo é de fazendas e campos com cerca de 75%, florestas em torno de 20% e, o restante, macega e mata rala.

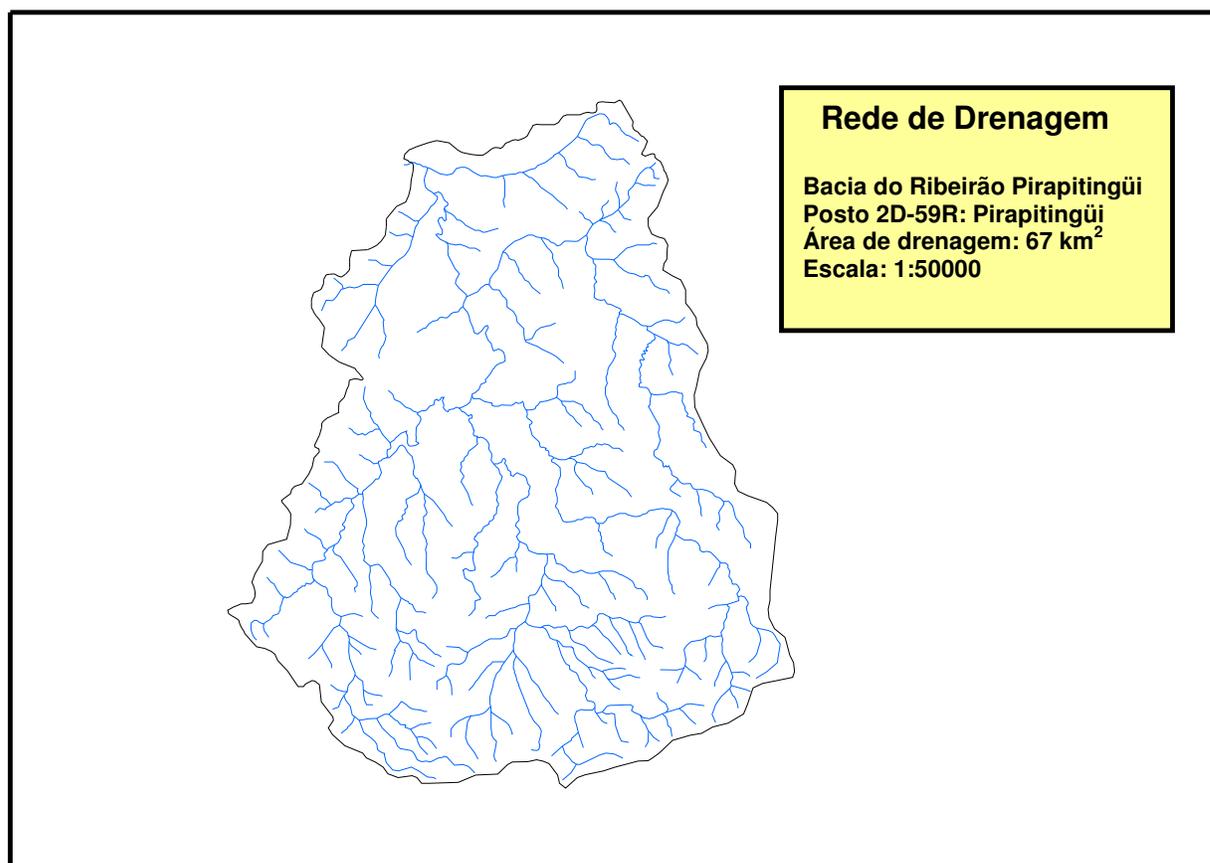


Figura 5.2 - Rede de drenagem da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi do posto 2D-59R: Pirapitingüi.

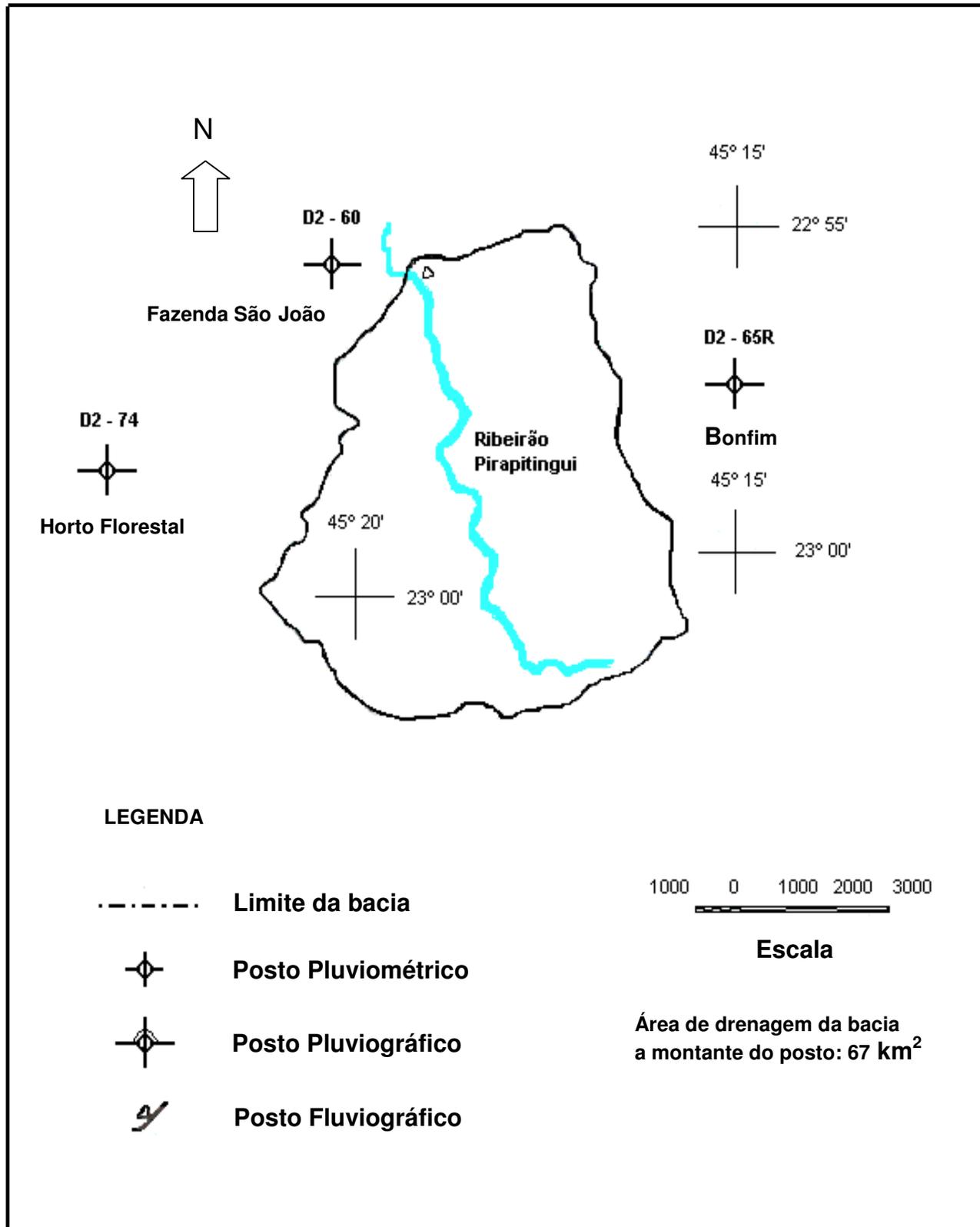


Figura 5.3 - Área de drenagem da Bacia do Ribeirão Pirapitingui a montante do posto 2D-59R: (adaptado de GENOVEZ, 1991).

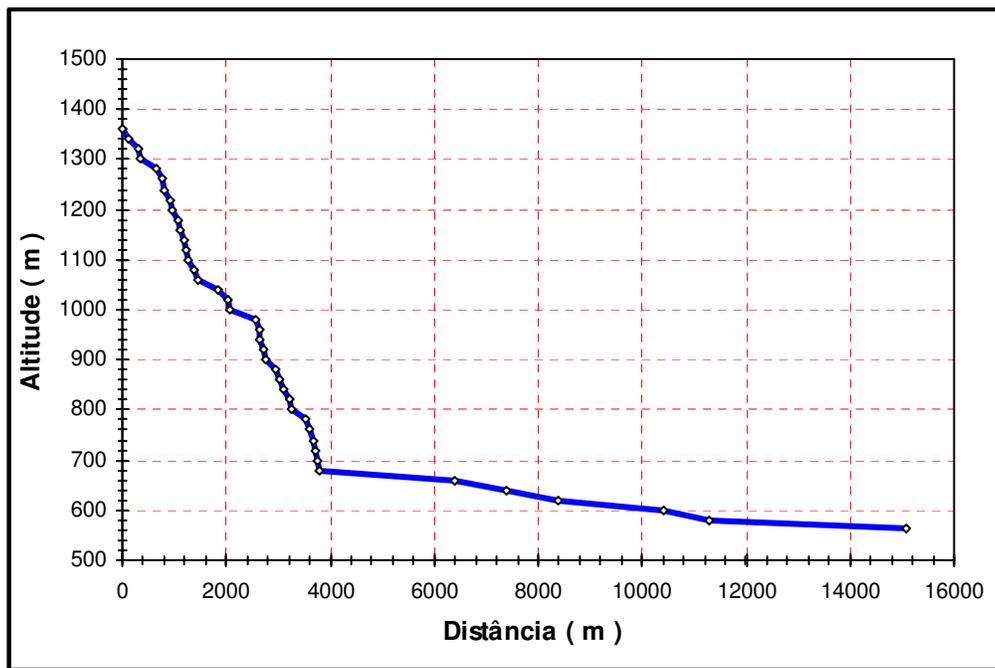


Figura 5.4 - Perfil do talvegue principal da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

Na Tabela 5.1 estão apresentados os postos hidrométricos, disponíveis e utilizados, que foram obtidos no Departamento de Água e Energia Elétrica (DAEE) do estado de São Paulo.

Tabela 5.1 - Postos hidrométricos da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

Prefixo	Entidade	Nome	Tipo	Latitude	Longitude
2D - 59R	DAEE	Pirapitingüi	Linigráfico	22° 56' S	45° 19' W
D2 - 65R	DAEE	Bonfim	Pluviográfico	22° 57' S	45° 15' W
D2 - 60	DAEE	Fazenda São João	Pluviométrico	22° 56' S	44° 19' W
D2 - 74	DAEE	Horto Florestal	Pluviométrico	22° 59' S	45° 23' W

As equações das curvas cota(H) x vazão(Q), utilizadas, encontram-se apresentadas na Tabela 5.2, respectivamente, com seus limites de utilização e períodos de validade.

Tabela 5.2 - Equações das curvas cotas - vazão da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

Equação	Limites	Período de Validade
$Q_1 = 2,20.(H)^{1,72}$	$H \leq 1,75$	01/01/68 - 31/01/74
$Q_1 = 1,78.(H)^{2,10}$	$1,75 < H$	01/12/74 - 31/01/77
$Q_2 = 2,06.(H)^{1,83}$	$H \leq 1,72$	01/02/74 - 30/11/74
$Q_2 = 1,78.(H)^{2,10}$	$1,72 < H$	11/02/79 - 12/07/80
$Q_3 = 1,85.(H)^{1,80}$	$1,14 < H$	01/02/77 - 10/02/79
$Q_3 = 1,78.(H)^{2,10}$	$H < 1,14$	13/07/80 - 31/12/80
$Q_4 = 1,78.(H)^{2,10}$	-	01/12/80 - 30/11/81
$Q_5 = 1,40.(H)^{1,94}$	$H \leq 2,05$	01/12/81 - 30/09/82
$Q_5 = 1,00.(H)^{2,41}$	$2,05 < H$	01/12/81 - 30/09/82
$Q_6 = 1,10.(H)^{1,87}$	$H < 1,20$	01/10/82 - 16/08/83
$Q_6 = 1,00.(H)^{2,41}$	$1,20 < H$	01/10/82 - 16/08/83

Na Tabela 5.3 estão apresentados a área (A), o índice de conformação (I_C), que é definido como a razão entre a largura média e o comprimento axial da bacia, o comprimento (L) da bacia, a diferença de cota (H^*) entre o ponto mais afastado da bacia no divisor d'água e a seção da bacia considerada, a declividade média do talvegue principal (S'), a média harmônica das declividades (S_H) dos vários trechos em que se divide o talvegue principal da bacia e o tempo de concentração (T_C).

Tabela 5.3 - Parâmetros referentes à Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

Bacia hidrográfica	$A (km^2)$	I_C	$L (km)$	$H^* (m)$	$S' (m/m)$	$S_H (m/m)$	$T_C (horas)$
Pirapitingüi	67	1,26	14,4	852	0,0340	0,0183	1,6

5.3 - Preparação das entradas do modelo TOPMODEL

Os dados de entrada do TOPMODEL são fornecidos através de três arquivos. O primeiro contém os valores de todos os parâmetros; o segundo, a distribuição de índice topográfico e informações de áreas de drenagens acumuladas em função das distâncias até a seção de saída da bacia e o último, informa ao modelo, a quantidade total de intervalos de tempo a serem processados, o valor do passo de tempo e valores de vazão, precipitação e de evapotranspiração.

5.3.1 - Precipitação e vazão

Para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, os eventos escolhidos, como dados de precipitação e vazão, foram os seguintes: novembro e dezembro de 1979, com intervalos de 140 e 40 horas, respectivamente; janeiro, abril e novembro de 1981, sendo todos estes eventos contínuos com intervalos de 140 horas. A razão dessa escolha reside no fato que esses dados apresentavam bons eventos de precipitação e vazão, além de boas condições para a leitura. Os valores horários de vazão e precipitação, para estes meses, estavam na forma de linigramas e pluviogramas, sendo necessário suas respectivas leituras e o cálculo da vazão a partir das alturas fornecidas no linigrama. Os dados de vazão são provenientes da estação fluviométrica 2D-59R, do Ribeirão Pirapitingüi, nas coordenadas $22^{\circ} 56' S$ e $45^{\circ} 19' W$. Depois de obtidas as leituras horárias para a altura do linígrafo, foram feitos os cálculos das vazões através das equações das curvas cota-vazão, fornecidas pelo CTH/DAEE, que estão apresentadas na Tabela 5.2.

5.3.2 - Evapotranspiração potencial

Utilizando o mesmo processo aplicado por SCHULER (1999), de acordo com RANZINI (2002), foi escolhido o modelo senoidal. Para a sua aplicação, neste trabalho, determinaram-se os valores da evapotranspiração potencial horária, que foram obtidas através da evapotranspiração potencial diária, com dados fornecidos pelo Instituto Agrônomo de Campinas (IAC) relativos à estação de Piedamonhagaba. A partir desses valores horários foram gerados gráficos de 12 horas, tempo médio da insolação da

região em estudo, calculados através de uma planilha eletrônica, para cada dia do ano. Na Tabela 5.4 apresentamos a evapotranspiração potencial horária, para o período de 01/01/1981, com valor igual a 4,74 mm. Às 12:00 horas, desse dia, corresponde a $\pi/2$, cujo seno toma o valor um.

Tabela 5.4 - Evapotranspiração potencial horária para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

Horas	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00
Seno (graus)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
ETP (m)	0	0,16	0,31	0,44	0,56	0,60	0,62	0,60	0,56	0,44	0,31	0,16	0

A somatória dos senos, das 6:00 às 18:00 horas, equivale a 7,5958, assim sendo, ao meio-dia valerá uma fração deste valor, ou seja, 0,1317 (1/7,5958), e, portanto, sua evapotranspiração potencial será igual a 0,62 (0,1317x4,74). Na Figura 5.5 apresentamos o gráfico da função seno.

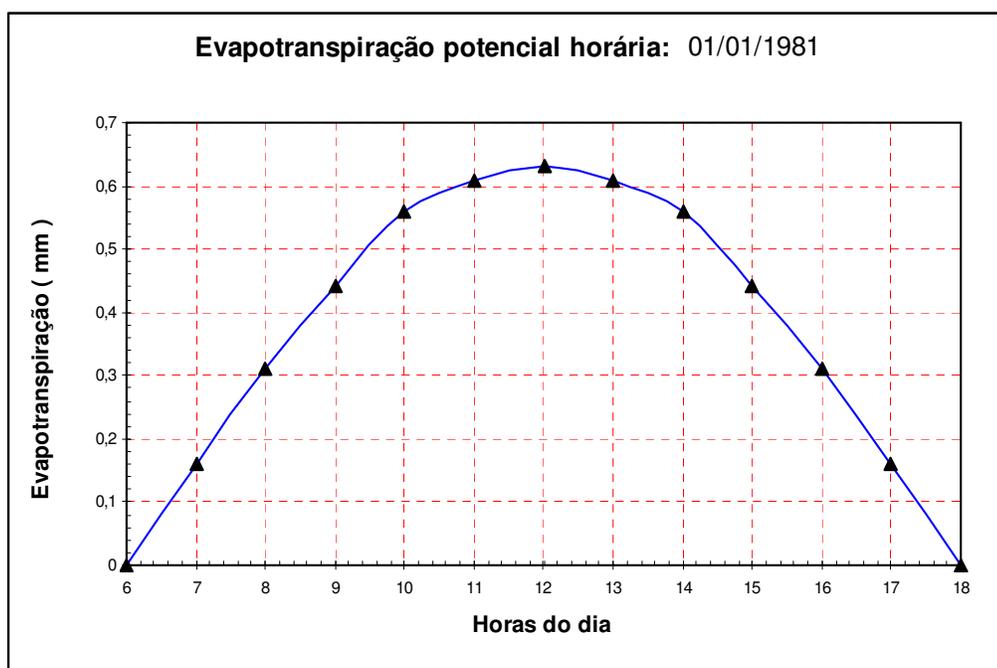


Figura 5.5 - Evapotranspiração potencial horária para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

5.3.3 - Preparação do Modelo Digital de Elevação para obtenção do índice topográfico para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

Na formulação do modelo, a topografia do terreno é bastante importante sendo fornecida, ao modelo, na forma do índice topográfico de BEVEN e KIRKBY (1979), dado por $\ln(a/\tan \beta)$. Os valores de partida dos parâmetros foram obtidos a partir de informações bibliográficas sobre aplicações do TOPMODEL em outras bacias, como, por exemplo, podemos citar SCHULLER, A. E. (1999). O Modelo Digital de Elevação (DEM) foi obtido da forma seguinte:

O DEM foi determinado a partir das cartas topográficas obtidas no IBGE/1974, referentes a São Luís do Paraitinga e Pindamonhangaba na escala 1:50000. Estas cartas foram digitalizadas no software AutoCAD 2000 e georreferenciada. Após este processo elas foram interpoladas no programa IDRISI 32, pelo método TIN. Foi utilizado um “ grid ou célula ” de 50X50m para obter-se uma imagem com menos de 200 linhas e 200 colunas. A partir da imagem gerada pelo DEM, obteve-se o índice topográfico. O programa GRITAB.FOR foi substituído pelo AVA.EXE, pois o programa GRITAB.FOR, fornecido juntamente com o programa principal, não funciona para um número de linhas e colunas acima de um certo limite.

Apresentamos, em seguida, a seqüência de passos que foram utilizados para a obtenção do DEM:

- 1 - Digitalização das cartas topográficas: Pindamonhangaba e São Luís do Paraitinga na escala 1:50. 000, por meio do Auto Cad 2000 - OverlayMap;
- 2 - Georreferenciamento das cartas: coordenadas em UTM;
- 3 - Salvou-se o arquivo com extensão .dxf (arquivo: curva.dxf);

4 - No IDRISI

- Interpolou-se o arquivo pelo módulo TIN para gerar o modelo de elevação do terreno (DEM). Optou-se pelo método TIN, porque a área tem declive acentuado. Os limites considerados para a área de trabalho foram: 464.318 e 474.342 de longitude W, e 7452.314 e 7463.171 de latitude S. Resultou em uma imagem com “grid ou célula” de 50X50m com 200 colunas e 217 linhas.
- Esta imagem foi cortada, sendo excluída a área fora da bacia, para diminuir o número de colunas e linhas. Para interpolar foi considerado um “grid ou célula” de 50X50m resultando em 178 colunas e 181 linhas. Estes valores foram adotados porque o número de linhas e colunas são inferiores a 200, que é a limitação do programa AVA.EXE para gerar o índice topográfico.

Na Figura 5.6 apresentamos o Modelo Digital de Terreno para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

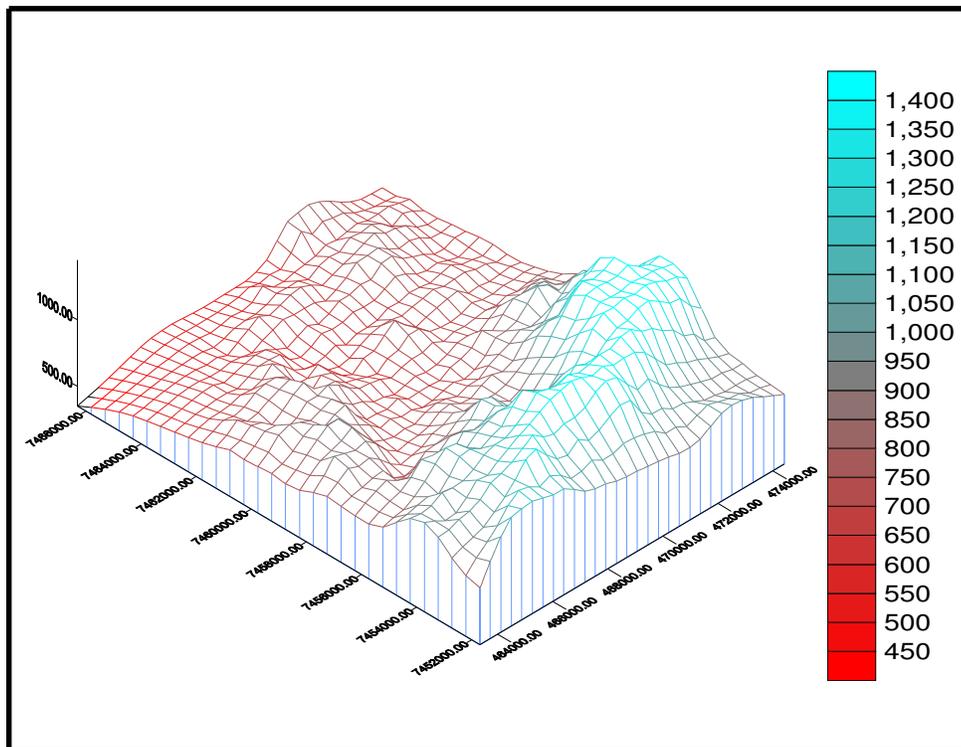


Figura 5.6 - Modelo Digital de Terreno para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

5.3.4 - Determinação da velocidade no canal principal (CHV) e velocidade de escoamento superficial nas vertentes (RV).

A velocidade de propagação no canal foi calculada por dois métodos. A primeira equação utilizada, na estimativa da velocidade no canal principal, é uma forma de calcular a velocidade quando não se tem medição de vazões. A celeridade da propagação da onda de cheia é obtida pela equação:

$$C = (g \cdot A/B)^{1/2} \quad (5.3.4.1)$$

sendo C , a celeridade da onda, g , a aceleração da gravidade, A e B , respectivamente, a área e a largura da seção transversal da superfície do canal. Para o cálculo, da celeridade, foram considerados valores variáveis da seção transversal com base em dados fornecidos pelo DAEE. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.5 com uma média de 2,30 m/s (8280 m/h).

Tabela 5.5 - Velocidade de propagação de onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, obtida através da equação 5.3.4.1

Altura da seção transversal h (m)	Área da seção transversal A (m^2)	Largura da seção transversal B (m)	Velocidade v (m/s)
0,80	2,20	3,4	2,51
0,70	1,86	3,0	2,46
0,60	1,58	2,8	2,35
0,50	1,28	2,4	2,28
0,40	0,84	2,2	1,93

O segundo método utilizado, para o cálculo da propagação de onda de cheia, é através da equação de Manning, ou seja:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot S_f^{1/2} \quad (5.3.4.2)$$

sendo $R = A/P$. Na expressão acima, A representa a área da seção transversal, P , o perímetro, S_f , a declividade e n a rugosidade, neste caso, natural.

Para esta bacia o valor da velocidade, no canal principal, foi de 2,44m/s como podemos observar na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Velocidade de propagação da onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, obtida através da equação de Manning.

Rugosidade n	Área da seção A (m ²)	Perímetro P (m)	Declividade S _r	Velocidade v (m/s)
0,030	2,46	9,8	0,0340	2,44

5.3.4.1 - Procedimento para as simulações

A calibração dos modelos TOPMODEL e TOPMODIF foi feita comparando-se os dados observados com os resultados simulados pelos modelos. Em seguida buscou-se a validação dos modelos, comparando-se os dados observados, não utilizados na calibração, com os resultados simulados. Neste trabalho, a versão do TOPMODEL é parametrizada pela distribuição do índice topográfico e por sete parâmetros. O parâmetro de inicialização correspondente ao déficit inicial da zona de raízes foi tomado igual a 0,002 para todas as enchentes. Para a vazão inicial Q_0 adotou-se o valor da primeira vazão de cada uma das enchentes. Na calibração preliminar, dos sete parâmetros utilizados, seis eram fixados a fim de se obter a sensibilidade do parâmetro a ser analisado. Através deste processo, chegamos as seguintes conclusões:

Observou-se que as vazões permaneciam praticamente constantes com a mudança das velocidades de propagação em canal (CHV) e nas sub-bacias internas ou vertentes (RV) e, a partir desta conclusão foram fixados os valores estimados para esta bacia. Para a velocidade no canal principal foi adotado o valor de 2,37 m/s (8532 m/h), que corresponde à média aritmética entre os dois valores obtidos pela equação da celeridade e a de Manning, e para a velocidade nos canais secundários ou vertentes foi adotado o valor de 0,5 m/s (1800 m/h), valor este, que mais se ajustava à resposta do modelo.

O parâmetro m é o mais importante do modelo no controle da resposta hidrológica e apresentou grande sensibilidade aos eventos utilizados. Pela método da recessão, foram obtidos os valores de m para os meses de novembro e dezembro de 1979, e janeiro, abril e novembro de 1981. Os valores de m variaram de 0,0089 a 0,5346 m com um valor médio de 0,0578.

O modelo apresentou baixa sensibilidade com relação à T_d e alta sensibilidade, com o parâmetro T_0 .

Com relação aos parâmetros SR_{max} e SR_0 o modelo apresentou alta e baixa sensibilidade, respectivamente.

5.3.5 - Resultados e discussões

5.3.5.1 - Modelo TOPMODEL

Inicialmente, para o modelo TOPMODEL, dos três eventos testados apenas o primeiro ($E_1=0,715$) e o terceiro ($E_3=0,786$) apresentaram boas medidas de eficiência com picos coincidentes, ocorrendo subestimativas nas vazões de 15,07% e 9,16%, respectivamente. No segundo evento ($E_2=0,663$) a vazão foi subestimada em 9,13% com tempo fora de fase (atrasado) em relação ao observado.

Nas Figuras 5.7, 5.8 e 5.9 apresentamos a comparação entre os hidrogramas gerados e os observados para a bacia do Ribeirão Pirapitingüi.

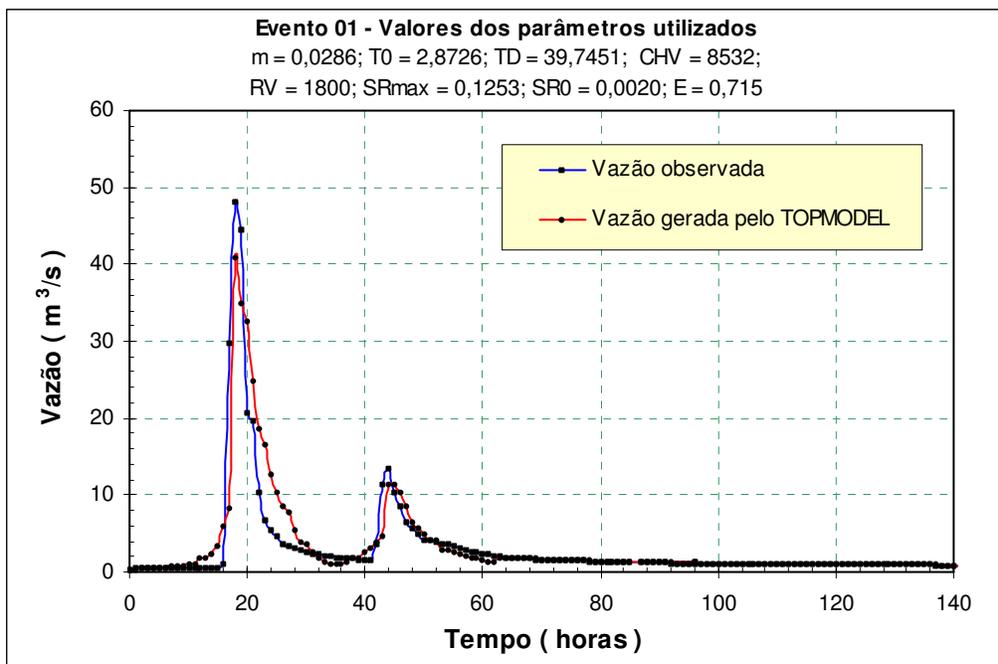


Figura 5.7 - Evento 01: vazão observada x gerada pelo TOPMODEL

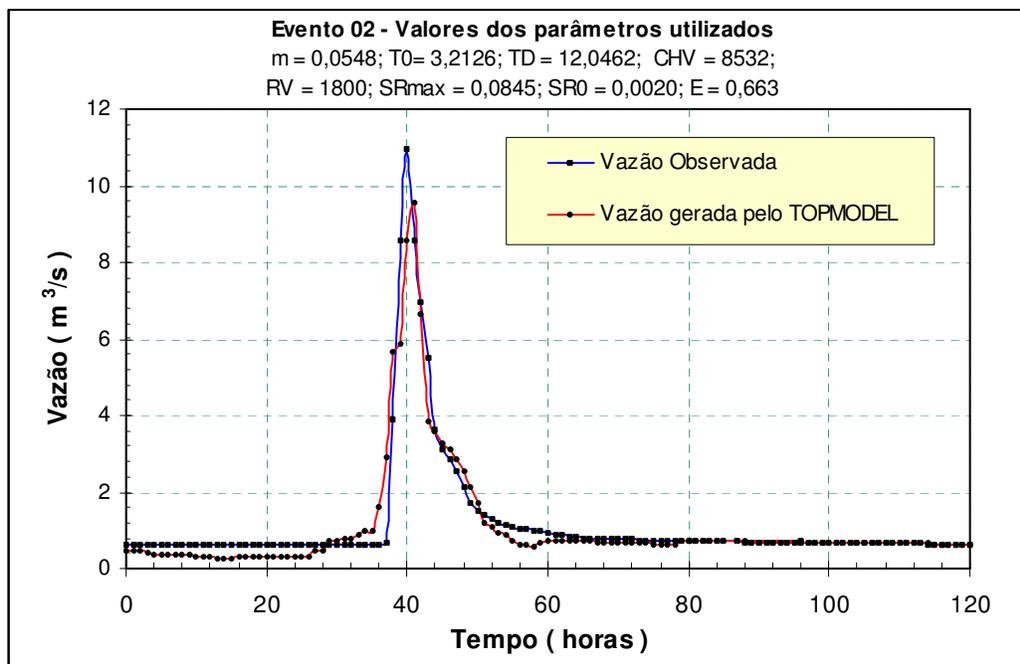


Figura 5.8 - Evento 02: vazão observada x gerada pelo TOPMODEL

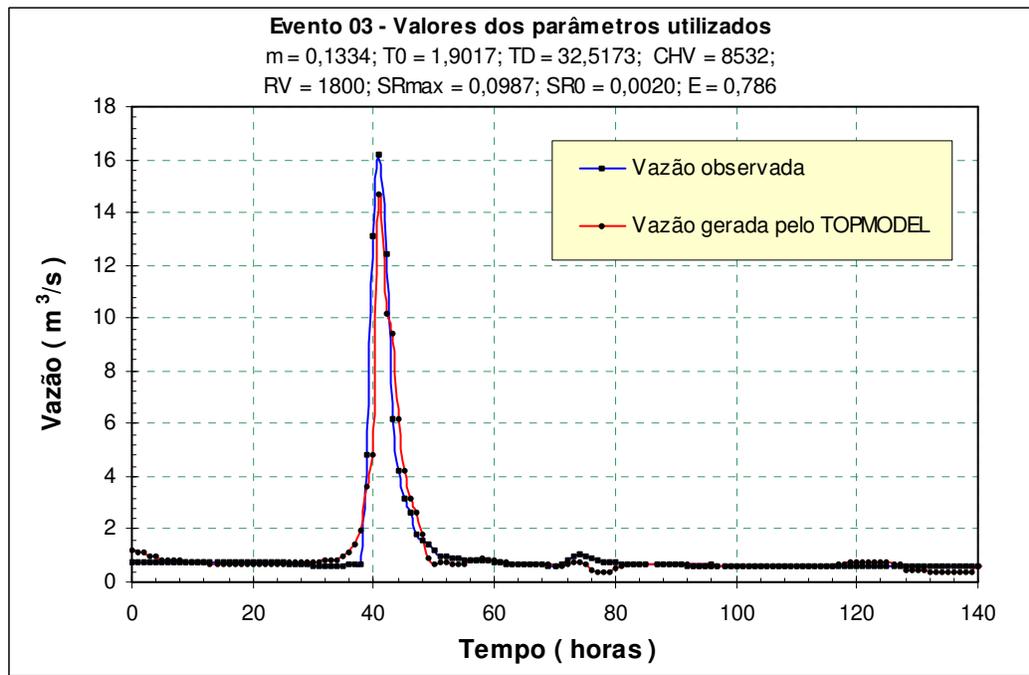


Figura 5.9 - Evento 03: vazão observada x gerada pelo TOPMODEL

Escolhido o melhor conjunto de parâmetros dos três testados (E_3), este foi aplicado aos outros dois (E_1 e E_2), permanecendo o mesmo como o melhor conjunto de parâmetros. Da aplicação dos parâmetros do evento E_3 sobre o evento E_1 a eficiência caiu de 0,715 para 0,626 ocorrendo uma superestimativa de 12,49% com tempos defasados (atrasado em relação ao observado). Aplicado os parâmetros do evento E_3 sobre o evento E_2 ocorreu uma subestimativa, em torno de 21,82%, com queda na eficiência de 0,663 para 0,612. Nas Figuras 5.10 e 5.11 estão apresentados esses gráficos.

Para validação do modelo foi escolhido o melhor conjunto de parâmetros (E_3), que por sua vez foi aplicado aos eventos E_4 e E_5 . Aplicando os parâmetros do evento E_3 sobre o evento E_4 a eficiência caiu de 0,786 para 0,621, com uma subestimativa na vazão de 17,71%, e no evento E_5 , a eficiência subiu de 0,786 para 0,823 com uma subestimativa na vazão de 5,20% e picos coincidentes. Estes eventos estão apresentados nas Figuras 5.12 e 5.13.

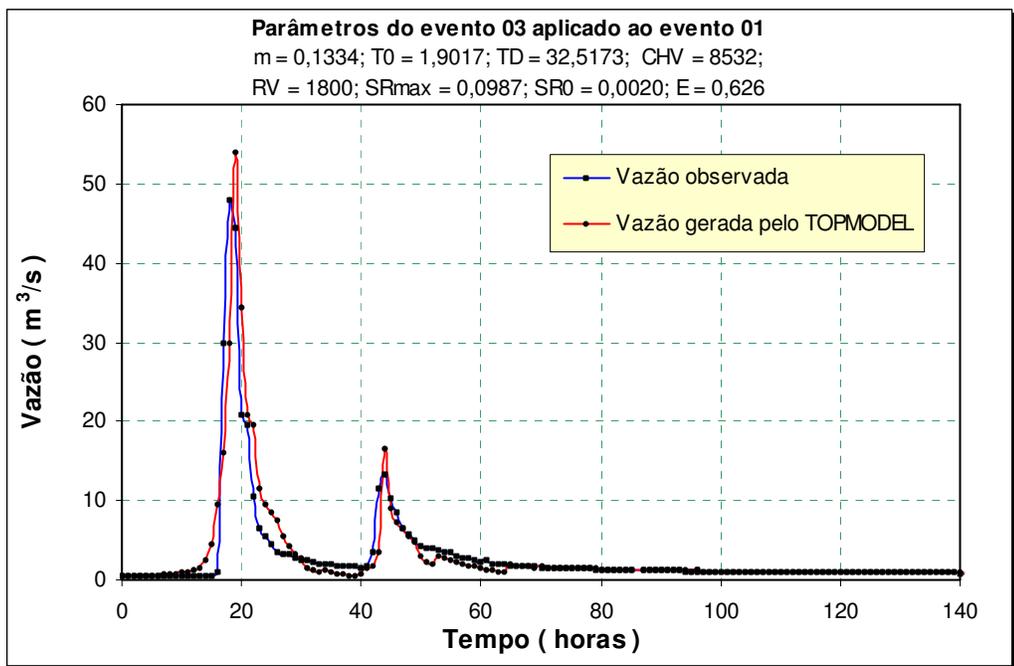


Figura 5.10 - Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 01

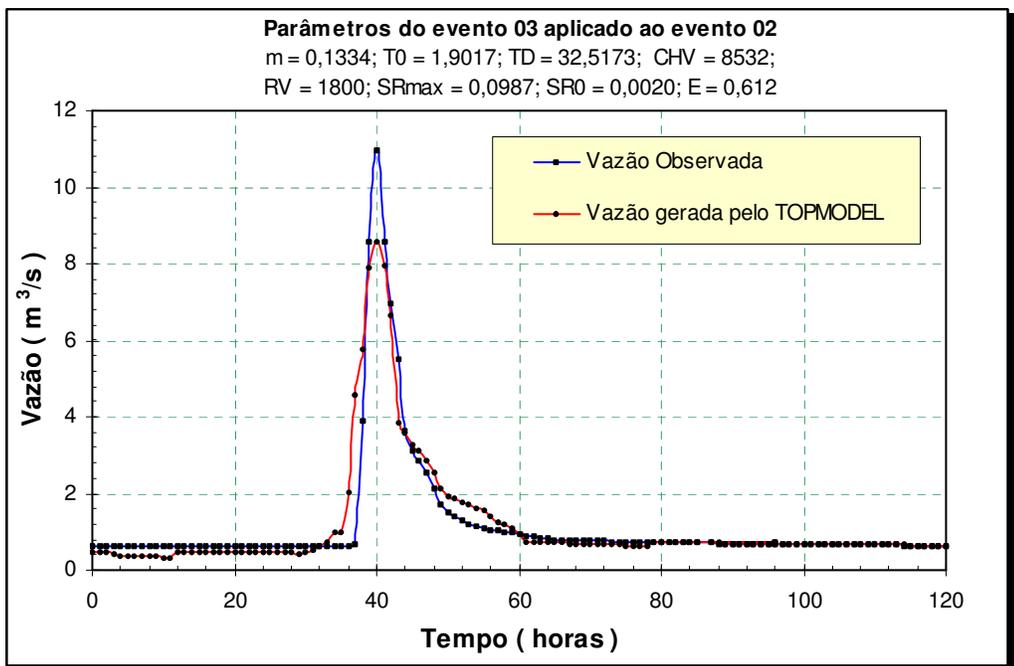


Figura 5.11 - Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 02

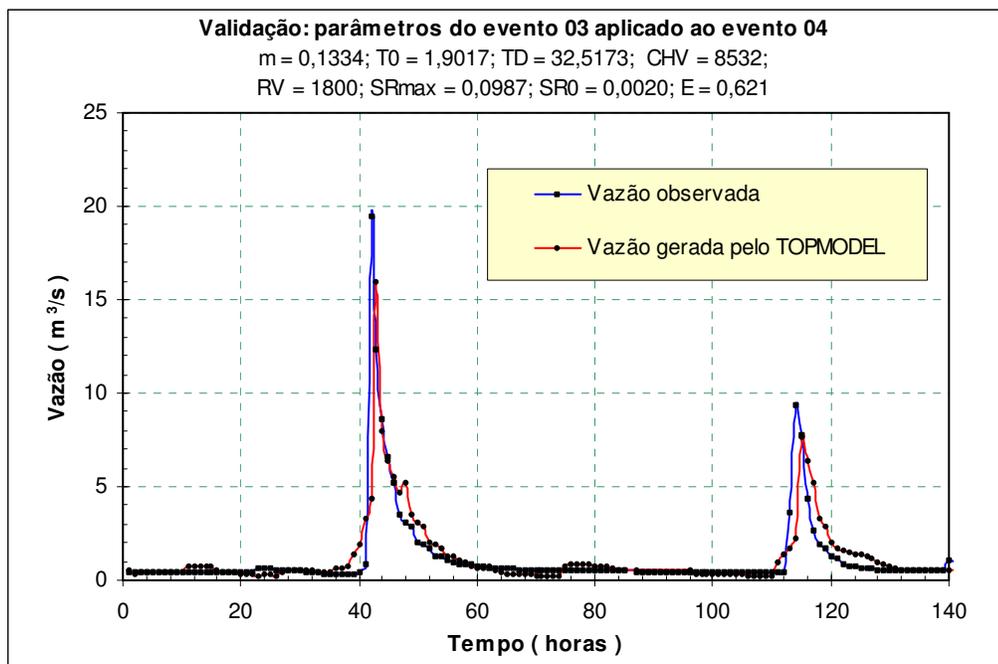


Figura 5.12 - Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 04

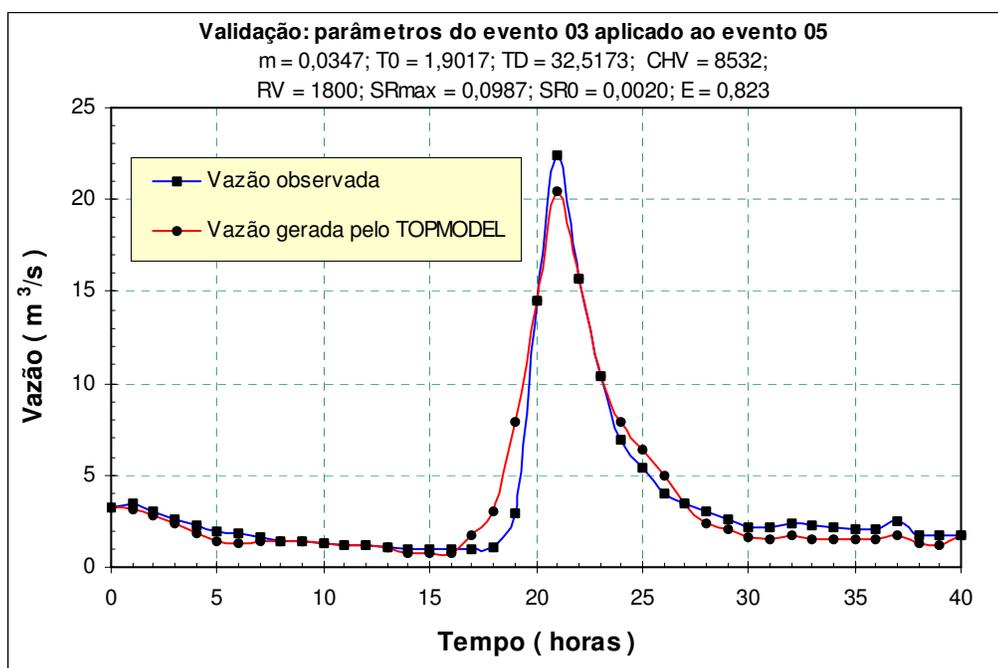


Figura 5.13 - Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 05

O melhor conjunto de parâmetros para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, através da aplicação do TOPMODEL, está apresentado na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Parâmetros da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi pela aplicação do TOPMODEL

Parâmetros do TOPMODEL	Símbolo	Valor	Unidade
Armazenamento exponencial	m	0,1334	m
Transmissividade lateral	T_0	1,9017	m ² / h
Tempo de resposta	T_D	32,5173	h
Velocidade no canal principal	CHV	8532	m / h
Velocidade nos canais secundários	RV	1800	m / h
Armazenamento máximo na zona das raízes	SR_{max}	0,0987	m
Capacidade da zona de raízes	$SR0$	0,0020	m
Eficiência	E	0,786	Adimensional

5.3.5.2 - Modelo TOPMODIF

Utilizando-se agora, o modelo TOPMODIF, dos três eventos testados apenas o terceiro ($E_3=0,705$) apresentou uma boa eficiência com picos coincidentes e subestimativa na vazão de 12,87%. O primeiro evento ($E_1=0,598$) apresentou baixa eficiência com picos coincidentes, ocorrendo subestimativa na vazão de 29,15%. No segundo evento ($E_2=0,606$), a vazão foi superestimada em 14,70% com tempo coincidente em relação ao observado.

Nas Figuras 5.14, 5.15 e 5.16 apresentamos a comparação entre os hidrogramas gerados e os observados para a bacia do Ribeirão Pirapitingüi. Conclui-se que, para esta bacia, o evento E_3 , também, foi o que mais se aproximou do observado.

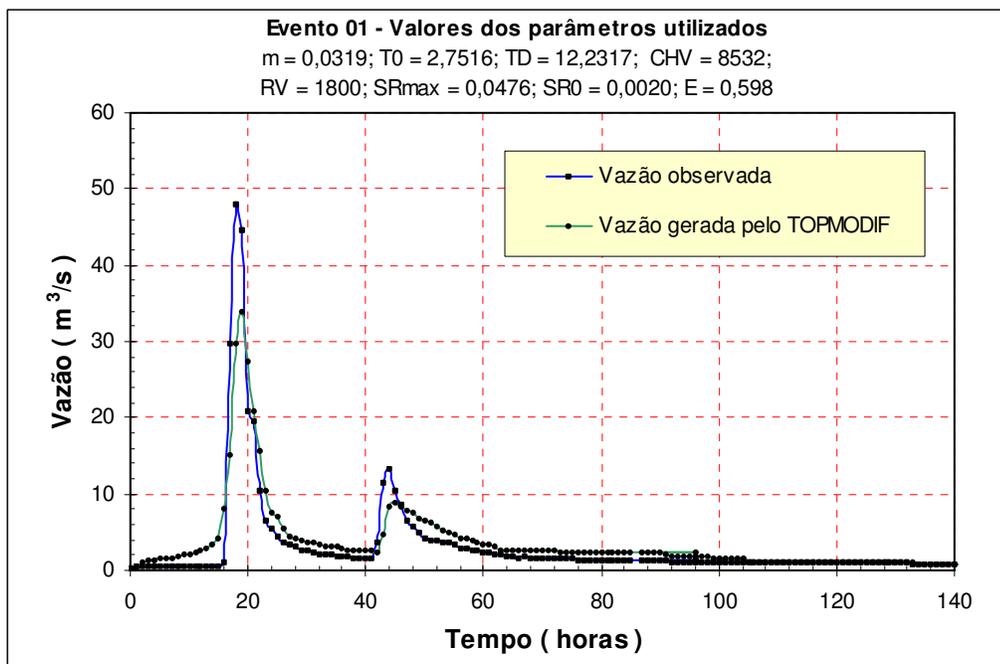


Figura 5.14 - Evento 01: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF

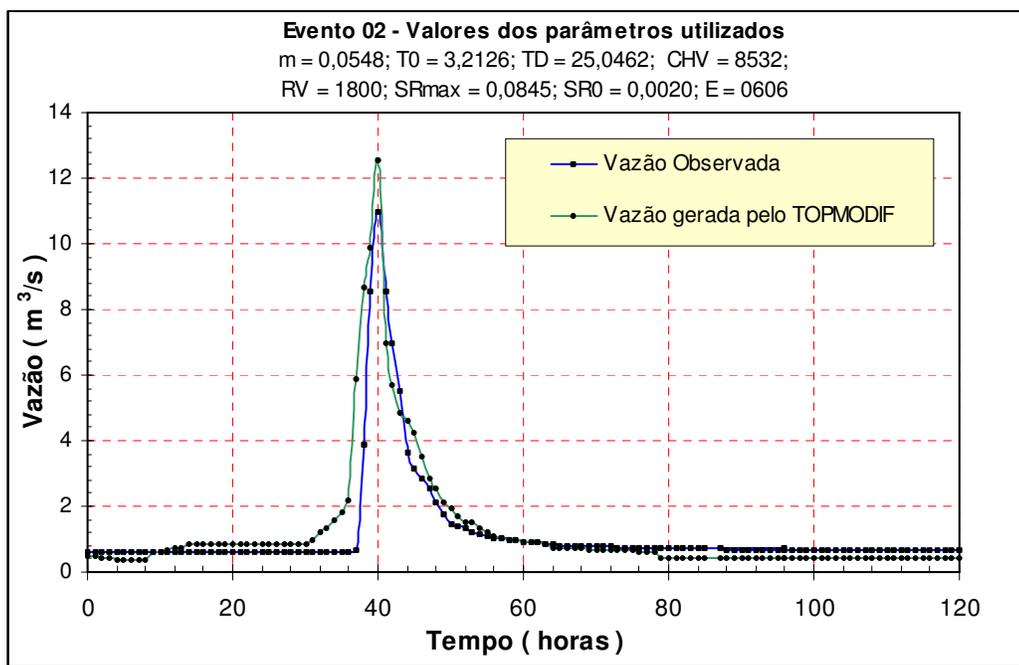


Figura 5.15 - Evento 02: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF

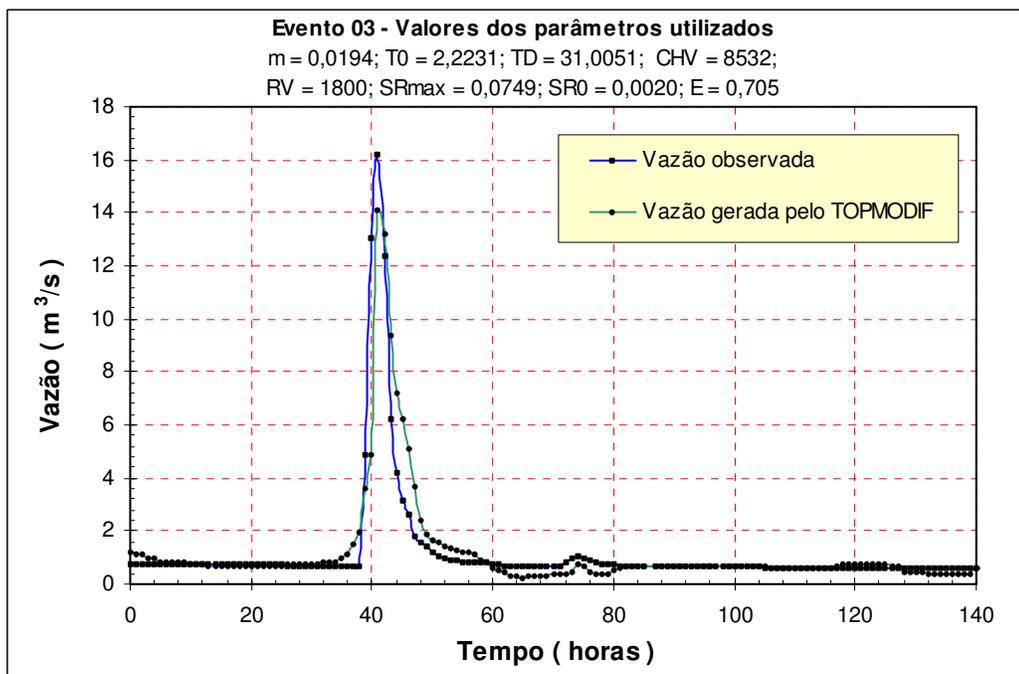


Figura 5.16 - Evento 03: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF

Escolhido o melhor conjunto de parâmetros dos três testados (E_3), este foi aplicado aos outros dois (E_1 e E_2), permanecendo o mesmo como o melhor conjunto de parâmetros. Da aplicação dos parâmetros do evento E_3 sobre o evento E_1 a eficiência caiu de 0,705 para 0,517 ocorrendo uma subestimativa de 20,49% com tempos defasados (atrasado em relação ao observado). Aplicado os parâmetros do evento E_3 sobre o evento E_2 ocorreu uma subestimativa em torno de 22,77% com queda na eficiência de 0,606 para 0,577. Nas Figuras 5.17 e 5.18 estão mostrados esses gráficos.

Para validação do modelo foi escolhido o melhor conjunto de parâmetros (E_3), que por sua vez foi aplicado aos eventos E_4 e E_5 . Aplicando os parâmetros do evento E_3 sobre o evento E_4 , a eficiência caiu de 0,705 para 0,622 apresentando uma subestimativa na vazão de 17,71% com atraso no tempo de pico, e no evento E_5 , a eficiência subiu de 0,705 para 0,743 com uma subestimativa na vazão de 5,20% e picos coincidentes. Estes eventos estão apresentados nas Figuras 5.19 e 5.20.

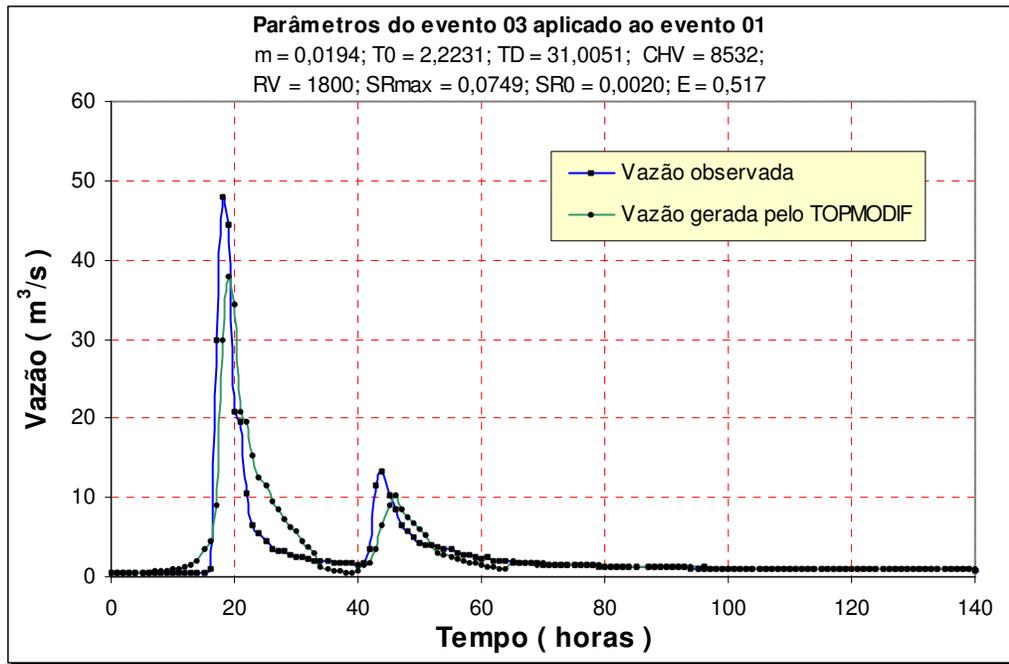


Figura 5.17 - Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 01

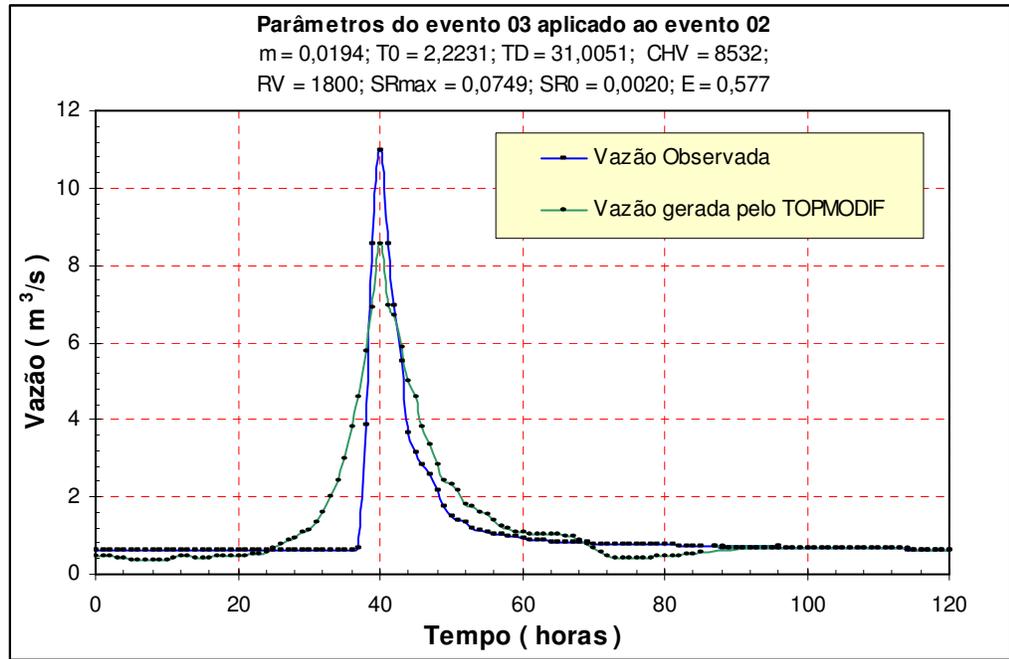


Figura 5.18 - Parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 02

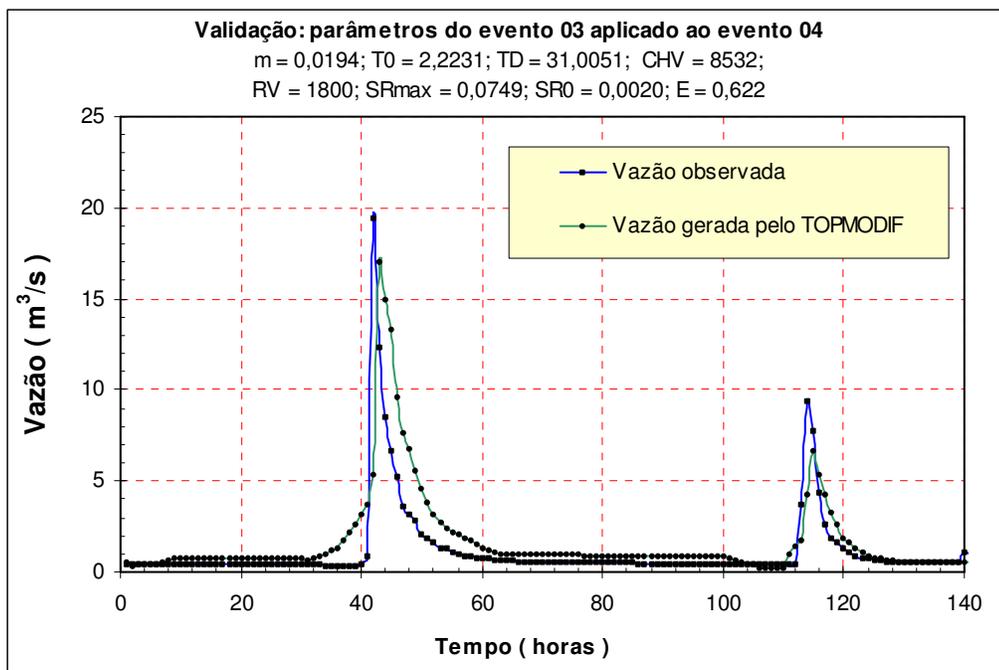


Figura 5.19 - Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 04

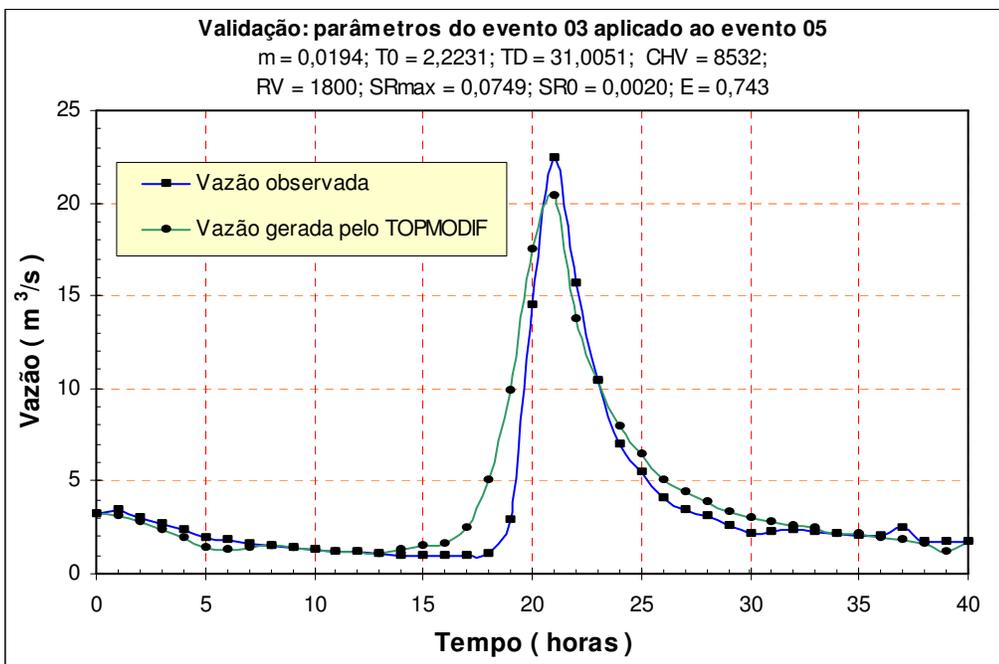


Figura 5.20 - Validação: parâmetros do evento 03 aplicados ao evento 05

O melhor conjunto de parâmetros para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, pela aplicação do TOPMODIF, está apresentado na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Parâmetros da Bacia do Ribeirão Pirapitingüi pela aplicação do TOPMODIF

Parâmetros do TOPMODIF	Símbolo	Valor	Unidade
Armazenamento exponencial	m	0,0194	m
Transmissividade lateral	T_0	2,2231	m ² / h
Tempo de resposta	T_D	31,0051	h
Velocidade no canal principal	CHV	8532	m / h
Velocidade nos canais secundários	RV	1800	m / h
Capacidade da zona de raízes	SR_{max}	0,0749	m
Armazenamento máximo na zona das raízes	SRO	0,0020	m
Eficiência	E	0,705	Adimensional

Em termos médios, para esta bacia analisada, a eficiência do modelo TOPMODEL foi de 69%, enquanto a do TOPMODIF ficou em torno de 64%. Na literatura, a eficiência média recomendada para o ajuste do modelo é de 70%. Para a Bacia do Ribeirão Pirapitingüi, como podemos observar, o TOPMODEL apresentou melhores resultados.

5.4 - Bacia do Ribeirão Palmital no posto 2D-61R: Pitéu

É uma bacia hidrográfica de 38 km² localizada, no município de Cachoeira Paulista, na região ecológica do Vale do Paraíba. Suas nascentes se encontram na Serra do Quebra-Cangalha, divisa com a Bacia do Rio Paraitinga, e cuja rede de drenagem está apresentada na Figura 5.21. Nas Figuras 5.22 e 5.23 estão apresentados, respectivamente, a área de drenagem e o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia. A topografia é íngreme, nas cabeceiras, tornando-se mais suave na parcela correspondente aos 75% inferiores do talvegue principal. A diferença de cota é de 397m em 18.100m. A ocupação principal do solo é constituída de fazendas com campos perfazendo 85% da área ocupada, algumas florestas com 10% de ocupação e culturas ribeirinhas.

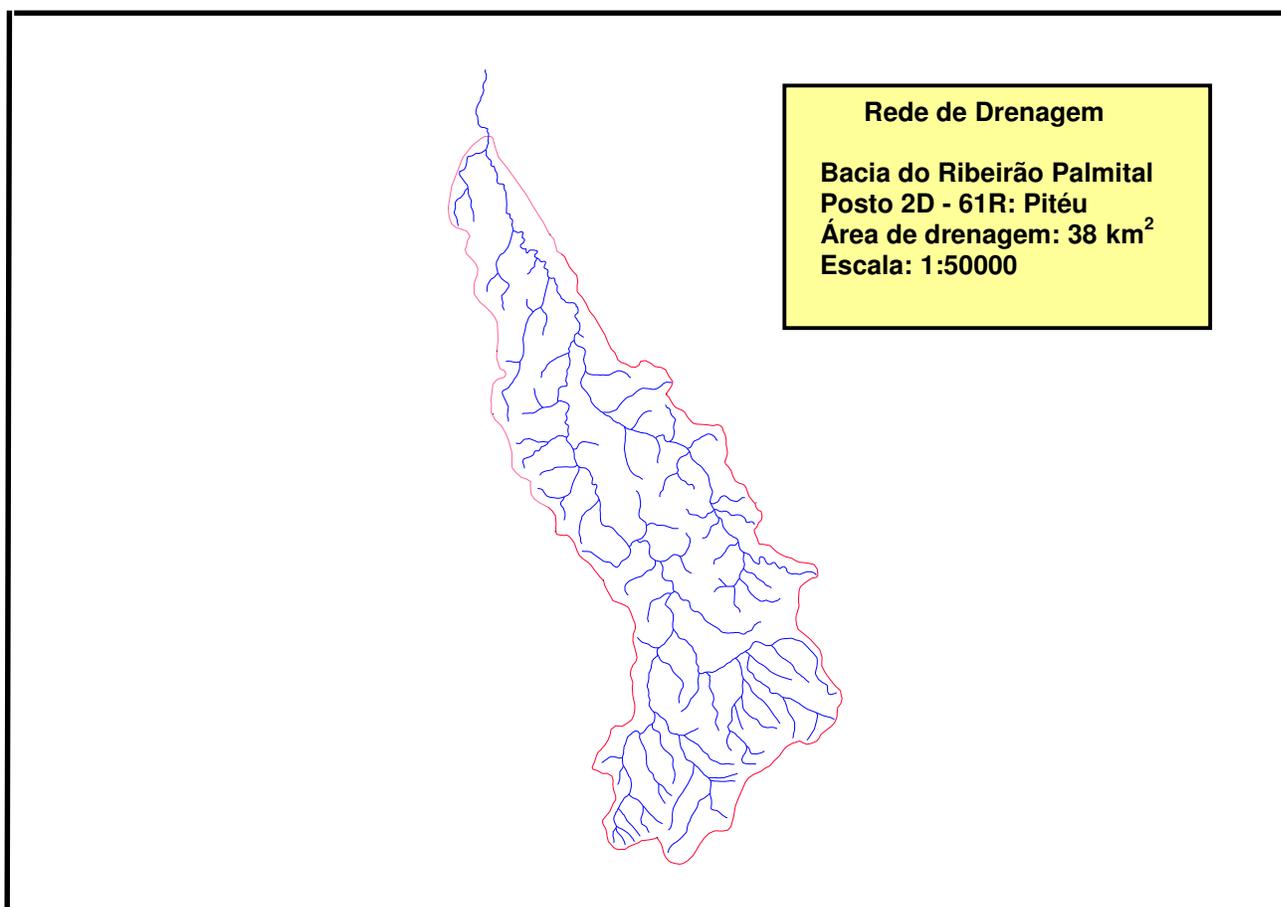


Figura 5.21 - Rede de drenagem da Bacia do Ribeirão Palmital do posto 2D-61R: Pitéu

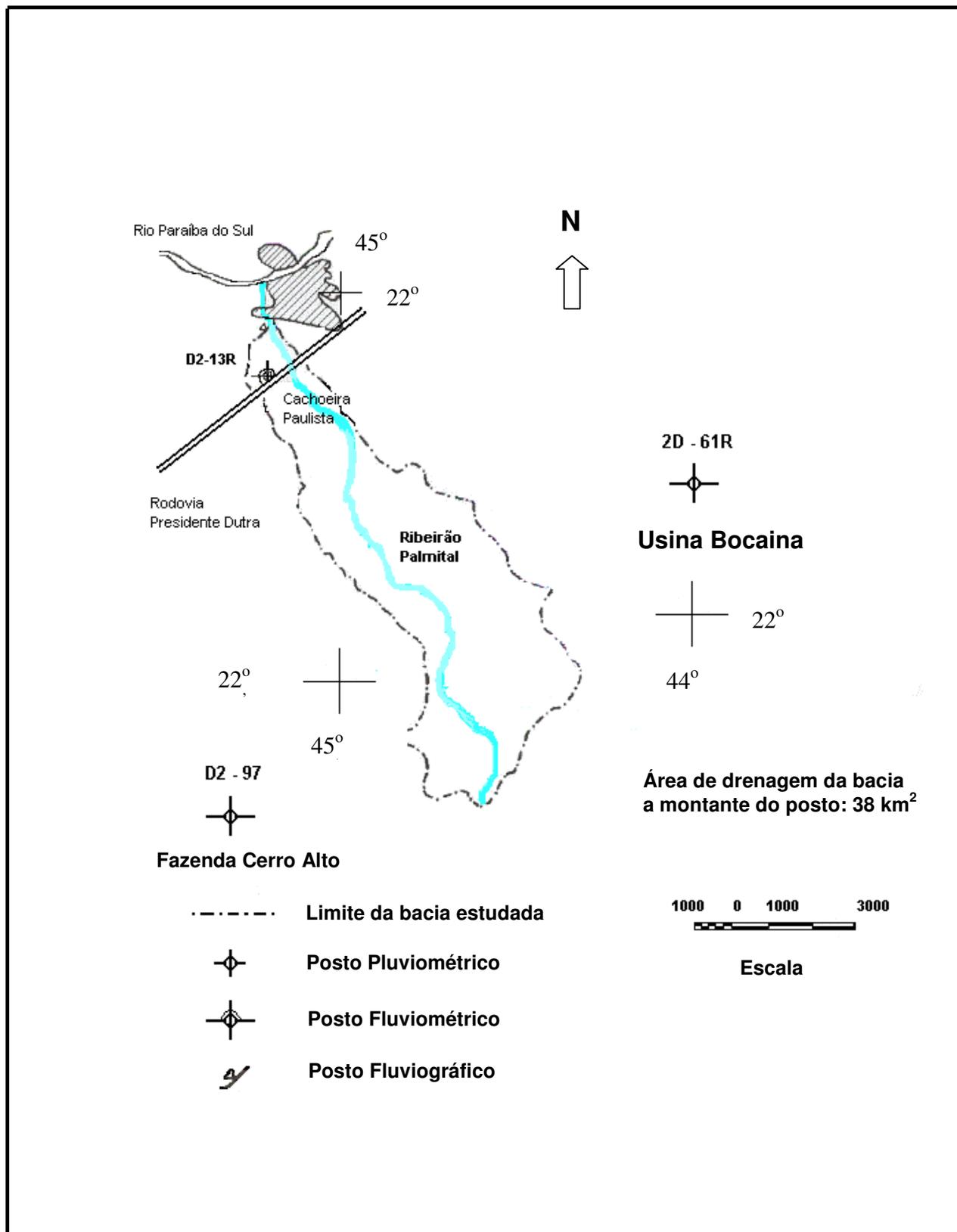


Figura 5.22 - Área de drenagem da Bacia do Ribeirão Palmital a montante do posto 2D-61R: (adaptado de GENOVEZ, 1991).

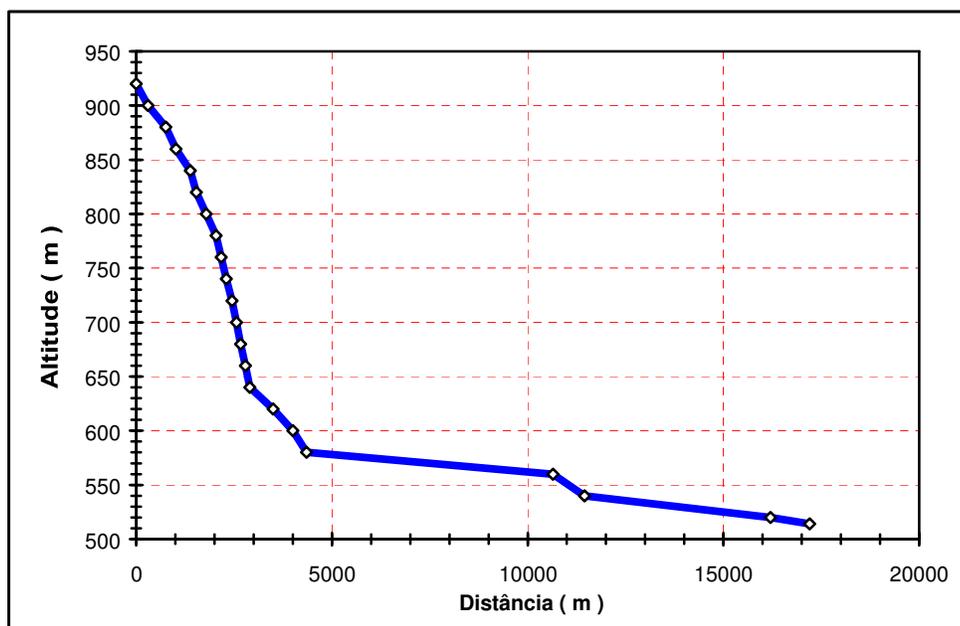


Figura 5.23 - Perfil do talvegue principal da Bacia do Ribeirão Palmital

Na Tabela 5.9 estão apresentados os postos hidrométricos disponíveis e utilizados que foram obtidos no Departamento de Água e Energia Elétrica (DAEE) do estado de São Paulo.

Tabela 5.9 - Postos hidrométricos da Bacia do Ribeirão Palmital.

Prefixo	Entidade	Nome	Tipo	Latitude	Longitude
2D - 61R	DAEE	Pitéu	Linigráfico	22° 40' S	45° 01' W
D2 - 13R	DAEE	Cachoeira Paulista	Pluviográfico	22° 40' S	45° 01' W
D1 - 21	DAEE	Usina Bocaina	Pluviométrico	22° 44' S	44° 55' W
D2 - 97	DAEE	Fazenda Cerro Alto	Pluviométrico	22° 51' S	45° 01' W
D2 - 37	DAEE	Fazenda Santo Antonio	Pluviométrico	22° 45' S	45° 03' W

As equações das curvas cota(H) x vazão(Q), utilizadas, encontram-se apresentadas na Tabela 5.10, respectivamente, com seus limites de utilização e períodos de validade.

Tabela 5.10 - Equações das curvas cota - vazão da Bacia do Ribeirão Palmital.

Equação	Limites	Período de Validade
$Q_1 = 1,67.(H - 0,1)^{1,639}$	$H \leq 1,42$	01/07/73 - 02/01/76
$Q_1 = 2,52.(H - 0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	01/07/73 - 02/01/76
$Q_2 = 1,65.(H - 0,1)^{1,389}$	$H \leq 1,05$	03/01/76 - 05/12/76
$Q_2 = 1,67.(H - 0,1)^{1,639}$	$1,05 < H \leq 1,42$	03/01/76 - 05/12/76
$Q_2 = 2,52.(H - 0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	03/01/76 - 05/12/76
$Q_5 = 2,52.(H - 0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	02/12/77 - 31/05/79
$Q_8 = 0,58.(H)^{1,786}$	$H \leq 1,25$	06/09/81 - 03/02/84
$Q_8 = 1,70.(H - 0,5)^{2,326}$	$1,25 < H$	06/09/81 - 03/02/84
$Q_9 = 0,48.(H)^{1,818}$	$H \leq 1,15$	04/02/84 - 03/11/84
$Q_9 = 1,70.(H - 0,5)^{2,33}$	$1,15 < H \leq 2,30$	04/02/84 - 03/11/84

Apresenta-se na Tabela 5.11 da mesma forma que na bacia anterior, alguns parâmetros referentes à Bacia do Ribeirão Palmital. Destacam-se a área (A) e o comprimento (L) da bacia, o índice de conformação (I_C), a diferença de cota (H^*), a declividade média do talvegue principal (S'), a média harmônica das declividades (S_H) e o tempo de concentração (T_C).

Tabela 5.11 - Parâmetros referentes à Bacia do Ribeirão Palmital.

Bacia hidrográfica	$A (km^2)$	I_C	$L (km)$	$H^* (m)$	$S' (m/m)$	$S_H (m/m)$	$T_C (horas)$
Palmital	38	1,66	18,1	397	0,0086	0,0057	2,7

5.5 - Preparação das entradas do modelo TOPMODEL

Os dados de entrada do TOPMODEL, para esta bacia hidrográfica, são fornecidos através de três arquivos já comentados no item 5.3.

5.5.1 - Precipitação e vazão

Para a Bacia do Ribeirão Palmital, os eventos escolhidos, como dados de precipitação e vazão, foram os seguintes: janeiro, fevereiro e novembro de 1976, novembro de 1983 e março de 1984, sendo todos estes eventos contínuos, com intervalos de 30 dias. A razão dessa escolha foi a mesma para a bacia anterior. Os valores horários de vazão e precipitação para estes meses, também, estavam na forma de linigramas e pluviogramas, sendo necessário suas respectivas leituras e o cálculo da vazão a partir das alturas fornecidas no linigrama. Os dados de vazão são provenientes da estação fluviométrica 2D - 61R, do Ribeirão Palmital, nas coordenadas $22^{\circ} 40' S$ e $45^{\circ} 01' W$.

Depois de obtidas as leituras horárias para a altura do linígrafo foram feitos os cálculos das vazões através das equações das curvas cota-vazão, fornecidas pelo CTH/DAEE, que estão apresentadas na Tabela 5.10.

5.5.2 - Evapotranspiração potencial

Os dados da evapotranspiração potencial utilizados nesta bacia são os mesmos da bacia anterior, pois estes dados, de evapotranspiração potencial, são utilizados para a região do Vale do Paraíba próxima às bacias estudadas e não para uma bacia em particular.

5.5.3 - Preparação do Modelo Digital de Elevação para obtenção do índice topográfico para a Bacia do Ribeirão Palmital.

Utilizando-se os mesmos critérios da bacia anterior, o DEM foi determinado a partir das cartas topográficas obtidas no IBGE/1974, referentes à Cachoeira Paulista, na região ecológica do Vale do Paraíba na escala de 1:50000. Estas cartas foram digitalizadas no software AutoCAD 2000 e georreferenciada. Para esta bacia também foi utilizado um “grid ou célula” de 50X50m e obtida uma imagem com 154 linhas e 132 colunas.

A Figura 5.24 nos dá uma vista aérea da bacia. O acúmulo de fluxo é obtido a partir da direção de fluxo, através do cálculo do número de células a montante que contribuem para a formação de fluxo em uma dada célula. A rede de rios é delineada a partir da definição de um número mínimo de células necessárias de acúmulo de fluxos para uma dada célula ser considerada parte de rede de drenagem.

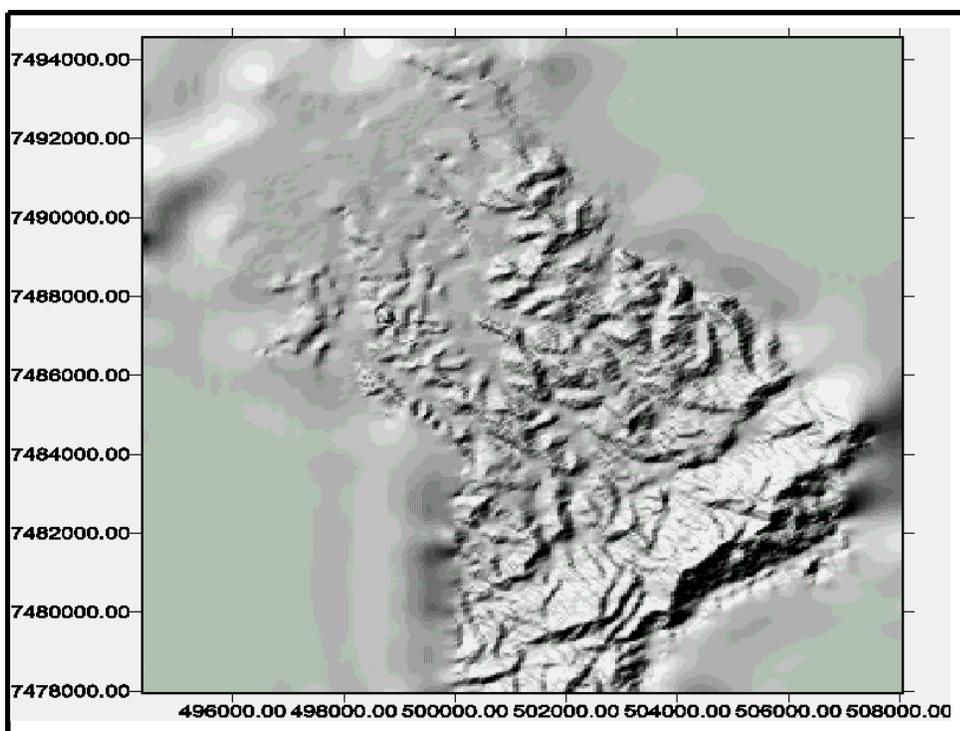


Figura 5.24 - Mapa representativo da Bacia do Ribeirão Palmital utilizado para digitalização e cálculo do Modelo de Elevação Digital.

Na Figura 5.25 apresentamos o Modelo Numérico de Terreno para a Bacia do Ribeirão Palmital.

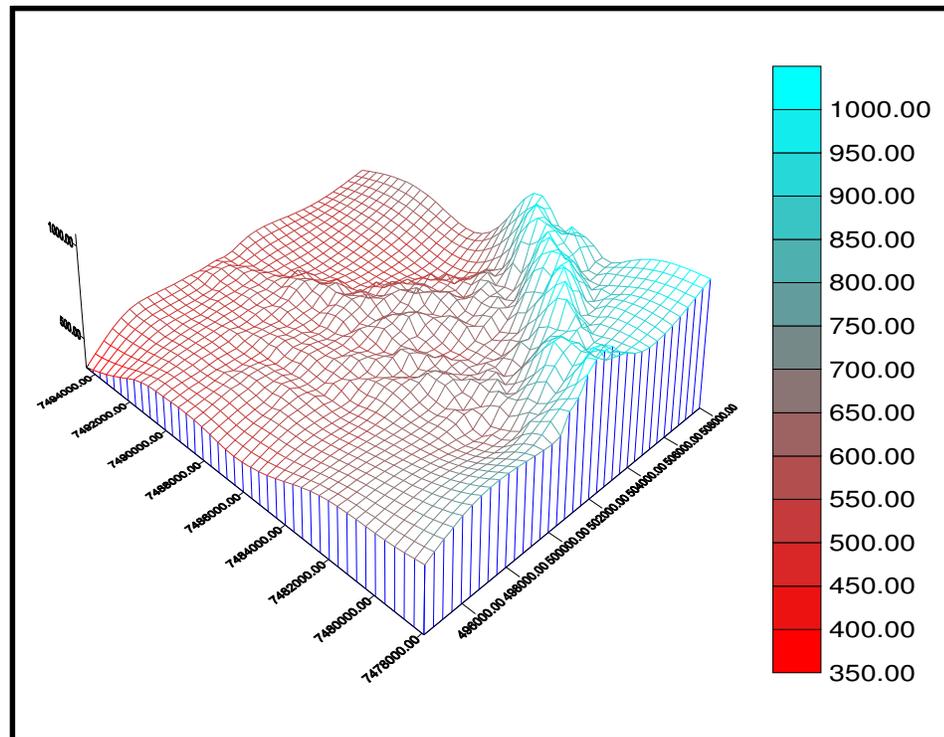


Figura 5.25 - Modelo Numérico de Terreno para a Bacia do Ribeirão Palmital.

5.5.4 - Determinação da velocidade no canal principal (CHV) e velocidade de escoamento superficial nas vertentes (RV).

A velocidade de propagação no canal, para esta bacia, foi calculada pelos dois métodos, de acordo com item 5.3.4, já utilizados na Bacia do Ribeirão Pirapitingüi. Para o cálculo foram considerados valores variáveis da seção transversal, com base em dados do DAEE. Os resultados obtidos encontram-se nas Tabelas 5.12 e 5.13 com uma média, entre os dois métodos, de 1,94 m/s (6984 m/h).

Tabela 5.12 - Velocidade de propagação de onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Palmital, obtida através da equação 5.3.4.1.

Altura da seção transversal h (m)	Área da seção transversal A (m ²)	Largura da seção transversal B (m)	Velocidade v (m/s)
0,60	1,24	2,17	2,39
0,50	1,04	1,98	2,29
0,40	0,78	1,74	2,11
0,30	0,54	1,45	1,92
0,20	0,34	1,32	1,60

Tabela 5.13 - Velocidade de propagação da onda de cheia, para a Bacia do Ribeirão Palmital, obtida através da equação de Manning.

Rugosidade n	Área da seção A (m ²)	Perímetro P (m)	Declividade S _r	Velocidade v (m/s)
0,030	2,38	5,23	0,0086	1,83

5.5.5 - Procedimento para as simulações

A calibração dos modelos TOPMODEL e TOPMODIF foi realizada da mesma forma que foi feita para a bacia anterior, comparando-se os hidrogramas observados com os simulados pelos modelos. Para esta bacia, conclui-se que:

- Em concordância com a primeira bacia, as vazões, também, variaram muito pouco com a mudança das velocidades de propagação em canal e nas sub-bacias internas e, a partir desta conclusão, foram fixados os valores estimados com os seguintes valores: CHV = 6984 m/h e RV = 1800 m/h.
- O parâmetro m , assim como o anterior, foi obtido pelo método da recessão, para os meses correspondentes aos escolhidos para esta bacia, com valores variando entre 0,00345 e 0,0564, com média igual a 0,0299 e apresentando grande sensibilidade aos eventos utilizados.

- O parâmetro T_0 apresentou grande sensibilidade aos eventos utilizados.
- O modelo, nesta bacia, também apresentou baixa sensibilidade ao parâmetro T_D .
- Os parâmetros SR_{max} e SR_0 , também, apresentaram alta e baixa sensibilidade, respectivamente, aos eventos utilizados.

5.5.6 - Resultados e discussões

5.5.6.1 - Modelo TOPMODEL

Inicialmente, para o modelo TOPMODEL, dos três eventos testados apenas o primeiro ($E_1=0,812$) apresentou alta eficiência com picos coincidentes e uma superestimativa em torno de 11,50%. O segundo evento ($E_2=0,706$) apresentou uma boa eficiência com picos coincidentes, ocorrendo superestimativa nas vazões de 14,54%. Para o terceiro evento ($E_3 = 0,612$) a vazão foi subestimada em 18,70% com tempo coincidente em relação à observada. Estes eventos estão apresentados, respectivamente, através das Figuras 5.26, 5.27 e 5.28.

Escolhido o melhor conjunto de parâmetros dos três testados (E_1), este foi aplicado aos outros dois (E_2 e E_3), permanecendo o mesmo como o melhor conjunto de parâmetros. Da aplicação dos parâmetros do evento E_1 sobre o evento E_2 a eficiência caiu de 0,812 para 0,673 ocorrendo uma superestimativa de 9,56% com tempo de pico adiantado com relação ao observado. Aplicado os parâmetros do evento E_1 sobre o evento E_3 a eficiência caiu de 0,706 para 0,671 com uma subestimativa em torno de 10% e pico atrasado em relação ao observado. As Figuras 5.29 e 5.30 apresentam estes resultados.

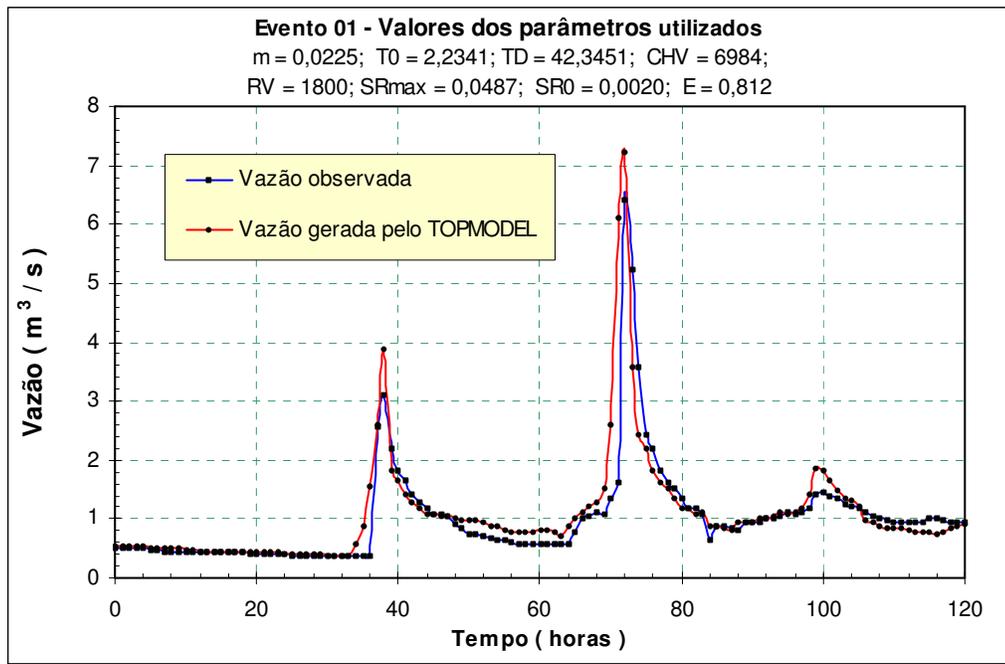


Figura 5.26 - Evento 01: vazão observada x gerada pelo TOPMODEL

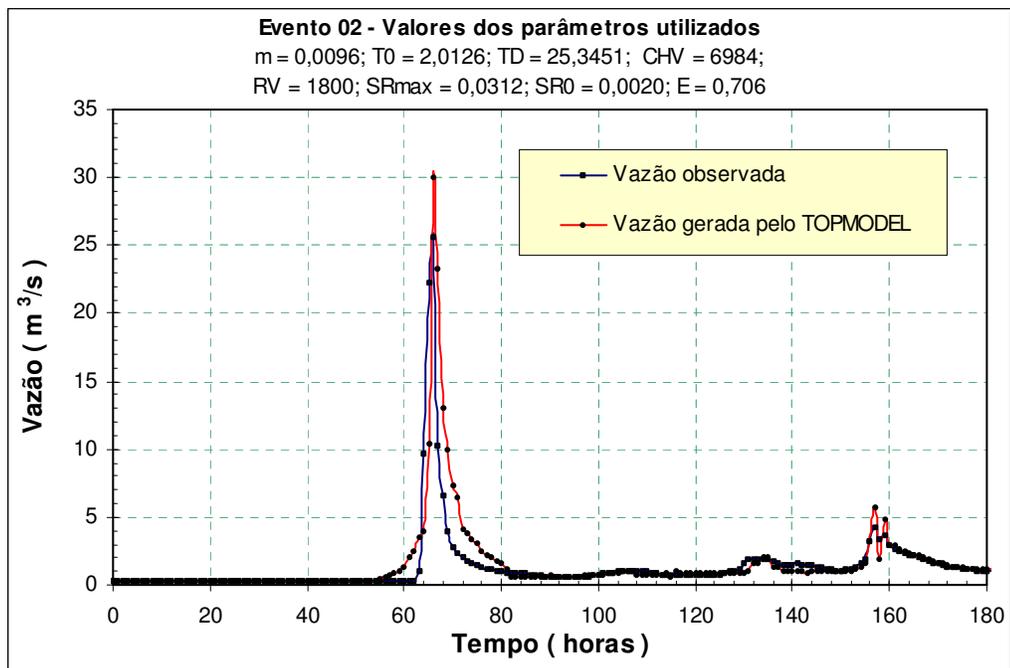


Figura 5.27 - Evento 02: vazão observada x gerada pelo TOPMODEL

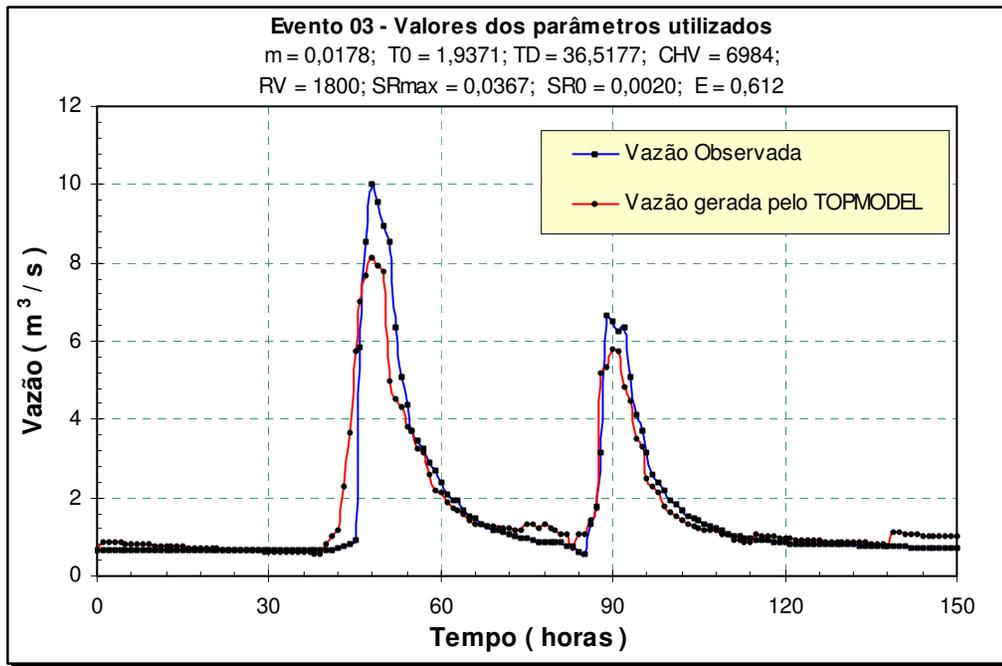


Figura 5.28 - Evento 03: vazão observada x gerada pelo TOPMODEL

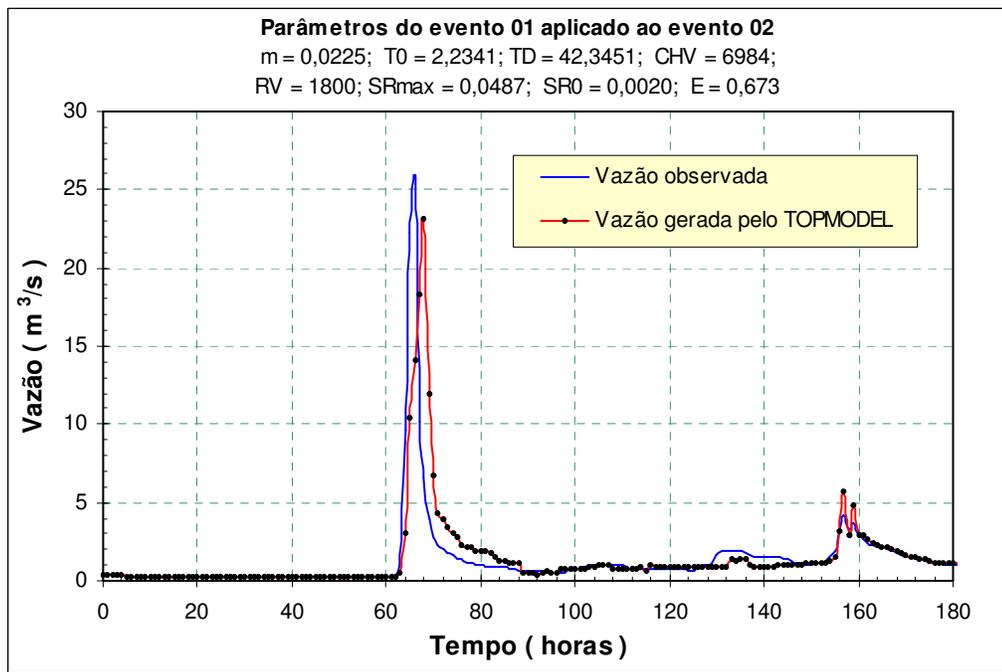


Figura 5.29 - Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 02

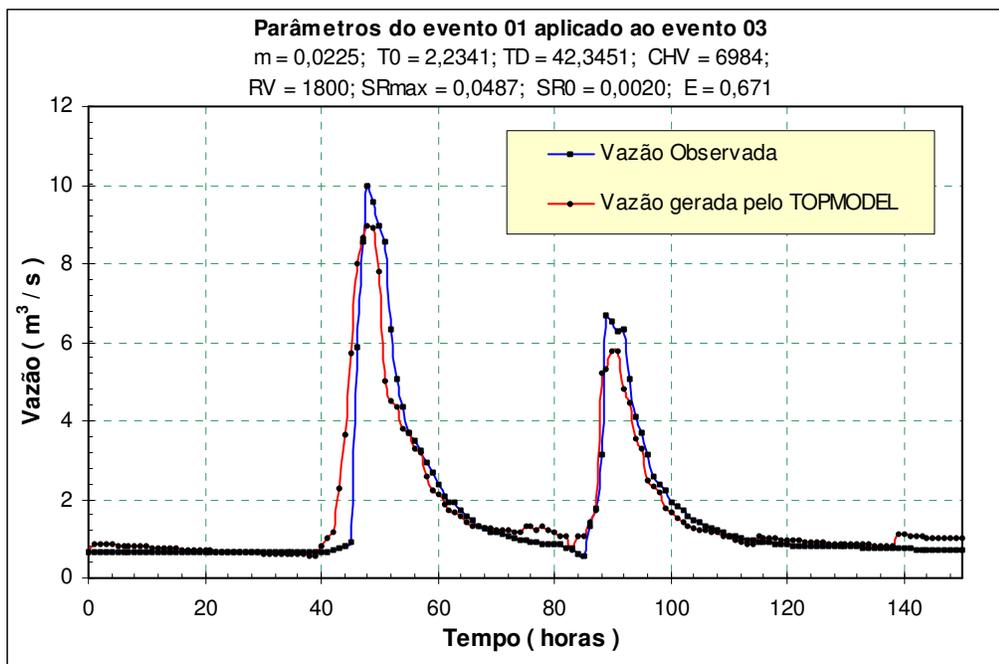


Figura 5.30 - Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 03

Para validação do modelo foi escolhido o melhor conjunto de parâmetros (E_1), que por sua vez foi aplicado aos eventos E_4 e E_5 ocorrendo em ambas quedas nas eficiências, sendo esta maior no evento E_5 . Pela aplicação dos parâmetros do evento (E_1) sobre o evento E_4 , a eficiência caiu de 0,812 para 0,701 com uma subestimativa na vazão de 6,18%, e no evento E_5 , a eficiência caiu de 0,812 para 0,572 com uma subestimativa na vazão de 11,64%. Em ambos os casos ocorreram coincidência no tempo. Apresentam-se, nas Figuras 5.31 e 5.32, os resultados relativos a estes eventos.

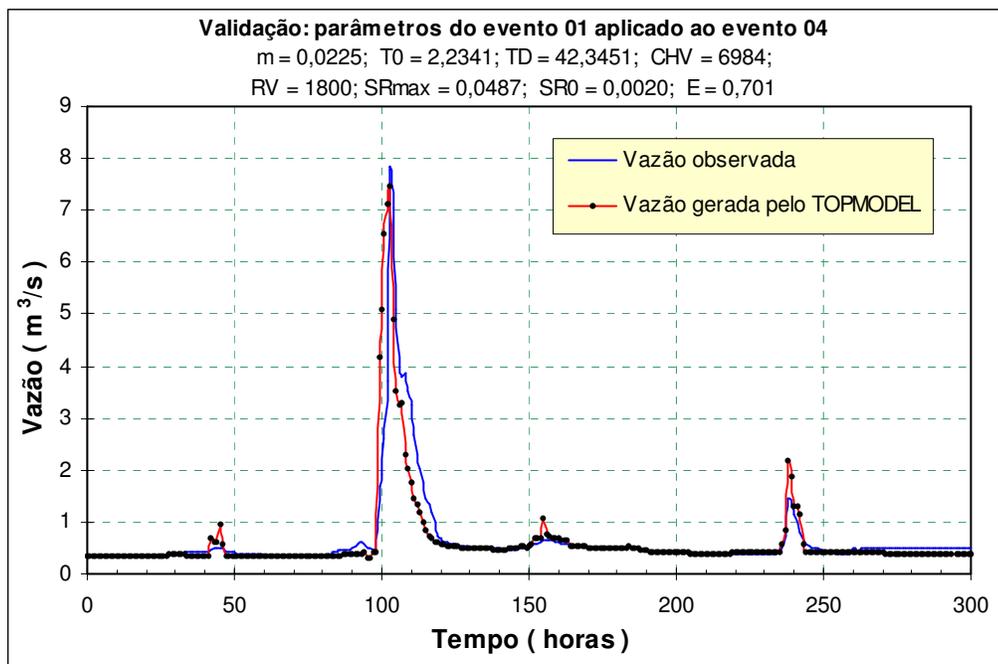


Figura 5.31 - Validação: Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 04

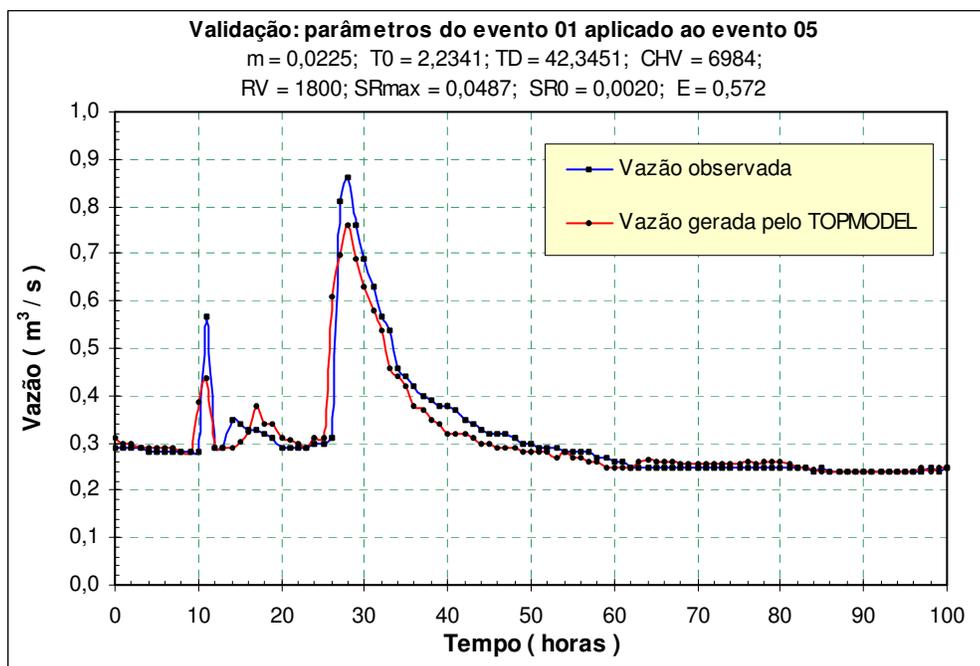


Figura 5.32 - Validação: Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 05

O melhor conjunto de parâmetros para a Bacia do Ribeirão Palmital, através da aplicação do TOPMODEL, está apresentado na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Parâmetros da Bacia do Ribeirão Palmital pela aplicação do TOPMODEL

Parâmetros do TOPMODEL	Símbolo	Valor	Unidade
Armazenamento exponencial	m	0,0225	m
Transmissividade Lateral	T_0	2,2341	m ² / h
Tempo de resposta	T_D	42,3451	h
Velocidade no canal principal	CHV	6984	m / h
Velocidade nos canais secundários	RV	1800	m / h
Capacidade da zona de raízes	SR_{max}	0,0020	m
Armazenamento máximo na zona das raízes	SR_0	0,0487	m
Eficiência	E	0,812	Adimensional

Em termos médios, para esta bacia, a eficiência do modelo TOPMODEL foi de 67%. Na literatura, a eficiência média recomendada para o ajuste é de 70%.

5.5.6.2 - Modelo TOPMODIF

Analisando o modelo TOPMODIF, dos três eventos testados, apenas o primeiro ($E_1 = 0,757$) apresentou uma boa eficiência com tempo de pico coincidente em relação ao observado ocorrendo uma superestimativa na vazão de 12,46%. No segundo evento ($E_2 = 0,695$) a vazão foi subestimada em 13,58% com tempo adiantado em relação ao observado. Para o terceiro evento ($E_3=0,537$), a eficiência foi bastante baixa com uma superestimativa de 25,22% e com o tempo de pico adiantado em relação ao observado. Estes eventos estão apresentados nas Figuras 5.33, 5.34 e 5.35.

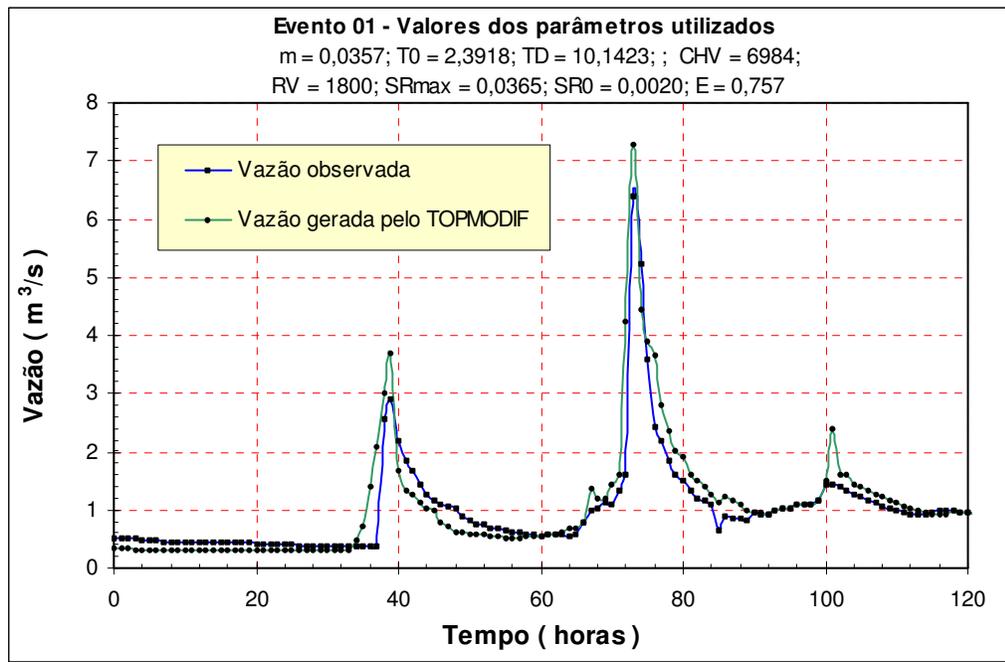


Figura 5.33 - Evento 01: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF

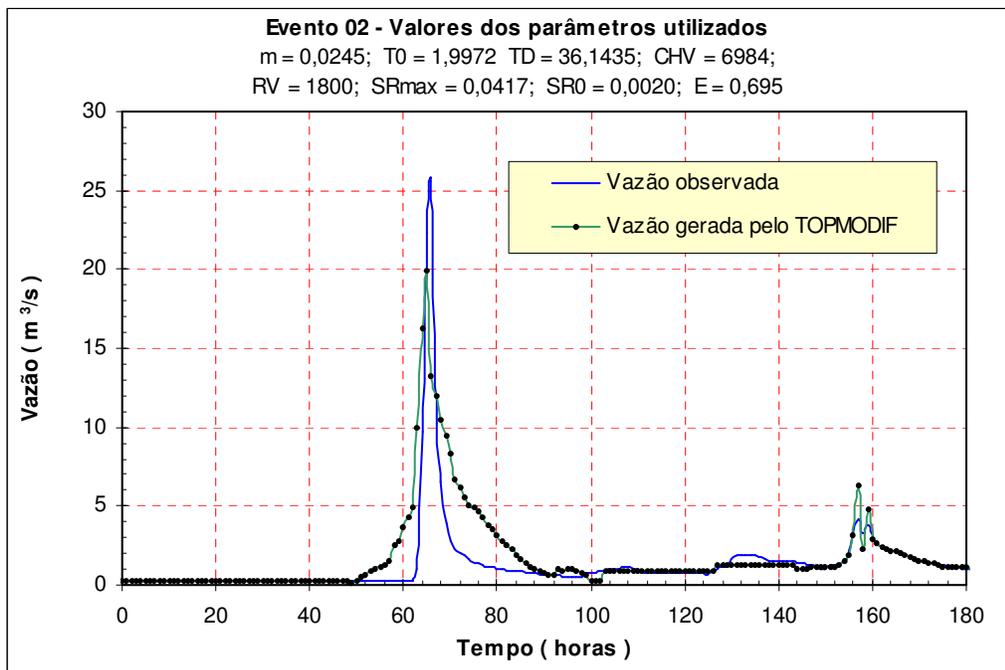


Figura 5.34 - Evento 02: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF

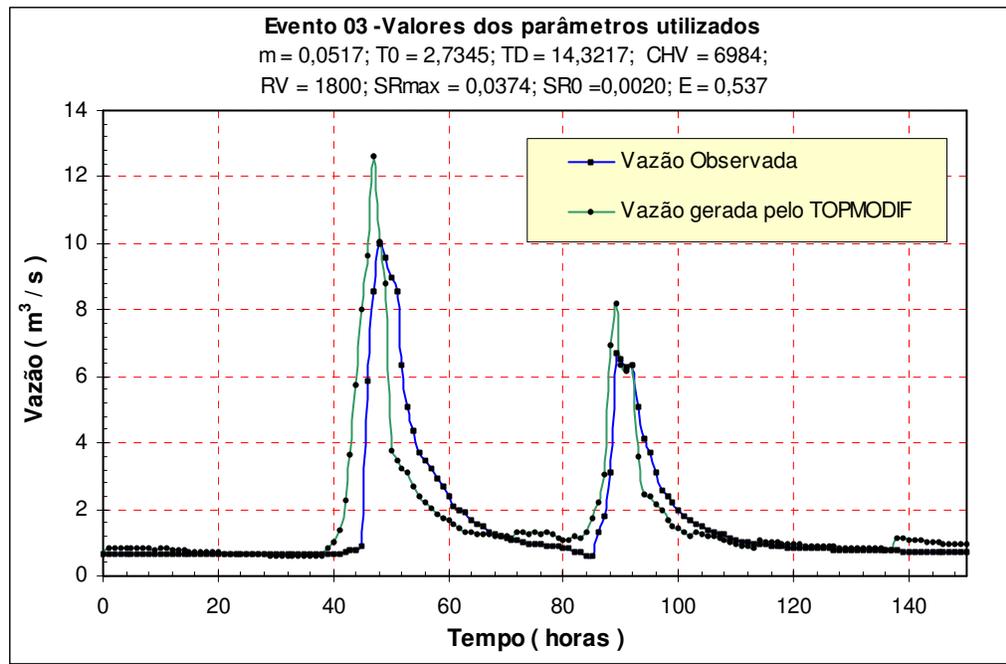


Figura 5.35 - Evento 03: vazão observada x gerada pelo TOPMODIF

Escolhido o melhor conjunto de parâmetros (E_1), dos três testados, este foi aplicado aos outros dois (E_2 e E_3), permanecendo o mesmo como o melhor conjunto de parâmetros. Da aplicação dos parâmetros do evento E_1 sobre o evento E_2 , a eficiência caiu de 0,757 para 0,643 ocorrendo uma subestimativa de 21,12% com tempos coincidentes. Aplicado os parâmetros do evento E_1 sobre o evento E_3 ocorreu uma subestimativa em torno de 19,60%, com queda na eficiência de 0,757 para 0,581 e com tempo adiantado em relação ao observado. Estes eventos estão apresentados nas Figuras 5.36 e 5.37.

Para validação do modelo foi escolhido o melhor conjunto de parâmetros (E_1), que por sua vez foi aplicado aos eventos E_4 e E_5 ocorrendo em ambos quedas nas eficiências, sendo esta maior no evento E_5 . No evento E_4 eficiência caiu de 0,757 para 0,689 com uma subestimativa na vazão de 16,23%, e no evento E_5 , a eficiência caiu de 0,757 para 0,512 com uma subestimativa na vazão de 18,50%. Em ambos os casos não ocorreram coincidência no tempo. As Figuras 5.38 e 5.39 nos apresentam estes dados.

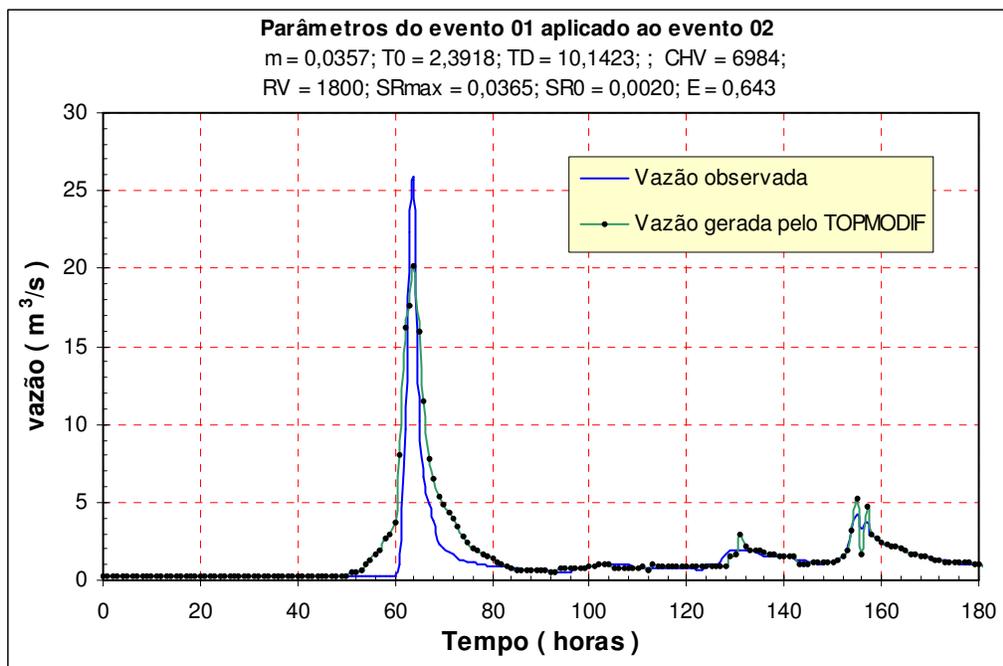


Figura 5.36 - Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 02

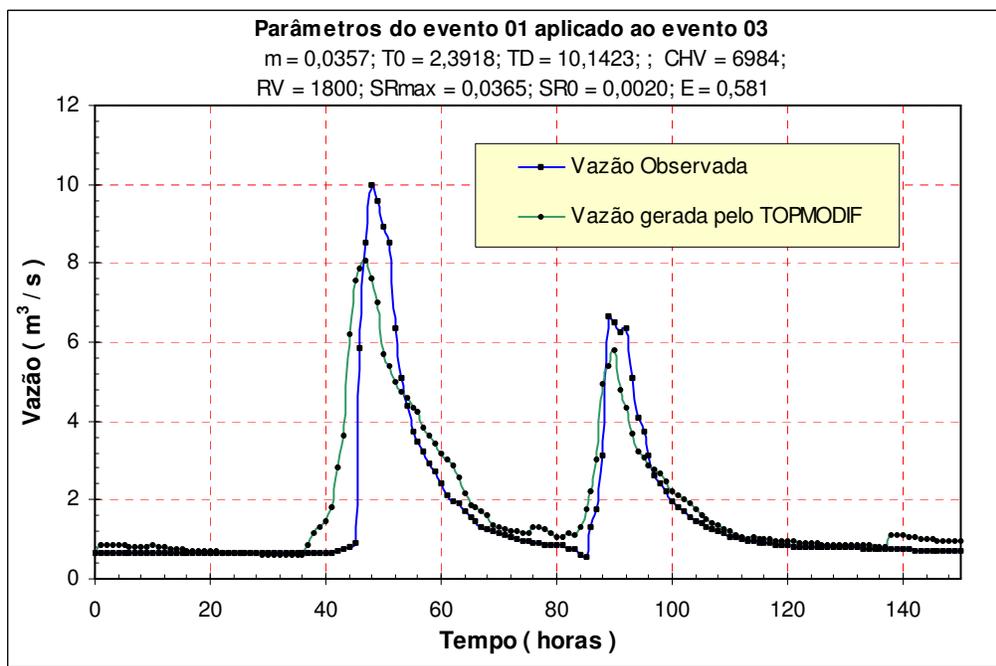


Figura 5.37 - Parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 03

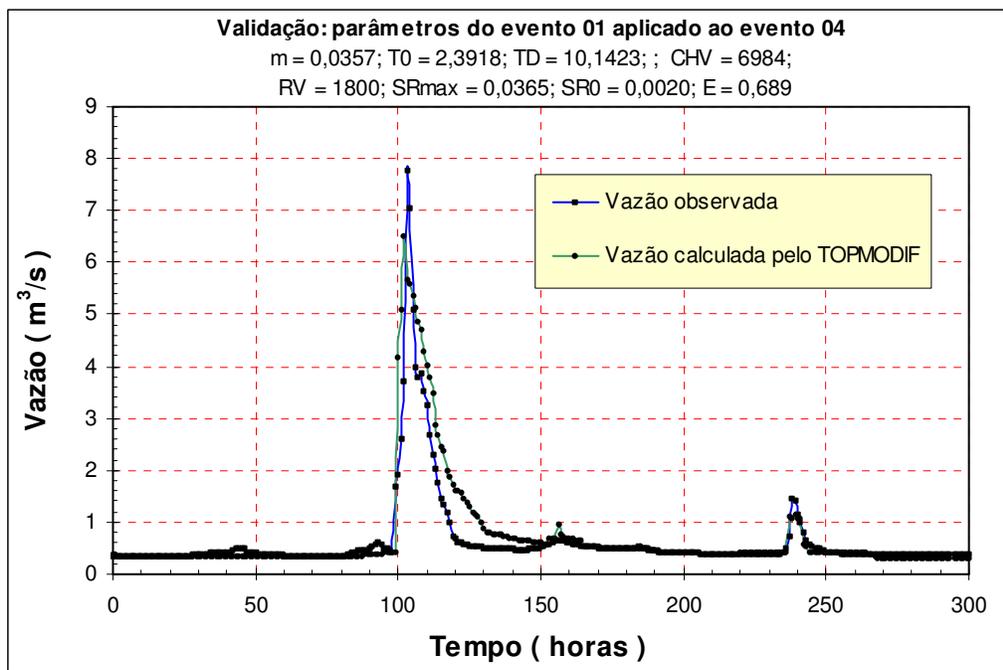


Figura 5.38 - Validação: parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 04

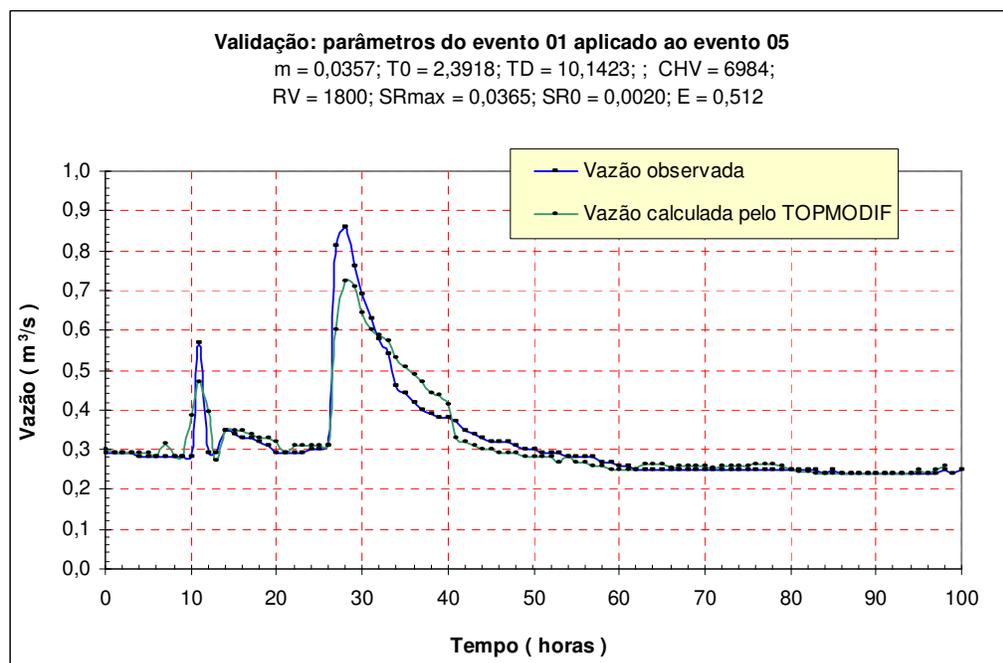


Figura 5.39 - Validação: parâmetros do evento 01 aplicados ao evento 05

O melhor conjunto de parâmetros da Bacia do Ribeirão Palmital, através da aplicação do TOPMODIF, está apresentado na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Parâmetros da Bacia do Ribeirão Palmital pela aplicação do TOPMODIF

Parâmetros do TOPMODIF	Símbolo	Valor	Unidade
Armazenamento exponencial	m	0,0357	m
Transmissividade lateral	T_0	2,3918	m^2 / h
Tempo de resposta	T_D	10,1423	h
Velocidade no canal principal	CHV	6984	m / h
Velocidade nos canais secundários	RV	1800	m / h
Capacidade da zona de raízes	SR_{max}	0,0365	m
Armazenamento máximo na zona das raízes	SR_0	0,0020	m
Eficiência	E	0,757	Adimensional

Em termos médios, para esta bacia, a eficiência do modelo TOPMODEL foi de 68%, enquanto a do TOPMODIF ficou em torno de 62%. Para a Bacia do Ribeirão Palmital, o TOPMODEL, também, apresentou melhores resultados, embora em grandeza, não sejam muitos diferentes. Em princípio, seria de se esperar o contrário, haja vista, que o TOPMODIF tem uma consideração mais explícita da fase de escoamento superficial. O próprio fato de incluir novos parâmetros leva, por outro lado, a formação de erros em precisões na sua determinação.

Assim sendo, a obtenção de resultados não de todos diferentes do TOPMODEL, aliada ao fato do modelo TOPMODIF acrescentar uma determinação do escoamento superficial baseada em dados topográficos da bacia, justifica a continuidade da pesquisa através da aplicação desse modelo a conjuntos de dados de outras bacias, procurando uma determinação mais precisa dos seus parâmetros.

6 - CONCLUSÕES

Com o intuito de compor um modelo híbrido, a partir das metodologias do HUIG e do TOPMODEL, foram utilizadas duas bacias do estado de São Paulo com áreas e características geomorfológicas distintas. Para as condições deste estudo e para as bacias hidrográficas estudadas, conclui-se que:

Na medida em que o trabalho foi avançando e os resultados foram se apresentando, foi possível, em consequência dos vários valores dos parâmetros utilizados, chegar a algumas conclusões:

1. ambos os modelos simulam razoavelmente a vazão de períodos e eventos, utilizando diferentes combinações dos valores dos parâmetros, muitas vezes sem significado físico real o que torna a validade física do modelo questionável.
2. o processo de modelagem de ambos modelos estão bastante limitados pelas condições de contorno, como dados de evapotranspiração e precipitação, que não refletem a variabilidade espacial da bacia.
3. a baixa resolução dos dados de elevações usados para a derivação do índice topográfico, principalmente nas cabeceiras dos rios, devido à alta declividade, influenciou, em parte, os resultados deste trabalho.

Neste trabalho, o modelo TOPMODEL e o TOPMODIF foram comparados e aplicados, em duas bacias hidrográficas, com o intuito de explorar seus potenciais quando aplicados a situações nas quais não se dispõem de informações suficientes, tanto em termos qualitativos quanto quantitativos.

Para a bacia do Ribeirão Pirapitingüi, o TOPMODEL apresentou melhores resultados do que o TOPMODIF, apresentando uma medida de eficiência em torno de 69% enquanto o TOPMODIF apresentou uma eficiência igual a 64%.

Para a bacia do Ribeirão Palmital o TOPMODEL apresentou, também, melhores resultados que o TOPMODIF, com uma medida de eficiência igual a 68% enquanto o TOPMODIF ficou em torno de 62%.

Como podemos observar, o TOPMODEL apresentou melhores resultados para as duas bacias ficando, porém, bem próximo dos valores obtidos pelo TOPMODIF. Apesar das medidas de eficiência dos ajustes terem ficado abaixo do recomendado pela literatura (70%), no presente estudo, para alguns eventos, atingiu-se eficiências superiores a 70%, o que coloca o modelo TOPMODIF como uma direção promissora na modelagem do escoamento, merecendo, portanto, consideração para futuros projetos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALLAN, G. I. Y. (1990). A water resources methodology for estimating the flow hydrograph of ungauged watershed. Master of Science Thesis, Colorado State University, Fort Collins, USA, 116 pp.
2. AMBROISE, B, BEVEN, K J, and Freer, J, (1996a). Toward a generalisation of the TOPMODEL concepts: topographic indices of hydrological similarity, **Water Resources Research**. 32(7), 2135-2145.
3. AMBROISE, B, Beven, K J, and Freer, J, (1996b). Application of a generalised TOPMODEL to the small Ringelbach catchment, Vosges, France, **Water Resources Research**. 32(7) 2147-2159.
4. BERNARD, M. et al. (1949). **Hidrology Handbook**. ASCE - Manuals of Engineering Practise. n. 28, 184p.
5. BETTINE, S do C. (1984). Aplicação e análise de um modelo geomorfológico para resposta de bacias hidrográficas. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 81 pp.
6. BRÁS, R. L. (1990) - **Hydrology** - An Introduction to Hydrologic Science. Addison-Wesley Publishing Co, 643p.
7. BEVEN, K. J. (1985). Distributed models. In: ANDERSON, M. G. & BURT, T. P. (ed.) Hydrological Forecasting, cap. 13, Willey, Chichester, pp. 405-435.
8. BEVEN, K. J. Lamb, R, Quinn, P F, Romanowicz, R and Freer, J, (1995), TOPMODEL, in V P Singh (Ed). Computer Models of Watershed Hydrology, **Water Resources Publications**, 627-668.

9. BEVEN, K. J.; QUINN, P.; ROMANOWICZ, R.; FREER, J.; FISHER, J.; LAMB, R. (1994). TOPMODEL and Gridatb Distribution Programs - A users guide to the distribution versions (94.01) CRES Technical Report TR110/94, Lancaster University, UK, p. 63.
10. BEVEN, K. J. (1989a). Changing Ideas in Hydrology: The case of Physically-Based Models, **Journal of Hydrology**, 105; 157-172.
11. BEVEN, K. J. and Kirkby, M. J., (1979). A physically based, variable contributing area model of basin hydrology. **Hydrology Sci. Bull. Sci. Hydrol.**, 24: 1-3
12. BEVEN, K. J., (1986a). Runoff production flood frequency in catchments of order n: an alternative approach. In: V. K. Gupta, I. Rodriguez - Iturbe and E. F. Wood (Editors), **Scale Problems in Hydrology**.
13. BEVEN, K. J., (1984). Infiltration into a class of vertically non-uniform soils, **Hydrol. Sci. J.**, 29: 425-432
14. BEVEN, K. J., (1991). Spatially Distributed Modelling: Conceptual Approach to Runoff Prediction. In D.S. Bowles and P.E. O'Connell (eds) Recent Advances in the Modelling of Hydrology Systems, 373-387, **Kluwer Academic**.
15. BOND, F.W. (1979). A parameter model calibrated with a physically based model for runoff prediction from ungaged stream. *Water Resources Bulletin*, v. 15, n.6, p.1640-1657, DEC.
16. BRAS, R. L. (1990). Hidrology - Na introduction to Hidrologic Science. Addison - Wesley Publishing Co, 643p.
17. CHOW, V. T. (1964). Handbook of Applied Hydrology. McGraw - Hill, New York.
18. CLARK, R. T. (1973). Mathematical models in Hydrology. Irrigation and Drainage. Paper n.19. Rome; FAO.

19. COELHO, F. S. A. (1998). Análise e avaliação do Hidrograma Unitário Geomorfológico e Geomorfoclimático para pequenas Bacias Rurais. **Dissertação de Mestrado**. 140 pp. Universidade Estadual de Campinas.
20. DOOGE, J. C. I. (1973). The linear theory of hydrologic systems. Technical Bulletin U. S. Depart. Of Agric., n. 1468. Washington: U. S. Gov. Print. Off.
21. DUNNE, T. (1978). Fields studies of hillslope flow process. In: KIRKBY, M. J., ed Hillslope Hidrology. Chichester, John Wiley. Cap. 7. p.227-93.
22. DUNNE, T. (1983). Relation of field studies and modelling in the prediction of storm runoff. *Journal of Hidrology*, 65, p. 25-48.
23. FRANCINI, M, WENDLING, J, OBLED, C and TODONI, E, (1996), Physical interpretation and sensitivity analysis of the TOPMODEL, **Journal of Hydrology**, 175, p. 293-338.
24. GENOVEZ, A. M. (1991). Avaliação dos métodos de estimação das vazões de enchentes para pequenas bacias hidrográficas do Estado de São Paulo. 225 pp. Tese (Livre Docência).
25. GUPTA, R. S. (1989). **Hydrology and Hidraulic Systems**. 739 pages. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632.
26. GUPTA, V. K., WAYMIRE, E. and WANG, C. T. (1980). A Representation of an Instantaneous Unit Hydrograph from Geomorphology. **Water Resources Research**. v. 16. n. 5. pages. 855-862. Oct.
27. HEWLETT, J. D.; HIBBERT, A. R. (1963). Moisture and energy conditions within a sloping mass during drainage. *J. Geophys. Res.* N. 4, 1081-1087.
28. HEWLETT, J. D.; HIBBERT, A. R. (1967). Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas. International Symposium of Forest Hydrology. Pergamon Press. P. 275 - 290.

29. HORNBERGER G. M.; RAFFENSPERGER, J. P.; WIBERG, P. L.; ESHLEMAN, K. N. (1998). Elements of Physical Hydrology. J. Hopkins, p. 302.
30. HORNBERGER G. M. et al. (1999). Elements of physical hydrology. Catchment hydrology the hillslope-stream continuum. <http://hydroc.evsc.virginia.edu/eph> Cap. 9, (20 Jan.).
31. KIRKBY, M. J. (1975). Hydrograph Modelling Strategies. In R. Peel, M. Chisholm and P. Hagget (eds). **Process in Physical and Human Geography**. Heinemann, 69-90.
32. KITE , G. W., KOUWEN, N.(1992). Watershed modeling using land classification. Water Resources Research, v. 128, n. 12, p. 3193-3200.
33. LIMA, W. P. (1986). Princípios de hidrologia florestal para o manejo de bacias hidrográficas. Piracicaba, ESALQ/USP.
34. McCULLOCH, W. e PITTS, W. (1943). A logical Calculus of the Ideas Immanent in Nervous Activity - Buletin of Mathematical Biophysics.
35. MINE, M. R., & CLARKE, R. T. (1996). O uso do TOPMODEL em condições brasileiras: resultado preliminar. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 1, n. 2, pp. 89-105.
36. QUINN, P. F. BEVEN, K. CHEVALLIER, P. and PLANCHON, O. (1991). The Prediction of Hillslope Flow Paths for Distributed Hydrological Modelling Using Digital Terrain Models, **Hydrological Process**, 5; 59 - 79.
37. QUINN, P. F., BEVEN, K. J. (1993). Spatial and temporal predictions of soil moisture dynamics, runoff, variable source areas and evapotranspiration for Plynlimon, mid-wales. Hydrological Process, n. 7, p. 425 - 448.

38. RANZINI, M. (2002). Modelagem de uma microbacia florestada da serra do mar, SP, com o modelo TOPMODEL - Simulação do comportamento hidrológico em função do corte raso. **Tese de Doutorado**, 116 pp. EESC/USP.
39. RIGHETTO, A. M. (1998). Hidrologia e recursos hídricos. São Carlos, EESC/USP.
40. RODRIGUEZ - ITURBE, I.; DEVOTO, C. and VALDÉS, J. B. (1979). Discharge response analysis and hidrology similarity. The interrelation between the geomorphologic IUH and storm characteristics. **Water Resources Research.**, 15(6), 1435-1444.
41. RODRIGUEZ-ITURBE, I., GONZÁLEZ - SANABRIA, and BRAS, R. L. (1982). A Geomorphoclimatic Theory of the Instantaneous Unit Hydrograph. **Water Resources Research.** v. 18. n. 4. pages 877-886. Aug.
42. RODRIGUEZ-ITURBE, I. and VALDÉS, J. B. (1979). The geomorphologic structure of hydrologic response. **Water Resources Research.** v.15. n.16. p. 1409-1420. Dec.
43. SANTOS (2001). Modelagem geobiohidrológica como ferramenta no planejamento ambiental. : estudo da bacia hidrográfica do Rio pequeno, São José dos Pinhais: PR. Dissertação de mestrado, 93 pp, Universidade Federal do Paraná.
44. SAUNIER, G. M. (1996) Information Pedologique spatialisee et traitements topographiques ameliorees dans la modelisation hydrologique par TOPMODEL. Grenoble, 1996. 283 p. Tese (Docteur) - L' Institut National Polytechnique de Grenoble.
45. SCHULER, A. (1999). Aplicação do TOPMODEL em uma bacia de mesoescala localizada na cabeceira do Rio Corumbataí. São Carlos 130pp. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
46. SHERMAN, L. K.(1932) - Streamflow form rainfall by the unit graph method. **Engineering News**, 108:501-505.

47. SMART, J. S. (1972). Channel networks. **Advances in Hydroscience**. v.8. p.305-346.
48. STEFFEN, J. L. (1997). Simulação unidimensional do escoamento superficial em bacias hidrográficas descritas por modelo numérico de terreno. **Tese de Doutorado**. 248 pp. Escola de Engenharia de São Carlos. USP.
49. STRAHLER, A. N. (1964). Equilibrium theory of erosional slopes approached by frequency distribution, analysis. Am. J. Set. 1950 apud CHOW, V. T. **Handbook of Applied Hydrology**. New York, McGraw-Hill, p. 1-40.
50. TODINI, E. (1988). Rainfall-runoff modeling past, present and future. Journal of Hydrology, 100, p. 341-352.
51. WILKEN, P. S. (1978). Engenharia de Drenagem Superficial. São Paulo - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. 478 pp.
52. WISLER, C. O; BRATER, E. F. (1949). Hidrology. New York, John Wiley.
53. WOLOCK D. M. and McCABE G. (1995). Comparison of single and multiple flow direction algorithms for computing topographic parameters in TOPMODEL. **Water Resources Research**. Vol. 31, N° 5, pages 1315-324, May (1995).
54. WOLOCK, D. M. and PRICE, C. V. (1994). Effects of digital elevation model map scale and data resolution on a topography - based watershed model. **Water Resources Research**, 30, 11:3041-3052.
55. WOOD E. F., SIVALAPAN, M., BEVEN, K. & BAND, L. (1988) " Effects of Spatial Variability and Scales with implications to Hydrological Modelling" Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 102, pp. 29-47.

Anexo A - A função Delta de Dirac

Em Física, encontra-se, freqüentemente, o conceito de um pulso de duração infinitamente curto. Por exemplo, um corpo posto em movimento, a partir do repouso, por meio de um golpe instantâneo, adquire um momento igual à impulsão do choque, ou seja:

$$I = mv \quad \therefore \quad I = \int_0^{t_0+\tau} f(t)dt \quad (\text{A.1})$$

sendo $f(t)$ a força e τ a duração da ação da força. A designação “golpe” significa que τ é tão pequeno que a mudança ocorre instantaneamente. No entanto, como uma tal mudança de momento é um número finito, segue que $f(t)$ deveria ter sido infinita durante o golpe e nula nos outros instantes.

Em Mecânica, o impulso da força $f(t)$, num instante de tempo $a \leq t \leq a + \tau$, é definido como sendo a integral de $f(t)$ de a até $a + \tau$. De interesse particular prático é o caso de τ muito curto, ou seja quando $\tau \rightarrow 0$. Seja considerada a função $f_\tau(t)$, a seguir:

$$f_\tau(t) = \begin{cases} 1/\tau & \text{se } a \leq t \leq a + \tau \\ 0 & \text{em qualquer outro caso} \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

Seu impulso I_τ é igual a unidade, desde que a integral existente dá a área do retângulo, como mostra a Figura A.1

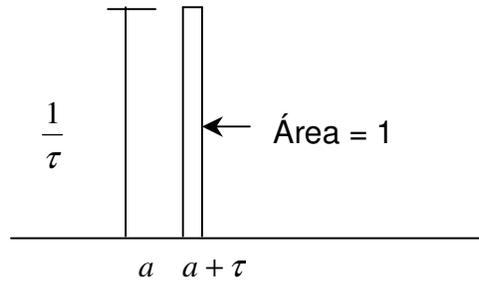


Figura A.1 - A função Delta de Dirac

Logo, pela figura, anterior tem-se:

$$I_{\tau} = \int_0^{\infty} f_{\tau}(t) dt = \int_a^{a+\tau} (1/\tau) d\tau = 1 \quad (\text{A.3})$$

Pode-se representar $f_{\tau}(t)$, em termos de duas funções unitárias

$$f_{\tau}(t) = \frac{1}{\tau} [u(t-a) - u(t-(a+\tau))] \quad (\text{A.4})$$

Aplicando-se a transformada de Laplace em (A.4) obtém-se:

$$L\{f_{\tau}(t)\} = \frac{1}{ks} [e^{-as} - e^{-(a+\tau)s}] = e^{-as} \cdot \frac{1 - e^{-\tau s}}{\tau s} \quad (\text{A.5})$$

O limite de $f_{\tau}(t)$, quando $\tau \rightarrow 0$, é denotado por $\delta(t-a)$, que é a chamada função Delta de Dirac, utilizada apenas para funções impulso unitário.

Aplicando-se a regra de L'Hôpital na equação (A.5) e tendo-se $\tau \rightarrow 0$, então:

$$L\{\delta(t-a)\} = e^{-as} \quad (\text{A.6})$$

Nota-se que $\delta(t-a)$ não é uma função, no senso ordinário como usado em cálculo, mas a chamada “força generalizada” porque de (A.1) e (A.2) com $\tau \rightarrow 0$ implica em:

$$\delta(t-a) = \begin{cases} \infty & \text{se } t = a \\ 0 & \text{em qualquer outro caso} \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

sendo: $\int_0^{\infty} \delta(t-a) dt = 1$ (A.8)

Anexo B - O Modelo do Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico (HUIG)

Uma nova teoria matemática apresentada por RODRIGUEZ-ITURBE e VALDÉS (1979), estabelecia uma relação direta entre a estrutura geomorfológica de uma bacia hidrográfica e sua hidrologia. Tais estudos supõem que, no caso de uma precipitação efetiva uniformemente distribuída sobre a bacia, o HUI pode ser considerado como a derivada do volume acumulado e recebido na saída da bacia. RODRIGUEZ-ITURBE e VALDÉS (1979) conceberam uma estrutura markoviana para a transição de uma partícula de um curso d'água de ordem menor para um de ordem maior em vários intervalos de tempo. Sendo o estado de uma partícula uma função do intervalo de tempo entre as transições e o número de transições necessárias para alcançá-lo. O processo de transições não é puramente markoviano, conseqüentemente, o modelo por eles formulado é semi markoviano, no qual as probabilidades de transição foram estabelecidas supondo-se uma função densidade de probabilidade exponencial para os tempos entre transições, chamados de tempos de retenção.

O modelo do HUIG foi expresso em função de três parâmetros λ_i , P_{ij} e θ_i , sendo λ_i , os tempos médios de permanência de partículas em cursos de ordem i , θ_i , a probabilidade de que o processo se inicie no estado i e P_{ij} as probabilidades de transição do estado i para o estado j . O estado é definido como a ordem da corrente no qual se encontra a gota d'água no momento "t" quando a mesma se encontra em fase de escoamento sobre o terreno. Foi estabelecida uma relação direta entre os parâmetros λ_i , θ_i e P_{ij} e os parâmetros geomorfológicos R_A , R_B e R_L da bacia sob a suposição de que a velocidade média do escoamento superficial em uma bacia em qualquer tempo é constante em toda a rede de drenagem.

Considerando-se uma bacia com um reservatório na saída, interessa saber a rapidez com que tal reservatório fica totalmente cheio, quando uma precipitação com certas características espaciais e temporais cair sobre a mesma. Para simplificar a

análise e ser possível generalizar os resultados, supõe-se que a precipitação seja constituída por uma unidade de chuva efetiva uniformemente distribuída e instantaneamente imposta sobre a bacia.

Expressando-se graficamente este volume através do tempo, como apresentado na Figura B1, a curva obtida será a resposta acumulada da bacia, ou seja, a curva do volume total em relação ao tempo no qual:

$$Volume(t) = \int_0^t q(t)dt \Rightarrow \frac{dV(t)}{dt} = HUI(t) \quad (B.1)$$

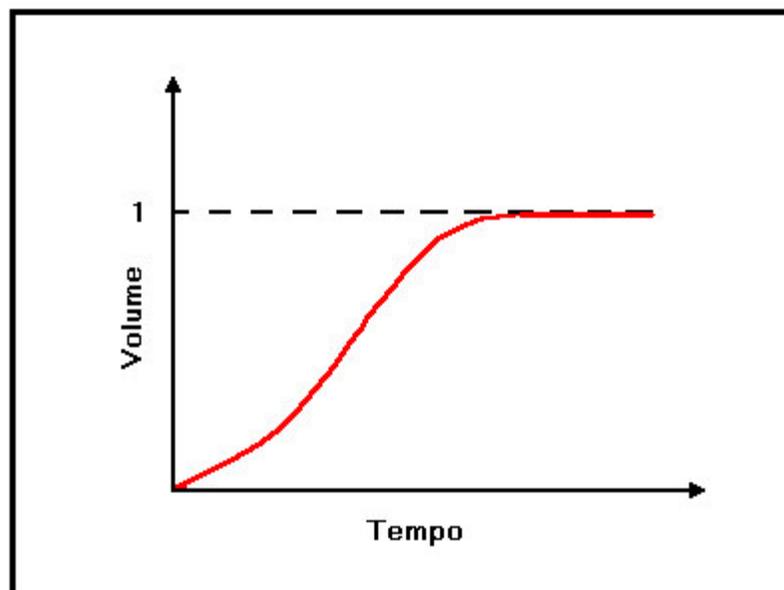


Figura B.1 - Volume de chuva efetiva em relação ao tempo.

Analisando a equação B.1, pode-se observar que a derivada do volume no instante “ t ” nos dá o HUI naquele ponto. Uma outra maneira de analisar a situação anterior seria determinar a probabilidade com que uma gota de chuva escolhida ao acaso venha a alcançar a saída da bacia no momento “ t ”. A descrição probabilística da rede de drenagem se realiza através de sua matriz de probabilidade de transição cuja expressão é dada por:

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

sendo P a matriz de probabilidade de transição, p_{ij} , a probabilidade de que a gota de chuva faça uma transição do estado i para o estado j e Ω , a ordem da bacia. No entanto, a matriz dos elementos P não é suficiente para descrever o comportamento desejado da bacia, porque não leva em consideração as características que influenciam a dinâmica da trajetória da gota até a saída, pois essa matriz representa o número de transições para se chegar a um certo estado e não o tempo entre estas transições, um elemento de grande importância para o processo de transformação. O tempo de transições em uma bacia hidrográfica compreende vários intervalos de tempo, além disso este tempo depende da localização da gota, porque trechos diferentes de um rio na mesma bacia têm características dinâmicas diferentes. Esta localização é o estado característico em que se encontra a gota. A permanência em estados sucessivos deste processo semi markoviano por sua vez está governado pelas probabilidades de transição de um processo de **Markov**. Desta forma, chama-se este processo de **Markov Estruturado**. A ordem dos canais percorridos pelas gotas de chuva durante as seguidas transições de estado, será determinada pelas probabilidades de transição p_{ij} do processo markoviano estruturado. O tempo τ_{ij} , que a gota permanecerá no estado i antes de realizar a transição para o estado j , é uma variável aleatória que pode assumir qualquer valor positivo com uma função densidade de probabilidade $h_{ij}(\tau)$. O tempo de permanência (τ_i) da gota no estado i , quando não se sabe qual será o seu próximo estado, é uma variável aleatória definida por uma função densidade dos tempos de espera $\omega_i(\tau)$ dada por:

$$\omega_i(\tau) = \sum_{j=1}^N P_{ij} \cdot h_{ij}(\tau) \quad (\text{B.3})$$

sendo $h_{ij}(\tau)$ a função densidade de probabilidade do tempo de permanência da gota no estado i antes de passar para o estado j . Supondo-se que:

a) Os tempos de permanência τ_{ij} sejam independentes do seu estado futuro, então:

$$\omega_i(t) = h_{ij}(t) \quad (\text{B.4})$$

b) O tempo entre eventos pode ser descrito por uma função de densidade exponencial, portanto, o tempo de permanência de uma gota em uma corrente de ordem i será dado por:

$$\omega_i(\tau) = \lambda_i \cdot e^{-\lambda_i \tau} \quad (\text{B.5})$$

tendo-se uma função exponencial diferente para cada ordem de corrente. O tempo médio $\bar{\tau}$ é dado por:

$$\bar{\tau} = \int_0^{\infty} \tau \omega_i(\tau) d\tau = \frac{1}{\lambda_i} \quad (\text{B.6})$$

portanto, λ_i^{-1} será o tempo médio que uma gota de água permanecerá no estado i levando-se em consideração seu tempo de permanência, enquanto escoamento superficial e seu tempo de permanência durante sua passagem pelo canal.

O problema de obter-se o HUI consiste em determinar o vetor de probabilidade de estado $\Theta(n)$. Portanto tem-se:

$$\Theta(n) = \Theta(0) \cdot \Phi(n) = \Theta(0) \cdot P^n \quad (\text{B.7})$$

sendo:

$\Theta(n)$ = o vetor linha cujos elementos $\theta_i(n)$ dão as probabilidades que a gota de água se encontre no estado i no passo n ;

$\Phi(n)$ = a matriz de probabilidade de transição, cujos elementos $\phi_{ij}(n)$ denotam a probabilidade de transição da gota de água do estado i para o estado j após n transições;

$\Theta(0)$ = representa o vetor linha de probabilidades de estado inicial cujos elementos $\theta_i(0)$ dão a probabilidade de que o processo se inicie no estado i .

A matriz dos tempos médios de permanência é Λ^{-1} , sendo:

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & & & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.8})$$

definindo-se a matriz de taxa de transições por:

$$M = \Lambda(P - I) \quad (\text{B.9})$$

chegamos a:

$$M = \begin{bmatrix} -\lambda_1 \cdot \sum_{j>1} P_{ij} & \lambda_1 \cdot P_{12} & \lambda_1 \cdot P_{13} \cdots & 0 \\ 0 & -\lambda_2 \cdot \sum_{j>2} P_{2j} & \lambda_2 \cdot P_{23} \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 \cdots & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.10})$$

logo, a matriz de probabilidades de intervalos de transição será:

$$\Phi(t) = e^{M \cdot t} \quad (\text{B.11})$$

sendo:

$$e^{At} = I + M \cdot t + \left(\frac{M^2 \cdot t^2}{2!} + \cdots \right)$$

O objetivo final é a matriz de probabilidades do estado $\theta(t)$ cujos elementos $\theta_i(t)$ dão a probabilidade de que a gota ocupe o estado i no instante “ t ”. Assim sendo, interessa-nos apenas o último termo do vetor linha $\theta(t)$ que dá a probabilidade que a gota se encontre no recipiente de saída da bacia no instante “ t ”, portanto:

$$\theta(t) = \theta(0) \Phi(t) \quad (\text{B.12})$$

no qual $\theta(0)$ representa o vetor linha de probabilidades de estado inicial cujos elementos $\theta_i(t)$ dão a probabilidade que o processo se inicie no estado i .

HOWARD (1971) mostra que a transformada exponencial de (B.12) é dada por:

$$\Phi^e(t) = [SI - M]^{-1} \quad (\text{B.13})$$

calculando-se $[SI - M]$, obtém-se:

$$[SI - M] = \begin{bmatrix} s + \lambda_1 & -\lambda_1 \cdot p_{12} & -\lambda_1 \cdot p_{13} & 0 \\ 0 & s + \lambda_2 & -\lambda_2 & 0 \\ 0 & 0 & s + \lambda_3 & -\lambda_3 \\ 0 & 0 & 0 & s \end{bmatrix} \quad (\text{B.14})$$

levando em consideração que:

$$p_{14} = p_{24} = 0 \quad \text{e} \quad p_{23} = p_{34} = 1$$

calculando-se a matriz inversa $[SI - M]^{-1}$, para uma bacia de terceira ordem, e escrevendo-se em forma de expansão em frações parciais, tem-se:

$$[SI - M]^{-1} = \frac{1}{s} [a_{ij}] + \frac{1}{s + \lambda_1} [b_{ij}] + \frac{1}{s + \lambda_2} [c_{ij}] + \frac{1}{s + \lambda_3} [d_{ij}] \quad (\text{B.15})$$

na qual a equação (B.15) é a expressão de $\Phi^e(t)$, e o intervalo de transições da matriz de probabilidades é obtida pela transformada inversa.

$$\Phi(t) = [a_{ij}] + e^{-\lambda_1 t} [b_{ij}] + e^{-\lambda_2 t} [c_{ij}] + e^{-\lambda_3 t} [d_{ij}] \quad (\text{B.16})$$

Como foi discutido em (B.12), interessa-nos apenas os termos da última coluna de $\Phi(t)$, denotada por $\phi_{i4}(t)$, sendo $i = 1,2,3,4$ para uma bacia de terceira ordem, e $N = 4$ a saída da bacia ou seu estado de retenção. Esta coluna quando multiplicada,

pelo vetor linha $\theta(0)$ de (B.12) produz $\theta_4(t)$, ou probabilidade de estado, para o estado 4. Isto nos leva a obter os termos seguintes:

$$a_{14} = 1; \quad a_{24} = 1; \quad a_{34} = 1; \quad a_{44} = 1;$$

$$b_{14} = \frac{\lambda_3(\lambda_2 - \lambda_1 p_{13})}{(\lambda_2 - \lambda_1)(\lambda_1 - \lambda_3)}; \quad b_{24} = 0; \quad b_{34} = 0; \quad b_{44} = 0;$$

$$c_{14} = \frac{\lambda_1 \lambda_3 p_{12}}{(\lambda_2 - \lambda_1)(\lambda_2 - \lambda_3)}; \quad c_{24} = \frac{\lambda_3}{(\lambda_2 - \lambda_3)}; \quad c_{34} = 0; \quad c_{44} = 0;$$

$$d_{12} = \frac{\lambda_1 \lambda_2 - \lambda_1 \lambda_3 p_{13}}{(\lambda_3 - \lambda_1)(\lambda_2 - \lambda_3)}; \quad d_{24} = \frac{\lambda_2}{(\lambda_3 - \lambda_2)}; \quad d_{34} = 1; \quad d_{44} = 0;$$

A probabilidade que a gota escolhida ao acaso no estado i ($i = 1, 2, 3, 4$) tenha alcançado a saída da bacia no tempo “ t ” é dada por:

$$\phi_{14} = a_{14} + b_{14} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot t} + c_{14} \cdot e^{-\lambda_2 \cdot t} + d_{14} \cdot e^{-\lambda_3 \cdot t} \quad (\text{B.17})$$

$$\phi_{24} = a_{24} + b_{24} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot t} + c_{24} \cdot e^{-\lambda_2 \cdot t} + d_{24} \cdot e^{-\lambda_3 \cdot t} \quad (\text{B.18})$$

$$\phi_{34} = a_{34} + b_{34} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot t} + c_{34} \cdot e^{-\lambda_2 \cdot t} + d_{34} \cdot e^{-\lambda_3 \cdot t} \quad (\text{B.19})$$

$$\phi_{44} = a_{44} + b_{44} \cdot e^{-\lambda_1 \cdot t} + c_{44} \cdot e^{-\lambda_2 \cdot t} + d_{44} \cdot e^{-\lambda_3 \cdot t} \quad (\text{B.20})$$

Portanto:

$$\begin{aligned} \phi_{14}(t) = & 1 + \frac{\lambda_3(\lambda_2 - \lambda_1 \cdot P_{13})}{(\lambda_2 - \lambda_1)(\lambda_1 - \lambda_3)} \cdot e^{-\lambda_1 t} + \frac{\lambda_1 \lambda_3 P_{12}}{(\lambda_2 - \lambda_1)(\lambda_3 - \lambda_2)} \cdot e^{-\lambda_2 t} \\ & + \frac{\lambda_1 \lambda_2 - \lambda_1 \lambda_3 \cdot P_{13}}{(\lambda_3 - \lambda_1)(\lambda_2 - \lambda_3)} \cdot e^{-\lambda_3 t} \end{aligned} \quad (\text{B.21})$$

$$\phi_{24}(t) = 1 + \frac{\lambda_3}{(\lambda_2 - \lambda_3)} \cdot e^{-\lambda_2 t} + \frac{\lambda_2}{\lambda_3 - \lambda_2} \cdot e^{-\lambda_3 t} \quad (\text{B.22})$$

$$\phi_{34}(t) = 1 - e^{-\lambda_3 t} \quad (\text{B.23})$$

$$\phi_{44}(t) = 1 \quad (\text{B.24})$$

É fácil observar que em todos os casos, quando $t \rightarrow \infty$, $\phi_{i4}(t) \rightarrow 1$, e quando, $t \rightarrow 0$, $\phi_{i4}(t) \rightarrow 0$. A probabilidade que a gota de água escolhida aleatoriamente alcance a saída da bacia no tempo “ t ” é dada por:

$$\theta_4(t) = \theta_1(0)\phi_{14}(t) + \theta_2(0)\phi_{24}(t) + \theta_3(0)\phi_{34}(t) + \theta_4(0)\phi_{44}(t) \quad (\text{B.25})$$

com $\theta_4(0) = 0$.

Portanto, o HUI equivalente à função densidade de probabilidade de que uma gota de água se encontre no estado 4, é obtido derivando a probabilidade da equação (B.25).

$$HUI(t) = \frac{d\theta_4(t)}{dt} = \theta_1(0) \frac{d\phi_{14}(t)}{dt} + \theta_2(0) \frac{d\phi_{24}(t)}{dt} + \theta_3(0) \frac{d\phi_{34}(t)}{dt} \quad (\text{B.26})$$

Anexo C - Modelo Geomorfológico de Gupta et al (1980).

Para representar a resposta de uma bacia hidrográfica toma-se a suposição de uma distribuição exponencial, o que equivale dizer que cada canal ou estado é representado por um reservatório linear, como podemos observar na Figura C.1 Quando ocorre uma excitação na bacia, pela aplicação de um impulso unitário, sua resposta será uma função do tipo exponencial.

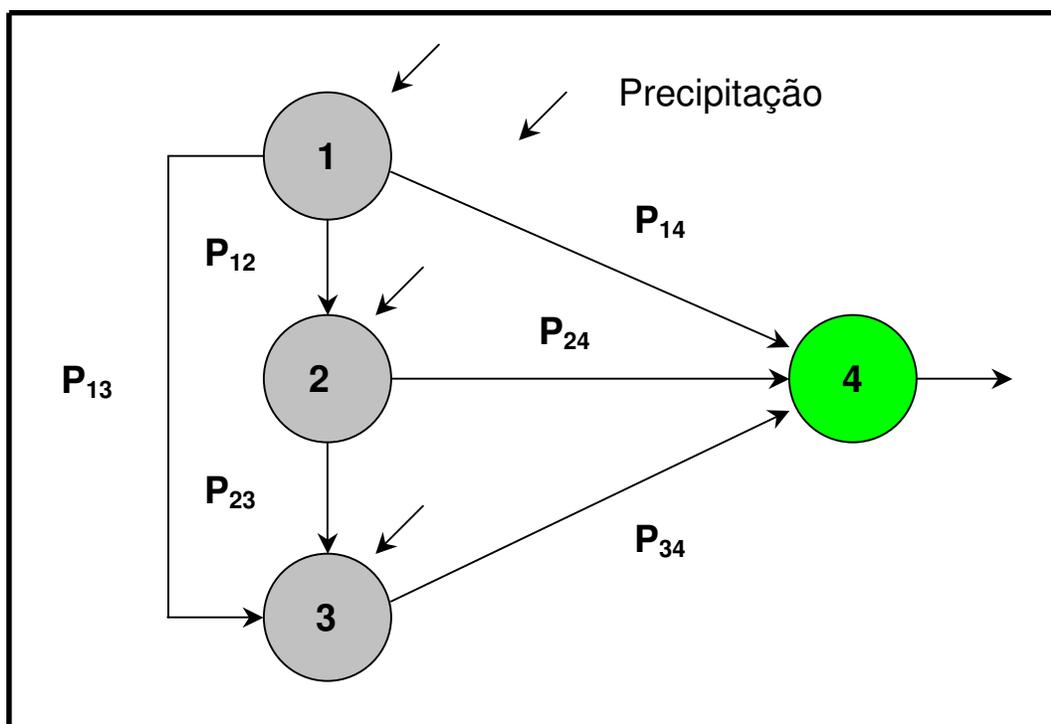


Figura C.1 - Representação de uma bacia de quarta ordem

De acordo com as explicações e definições inseridas no Anexo D, verifica-se que existem oito (8) caminhos possíveis para o escoamento das parcelas de água.

A probabilidade de uma gota de água percorrer os diversos caminhos, de acordo com a equação (3.6.13), é dada por:

$$P(s) = \theta_i(0) \cdot P_{ij} \cdot P_{jk} \cdots P_{l\Omega}$$

logo, as probabilidades das frações de água percorrerem determinados caminhos são:

$$P(s_1) = \theta_1(0) \cdot P_{12} \cdot P_{23} \cdot P_{34} \cdot P_{45} = \theta_1(0) \cdot P_{12} \cdot P_{23} \quad (\text{C.1})$$

$$P(s_2) = \theta_1(0) \cdot P_{12} \cdot P_{24} \cdot P_{45} = \theta_1(0) \cdot P_{12} \cdot P_{24} \quad (\text{C.2})$$

$$P(s_3) = \theta_1(0) \cdot P_{13} \cdot P_{34} \cdot P_{45} = \theta_1(0) \cdot P_{13} \quad (\text{C.3})$$

$$P(s_4) = \theta_1(0) \cdot P_{14} \cdot P_{45} = \theta_1(0) \cdot P_{14} \quad (\text{C.4})$$

$$P(s_5) = \theta_2(0) \cdot P_{23} \cdot P_{34} \cdot P_{45} = \theta_2(0) \cdot P_{23} \quad (\text{C.5})$$

$$P(s_6) = \theta_2(0) \cdot P_{24} \cdot P_{45} = \theta_2(0) \cdot P_{24} \quad (\text{C.6})$$

$$P(s_7) = \theta_3(0) \cdot P_{34} \cdot P_{45} = \theta_3(0) \quad (\text{C.7})$$

$$P(s_8) = \theta_4(0) \cdot P_{45} = \theta_4(0) \quad (\text{C.8})$$

$$P_{34} = P_{45} = 1$$

A partir das equações (3.6.1), (3.6.2) e (3.6.3) tem-se:

$$HUI(t) = \sum_{s \in \mathcal{S}} f_{x_i} * \dots * f_{x_k}(t) \cdot p(s)$$

no qual:

* - representa a operação convolução;

f_{x_i} - indica a função densidade de probabilidade do estado x_i ;

$p(s)$ - representa a probabilidade de uma partícula seguir o caminho \mathcal{S} ($s = x_i, \dots, x_k$);

\mathcal{S} - indica o conjunto de todos os caminhos possíveis;

Supondo-se que as funções f_{x_i} possuam a forma exponencial, em algum parâmetro x_i , é possível expressar a convolução de ordem k da seguinte forma:

$$f_{x_i} * \dots * f_{x_k}(t) = \sum_{j=1}^k C_{j,k} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t}$$

no qual $C_{j,k}$ segundo Feller, citado em Bettine (1984), é dado por:

$$C_{j,k} = \frac{\lambda_1 \dots \lambda_k}{(\lambda_1 - \lambda_j) \dots (\lambda_{j-1} - \lambda_j) (\lambda_{j+1} - \lambda_j) \dots (\lambda_k - \lambda_j)}$$

neste caso o HUI é dado pela equação abaixo:

$$HUI(t) = \sum_{s \in \mathcal{S}} \sum_{j=1}^k C_{j,k} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} \cdot p(s)$$

Explicitando-se a equação anterior tem-se:

$$\begin{aligned}
 HUI(t) = & p(s_1) \sum_{j=1}^4 C_{j,4} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + p(s_2) \sum_{j=1}^3 C_{j,3} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + \\
 & p(s_3) \sum_{j=1}^3 C_{j,3} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + p(s_4) \sum_{j=1}^2 C_{j,2} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + \\
 & p(s_5) \sum_{j=1}^3 C_{j,3} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + p(s_6) \sum_{j=1}^2 C_{j,2} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + \\
 & p(s_7) \sum_{j=1}^2 C_{j,2} \cdot e^{-\lambda_j \cdot t} + p(s_8) \sum_{j=1}^1 C_{j,1} e^{-\lambda_j \cdot t}
 \end{aligned} \tag{C.9}$$

Separando-se cada um dos termos, e desenvolvendo, tem-se:

$$\begin{aligned}
 p(s_1) \sum_{j=1}^4 C_{j,4} e^{-\lambda_j t} = & \theta_1(0) p_{12} p_{23} \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_1 t}}{(\lambda_2 - \lambda_1)(\lambda_3 - \lambda_1)(\lambda_4 - \lambda_1)} \right] + \right. \\
 & \left[\frac{e^{-\lambda_2 t}}{(\lambda_1 - \lambda_2)(\lambda_3 - \lambda_2)(\lambda_4 - \lambda_2)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_3 t}}{(\lambda_1 - \lambda_3)(\lambda_2 - \lambda_3)(\lambda_4 - \lambda_3)} \right] + \\
 & \left. \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_1 - \lambda_4)(\lambda_2 - \lambda_4)(\lambda_3 - \lambda_4)} \right] \right\}
 \end{aligned} \tag{C.10}$$

$$p^{(s_2)} \sum_{j=1}^3 C_{j,3} e^{-\lambda_j t} = \theta_1(0) p_{12} p_{24} \lambda_1 \lambda_2 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_1 t}}{(\lambda_2 - \lambda_1)(\lambda_4 - \lambda_1)} \right] + \right. \quad (\text{C.11})$$

$$\left. \left[\frac{e^{-\lambda_2 t}}{(\lambda_1 - \lambda_2)(\lambda_4 - \lambda_2)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_1 - \lambda_4)(\lambda_2 - \lambda_4)} \right] \right\}$$

$$p^{(s_3)} \sum_{j=1}^3 C_{j,3} e^{-\lambda_j t} = \theta_1(0) p_{13} \lambda_1 \lambda_3 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_1 t}}{(\lambda_3 - \lambda_1)(\lambda_4 - \lambda_1)} \right] + \right. \quad (\text{C.12})$$

$$\left. \left[\frac{e^{-\lambda_3 t}}{(\lambda_1 - \lambda_3)(\lambda_4 - \lambda_3)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_1 - \lambda_4)(\lambda_3 - \lambda_4)} \right] \right\}$$

$$p^{(s_4)} \sum_{j=1}^2 C_{j,2} e^{-\lambda_j t} = \theta_1(0) p_{14} \lambda_1 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_1 t}}{(\lambda_4 - \lambda_1)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_1 - \lambda_4)} \right] \right\} \quad (\text{C.13})$$

$$p^{(s_5)} \sum_{j=1}^3 C_{j,3} e^{-\lambda_j t} = \theta_2(0) p_{23} \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_2 t}}{(\lambda_3 - \lambda_2)(\lambda_4 - \lambda_2)} \right] + \right. \quad (\text{C.14})$$

$$\left. \left[\frac{e^{-\lambda_3 t}}{(\lambda_2 - \lambda_3)(\lambda_4 - \lambda_3)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_2 - \lambda_4)(\lambda_3 - \lambda_4)} \right] \right\}$$

$$p^{(s_6)} \sum_{j=1}^2 C_{j,2} e^{-\lambda_j t} = \theta_2(0) p_{24} \lambda_2 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_2 t}}{(\lambda_4 - \lambda_2)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_2 - \lambda_4)} \right] \right\} \quad (\text{C.15})$$

$$p^{(s_7)} \sum_{j=1}^2 C_{j,2} e^{-\lambda_j t} = \theta_3(0) p_{34} \lambda_3 \lambda_4 \left\{ \left[\frac{e^{-\lambda_3 t}}{(\lambda_4 - \lambda_3)} \right] + \left[\frac{e^{-\lambda_4 t}}{(\lambda_3 - \lambda_4)} \right] \right\} \quad (\text{C.16})$$

$$p^{(s_8)} \sum_{j=1}^1 C_{j,1} e^{-\lambda_j t} = \theta_4(0) \lambda_4 e^{-\lambda_4 t} \quad (\text{C.17})$$

Anexo D - Dedução das equações que representam o modelo HUIG

Desenvolvimento das equações que representam as probabilidades de transição e de início do movimento da água para uma bacia de quarta ordem.

Quando ocorre uma precipitação sobre uma dada bacia, a mesma se dá em diferentes pontos da bacia seguindo uma infinidade de diferentes caminhos dados pelos subconjuntos de $S(2^{\Omega-1})$.

Neste trabalho será dada ênfase às bacias de quarta ordem, portanto, para uma bacia de quarta ordem, existem oito caminhos possíveis que a água pode percorrer. A saída, ou último estado da bacia será tomado como o estado cinco (5) e, além disso, será desprezado o tempo de percurso da água sobre a superfície do terreno. Os diversos caminhos tomados pela água são:

$$S_1: C_1 \rightarrow C_2 \rightarrow C_3 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_2: C_1 \rightarrow C_2 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_3: C_1 \rightarrow C_3 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_4: C_1 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_5: C_2 \rightarrow C_3 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_6: C_2 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_7: C_3 \rightarrow C_4 \rightarrow C_5$$

$$S_8: C_4 \rightarrow C_5$$

De acordo com os caminhos, acima, as probabilidades de transição são:

$$P_{12}, P_{13}, P_{14}, P_{23}, P_{24}, P_{34}, P_{45}$$

e as probabilidades da água iniciar o seu movimento são dadas por:

$$\theta_1(0), \theta_2(0), \theta_3(0) \text{ e } \theta_4(0)$$

De acordo com as explicações e definições feitas no capítulo 3, e usando-se o procedimento de ordenação de Strahler, tem-se que:

- 1 - Canais que se originam numa nascente são definidos como de primeira ordem;
- 2 - Quando dois canais de ordem W se encontram, um canal de ordem $W + 1$ é criado;
- 3 - Quando dois canais de ordem diferentes se encontram, o segmento de canal imediatamente a jusante é tomado como continuação do canal de maior ordem entre os dois que se encontram;
- 4 - A ordem de uma rede de canais ou bacia de drenagem é aquela de sua corrente de maior ordem.

Podemos, portanto, concluir que existem N_i canais de ordem i , dos quais $2N_{i+1}$ se unem em canais de ordem $i+1$. Os canais restantes $(N_i - 2N_{i+1})$, ou seja canais de ordem i , drenam para os demais canais N_{i+1} . Assumindo-se que os comprimentos dos canais internos são variáveis aleatórias independentes retiradas de uma população comum SMART (1972), na qual a distribuição do canal interior independe da ordem, da magnitude ou de qualquer outra característica topológica, pode-se, então, escrever que canais de ordem i $(N_i - 2N_{i+1})$ se unem à canais de ordem j de acordo com:

$$(N_i - 2N_{i+1}) \frac{\text{número de canais de ordem } i}{\text{número total de canais de ordem } j} \quad (\text{D.1})$$

do total de N_1 canais de ordem 1, conclui-se que:

$2N_2$ canais se juntam para formar canais de ordem 2

$(N_1 - 2N_2)$ drenam para os canais de ordem 2, 3 e 4.

do total de N_2 canais de ordem 2, tem-se:

$2N_3$ Canais se juntam para formar canais de ordem 3

$(N_2 - 2N_3)$ drenam para os canais de ordem 3 e 4.

do total de N_3 canais de ordem 3, tem-se:

$2N_4$ canais se juntam para formar canais de ordem 4

$(N_3 - 2N_4)$ drenam para os canais de ordem 4.

$N_4 = 1$ (canal de maior ordem que representa a ordem da bacia)

segundo a suposição de SMART (1972), o número médio de canais de ordem i na rede completa é dado por:

$$E(i, \Omega) = N_i \prod_{j=2}^i (N_{j-1} - 1) / (2N_j - 1) \quad (\text{D.2})$$

com $i = 2, 3, \dots, \Omega$.

Representando, agora, o número médio de canais de ordem 2 pela letra A, os de ordem 3 pela letra B e os de ordem 4 pela letra C, respectivamente, tem-se :

$$A = N_2 \left(\frac{N_1 - 1}{2N_2 - 1} \right)$$

$$B = N_3 \left(\frac{N_1 - 1}{2N_2 - 1} \right) \left(\frac{N_2 - 1}{2N_3 - 1} \right)$$

$$C = N_3 \left(\frac{N_1 - 1}{2N_2 - 1} \right) \left(\frac{N_2 - 1}{2N_3 - 1} \right) (N_3 - 1)$$

sabe-se que são necessários dois canais de ordem i para se formar um canal de ordem $i+1$, assim sendo dois canais de ordem 1 formarão um canal de ordem 2, ou seja, que $2N_2$ canais de ordem 1 unem-se em canais de ordem 2, e o restante $(N_1 - 2N_2)$. Logo número de canais de ordem 1 que drenam para canais de ordem 2 são:

$$2N_2 + (N_1 - 2N_2) \frac{A}{(A) + (B) + (C)} = 2N_2 + (N_1 - 2N_2) \frac{N_2}{2N_2 - 1} \quad (D.3)$$

levando-se em conta que P_{ij} representa a proporção de canais de ordem i que se ligam com canais de ordem j , sendo $i < j \leq \Omega$ e $P_{\Omega, \Omega+1} = 1$. De acordo com a equação (3.6.12), tem-se:

$$P_{ij} = \frac{\text{número de canais de ordem } i \text{ que drenam para canais de ordem } j}{\text{número total de canais de ordem } j}$$

as probabilidades de transição podem ser aproximadas como uma função do número de Strahler dos canais de ordem N_i , usando a expressão geral dada por GUPTA (1980):

$$P_{ij} = \frac{(N_i - 2N_{i+1})E(j, \Omega)}{\sum_{k=i+1}^{\Omega} E(k, \Omega)N_i} + \frac{2N_{i+1}}{N_i} \cdot \delta_{i+1,j} \quad (\text{D.4})$$

$$1 \leq i \leq j \leq \Omega$$

sendo:

$$\delta_{i+1,1} = 1, \text{ se } j = i + 1$$

$$\delta_{i+1,j} = 0, \text{ em qualquer outro caso}$$

$E(j, \Omega)$ representa o número médio de canais de ordem j na rede completa, segundo a suposição de SMART (1972). Pode-se, portanto, concluir que a probabilidade dos canais de ordem 1 drenarem para os canais de ordem 2 é:

$$P_{12} = \frac{1}{N_1} \left[2N_2 + (N_1 - 2N_2) \frac{N_2}{2N_2 - 1} \right] \quad (\text{D.5})$$

De acordo com a definição de R_B , tem-se que:

$$R_B = \frac{N_{i-1}}{N_i} = \frac{N_3}{N_4} = \frac{N_2}{N_3} = \frac{N_1}{N_2} \quad (\text{D.6})$$

e, levando-se em conta que $N_4 = 1$, resulta:

$$R_B = N_3;$$

$$R_B^2 = N_2;$$

$$R_B^3 = N_1$$

Na tentativa de simplificar e fazer com que o modelo se torne geral, RODRIGUEZ-ITURBE e VALDÉS (1979) escreveram as probabilidades em função das razões geomorfológicas de Horton, obtendo:

$$P_{12} = \frac{R_B^3 + 2R_B^2 - 2}{2R_B^3 - R_b} \quad (D.7)$$

o número de canais de primeira ordem (1) que são tributários dos canais de terceira (3) e quarta (4) ordens são $(N_1 - 2N_2)$; a partir destes o número de canais que desembocam nos canais de terceira ordem são:

$$(N_1 - 2N_2) \frac{\text{número de canais de ordem 3}}{\text{número total de canais de ordem 2, 3 e 4}} \quad (D.8)$$

portanto, o número de canais de primeira ordem que deságuam num canal de terceira ordem é:

$$(N_1 - 2N_2) \frac{(B)}{(A) + (B) + (C)} = (N_1 - 2N_2) \frac{N_3(N_2 - 1)}{(2N_2 - 1)(2N_3 - 1)} \quad (D.9)$$

o número médio de canais de primeira ordem que drenam para os canais de quarta ordem é:

$$(N_1 - 2N_2) \frac{(C)}{(A) + (B) + (C)} = (N_1 - 2N_2) \frac{(N_2 - 1)(N_3 - 1)}{(2N_2 - 1)(2N_3 - 1)} \quad (D.10)$$

O número médio de canais de segunda ordem que drenam para os canais de terceira ordem é:

$$2N_3 + (N_2 - 2N_{w3}) \frac{(B)}{(B) + (C)} = 2N_3 + (N_2 - 2N_3) \frac{N_3}{(2N_3 - 1)} \quad (D.11)$$

o número médio de canais de segunda ordem que drenam para os canais de quarta ordem é dado por:

$$(N_1 - 2N_2) \frac{(C)}{(B) + (C)} = (N_2 - 2N_3) \frac{(N_3 - 1)}{(2N_3 - 1)} \quad (D.12)$$

as respectivas probabilidades de transição são:

$$P_{13} = \frac{1}{N_1} \left[(N_1 - 2N_2) \frac{N_3(N_2 - 1)}{(2N_2 - 1)(2N_3 - 1)} \right] \quad (D.13)$$

$$P_{14} = \frac{1}{N_1} \left[(N_1 - 2N_2) \frac{(N_2 - 1)(N_3 - 1)}{(2N_2 - 1)(2N_3 - 1)} \right] \quad (D.14)$$

$$P_{23} = \frac{1}{N_2} \left[2N_3 + (N_2 - 2N_3) \frac{N_3}{2N_3 - 1} \right] \quad (D.15)$$

$$P_{24} = \frac{1}{N_2} \left[(N_2 - 2N_3) \frac{(N_3 - 1)}{2N_3 - 1} \right] \quad (D.16)$$

escrevendo estas probabilidades em função das razões geomorfológicas, tem-se:

$$P_{13} = \frac{R_B^3 - 2R_B^2 - R_B + 2}{4R_B^3 - 2R_B^2 - 2R_B + 1} \quad (D.17)$$

$$P_{14} = \frac{R_B^4 - 2R_B^2 - R_B + 2}{4R_B^3 - 2R_B^2 - 2R_B + 1} \quad (D.18)$$

$$P_{23} = \frac{R_B^2 + 2R_B - 2}{2R_B^2 - R_B} \quad (\text{D.19})$$

$$P_{24} = \frac{R_B^2 - 3R_B + 2}{2R_B^2 - R_B} \quad (\text{D.20})$$

e, em concordância com as explicações e definições do capítulo 3, tem-se que:

$$P_{34} = P_{45} = 1$$

após relacionar-se as probabilidades de transição, com as razões geomorfológicas de Horton, serão analisadas as probabilidades iniciais $\theta_i(0)$. Sabendo-se que $\theta_i(0)$ representa a probabilidade de que uma dada fração de água inicie seu escoamento no canal de ordem i , em termos matemáticos, de acordo com a equação (3.6.12), tem-se:

$$\theta_i(0) = \frac{\text{área que drena diretamente para um canal de ordem } i}{\text{área total da bacia}}$$

$$\theta_i(0) = \frac{A_i^*}{A_T} \Rightarrow \theta_i(0) = \frac{N_1 \bar{A}_1}{A_3} \quad (\text{D.21})$$

sendo \bar{A}_1 a área média das sub-bacias de ordem 1. Da definição das razões geomorfológicas tem-se que:

$$R_A = \frac{\bar{A}_i}{A_{i-1}} \Rightarrow R_A = \frac{\bar{A}_4}{A_3} = \frac{\bar{A}_3}{A_2} = \frac{\bar{A}_2}{A_1} \quad (\text{D.22})$$

resultando:

$$R_A^2 = \frac{\bar{A}_4}{A_2}; \quad R_A^3 = \frac{\bar{A}_3}{A_1}; \quad R_A^3 = \frac{\bar{A}_4}{A_1} \quad (D.23)$$

portanto,

$$\theta_1(0) = \frac{N_1 \bar{A}_1}{A_3} = \frac{R_B^3 \cdot \bar{A}_1}{R_A^3 \cdot A_1} \Rightarrow \theta_1(0) = \frac{R_B^3}{R_A^3} \quad (D.24)$$

Na avaliação apenas da área que drena diretamente para o canal de segunda ordem A_2^* , deve-se eliminar os canais de primeira ordem, que drenam para estes, e suas respectivas áreas. A equação (D.3) dá o número de canais de primeira ordem que drenam para os canais de segunda ordem. Logo o número médio de canais de primeira ordem que drenam para os de segunda ordem é dado por:

$$\frac{1}{N_1} \left[2N_2 + (N_1 - 2N_2) \frac{N_2}{2N_2 - 1} \right] \quad (D.25)$$

resultando:

$$A_2^* = \bar{A}_2 - \bar{A}_1 \frac{1}{N_2} \left[2N_2 + (N_1 - 2N_2) \frac{N_2}{2N_2 - 1} \right] \quad (D.26)$$

a probabilidade da fração de água iniciar seu movimento no canal de segunda ordem é dada por:

$$\theta_2(0) = \frac{N_2}{A_T} \left[\bar{A}_2 - \bar{A}_1 \left(\frac{N_1 - 2N_2}{2N_2 - 1} + 2 \right) \right] \Rightarrow$$

$$\theta_2(0) = \frac{N_2 \bar{A}_2}{A_T} - N_2 \frac{\bar{A}_1}{A_T} \left(\frac{N_1 - 2N_2}{2N_2 - 1} \right) \quad (D.27)$$

Escrevendo-se $\theta_2(0)$ em função das razões geomorfológicas de Horton, tem-se:

$$\theta_2(0) = \frac{R_B^2}{R_A^2} - \frac{R_B^2}{R_A^3} \left(\frac{R_B^3 + 2R_B^2 - 2}{2R_B^2 - 1} \right) \quad (D.28)$$

Os canais de terceira ordem são drenados pelos canais de primeira e segunda ordem, sendo necessário excluir \bar{A}_1 e \bar{A}_2 de \bar{A}_3 para o cálculo de A_3^* . Através das equações (D.8) e (D.10) têm-se o número de canais de primeira e segunda ordem que deságuam no canal de terceira ordem. Os números médios de canais de primeira e segunda ordem que drenam para o canal de terceira ordem são respectivamente:

$$\frac{1}{N_3} \left[(N_1 - 2N_2) \frac{(N_2 - 1)(N_3 - 1)}{(2N_2 - 1)(2N_3 - 1)} \right] = \left(\frac{N_2 N_1 - 2N_2^2 - N_1 + 2N_2}{4N_2 N_3 - 2N_2 - 2N_3 + 1} \right) \quad (D.29)$$

$$\frac{1}{N_3} \left[(N_2 - 2N_2) \frac{(N_3 - 1)}{(2N_3 - 1)} \right] = \left(\frac{N_2 + 2N_3 - 2}{2N_3 - 1} \right) \quad (D.30)$$

logo, a área média que drena diretamente para os canais de terceira ordem é:

$$A_3^* = N_3 \left[\bar{A}_3 - \bar{A}_1 \left(\frac{N_2 + 2N_3 - 2}{2N_3 - 1} \right) - \bar{A}_1 \left(\frac{N_2 N_1 - 2N_2^2 - N_1 + 2N_2}{4N_2 N_3 - 2N_2 - 2N_3 + 1} \right) \right] \quad (D.31)$$

finalmente a probabilidade da fração de água iniciar seu deslocamento no canal de terceira ordem será:

$$\theta_3(0) = \frac{R_B}{R_A} - \frac{R_B}{R_A^2} \left(\frac{R_B^2 + 2R_B - 2}{2R_B - 1} \right) - \frac{R_B}{R_A^3} \left(\frac{R_B^5 - 2R_B^4 - R_B^3 + R_B^2}{4R_B^3 - 2R_B^2 - 2R_B + 1} \right) \quad (D.32)$$

Para obtenção de $\theta_4(0)$ tem-se que, no caso de um canal de quarta ordem, drenam para ele os canais de primeira, segunda e terceira ordem. Neste caso, é necessário excluir \bar{A}_1 , \bar{A}_2 , \bar{A}_3 de \bar{A}_4 , para o cálculo de A_4^* . Das equações (D.10) e (D.12) tira-se o número de canais de primeira e segunda ordem que deságuam no canal de quarta ordem respectivamente. Sabendo-se que todos os canais de terceira ordem (N_3) drenam para o canal de quarta ordem, tem-se que:

$$A_4^* = N_4 \left[\bar{A}_4 - \bar{A}_3 N_3 - \bar{A}_2 \left(\frac{N_2 N_3 - N_2 - 2N_3^2 + 2N_3}{2N_3 - 1} \right) - \bar{A}_1 \left(\frac{N_3 N_2 N_1 - N_3 N_1 - N_2 N_1 + N_1 - 2N_3 N_2^2 + 2N_3 N_2 + 2N_2^2 - 2N_2}{4N_2 N_3 - 2N_3 - 2N_2 + 1} \right) \right] \quad (D.33)$$

finalmente, conclui-se que:

$$\theta_4(0) = 1 - \frac{R_B}{R_A} - \frac{1}{R_A^2} \left(\frac{R_B^3 + 3R_B^2 + 2R_B}{2R_B - 1} \right) - \frac{1}{R_A^3} \left(\frac{R_B^6 - 3R_B^5 + R_B^4 + 3R_B^3 - 2R_B^2}{4R_B^3 - 2R_B^2 - 2R_B + 1} \right) \quad (D.34)$$

cuja equação (D.34) representa a probabilidade da fração de água iniciar seu deslocamento no canal de quarta ordem em função dos parâmetros R_A e R_B .

Anexo E - A transformada de Laplace e a operação convolução

E.1 - A transformada de Laplace:

Seja $f(t)$ uma função real no intervalo $(0, \infty)$ e, consideremos a integral abaixo:

$$\int_0^{\infty} e^{-s \cdot t} f(t) dt \quad (\text{E.1.1})$$

sendo s uma variável real. Quando f é suficientemente bem comportada, esta integral convergirá para certos valores de s , caso em que ela define uma função de s chamada transformada de Laplace de f , e é representada por $L[f]$ ou $L[f](s)$.

Assim, se $f(t) = \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t}$, sendo λ_1 uma constante, então:

$$L[\lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t}] = \int_0^{\infty} e^{-s \cdot t} \cdot \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t} dt = \lim_{t_0 \rightarrow \infty} \int_0^{t_0} e^{-s \cdot t} \cdot \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t} dt$$

$$L[\lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t}] = \lim_{t_0 \rightarrow \infty} \int_0^{t_0} e^{-s \cdot t} \cdot \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t} dt = \lim_{t_0 \rightarrow \infty} \lambda_1 \int_0^{t_0} e^{-(s+\lambda_1)t} dt$$

Resolvendo a integral obtém-se:

$$L[\lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t}] = \lambda_1 \frac{(-1)}{s + \lambda_1} \left[e^{-(s+\lambda_1)t} \right]_0^{\infty} = \lambda_1 \frac{(-1)}{s + \lambda_1} [-1]$$

$$L[\lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t}] = \frac{\lambda_1}{s + \lambda_1} \quad (\text{E.1.2})$$

Exemplo 1 - Aplicação da transformada de Laplace

Transição da gota de água do estado 1 para o estado 2 para uma bacia qualquer.

Sejam as funções:

$$f_1(t) = \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1 t} \quad (\text{E.1.3})$$

$$f_2(t) = \lambda_2 \cdot e^{-\lambda_2 t} \quad (\text{E.1.4})$$

aplicando-se a transformada de Laplace, tem-se:

$$L[f_1(t)] = f_1(s) \Rightarrow f_1(s) = \frac{\lambda_1}{s + \lambda_1} \quad (\text{E.1.5})$$

$$L[f_2(t)] = f_2(s) \Rightarrow f_2(s) = \frac{\lambda_2}{s + \lambda_2} \quad (\text{E.1.6})$$

como:

$$f_1(t) * f_2(t) = L[f_1(t) * f_2(t)] = f_1(s) * f_2(s) \quad \text{tem-se:}$$

$$f_1(s) * f_2(s) = \frac{\lambda_1 \cdot \lambda_2}{(s + \lambda_1)(s + \lambda_2)} \quad (\text{E.1.7})$$

aplicando-se frações parciais obtém-se:

$$\frac{\lambda_1 \lambda_2}{(s + \lambda_1)(s + \lambda_2)} = \frac{A}{(s + \lambda_1)} + \frac{B}{(s + \lambda_2)} = \frac{A(s + \lambda_1) + B(s + \lambda_2)}{(s + \lambda_1)(s + \lambda_2)} \quad (\text{E.1.8})$$

desenvolvendo-se o segundo termo e igualando-se ao primeiro, vem:

$$A(s + \lambda_2) + B(s + \lambda_1) = \lambda_1 \lambda_2 \therefore As + A\lambda_2 + Bs + B\lambda_1 = \lambda_1 \lambda_2$$

$$(A + B)s + A\lambda_2 + B\lambda_1 = \lambda_1 \lambda_2 \therefore A + B = 0 \Rightarrow A = -B$$

$$A\lambda_2 - A\lambda_1 = \lambda_1 \lambda_2 \Rightarrow A(\lambda_2 - \lambda_1) = \lambda_1 \lambda_2 \Rightarrow A = \frac{\lambda_1 \lambda_2}{\lambda_2 - \lambda_1}$$

substituindo-se os valores de A e B em (E.1.8) obtém-se:

$$\frac{\lambda_1 \lambda_2}{(s + \lambda_1)(s + \lambda_2)} = \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_2 - \lambda_1)} \times \frac{1}{(s + \lambda_1)} + \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_1 - \lambda_2)} \times \frac{1}{(s + \lambda_2)} \Rightarrow$$

$$\frac{\lambda_1 \lambda_2}{(s + \lambda_1)(s + \lambda_2)} = \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_2 - \lambda_1)} e^{-\lambda_1 t} + \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_1 - \lambda_2)} e^{-\lambda_2 t} \quad (\text{E.1.9})$$

finalmente, conclui-se que:

$$f_1(t) * f_2(t) = \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_2 - \lambda_1)} e^{-\lambda_1 t} + \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_1 - \lambda_2)} e^{-\lambda_2 t} \quad (\text{E.1.10})$$

sendo que a equação (E.1.10) representa a convolução entre duas funções contínuas por partes e de ordem exponencial.

E.2 - A Operação Convolução:

Sejam f e g funções contínuas por partes, de ordem exponencial, e seja suposto que:

$$L[f] = \varphi(s) \quad \text{e} \quad L[g] = \psi(s) \quad (\text{E.2.1})$$

então:

$$L\left[\int_0^t f(t-\tau)g(\tau)d\tau\right] = \varphi(s)\psi(s) \quad (\text{E.2.2})$$

escrita em termos de transformada inversa tem-se:

$$L^{-1}[\varphi(s)\psi(s)] = \int_0^t f(t-\tau)g(\tau)d\tau \quad (\text{E.2.3})$$

a integral (E.2.3), em questão, denomina-se convolução de f e g e vem indicada como $f*g$, isto é:

$$(f*g)(t) = \int_0^t f(t-\tau)g(\tau)d\tau \quad (\text{E.2.4})$$

Exemplo 2 - Aplicação da operação Convolução

Transição da gota de água do estado 1 para o estado 2 para uma bacia qualquer.

Sabe-se que a descarga de deflúvio $Q(t)$ para uma tempestade de duração t e intensidade i_0 constante é dada por:

$$Q(t) = \int_0^t h(\tau) \cdot i_0(t-\tau)dt \quad (\text{E.2.5})$$

sendo (E.2.5) a chamada operação convolução. As funções $h(\tau)$ e $i(t - \tau)$ devem ser contínuas por partes, e de ordem exponencial.

Sejam consideradas as funções seguintes:

$$h(\tau) = \lambda_2 \cdot e^{-\lambda_2 \cdot \tau} \quad (\text{E.2.6})$$

$$i(t - \tau) = \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1(t-\tau)} \quad (\text{E.2.7})$$

Substituindo-se (E.2.6) e (E.2.7) em (E.2.5) obter-se-á:

$$\begin{aligned} Q(t) &= \int_0^t \lambda_2 \cdot e^{-\lambda_2 \cdot \tau} \cdot \lambda_1 \cdot e^{-\lambda_1(t-\tau)} \Rightarrow \\ Q(t) &= \lambda_1 \lambda_2 \cdot e^{-\lambda_1 t} \int_0^t e^{(\lambda_1 - \lambda_2) \tau} d\tau \end{aligned} \quad (\text{E.2.8})$$

integrando-se (E.2.8) ter-se-á:

$$\begin{aligned} Q(t) &= \lambda_1 \lambda_2 \cdot e^{-\lambda_1 t} \cdot \frac{1}{(\lambda_1 - \lambda_2)} \left[e^{(\lambda_1 - \lambda_2) \tau} \right]_0^t \Rightarrow \\ Q(t) &= \lambda_1 \lambda_2 \cdot e^{-\lambda_1 t} \cdot \frac{1}{(\lambda_1 - \lambda_2)} \{ e^{(\lambda_1 - \lambda_2) t} - 1 \} \Rightarrow \\ Q(t) &= \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_1 - \lambda_2)} \cdot e^{-\lambda_2 t} + \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_2 - \lambda_1)} \cdot e^{-\lambda_1 t} \end{aligned} \quad (\text{E.2.9})$$

portanto, conclui-se que a equação (E.2.9) é equivalente à equação (E.1.10).

Anexo F - Desenvolvimento matemático do modelo TOPMODEL

Neste item é descrita matematicamente a parcela do modelo TOPMODEL referente ao escoamento superficial do excesso de saturação.

No modelo TOPMODEL, de acordo com a Figura F.1 a condutividade hidráulica saturada do solo K_s segue uma lei exponencial negativa em função da profundidade, dada por:

$$K_s(z) = K_0 \exp(-f \cdot z) \quad (\text{F.1})$$

no qual z é a profundidade do perfil, K_0 é a condutividade hidráulica na superfície, tomada constante sobre toda a bacia e f é o fator decaimento de K_s com z tomado constante sobre toda a bacia.

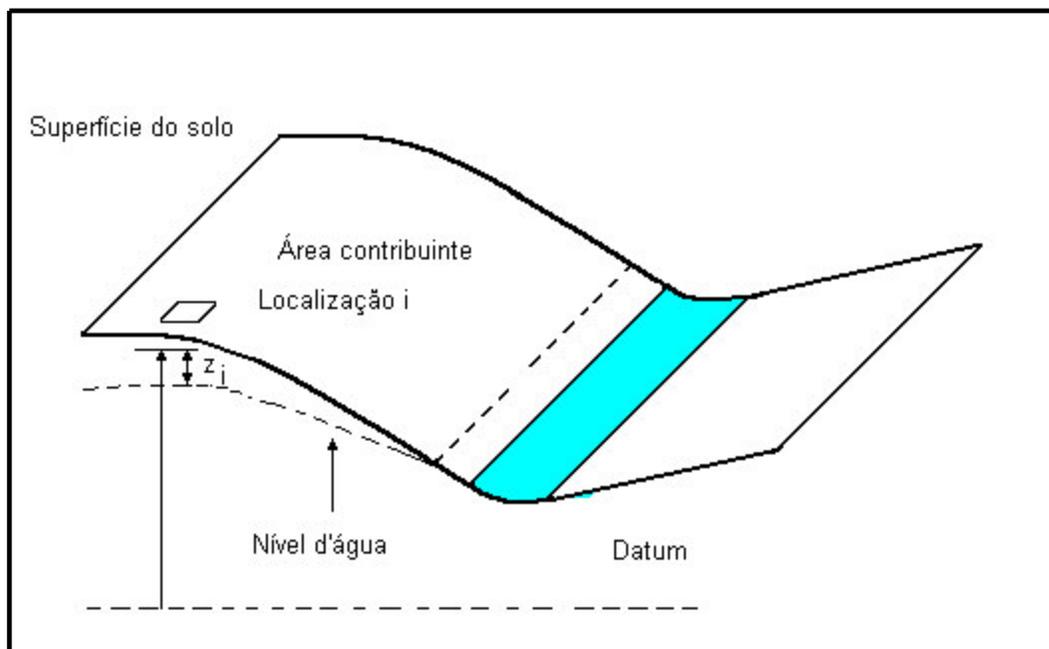


Figura F.1 - Perfil em uma dada seção da bacia no modelo TOPMODEL

O nível d'água é tomado como paralelo à superfície do solo, tal que o escoamento abaixo do nível d'água na profundidade z_i é dado em qualquer ponto i , segundo a expressão seguinte:

$$q_i = T_i(z_i) \cdot \operatorname{tg} \beta_i \quad (\text{F.2})$$

sendo β_i o declive da superfície na localização i , $T_i(z_i)$, a transmissividade no ponto i e q_i , a descarga por unidade de largura. O valor de $T_i(z_i)$ é dado pela integração da equação (F.1) ao longo da vertical, ou seja:

$$T_i(z_i) = \int_{z_i}^z K_s(x) dx = \int_{z_i}^z K_0 \exp(-f \cdot x) dx \quad \therefore T_i(z_i) = K_0 \cdot \int_{z_i}^z \exp(-f \cdot x) dx$$

$$T_i(z_i) = K_0 \cdot \left[-\frac{1}{f} \exp(-f \cdot z) - \left(-\frac{1}{f} \exp(-f \cdot z_i) \right) \right]$$

$$T_i(z_i) = K_0 \cdot \left[\frac{1}{f} \exp(-f \cdot z_i) - \frac{1}{f} \exp(-f \cdot z) \right]$$

$$T_i(z_i) = \frac{K_0}{f} \cdot [\exp(-f \cdot z_i) - \exp(-f \cdot z)] \quad (\text{F.3})$$

portanto:

$$T_i(z_i) = \frac{1}{f} \cdot [K_0 \cdot \exp(-f \cdot z_i) - K_0 \cdot \exp(-f \cdot z)] \quad (\text{F.4})$$

Temos:

$$K_s(z) = K_0 \cdot \exp(-f \cdot z) ,$$

e, analogamente: $K_s(z_i) = K_0 \cdot \exp(-f \cdot z_i)$,

substituindo-se os valores acima em (F.4), tem-se que:

$$T_i(z_i) = \frac{1}{f} \cdot [K_s(z_i) - K_s(z)] \quad (\text{F.5})$$

no qual z define a profundidade da zona saturada.

Geralmente é possível assumir que a condutividade hidráulica saturada, em geral na profundidade z , torna-se desprezível comparada com a condutividade na profundidade z_i . Substituindo-se (F.4) em (F.2) tem-se:

$$q_i = \frac{1}{f} \cdot [K_s(z_i) - K_s(z)] \cdot \text{tg}\beta_i \quad (\text{F.6})$$

sendo $K_s(z)$ desprezível em relação à $K_s(z_i)$, obtém-se:

$$q_i = \frac{1}{f} \cdot [K_s(z_i)] \cdot \text{tg}\beta_i \Rightarrow$$

$$q_i = \frac{1}{f} \cdot [K_0 \exp(-f \cdot z_i)] \cdot \text{tg}\beta_i \quad \text{é}$$

$$q_i = T_0 \cdot \text{tg}\beta_i \cdot \exp(-f \cdot z_i) \quad (\text{F.7})$$

no qual $T_0 = K_0/f$, sendo T_0 a transmissividade do solo saturado que, juntamente com K_0 , é assumida constante sobre toda a bacia. Nas condições de estado de equilíbrio a expressão seguinte também é válida:

$$a_i \cdot R = T_0 \cdot \text{tg}\beta_i \cdot \exp(-f \cdot z_i), \quad \text{com} \quad q_i = R \cdot a_i \quad (\text{F.8})$$

na qual R é a taxa de recarga espacial uniforme e a_i é a área de drenagem da localidade i por unidade de comprimento.

Explicitando-se z_i em (F.8) tem-se:

$$\begin{aligned} \exp(-f \cdot z_i) &= \frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i} \quad \therefore \quad \ln(\exp(-f \cdot z_i)) = \ln\left(\frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) \\ -f \cdot z_i &= \ln\left(\frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) \quad \therefore \quad z_i = -\frac{1}{f} \cdot \ln\left(\frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) \end{aligned} \quad (\text{F.9})$$

por integração sobre toda a área da bacia, o valor médio da variável z é obtido por:

$$\begin{aligned} \bar{z} &= \frac{1}{A} \cdot \int_A z_i \cdot dA \quad \therefore \quad \bar{z} = \frac{1}{A} \int_A \left[-\frac{1}{f} \ln\left(\frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) \right] \cdot dA \\ \bar{z} &= \frac{1}{f \cdot A} \int_A \left[-\ln\left(\frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) - \ln R \right] \cdot dA \end{aligned} \quad (\text{F.10})$$

combinando as equações (F.8) e (F.10) obtém-se:

$$\bar{z} = \frac{1}{f} \cdot \left[-\frac{1}{A} \int_A \ln\left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) \cdot dA - \ln\left(\frac{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i \cdot \exp(-f \cdot z_i)}{a_i}\right) \right] \quad (\text{F.11})$$

$$\bar{z} = \frac{1}{f} \cdot \left[-\frac{1}{A} \cdot \int_A \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \cdot dA - \ln(T_0 \cdot \text{tg} \beta_i \cdot \exp(-f \cdot z_i)) + \ln a_i \right]$$

$$\bar{z} = \frac{1}{f} \cdot \left[-\frac{1}{A} \cdot \int_A \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \cdot dA + \ln a_i - \ln T_0 \cdot \text{tg} \beta_i + f \cdot z_i \right]$$

$$\bar{z} = \frac{1}{f} \cdot \left[-\frac{1}{A} \cdot \int_A \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \cdot dA + f \cdot z_i + \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \right]$$

$$f \cdot \bar{z} = \left[-\frac{1}{A} \cdot \int_A \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \cdot dA + f \cdot z_i + \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \right]$$

$$f \cdot \bar{z} - f \cdot z_i = \left[-\frac{1}{A} \cdot \int_A \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \cdot dA + f \cdot z_i + \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \right] - \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right)$$

fazendo $\lambda = \frac{1}{A} \cdot \int_A \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) \cdot dA$ tem-se:

$$f \cdot \bar{z} - f \cdot z_i = -\lambda + f \cdot z_i + \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) - \ln \left(\frac{a_i \cdot R}{T_0 \cdot \text{tg} \beta} \right) \quad (\text{F.12})$$

$$f \cdot \bar{z} - f \cdot z_i = -\lambda + f \cdot z_i + \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) - f \cdot z_i \quad \therefore f(\bar{z} - z_i) = \ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) - \lambda$$

finalmente:

$$z_i = \bar{z} - \frac{1}{f} \left[\ln \left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg} \beta_i} \right) - \lambda \right] \Rightarrow z_i = \bar{z} - \frac{1}{f} \left[\ln \left(\frac{a_i}{\text{tg} \beta_i} \right) - \ln T_0 - \lambda \right] \quad (\text{F.13})$$

No caso da transmissividade constante, a expressão para λ torna-se:

$$\lambda = \frac{1}{A} \cdot \int_A \ln\left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right) \cdot dA \Rightarrow \lambda = E\left[\ln\left(\frac{a_i}{T_0 \cdot \text{tg}\beta_i}\right)\right] \Rightarrow \lambda = E\left[\ln\left(\frac{a_i}{\text{tg}\beta_i}\right)\right] - \ln t_0$$

no qual o símbolo E indica o valor médio sobre a área da bacia. Podemos escrever:

$$\lambda = \lambda^* - \ln T_0 \Rightarrow \lambda^* = \lambda + \ln T_0 \quad \text{com} \quad \lambda^* = E\left[\ln\left(\frac{a_i}{\text{tg}\beta_i}\right)\right]$$

finalmente a expressão (F.13) torna-se:

$$z_i = \bar{z} - \frac{1}{f} \left[\ln\left(\frac{a_i}{\text{tg}\beta_i}\right) - \lambda^* \right] \quad (\text{F.14})$$

Em outras palavras, o cálculo da profundidade z_i do nível d'água, é determinado somente pelo parâmetro f e o índice topográfico. Podemos observar que, se $z_i \leq 0$, então o nível d'água com a superfície do solo e portanto no ponto i , a condição de saturação foi alcançada. Todos os pontos com $z_i \leq 0$ geram uma fração da bacia cuja condição é saturada, onde a precipitação produz somente escoamento superficial direto.

A equação (F.14) mostra que não é a posição atual do i -ésimo ponto que é importante, mas o valor do índice topográfico correspondente, ou seja:

$$x = \ln\left(\frac{a}{\text{tg}\beta_i}\right) \quad (\text{F.15})$$

além disso, da equação (F.14), se x^* é o valor de x que produz $z_i = 0$, então todos os pontos com $x \geq x^*$ estão em condição saturada. A porcentagem da bacia com $x \geq x^*$ é então definida sobre o índice curvo da bacia, que representa a distribuição de probabilidade da variável x . Para isso é utilizado um modelo de elevação digital (DEM) .

A equação (F.14) pode também ser escrita em função do déficit de armazenagem como segue:

$$f(z - z_i) = \left[\ln \left(\frac{a_i}{tg\beta} \right) - \lambda^* \right] \quad (F.16)$$

sabemos que a distribuição de transmissividade nas encostas é uma função exponencial do déficit de armazenagem com o nível d'água de acordo com:

$$T = T_0 \cdot e^{-\delta} \quad (F.17)$$

no qual T representa a transmissividade subsuperficial local em metros quadrados por hora (m^2h^{-1}) e T_0 a transmissividade subsuperficial saturada local (m^2h^{-1}). O déficit de armazenagem relativo δ é definido como:

$$\delta = \frac{S}{m} \quad (F.18)$$

sendo S o déficit de armazenagem local do solo úmido e m o parâmetro de escala que descreve o decréscimo de T com a profundidade.

No equacionamento de modelo, Beven (1984) considerou que um decréscimo exponencial na condutividade do solo com a profundidade pode ser adequada para descrever as mudanças nas propriedades hidráulicas de uma vasta gama de solos. Assim sendo sugeriu substituir a expressão (F.17) por:

$$T = T_0 \cdot e^{-f \cdot z} \quad (F.19)$$

sendo f um parâmetro de escala (m^{-1}).

Os parâmetros f e m são relacionados aproximadamente por:

$$f = \frac{\Delta\theta_1}{m} \quad (\text{F.20})$$

com $\Delta\theta_1$ representando uma mudança da capacidade d'água efetiva por unidade de profundidade, na zona insaturada, devido à rápida drenagem gravitacional. Portanto de (E.17) e (E.19) tiramos:

$$\frac{S}{m} = f \cdot z \quad \Rightarrow \quad \frac{\bar{S} - S_i}{m} = f(\bar{z} - z_i) \quad (\text{F.21})$$

A equação (F.21) expressa o desvio entre a profundidade do nível d'água médio e a profundidade do nível d'água local em qualquer ponto, em função do desvio do índice topográfico local, de sua área média e do desvio do logaritmo de transmissividade local do valor integral da sua área, portanto:

$$\frac{\bar{S} - S_i}{m} = \left[\ln \left(\frac{a_i}{tg\beta_i} \right) \lambda'^* \right] \quad (\text{F.22})$$

Anexo G - Escoamentos simples e múltiplo

Cálculo de: $x = \ln(a/tg\beta)$

Para calcular $x = \ln(a/tg\beta)$, em cada célula quadrada, a contribuição para essa célula deve ser calculada e então dividida pela tangente do declive pertinente a essa célula. Somente as direções para baixo são consideradas. Assume-se que todas as direções têm a mesma probabilidade de transporte d'água. A área drenada, por unidade de comprimento de contorno, pode ser calculada de acordo com QUINN et al. (1991):

$$a = \frac{A}{C} \quad (G.1)$$

sendo:

$$C = \sum_{i=1}^n L_i \quad (G.2)$$

no qual n representa o número de direções rio abaixo, L é o comprimento de contorno efetivo ortogonal à direção do escoamento ($L = GS / [1 + (2)^{1/2}]$), sendo GS a largura da célula do DEM (modelo de elevação digital) e A , a área total drenada por essa célula.

Nas Figuras G1 e G2 pode-se observar dois algoritmos, para células quadradas, um representando um escoamento simples (uma só direção) o outro para escoamento múltiplo (várias direções).

Comprimento de contorno

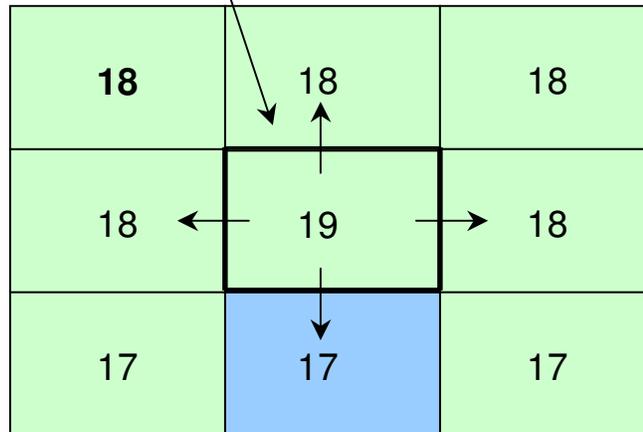


Figura G.1 - Escoamento simples na direção rio abaixo

Comprimento de contorno

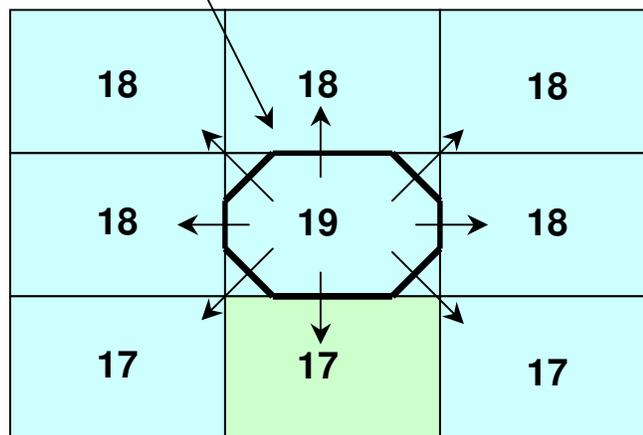


Figura G.2 - Escoamento múltiplo na direção rio abaixo

O algoritmo de escoamento para múltiplas direções, como mostra a Figura G2 acima, utiliza um conjunto de ferramentas computacionais para áreas em declive em bacias hidrográficas (células grid com um ou mais células vizinhas em declive) e um outro conjunto de ferramentas computacionais para áreas planas. Os métodos computacionais para áreas em declive são similares em vários artigos encontrados, como WOLOCK et al.(1989, 1990) e por QUINN et Al. (1991). Os passos são os seguintes:

1 - Um valor inicial para A , igual a área da célula, é designado para cada célula. Também as direções são fixadas para células em áreas planas usando o ARC/INFO GRID tal que há um caminho contínuo de todas as células na bacia até a saída da mesma.

2 - Iniciando com a célula, que possui a mais alta elevação, a elevação da célula é comparada com aquela da suas quatro diagonais e quatro células vizinhas cardinais. O comprimento do contorno (C), dos limites da célula, com as células vizinhas abaixo, é computada como mostra a equação abaixo:

$$C = \sum_{i=1}^n L_i \quad (G.3)$$

no qual L_i representa os comprimentos dos limites da célula entre a célula de interesse e suas n células vizinhas abaixo. O valor de L_i é tomado com 0,6 x comprimento da célula grid para limites com células vizinhas abaixo cardinais e com 0,4 x comprimento da célula grid para limites com as células vizinhas na diagonal abaixo. Esses valores, de L_i , foram escolhidos tal que o máximo valor de C (o caso das oito células vizinhas) seria igual ao comprimento limite total entre a célula de interesse e todas as suas células vizinhas. Se a célula de interesse estiver em uma área plana e não tem células vizinhas abaixo, então C é fixado como o valor do comprimento da célula grid.

3 - O gradiente do declive na direção para baixo, $tg\beta$, é computado como:

$$tg\beta = \left[\sum_{i=1}^n (tg\beta_i \cdot L_i) \right] \left(\sum_{i=1}^n L_i \right)^{-1} \quad (G.4)$$

no qual $tg\beta_i$ são os declives (gradientes) entre a célula de interesse e suas n células vizinhas abaixo. Se a célula de interesse estiver em uma área plana não há células vizinhas abaixo, então o gradiente é calculado como:

$$tg\beta = 0,5 \cdot \frac{\text{resolução vertical dos dados de elevação}}{\text{distância horizontal entre os centros dos grids das células vizinhas}} \quad (\text{G.5})$$

4 - O valor de $\ln(a/tg\beta)$ é então computado como:

$$\ln\left(\frac{a}{tg\beta}\right) = \ln\left[\frac{A}{(C \cdot tg\beta)}\right] \quad (\text{G.6})$$

5 - A área total do declive acima é distribuída com as células vizinhas abaixo como:

$$\Delta A_i = A (tg\beta_i \cdot L_i) \left(\sum_{i=1}^n (tg\beta_i \cdot L_i) \right)^{-1} \quad (\text{G.7})$$

ΔA_i é a área de drenagem contribuinte da célula de interesse até a próxima célula vizinha i abaixo.

6 - O processo continua voltando ao passo 2 e repetindo os passos 2, 3 e 5 para a próxima mais baixa elevação da célula. Este passo continua até todas as células serem processadas.

Anexo H - Programas relativos aos modelos HUIG e TOPMODEL

SUMÁRIO DE FÓRMULAS

- **Hidrograma Unitário Instantâneo:**

$$hui(t) = \sum_{s \in S} f_{x_i} * \dots * f_{x_k}(t) p(s)$$

- **Operação Convolução:**

$$h(t) = f_{x_i} * \dots * f_{x_k}(t) = \sum_{j=1}^k C_{j,k} e^{-\lambda_{x_j} t}$$

- **Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico:**

$$huig(t) = \sum_{s \in S} \sum_{j=1}^k C_{j,k} e^{-\lambda_{x_j} t} p(s)$$

sendo:

$$C_{j,k} = \lambda_{x_1} \dots \lambda_{x_k} / \left[(\lambda_{x_1} - \lambda_{x_j}) \dots (\lambda_{x_{j-1}} - \lambda_{x_j}) (\lambda_{x_{j+1}} - \lambda_{x_j}) \dots (\lambda_{x_k} - \lambda_{x_j}) \right]$$

- **Probabilidades de transição do estado i para o estado j**

$$P_{ij} = \frac{\text{número de correntes de ordem } i \text{ que drenam para ordem } j}{\text{número total de correntes de ordem } i}$$

- **Probabilidades de que o processo se inicie no estado i**

$$\theta_1(0) = \frac{\text{Área que drena diretamente para um trecho de ordem } i}{\text{área total da bacia}} \quad \therefore \quad \theta_i(0) = \frac{A_i}{A_t}$$

A_i = área de drenagem total dos canais de ordem i

A_t = área de drenagem total da bacia

- **Probabilidade da parcela de água percorrer determinado caminho S**

$$P(s) = \theta_i(0) \cdot p_{ij} \cdot p_{jk} \cdots p_{l\Omega}$$

$$P(s_1) = \theta_1(0) \cdot p_{12} \cdot p_{23} \cdot p_{34} \cdot p_{45} = T_1 \cdot p_{12} \cdot p_{23}$$

$$P(s_2) = \theta_1(0) \cdot p_{12} \cdot p_{24} \cdot p_{45} = T_1 \cdot p_{12} \cdot p_{24}$$

$$P(s_3) = \theta_1(0) \cdot p_{13} \cdot p_{34} \cdot p_{45} = T_1 \cdot p_{13}$$

$$P(s_4) = \theta_1(0) \cdot p_{14} \cdot p_{45} = T_1 \cdot p_{14}$$

$$P(s_5) = \theta_2(0) \cdot p_{23} \cdot p_{34} \cdot p_{45} = T_2 \cdot p_{23}$$

$$P(s_6) = \theta_2(0) \cdot p_{24} \cdot p_{45} = T_2 \cdot p_{24}$$

$$P(s_7) = \theta_3(0) \cdot p_{34} \cdot p_{45} = T_3$$

$$P(s_8) = \theta_4(0) \cdot p_{45} = T_4$$

- **Significado das Variáveis no programa**

P_{ij} = Probabilidade de transição do estado i para o estado j

$P(s)$ = Probabilidade da parcela de água percorrer determinado caminho

DL_i = Comprimento médio dos canais

T_i = Probabilidade de que o processo se inicie no estado i ($\theta_i(0) = T_i$)

T_{ijkl} = Convoluções parciais (entrada)

F_i = Convoluções parciais (saída)

PU = Representa o fator produto dos $U[i]$

$huig(t)$ = Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico

V = Velocidade nos canais

$U[i]$ = Efeito do tamanho ou de forma - Componente Dinâmica da Resposta

```

C
C
C   UNICAMP   -   UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
C
C   ENGENHEIRO - FERNANDO SÉRGIO AMARAL COELHO
C
C   PROGRAMA  -   Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico para um rio de quarta
C                   ordem com todas as possibilidades possíveis.
C

```

```

C
C
C   PROGRAM HUIG
C   REAL U (1:4 )
C   INTEGER J
C

```

```

C
C
C                   Valores das Probabilidades de Transição
C

```

```

C
C   P12=0.720
C   P13=0.146
C   P14=0.134
C   P23=0.556
C   P24=0.444
C   P34=1.000
C

```

```

C
C
C                   Somatória dos Comprimentos dos Canais de cada Ordem
C

```

```

C
C   DL1=595
C   DL2=809
C   DL3=1763
C   DL4=10800
C

```

```

C
C   ( A velocidade está em metros por hora )
C

```

```

C   V=8280
C   Q está em 1/horas
C   Q = 1/horas . AR( IT ) ( metros )
C

```

```

C
C
C                   Efeito do Tamanho ou de forma - Componente Dinâmica da Resposta
C

```

```

C
C   U(1)=V/DL1
C   U(2)=V/DL2
C   U(3)=V/DL3
C   U(4)=V/DL4
C

```

```

C
C
C                   Probabilidades de que o processo se inicie no estado i
C

```

```

C
C   T1=21.20/38
C   T2= 5.95/38
C   T3= 3.42/38
C   T4= 7.44/38
C

```

C Trajeto R1 * R2 * R3 * R4

C

```
T=0.0
100 IF (T.GT.20) GOTO 200
    T1234=0.0
    DO 10 J=1,4
        XF=1.0
        XF=XF*U(1)*U(2)*U(3)*U(4)
        IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
        IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
        IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
        IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
        IF (U(J)*T.LT.300) THEN
            T1234=T1234+XF*(EXP(-U(J)*T))
        ELSE
            T1234=T1234+XF*0
        END IF
10 CONTINUE
F1=T1234
```

C

C

Trajeto R1 * R3 * R4

C

```
T134=0.0
DO 20 J=1,4
    XF=1
    XF=XF*U(1)*U(3)*U(4)
    IF(J.EQ.2) GOTO 20
    IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
    IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
    IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
    IF (U(J)*T.LT.300) THEN
        T134=T134+XF*EXP(-U(J)*T)
    ELSE
        T134=T134+XF*0
    END IF
20 CONTINUE
F2=T134
```

C

C

Trajeto R1 * R4

C

```
T14=0.0
DO 30 J=1,4
    XF=1
    XF=XF*U(1)*U(4)
    IF(J.EQ.2.OR.J.EQ.3) GOTO 30
    IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
    IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
    IF (U(J)*T.LT.300) THEN
        T14=T14+XF*EXP(-U(J)*T)
    ELSE
        T14=T14+XF*0
    END IF
30 CONTINUE
F3=T14
```

C Trajeto R1 * R2 * R4

```
C
T124=0.0
DO 40 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(1)*U(2)*U(4)
IF(J.EQ.3) GOTO 40
IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T124=T124+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T124=T124+XF*0
END IF
40 CONTINUE
F4=T124
```

C Trajeto R2 * R4

```
C
T24=0.0
DO 50 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(2)*U(4)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.3) GOTO 50
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T24=T24+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T24=T24+XF*0
END IF
50 CONTINUE
F5=T24
```

C Trajeto R2 * R3 * R4

```
C
T234=0.0
DO 60 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(2)*U(3)*U(4)
IF(J.EQ.1) GOTO 60
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T234=T234+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T234=T234+XF*0
END IF
60 CONTINUE
F6=T234
```

C Trajeto R3 * R4

```
C
T34=0.0
DO 70 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(3)*U(4)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.2) GOTO 70
IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T34=T34+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T34=T34+XF*0
END IF
70 CONTINUE
F7=T34
```

C Trajeto R4 * Saída da bacia

```
C
XF=1.0
XF=XF*U(4)
XF=XF/U(4)
F8=XF*EXP(-U(4)*T)
T4=0.0
DO 80 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(4)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.2.OR.J.EQ.3) GOTO 80
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
TSAIDA=TSAIDA+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
TSAIDA=TSAIDA+XF*0
END IF
80 CONTINUE
F9=TSAIDA
```

C Resultados

```
C
HUG = T1*P12*P23*P34*F1 + T1*P13*P34*F2 + T1*P14*F3 + T1*P12*P24*F4 + T2*P24*F5
*      + T2*P23*P34*F6      + T3*P34*F7      + T3*P34*F8 + TSAIDA*P45*F9
WRITE(50, 150)T, HUG
150 FORMAT(F6.1,3X,F20.15)
T=T+1.0
GO TO 100
200 CONTINUE
STOP
END
```

TOPMODEL DEMONSTRATION PROGRAM VERSION 95.02

C
C for MS-DOS PC with maths co-processor
C No graphics routines used in this version
C
C Compiled using Lahey Fortran77
C
C This version by Keith Beven 1985
C Revised for distribution 1993, 1995
C

C
C This program is distributed freely with only two conditions.
C
C 1. In any use for commercial or paid consultancy purposes a
C suitable royalty agreement must be negotiated with Lancaster
C University (Contact Keith Beven)
C
C 2. In any publication arising from use for research purposes the
C source of the program should be properly acknowledged and a
C pre-print of the publication sent to Keith Beven at the address
C below.
C
C All rights retained 1993, 1995
C Keith Beven
C Centre for Research on Environmental Systems and Statistics
C Institute of Environmental and Biological Sciences
C Lancaster University, Lancaster LA1 4YQ, UK
C
C Tel: (+44) 1524 593892 Fax: (+44) 1524 593985
C Email: K.Beven@UK.AC.LANCASTER
C

C
C SIMPLE SINGLE SUBCATCHMENT VERSION OF TOPMODEL WITH INTERACTIVE
C PARAMETER CALIBRATION
C

C This program allows single subcatchment calculations with
C manual parameter updating.
C Single average rainfall and potential evapotranspiration inputs
C are used for the whole catchment. Discharges are routed
C to the catchment outlet using a linear routing algorithm with
C constant main internal subcatchment routing velocity.
C The program requires $\ln(a/\tan B)$ distributions
C for each subcatchment. These may be calculated using the
C GRIDATB program which requires raster elevation data as input.
C It is recommended that those data should be 50 m resolution or
C better.
C

C NOTE that TOPMODEL is not intended to be a traditional model
C package but is more a collection of concepts that can be used
C **** where appropriate ****. It is up to the user to verify that
C the assumptions are appropriate (see discussion in
C Beven et al.(1994). This version of the model will be
C best suited to catchments with shallow soils and moderate

C topography which do not suffer from excessively long dry
 C periods. Ideally predicted contributing areas should be
 C checked against what actually happens in the catchment.
 C This version does not include the infiltration excess
 C calculations to reduce the number of parameters.
 C Note that time step calculations are explicit ie. SBAR
 C at start of time step is used to determine contributing area.
 C Thus with long (daily) time steps contributing area depends on
 C initial value together with any volume filling effect of daily
 C inputs. Also baseflow at start of time step is used to update
 C SBAR at end of time step
 C
 C Current program limits are:
 C
 C Number of time steps = 2500
 C Number of subcatchments = 10
 C Number of $\ln(a/\tan B)$ increments = 30
 C Number of subcatchment routing ordinates = 10
 C Number of time delay histogram ordinates = 20
 C Size of subcatchment pixel maps = 100 x 100
 C Limits are mostly set in Common blocks in file TMCOMMON.FOR
 C

=====

C
 C This version uses five files as follows:
 C
 C Channel 4 "TOPMOD.DAT" contains run and file information
 C Channel 7 <INPUTS\$> contains rainfall, pe and qobs data
 C Channel 8 <SUBCAT\$> contains subcatchment data
 C Channel 9 <PARAMS\$> contains parameter data
 C Channel 10 <OUTPUT\$> is output file
 C
 C In addition:
 C
 C Channel 12 <MAPFILE\$> is used to read subcatchment $\ln(a/\tan B)$
 C maps if IMAP = 1
 C

=====

C
 C **BLOCO 1**
 C
 C INCLUDE "C:\F32\TOPT\TMCOMMON.FOR"
 C CHARACTER*15 INPUTS\$,SUBCAT\$,PARAMS\$,OUTPUT\$
 C OPEN(4,FILE="TOPMOD.RUN",STATUS="OLD")
 C READ(4,"(A)")TITLE
 C READ(4,"(A)")INPUTS\$
 C READ(4,"(A)")SUBCAT\$
 C READ(4,"(A)")PARAMS\$
 C READ(4,"(A)")OUTPUT\$
 C OPEN(7,FILE=INPUTS\$,STATUS="OLD")
 C OPEN(8,FILE=SUBCAT\$,STATUS="OLD")
 C OPEN(9,FILE=PARAMS\$,STATUS="OLD")
 C OPEN(10,FILE=OUTPUT\$)
 C WRITE(10,1001)TITLE
 C 1001 FORMAT(1x,A)
 C Write(6,1002)title
 C 1002 Format(///1x,'TOPMODEL Version: TOPT95.02'////)

```

11x,'This run :'/1x,A//////////
11x,'Centre for Research on Environmental Systems and Statistics'/
21x,'Lancaster University, Lancaster LA1 4YQ, UK')
Write(6,602)
602 format(/1x,'          Press <R>return to continue'/)
Read(5,*)

```

C

C

C **BLOCO 2**

C

C READ IN DT and RAINFALL, PE, QOBS INPUTS
CALL INPUTS

C

C

C **BLOCO 3**

C

C READ IN SUBCATCHMENT TOPOGRAPHIC DATA
C NB only for consistency with multiple subcatchment version
C Only one subcatchment used in updating version

C

READ(8,*)NSC,IMAP,IOUT

C

C INITIALISATION FOR THIS SUBCATCHMENT

C

CALL TREAD

C

C

C **BLOCO 4**

C

IRUN = 0
100 Continue

C

C If IRUN = 0 new parameters are read from file
C If IRUN = 1 parameter values are updated interactively
CALL INIT(IRUN)

C

C

C **BLOCO 5**

C

C RUN MODEL FOR THIS SUBCATCHMENT INCLUDING LINEAR ROUTING CALCULATIONS
CALL TOPMOD

C

C

C **BLOCO 6**

C

C CALL RESULTS ROUTINE: if IRUN = 0 on return stop
CALL RESULTS(IRUN)
IF(IRUN.eq.1) goto 100
CLOSE(5)
CLOSE(7)
CLOSE(8)
CLOSE(9)
CLOSE(10)

```

STOP
END
C
C
C BLOCO T1 ( Relativo ao BLOCO 5 )

SUBROUTINE TOPMOD
C
C   INCLUDE "C:\F32\TOPT\TMCOMMON.FOR"
C   DIMENSION EX(30)
C
C THIS ROUTINE RUNS TOPMODEL FOR ONE SUBCATCHMENT, INCLUDING THE
C LINEAR CHANNEL ROUTING CALCULATIONS.
C
C The calculations are made for areal subdivisions based on the
C NAC  $\ln(a/\tan B)$  subdivisions. The saturation deficit for each
C subdivision is calculated from SBAR at the start of each time
C step.
C
C Each increment also has a root zone storage (SRZ) deficit which
C is 0 at 'field capacity' and becomes more positive as the soil
C dries out; and an unsaturated zone storage (SUZ) which is zero at
C field capacity and becomes more positive as storage increases.
C SUZ has an upper limit of the local saturation deficit SD.
C The local contributing area is where SD - SUZ is less than or
C equal to zero.
C
C REMEMBER SBAR,SD AND SRZ VALUES ARE DEFICITS; SUZ IS A STORAGE.

ACMAX=0.
SUMP=0.
SUMAE = 0.
SUMQ=0.
C
C Initialise contributing area counts
IHROF = 0
do 5 ia = 1, nac
5 ihour(ia)=0
C
C
C BLOCO T2

C START LOOP ON TIME STEPS
If(iout.ge.2)Write(10,101)
101 format(1x,'it p ep q(it) quz
1 qb sbar qof')
C
DO 10 IT=1,NSTEP
QOF=0.
QUZ=0.
C
EP=PE(IT)
P=R(IT)
SUMP = SUMP + P

```

```

C
C BLOCO T3 - No infiltration excess in this version
C
C
C
C BLOCO T3A
C
C P IS RAINFALL AVAILABLE FOR INFILTRATION AFTER SURFACE CONTROL CALCULATION
C
C ACM=0.
C
C START LOOP ON A/TANB INCREMENTS
C DO 30 IA=1,NAC
C UZ=0.
C EX(IA)=0.
C
C
C
C BLOCO T4
C
C CALCULATE LOCAL STORAGE DEFICIT
C SD(IA)=SBAR+SZM*(TL-ST(IA))
C IF(SD(IA).LT.0.)SD(IA)=0.
C
C
C
C BLOCO T5
C
C ROOT ZONE CALCULATIONS
C
C SRZ(IA) = SRZ(IA) - P
C IF(SRZ(IA).LT.0.)THEN
C     SUZ(IA) = SUZ(IA) - SRZ(IA)
C SRZ(IA) = 0.
C ENDIF
C
C UZ CALCULATIONS
C
C IF(SUZ(IA).GT.SD(IA))THEN
C     EX(IA) = SUZ(IA) - SD(IA)
C     SUZ(IA)=SD(IA)
C ENDIF
C
C
C
C BLOCO T6
C
C CALCULATE DRAINAGE FROM SUZ
C
C IF(SD(IA).GT.0.)THEN
C     UZ=SUZ(IA)/(SD(IA)*TD*DT)
C     IF(UZ.GT.SUZ(IA))UZ=SUZ(IA)
C     SUZ(IA)=SUZ(IA)-UZ
C     IF(SUZ(IA).LT.0.0000001)SUZ(IA)=0.
C     QUZ=QUZ+UZ*AC(IA)
C ENDIF

```

```

C
C
C BLOCO T7
C
C CALCULATE EVAPOTRANSPIRATION FROM ROOT ZONE DEFICIT
C
EA=0.
IF(EP.GT.0.)THEN
  EA=EP*(1 - SRZ(IA)/SRMAX)
  IF(EA.GT.SRMAX-SRZ(IA))EA=SRMAX-SRZ(IA)
  SRZ(IA)=SRZ(IA)+EA
ENDIF
SUMAE = SUMAE + EA * AC(IA)

```

```

C
C
C BLOCO T8
C
C CALCULATION OF FLOW FROM FULLY SATURATED AREA
C This section assumes that a/tanB values are ordered from high to low
C
OF=0.
IF(IA.GT.1)THEN
  IB=IA-1
  IF(EX(IA).GT.0.)THEN

```

```

C Both limits are saturated
C
  OF=AC(IA)*(EX(IB)+EX(IA))/2
  ACM=ACM+AC(IA)
  ihour(ib) = ihour(ib) + 1
  ELSE

```

```

C
C Check if lower limit saturated (higher a/tanB value)
C
  IF(EX(IB).GT.0.)THEN
    ACF=AC(IA)*EX(IB)/(EX(IB)-EX(IA))
    OF=ACF*EX(IA)/2
    ACM=ACM+ACF
    ihour(ib) = ihour(ib) + 1
  ENDIF
ENDIF
QOF=QOF+OF

```

```

C
C Set contributing area plotting array
C
CA(IT) = ACM
IF(ACM.GT.ACMAX)ACMAX=ACM
C
C END OF A/TANB LOOP
C
30 CONTINUE
C

```

```

C
C
C BLOCO T9 -CALCULATE SATURATED ZONE DRAINAGE
C
  QB=SZQ*EXP(-SBAR/SZM)
  SBAR=SBAR-QUZ+QB
  QOUT=QB+QOF
  SUMQ=SUMQ+QOUT
C
C
C BLOCO T10
C
C CHANNEL ROUTING CALCULATIONS
C allow for time delay to catchment outlet ND as well as
C internal routing array
C
  DO 40 IR=1,NR
  IN=IT+ND+IR-1
  IF(IN.GT.NSTEP)GO TO 10
  Q(IN)=Q(IN)+QOUT*AR(IR)
40 CONTINUE
C
  If(iout.ge.2)write(10,100)it, p, ep, q(it), quz, qb, sbar, qof
100 format (i4,7e10.3)
C
C END OF TIME STEP LOOP
C
  10 CONTINUE
C
C
C
C
C BLOCO T11
C
C CALCULATE BALANCE TERMS
C
  SUMRZ = 0.
  SUMUZ = 0.
  DO 50 IA =1,NAC
  SUMRZ = SUMRZ + SRZ(IA)*AC(IA)
  SUMUZ = SUMUZ + SUZ(IA)*AC(IA)
50 CONTINUE
C
C Calculate final water balance. Bal is positive for storage
C
  BAL = BAL + SBAR +SUMP - SUMAE - SUMQ + SUMRZ - SUMUZ
  WRITE(10,650)SUBCAT,SUMP,SUMAE,SUMQ,SUMRZ,SUMUZ,SBAR,BAL
  WRITE(6,650)SUBCAT,SUMP,SUMAE,SUMQ,SUMRZ,SUMUZ,SBAR,BAL
650 FORMAT(/1X,'Water Balance for Subcatchment : ',A/
  11x,' SUMP SUMAE SUMQ SUMRZ ',
  2 ' SUMUZ SBAR BAL'/7e11.4)
  If(iout.ge.1)WRITE(10,651)ACMAX
651 FORMAT(/1X,'Maximum contributing area ', e12.5)
  RETURN
  END

```

```

C
C
C SUBROUTINE INPUTS
C
C INCLUDE "C:\F32\TOPT\TMCOMMON.FOR"
C
C This subroutine must read in rainfall, pe and observed
C discharges for T = 1,NSTEP with time step DT hours
C
C READ(7,*)NSTEP,DT
C READ(7,*)(R(I),PE(I),QOBS(I),I=1,NSTEP)
C CLOSE(7)
C DO 10 IT = 1,NSTEP
10 Q(IT)=0.
C RETURN
C END
C
C
C SUBROUTINE TREAD
C
C INCLUDE "C:\F32\TOPT\TMCOMMON.FOR"
C
C READ(8,"(A)")subcat
C READ(8,*)NAC,AREA
C
C NAC IS NUMBER OF A/TANB ORDINATES
C AREA IS SUBCATCHMENT AREA AS PROPORTION OF TOTAL CATCHMENT
C
C READ(8,*)(AC(J),ST(J),J=1,NAC)
C
C AC IS DISTRIBUTION OF AREA WITH LN(A/TANB)
C ST IS LN(A/TANB) VALUE
C
C tarea = ac(1)
C do 10 j=2,nac
C tarea = tarea + ac(j)
10 continue
C
C CALCULATE AREAL INTEGRAL OF LN(A/TANB)
C NB. a/tanB values should be ordered from high to low with ST(1)
C as an upper limit such that AC(1) should be zero, with AC(2) representing
C the area between ST(1) and ST(2)
C TL=0.
C AC(1)=AC(1)/tarea
C SUMAC=AC(1)
C DO 11 J=2,NAC
C AC(J)=AC(J)/tarea
C SUMAC=SUMAC+AC(J)
C TL=TL+AC(J)*(ST(J)+ST(J-1))/2
11 CONTINUE
C
C READ CHANNEL NETWORK DATA
C READ(8,*)NCH
C READ(8,*)(ACH(J),D(J),J=1,NCH)

```

```

C
C ACH IS CUMULATIVE DISTRIBUTION OF AREA WITH DISTANCE D
C FROM OUTLET. D(1) is distance from subcatchment outlet
C ACH(1) = 0.
C
  If(iout.ge.1)Write(10,600)TL, SUMAC
600 Format(1x,'TL=',f8.2,' SUMAC=', f8.2)
  RETURN
  END
C
C
C
C
C SUBROUTINE INIT(IRUN)
  DIMENSION TCH(10)
  INCLUDE "C:\F32\TOPT\TMCOMMON.FOR"
  IF(IRUN.EQ.0)THEN
  READ PARAMETER DATA
    READ(9,"(A)")SUBCAT
    READ(9,*)SZM,T0,TD,CHV,RV,SRMAX,Q0,SR0
  ELSE
C
C UPDATE PARAMETER VALUES
C
C Allow updating of M, To, Td, Rv, SRMAX, SR0
C
100  Continue
    Write(6,650)SZM,T0,Td,Rv,SRmax,SR0
650  Format(//1x,'Parameter Value'
1    /1x,'1. M   :',f10.5/1x,'2. Ln(To) :',f10.5/
3    1x,'3. Td  :',f10.5/1x,'4. Rv   :',f10.5/
5    1x,'5. Srmax :',f10.5/1x,'6. SR0  :',f10.5/)
    Write(6,651)
651  Format(//1x,
C
1    'Input number of parameter to change (0 to finish): ')
    Read(5,*)np
    if(np.ne.0)then
      Write(6,652)
652  Format(//1x,
1    'Input new parameter value : ')
    Read(5,*) val
    if(np.eq.1)SZM=val
    if(np.eq.2)T0=val
    if(np.eq.3)Td=val
    if(np.eq.4)Rv=val
    if(np.eq.5)SRmax=val
    if(np.eq.6)SR0=val
    goto 100
    endif
  endif
    Write (10,653)SZM,T0,TD,CHV,RV,SRMAX,Q0,SR0
653  Format (8F10.4)
C
C Convert parameters to m/time step DT
C with exception of XK0 which must stay in m/h
C Q0 is already in m/time step
C T0 is input as Ln(T0)

```

```

C
RVDT = RV * DT
CHVDT = CHV * DT
T0DT = T0 + ALOG(DT)
C
C Calculate SZQ parameter
C
SZQ = EXP(T0DT - TL)
C
C CONVERT DISTANCE/AREA FORM TO TIME DELAY HISTOGRAM ORDINATES
C
TCH(1) = D(1)/CHVDT
DO 15 J = 2,NCH
TCH(J) = TCH(1) + (D(J) - D(1))/RVDT
15 CONTINUE
NR = INT(TCH(NCH))
IF(FLOAT(NR).LT.TCH(NCH))NR=NR+1
ND = INT(TCH(1))
NR = NR - ND
DO 20 IR=1,NR
TIME = ND+IR
IF(TIME.GT.TCH(NCH))THEN
AR(IR)=1.0
ELSE
DO 21 J=2,NCH
IF(TIME.LE.TCH(J))THEN
AR(IR)=ACH(J-1)+(ACH(J)-ACH(J-1))*(TIME-TCH(J-1))/
1 (TCH(J)-TCH(J-1))
GOTO 20
ENDIF
21 CONTINUE
ENDIF
20 CONTINUE
A1= AR(1)
SUMAR=AR(1)
AR(1)=AR(1)*AREA
IF(NR.GT.1)THEN
DO 22 IR=2,NR
A2=AR(IR)
AR(IR)=A2-A1
A1=A2
SUMAR=SUMAR+AR(IR)
AR(IR)=AR(IR)*AREA
22 CONTINUE
ENDIF
If(iout.ge.1)write(10,603)szq
603 format(1x,'SZQ ',e12.5)
If(iout.ge.1)WRITE(10,604)TCH(NCH),SUMAR,(AR(IR),IR=1,NR)
604 FORMAT(1X,'SUBCATCHMENT ROUTING DATA'
1 1X,'Maximum Routing Delay ',E12.5/
2 1X,'Sum of histogram ordinates ',f10.4/(1X,5E12.5))
C
C INITIALISE SRZ AND Q0 VALUES HERE
C SR0 IS INITIAL ROOT ZONE STORAGE DEFICIT BELOW FIELD CAPACITY
C Q0 IS THE INITIAL DISCHARGE FOR THIS SUBCATCHMENT
C

```

```

C INITIALISE STORES
C
DO 25 IA=1,NAC
SUZ(IA)=0.
25 SRZ(IA)=SR0
SBAR=-SZM*ALOG(Q0/SZQ)
C
C Reinitialise predicted discharge array
C
DO 28 I = 1,NSTEP
28 Q(I)=0.
C
SUM=0.
DO 29 I=1,ND
29 Q(I) = Q(I) + Q0*AREA
DO 30 I=1,NR
SUM=SUM+AR(I)
IN = ND + I
30 Q(IN)=Q(IN)+Q0*(AREA-SUM)
C
C Initialise water balance. BAL is positive for storage
C
BAL = - SBAR - SR0
If(iout.ge.1)Write(10,605)BAL,SBAR,SR0
605 Format(1x,'Initial Balance BAL ',e12.5/
1 1x,'Initial SBAR ',e12.5/ 2 1x,'Initial SR0 ',e12.5/)
RETURN
END
C
C
C SUBROUTINE RESULTS (IRUN)
INCLUDE "C:\F32\TOPT\TMCOMMON.FOR"
CHARACTER*1 YES
C
C OBJECTIVE FUNCTION CALCULATIONS
C
F1=0.
F2=0.
SUMQ=0.
SSQ=0.
DO 60 IT=1,NSTEP
SUMQ=SUMQ+QOBS(IT)
SSQ = SSQ + QOBS(IT)*QOBS(IT)
F1=F1 + (Q(IT)-QOBS(IT))**2
F2=F2 + ABS(Q(IT)-QOBS(IT))
60 CONTINUE
QBAR = SUMQ / NSTEP
VARQ = (SSQ/NSTEP - QBAR*QBAR)
VARE = F1/NSTEP
E=1-VARE/VARQ
C
C add objective function values to output file
write(6,621)f1,e,f2,qbar,varq,vare
write(10,621)f1,e,f2,qbar,varq,vare
621 format(//1x,'Objective function values'/
1 1x,'F1 ',e12.5,' E ',f12.5,' F2 'e12.5//

```

```
2 1x,'Mean Obs Q ',e12.5,' Variance Obs Q ',e12.5/  
3 ' Error Variance',e12.5)
```

C

C

```
95 write(6,625)  
625 format(///1x,'Type R for another run, X to finish :')  
    read(5,*)YES  
    if(YES.eq.'R'.or.YES.eq.'r')then  
        irun = 1  
        return  
    endif  
    if(YES.eq.'X'.or.YES.eq.'x') then  
        irun = 0  
        return  
    endif  
    write(6,626)  
626 Format(1x,'Please try again - R or X:')  
    go to 95  
END
```

C

PROGRAMA TOPMODEL MODIFICADO

```
C
  INCLUDE "C:\digfor\topt1\TMCOMMON.FOR"
  CHARACTER*15 INPUTS$,SUBCAT$,PARAMS$,OUTPUT$
  OPEN(4,FILE="TOPMOD.RUN",STATUS="OLD")
  READ(4,"(A)")TITLE
  READ(4,"(A)")INPUTS$
  READ(4,"(A)")SUBCAT$
  READ(4,"(A)")PARAMS$
  READ(4,"(A)")OUTPUT$
  OPEN(7,FILE=INPUTS$,STATUS="OLD")
  OPEN(8,FILE=SUBCAT$,STATUS="OLD")
  OPEN(9,FILE=PARAMS$,STATUS="OLD")
  OPEN(10,FILE=OUTPUT$)
  WRITE(10,1001)TITLE
1001 FORMAT(1x,A)
  Write(6,1002)title
1002 Format(///1x,'TOPMODEL Version: TOPT95.02'////
  11x,'This run :'/1x,A//////////
  11x,'Centre for Research on Environmental Systems and Statistics'/
  21x,'Lancaster University, Lancaster LA1 4YQ, UK')
  Write(6,602)
602 format('/1x,'          Press <R>return to continue'/)
  Read(5,*)
```

```
C
C  READ IN DT and RAINFALL, PE, QOBS INPUTS
C
C  CALL INPUTS
C
C  READ IN SUBCATCHMENT TOPOGRAPHIC DATA
C  NB only for consistency with multiple subcatchment version
C  Only one subcatchment used in updating version
C
C  READ(8,*)NSC,IMAP,IOUT
C
C  INITIALISATION FOR THIS SUBCATCHMENT
C
C  CALL TREAD
  IRUN=0
100 Continue
C
C  If IRUN=0 new parameters are read from file
C  If IRUN=1 parameter values are updated interactively
C
C  CALL INIT(IRUN)
C
C  RUN MODEL FOR THIS SUBCATCHMENT INCLUDING LINEAR ROUTING CALCULATIONS
C
C  CALL TOPMOD
C
C  CALL RESULTS ROUTINE: if IRUN = 0 on return stop
```

```

CALL RESULTS(IRUN)
  IF(IRUN.eq.1)goto 100
  CLOSE(5)
  CLOSE(7)
  CLOSE(8)
  CLOSE(9)
  CLOSE(10)
  STOP
  END
C
C SUBROUTINE TOPMOD
C INCLUDE "C:\digfor\topt1\TMCOMMON.FOR"
C DIMENSION EX(30)
C
C
C THIS ROUTINE RUNS TOPMODEL FOR ONE SUBCATCHMENT, INCLUDING THE
C LINEAR CHANNEL ROUTING CALCULATIONS.
C
C The calculations are made for areal subdivisions based on the
C NAC ln(a/tanB) subdivisions. The saturation deficit for each
C subdivision is calculated from SBAR at the start of each time step.
C Each increment also has a root zone storage (SRZ) deficit which
C is 0 at 'field capacity' and becomes more positive as the soil
C dries out; and an unsaturated zone storage (SUZ) which is zero at
C field capacity and becomes more positive as storage increases.
C SUZ has an upper limit of the local saturation deficit SD.
C The local contributing area is where SD - SUZ is less than or equal to zero.
C
C REMEMBER SBAR,SD AND SRZ VALUES ARE DEFICITS; SUZ IS A STORAGE.
C
C
C
C ACMAX = 0.
C SUMP = 0.
C SUMAE = 0.
C SUMQ = 0.
C
C Initialise contributing area counts
C
C IHROF = 0
C do 5 ia = 1, nac
C 5 ihour(ia) = 0
C
C START LOOP ON TIME STEPS
C
C If(iout.ge.2)Write(10,101)
C 101 format(1x,' it p ep q(it) quz qb
C * sbar qof')
C DO 10 IT = 1,NSTEP
C QOF = 0.
C QUZ = 0.
C EP =PE(IT)
C P=R(IT)
C SUMP = SUMP + P

```

No infiltration excess in this version

```
C P IS RAINFALL AVAILABLE FOR INFILTRATION AFTER SURFACE CONTROL
C CALCULATION
C
C ACM=0.
C
C START LOOP ON A/TANB INCREMENTS
C
C DO 30 IA=1,NAC
C   UZ=0.
C   EX(IA)=0.
C
C CALCULATE LOCAL STORAGE DEFICIT
C
C   SD(IA)=SBAR+SZM*(TL-ST(IA))
C   IF(SD(IA).LT.0.)SD(IA)=0.
C
C ROOT ZONE CALCULATIONS
C
C   SRZ(IA) = SRZ(IA) - P
C   IF(SRZ(IA).LT.0.)THEN
C     SUZ(IA) = SUZ(IA) - SRZ(IA)
C     SRZ(IA) = 0.
C   ENDIF
C
C UZ CALCULATIONS
C
C   IF(SUZ(IA).GT.SD(IA))THEN
C     EX(IA) = SUZ(IA) - SD(IA)
C     SUZ(IA)=SD(IA)
C   ENDIF
C
C CALCULATE DRAINAGE FROM SUZ
C
C   IF(SD(IA).GT.0.)THEN
C     UZ=SUZ(IA)/(SD(IA)*TD*DT)
C     IF(UZ.GT.SUZ(IA))UZ=SUZ(IA)
C     SUZ(IA)=SUZ(IA)-UZ
C     IF(SUZ(IA).LT.0.0000001)SUZ(IA)=0.
C     QUZ=QUZ+UZ*AC(IA)
C   ENDIF
C
C
C
C CALCULATE EVAPOTRANSPIRATION FROM ROOT ZONE DEFICIT
C   EA=0.
C   IF(EP.GT.0.)THEN
C     EA=EP*(1 - SRZ(IA)/SRMAX)
C     IF(EA.GT.SRMAX-SRZ(IA))EA=SRMAX-SRZ(IA)
C     SRZ(IA)=SRZ(IA)+EA
C   ENDIF
C   SUMAE = SUMAE + EA * AC(IA)
C
```

```

C
C CALCULATION OF FLOW FROM FULLY SATURATED AREA
C This section assumes that a/tanB values are ordered from high to low
C
  OF=0.
  IF(IA.GT.1)THEN
    IB=IA-1
    IF(EX(IA).GT.0.)THEN
C
C Both limits are saturated
C
      OF=AC(IA)*(EX(IB)+EX(IA))/2
      ACM=ACM+AC(IA)
      ihour(ib) = ihour(ib) + 1
    ELSE
C
C Check if lower limit saturated (higher a/tanB value)
C
      IF(EX(IB).GT.0.)THEN
        ACF=AC(IA)*EX(IB)/(EX(IB)-EX(IA))
        OF=ACF*EX(IB)/2
        ACM=ACM+ACF
        ihour(ib) = ihour(ib) + 1
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
  QOF=QOF+OF
C
C Set contributing area plotting array
C
  CA(IT) = ACM
  IF(ACM.GT.ACMAX)ACMAX=ACM
C
C END OF A/TANB LOOP
C
30 CONTINUE
C
C
C CALCULATE SATURATED ZONE DRAINAGE
C
  QB=SZQ*EXP(-SBAR/SZM)
  SBAR=SBAR-QUZ+QB
  QOUT=QB+QOF
  SUMQ=SUMQ+QOUT
C
C CHANNEL ROUTING CALCULATIONS
C allow for time delay to catchment outlet ND as well as
C internal routing array
C
  DO 40 IR=1,NR
    IN=IT+ND+IR-1
    IF(IN.GT.NSTEP)GO TO 10
    Q(IN)=Q(IN)+QOUT*AR(IR)
  40 CONTINUE
C

```

```

      If(IOUT.ge.2) write(10,100)it, p, ep, q(it), quz, qb, sbar, qof
100 format(i4,7e10.3)
C
C  END OF TIME STEP LOOP
C
      10 CONTINUE
C
C  CALCULATE BALANCE TERMS
C
      SUMRZ = 0.
      SUMUZ = 0.
      DO 50 IA =1,NAC
      SUMRZ = SUMRZ + SRZ(IA)*AC(IA)
      SUMUZ = SUMUZ + SUZ(IA)*AC(IA)
50 CONTINUE
C
C  Calculate final water balance. Bal is positive for storage
C
      BAL = BAL + SBAR +SUMP - SUMAE - SUMQ + SUMRZ - SUMUZ
      WRITE(10,650)SUBCAT,SUMP,SUMAE,SUMQ,SUMRZ,SUMUZ,SBAR,BAL
      WRITE(6,650)SUBCAT,SUMP,SUMAE,SUMQ,SUMRZ,SUMUZ,SBAR,BAL
650 FORMAT(/1X,'Water Balance for Subcatchment : ',A/
      11x,' SUMP  SUMAE  SUMQ  SUMRZ  ',
      2 ' SUMUZ  SBAR  BAL'/7e11.4)

      If(iout.ge.1)WRITE(10,651)ACMAX
651 FORMAT(/1X,'Maximum contributing area ', e12.5)
      RETURN
      END
C
C
C  SUBROUTINE INPUTS
C
      INCLUDE "C:\digfor\topt1\TMCOMMON.FOR"
C
C  This subroutine must read in rainfall, pe and observed
C  discharges for T = 1,NSTEP with time step DT hours
C
      READ(7,*)NSTEP,DT
      READ(7,*)(R(I),PE(I),QOBS(I),I=1,NSTEP)
      CLOSE(7)
      DO 10 IT = 1,NSTEP
10 Q(IT)=0.
      RETURN
      END
C
C
C  SUBROUTINE TREAD
C
      INCLUDE "C:\digfor\topt1\TMCOMMON.FOR"
C
      READ(8,"(A)")subcat
      READ(8,*)NAC,AREA
C  NAC IS NUMBER OF A/TANB ORDINATES
C  AREA IS SUBCATCHMENT AREA AS PROPORTION OF TOTAL CATCHMENT

```

```

C
C READ(8,*)(AC(J),ST(J),J=1,NAC)
C
C AC IS DISTRIBUTION OF AREA WITH LN(A/TANB)
C ST IS LN(A/TANB) VALUE
C
C   tarea = ac(1)
C   do 10 j=2,nac
C     tarea = tarea + ac(j)
C 10 continue

C
C CALCULATE AREAL INTEGRAL OF LN(A/TANB)
C NB. a/tanB values should be ordered from high to low with ST(1)
C as an upper limit such that AC(1) should be zero, with AC(2)
C representing the area between ST(1) and ST(2)
C
C   TL=0.
C   AC(1)=AC(1)/tarea
C   SUMAC=AC(1)
C   DO 11 J=2,NAC
C   AC(J)=AC(J)/tarea
C   SUMAC=SUMAC+AC(J)
C   TL=TL+AC(J)*(ST(J)+ST(J-1))/2
C 11 CONTINUE

C
C READ CHANNEL NETWORK DATA
C
C   READ(8,*)NCH
C   READ(8,*)(ACH(J),D(J),J=1,NCH)

C
C ACH IS CUMULATIVE DISTRIBUTION OF AREA WITH DISTANCE D
C FROM OUTLET. D(1) is distance from subcatchment outlet
C ACH(1) = 0.
C
C   If(iout.ge.1)Write(10,600)TL, SUMAC
C 600 Format(1x,'TL=',f8.2,' SUMAC=', f8.2)
C   RETURN
C   END

C
C ///////////////////////////////////////////////////////////////////
C
C SUBROUTINE INIT(IRUN)
C   DIMENSION TCH(10)
C   INCLUDE "C:\digfor\topt1\TMCOMMON.FOR"
C
C   IF(IRUN.EQ.0)THEN
C
C   READ PARAMETER DATA
C
C     READ(9,"(A)")SUBCAT
C     READ(9,*)SZM,T0,TD,CHV,RV,SRMAX,Q0,SR0
C   ELSE
C
C   UPDATE PARAMETER VALUES
C   Allow updating of M, To, Td, Rv, SRMAX, SR0
C

```

```

100  Continue
      Write(6,650)SZM,T0,Td,Rv,Srmax,SR0
650  Format(/1x,'Parameter  Value'
      1  /1x,'1. M   :',f10.5/1x,'2. Ln(T0) :',f10.5/
      3  1x,'3. Td  :',f10.5/1x,'4. Rv   :',f10.5/
      5  1x,'5. Srmax :',f10.5/1x,'6. SR0  :',f10.5/)
      Write(6,651)
651  Format(/1x,
      1  'Input number of parameter to change (0 to finish): ')
      Read(5,*)np
      if(np.ne.0)then
        Write(6,652)
652  Format(/1x,
      1  'Input new parameter value : ')
      Read(5,*) val
      if(np.eq.1)SZM=val
      if(np.eq.2)T0=val
      if(np.eq.3)Td=val
      if(np.eq.4)Rv=val
      if(np.eq.5)Srmax=val
      if(np.eq.6)SR0=val
      goto 100
      endif
    endif
      Write(10,653)SZM,T0,TD,CHV,RV,SRMAX,Q0,SR0
653  Format(8F10.4)
C
C  Convert parameters to m/time step DT
C  with exception of XK0 which must stay in m/h
C      Q0 is already in m/time step
C      T0 is input as Ln(T0)
      RVDT = RV * DT
      CHVDT = CHV * DT
      T0DT = T0 + ALOG(DT)
C
C  Calculate SZQ parameter
C
      SZQ = EXP(T0DT - TL)
C
C
C  CONVERT DISTANCE/AREA FORM TO TIME DELAY HISTOGRAM ORDINATES
C
      TCH(1) = D(1)/CHVDT
      DO 15 J = 2,NCH
      TCH(J) = TCH(1) + (D(J) - D(1))/RVDT
15 CONTINUE
      NR = INT(TCH(NCH))
      IF(FLOAT(NR).LT.TCH(NCH))NR=NR+1
      ND = INT(TCH(1))
      NR = NR - ND
      DO 20 IR=1,NR
      TIME = ND+IR
      IF(TIME.GT.TCH(NCH))THEN
        AR(IR)=1.0
      ELSE
        DO 21 J=2,NCH

```

```

        IF(TIME.LE.TCH(J))THEN
          AR(IR)=ACH(J-1)+(ACH(J)-ACH(J-1))*(TIME-TCH(J-1))/
1    (TCH(J)-TCH(J-1))
          GOTO 20
        ENDIF
21  CONTINUE
    ENDIF
20  CONTINUE
    A1= AR(1)
    SUMAR=AR(1)
    AR(1)=AR(1)*AREA
    IF(NR.GT.1)THEN
      DO 22 IR=2,NR
        A2=AR(IR)
        AR(IR)=A2-A1
        A1=A2
        SUMAR=SUMAR+AR(IR)
        AR(IR)=AR(IR)*AREA
22  CONTINUE
    AR(IR)=HUG

```

C
C

C
C
C
C
C

PROGRAMA - Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico para um rio de quarta ordem com todas as possibilidades possíveis.

C

```

PROGRAM HUIG
REAL U (1:4 )
INTEGER J

```

C
C

Valores das Probabilidades de Transição

C

```

AR(IR)=HUG
HUG=0.0
P12=0.720
P13=0.146
P14=0.134
P23=0.556
P24=0.444
P34=1.000

```

C
C

Somatória dos Comprimentos dos Canais de cada Ordem

C

```

DL1=595
DL2=809
DL3=1763
DL4=10800

```

C
C

(A velocidade está em metros por hora)

C
C

V=8280

C
C

Q está em 1/horas

Q = 1/horas . AR(IR) (metros)

C

C Efeito do Tamanho ou de forma - Componente Dinâmica da Resposta

C
U(1)=V/DL1
U(2)=V/DL2
U(3)=V/DL3
U(4)=V/DL4

C
C Probabilidades de que o processo se inicie no estado i

C
T1=21.20/38
T2= 5.95/38
T3= 3.42/38
T4= 7.44/38

C
C Trajeto R1 * R2 * R3 * R4

C
T=0.0
100 IF (T.GT.20) GOTO 200
T1234=0.0
DO 11 J=1,4
XF=1.0
XF=XF*U(1)*U(2)*U(3)*U(4)
IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T1234=T1234+XF*(EXP(-U(J)*T))
ELSE
T1234=T1234+XF*0
END IF
11 CONTINUE
F1=T1234

C
C Trajeto R1 * R3 * R4

C
T134=0.0
DO 21 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(1)*U(3)*U(4)
IF(J.EQ.2) GOTO 20
IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T134=T134+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T134=T134+XF*0
END IF
21 CONTINUE
F2=T134

C

C Trajeto R1 * R4

```
C
T14=0.0
DO 31 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(1)*U(4)
IF(J.EQ.2.OR.J.EQ.3) GOTO 30
IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T14=T14+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T14=T14+XF*0
END IF
31 CONTINUE
F3=T14
```

C Trajeto R1 * R2 * R4

```
C
T124=0.0
DO 41 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(1)*U(2)*U(4)
IF(J.EQ.3) GOTO 40
IF(J.NE.1) THEN XF=XF/(U(1)-U(J))
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T124=T124+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T124=T124+XF*0
END IF
41 CONTINUE
F4=T124
```

C Trajeto R2 *R4

```
C
T24=0.0
DO 51 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(2)*U(4)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.3) GOTO 50
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T24=T24+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T24=T24+XF*0
END IF
51 CONTINUE
F5=T24
```

C

C Trajeto R2 * R3 * R4

```
C
T234=0.0
DO 61 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(2)*U(3)*U(4)
IF(J.EQ.1) GOTO 60
IF(J.NE.2) THEN XF=XF/(U(2)-U(J))
IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T234=T234+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T234=T234+XF*0
END IF
61 CONTINUE
F6=T234
```

C Trajeto R3 * R4

```
C
T34=0.0
DO 71 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(3)*U(4)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.2) GOTO 70
IF(J.NE.3) THEN XF=XF/(U(3)-U(J))
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
T34=T34+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
T34=T34+XF*0
END IF
71 CONTINUE
F7=T34
```

C Trajeto R4 * Saída da bacia

```
C
XF=1.0
XF=XF*U(4)
XF=XF/U(4)
F8=XF*EXP(-U(4)*T)
T4=0.0
DO 81 J=1,4
XF=1
XF=XF*U(4)
IF(J.EQ.1.OR.J.EQ.2.OR.J.EQ.3) GOTO 80
IF(J.NE.4) THEN XF=XF/(U(4)-U(J))
IF (U(J)*T.LT.300) THEN
TSAIDA=TSAIDA+XF*EXP(-U(J)*T)
ELSE
TSAIDA=TSAIDA+XF*0
END IF
81 CONTINUE
F9=TSAIDA
```

C

C

Resultados

C

```
HUG = T1*P12*P23*P34*F1 + T1*P13*P34*F2 + T1*P14*F3 + T1*P12*P24*F4 + T2*P24*F5
*   + T2*P23*P34*F6   + T3*P34*F7   + T3*P34*F8 + TSAIDA*P45*F9
WRITE(50, 150)T, HUG
150 FORMAT(F6.1,3X,F20.15)
    T=T+1.0
    GO TO 100
200 CONTINUE
    STOP
    END
    ENDIF
    WRITE(50, 150)T, HUG
150 FORMAT(F6.1,3X,F30.25)
    HUG=HUG*AR(IR)
    HUG=AR(IR)
20 CONTINUE
    STOP
    END
    ENDIF
```

C

C

```
If(iout.ge.1)write(10,603)szq
603 format(1x,'SZQ ',e12.5)
If(iout.ge.1)WRITE(10,604)TCH(NCH),SUMAR,(AR(IR),IR=1,NR)
604 FORMAT(1X,'SUBCATCHMENT ROUTING DATA'/
1 1X,'Maximum Routing Delay ',E12.5/
2 1X,'Sum of histogram ordinates ',f10.4/(1X,5E12.5))
```

C

```
C INITIALISE SRZ AND Q0 VALUES HERE
C SR0 IS INITIAL ROOT ZONE STORAGE DEFICIT BELOW FIELD CAPACITY
C Q0 IS THE INITIAL DISCHARGE FOR THIS SUBCATCHMENT
C
C INITIALISE STORES
```

C

```
DO 25 IA=1,NAC
SUZ(IA)=0.
25 SRZ(IA)=SR0
SBAR=-SZM*ALOG(Q0/SZQ)
```

C

C Reinitialise predicted discharge array

C

```
DO 28 I = 1,NSTEP
28 Q(I)=0.
```

C

```
SUM=0.
DO 29 I=1,ND
29 Q(I) = Q(I) + Q0*AREA
DO 30 I=1,NR
SUM=SUM+AR(I)
IN = ND + I
30 Q(IN)=Q(IN)+Q0*(AREA-SUM)
```

C Initialise water balance. BAL is positive for storage

C

```
BAL = - SBAR - SR0
```

```

      If(iout.ge.1)Write(10,605)BAL,SBAR,SR0
605 Format(1x,'Initial Balance BAL ',e12.5/
1    1x,'Initial SBAR    ',e12.5/
2    1x,'Initial SR0    ',e12.5/)
      RETURN
      END

```

C

C

```

SUBROUTINE RESULTS(IRUN)
INCLUDE "C:\digfor\topt1\TMCOMMON.FOR"
CHARACTER*1 YES

```

C

C OBJECTIVE FUNCTION CALCULATIONS

C

```

F1=0.
F2=0.
SUMQ=0.
SSQ=0.
DO 60 IT=1,NSTEP
SUMQ=SUMQ+QOBS(IT)
SSQ = SSQ + QOBS(IT)*QOBS(IT)
F1=F1 + (Q(IT)-QOBS(IT))**2
F2=F2 + ABS(Q(IT)-QOBS(IT))
60 CONTINUE
QBAR = SUMQ / NSTEP
VARQ = (SSQ/NSTEP - QBAR*QBAR)
VARE = F1/NSTEP
E=1-VARE/VARQ

```

C

C add objective function values to output file

C

```

write(6,621)f1,e,f2,qbar,varq,vare
write(10,621)f1,e,f2,qbar,varq,vare
621 format(//1x,'Objective function values'/
1 1x,'F1 ',e12.5,' E ',f12.5,' F2 'e12.5//
2 1x,'Mean Obs Q ',e12.5,' Variance Obs Q ',e12.5/
3 ' Error Variance',e12.5)

```

C

```

95 write(6,625)
625 format(///1x,'Type R for another run, X to finish :')
read(5,*)YES
if(YES.eq.'R'.or.YES.eq.'r')then
irun = 1
return
endif
if(YES.eq.'X'.or.YES.eq.'x') then
irun = 0
return
endif
write(6,626)
626 Format(1x,'Please try again - R or X:')
go to 95
END

```

ABSTRACT

A methodology is proposed to analyse and to evaluate hydrologic response prediction of small hydrographic basins. It was developed a hybrid model with the methodology of HUIG and TOPMODEL. The new model was named TOPMODIF. Both models were generated based on the basin geomorphology. The model's parameters were analysed using two hydrographic basins from São Paulo State with 38 e 67 km² respectively. The effects of variation of model's parameters such as, the variation of runoff velocity were also evaluated.