

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRAULICAS  
PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HIDRICOS E SANEAMENTO**

**AVALIAÇÃO DA APLICAÇÃO E PREVISÃO DE CHEIAS COM  
MODELO DISTRIBUIDO NA BACIA DO RIO ITAJAI-AÇÚ**

**ADILSON PINHEIRO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**PORTO ALEGRE, MAIO DE 1990**

**AVALIAÇÃO DA APLICAÇÃO E PREVISÃO DE CHEIAS COM  
MODELO DISTRIBUIDO NA BACIA DO RIO ITAJAI-AÇÚ**

**Trabalho apresentado como requisito para obtenção do  
título de mestre em Engenharia de Recursos Hídricos  
e Saneamento**

**AUTOR: ADILSON PINHEIRO**

**ORIENTADOR: PhD CARLOS E. M. TUCCI**

**PORTO ALEGRE, RS, MAIO DE 1990.**

*Para Fernanda,  
Felipe e Ivone.*

## A G R A D E C I M E N T O S

Em especial, ao prof. PhD Carlos Eduardo M. Tucci pela orientação clara e precisa, compreensão e incentivo no desenvolvimento da pesquisa e na elaboração final do trabalho.

A direção do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela cessão de instalações e equipamento necessários.

A coordenadora prof. Beate Frank e aos colegas da equipe do Projeto Crise, em particular ao funcionário Marcel Siebert e ao desenhista Ruy Lucas de Souza, pelo apoio recebido durante a elaboração da pesquisa e na montagem final do trabalho

A minha família que muito me apoiou e compreendeu a minha ausência em vários momentos importantes.

## RESUMO

A simulação do comportamento hidrológico e hidráulico em uma bacia pode ser desenvolvida pela utilização de modelos matemáticos. Esta atividade constitui um importante instrumento utilizado na gestão dos recursos hídricos.

Neste trabalho é apresentado um modelo conceitual distribuído, aplicado à previsão de cheias, em tempo atual e na avaliação operacional de reservatórios de contenção de cheias.

O modelo conceitual distribuído é composto de dois módulos: O primeiro representa a bacia vertente, onde os escoamentos são sintetizados, com base nos dados climatológicos e em características físicas, através de relações paramétricas de transformação da precipitação em vazão. O segundo simula a propagação dos hidrogramas ao longo dos canais principais e a propagação em reservatórios.

Na previsão de cheias em tempo atual, os erros da previsão do modelo conceitual são atualizados pela conjugação de um modelo empírico ARIMA, cujos parâmetros foram estimados recursivamente.

O modelo foi aplicado na bacia do Rio Itajaí-Açú, para a secção localizada no município de Rio do Sul. Esta secção localiza-se a jusante do encontro dos Rios Itajaí do Sul e Itajaí do Oeste, formadores do Rio Itajaí-Açú, nos quais foram construídas duas barragens para contenção de cheias. Os resultados obtidos na previsão em tempo atual com o modelo conceitual não foram bons. Entretanto a conjugação do modelo empírico para previsão dos erros produziu um aprimoramento considerável nos resultados.

## ABSTRACT

Simulation of the hydrological and hydraulic behavior at a basin can be developed through the use of mathematical models. This activity consists of an important device to be applied to the management of the water resources.

This paper aims at presenting a distributed conceptual model applied to both real-time flood forecasting and to the operational evaluation of reservoirs for the flood control.

The distributed conceptual model is made up of two modules: one shows the basin in which the runoffs are generated based on climatic data and physical characteristics, through the parametrical relations which turn precipitation into runoff. The other one simulates both the routing of hydrograms along the main channels and the routing through reservoirs.

During the real-time flood forecasting the forecasting errors related to the conceptual model are adapted through the conjugation of an ARIMA empirical model whose parameters have been recursively calculated.

The model was applied to the Itajai-Açú River basin for the section at Rio do Sul. This section is located downstream the place where Itajai do Sul and Itajai do Oeste rivers meet and form the Itajai-Açú river, where two dams leading to the flood control have been built. The results obtained during the real-time forecasting with the conceptual model have not been good. However, the conjugation of the empirical model for the error forecasting has brought relevant improvements to the results.

## INDICE

### LISTA DE FIGURAS

### LISTA DE TABELAS

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	Generalidades.....	2
1.2.	Objetivos.....	3
1.3.	Justificativa.....	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1.	Considerações gerais.....	6
2.2.	Aplicações dos modelos.....	6
2.3.	Estrutura dos modelos.....	7
2.3.1.	Introdução.....	7
2.3.2.	Modelos precipitação-vazão.....	8
2.3.3.	Modelos de propagação dos escoamentos.....	10
2.4.	Previsão de cheias em tempo atual.....	16
3.	METODOLOGIA.....	22
3.1.	Estrutura do modelo.....	23
3.2.	Modelo hidrológico precipitação-vazão IPH II.....	24
3.2.1.	Perdas por evaporação e interceptação.....	26
3.2.2.	Separação dos escoamentos.....	26
3.3.3.	Propagação superficial e subterrânea na bacia.....	33
3.3.	Propagação no canal no canal e reservatório.....	36
3.3.1.	Propagação no canal.....	36
3.3.1.1.	Canal com extravasamento.....	41
3.3.1.2.	Contribuição lateral.....	43
3.3.2.	Propagação em reservatórios.....	48
3.4.	Previsão da vazão em tempo atual.....	46
3.4.1.	Modelo Empírico ARIMAX.....	47
3.4.2.	Eficiência dos modelos.....	49
4.	APLICAÇÃO.....	52
4.1.	Considerações sobre a bacia.....	53

4.2.	Discretização adotada.....	54
4.3.	Dados disponíveis.....	59
5.	RESULTADOS.....	66
5.1.	Ajuste do modelo.....	67
5.1.1.	Parâmetros do modelo IPH II.....	67
5.1.2.	Parâmetros do canal.....	74
5.2.	Análise de operação das barragens.....	75
5.3.	Previsão em tempo atual.....	83
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	104
7.	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	110
	ANEXOS.....	116
	ANEXO 1.....	117
	ANEXO 2.....	118



## LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 - Esquemas de escoamento em seção com extravasamento
- Figura 3.1 - Estrutura do modelo utilizado.
- Figura 3.2 - Perdas por evaporação do solo
- Figura 3.3 - Continuidade na camada superior do solo
- Figura 3.4 - Funções do algoritmo de infiltração (I, T e S)
- Figura 3.5 - Situações do algoritmo de infiltração
- Figura 3.6 - Curva do diagrama tempo-área
- Figura 3.7 - Valores de n (HEC, 1974)
- Figura 3.8 - Hidrogramas de entrada e saída do trecho
- Figura 3.9 - Seção com extravasamento
- Figura 3.10 - Erros numéricos do Modelo Muskingun (Jones, 1981).
- Figura 3.11 - Fluxo esquemático do uso do modelo em tempo atual
- Figura 4.1 - Bacia de estudo
- Figura 4.2 - Planícies de inundação na bacia do Rio Itajai-Açú (CPRM, 1987).
- Figura 4.3 - Esquema da discretização do sistema
- Figura 4.4 - Isoietas dos eventos 07/83 e 08/84
- Figura 5.1 - Simulação da operação dos reservatórios para o evento 07/83
- Figura 5.2 - Simulação da operação dos reservatórios para o evento 08/84
- Figura 5.3 - Correlogramas para o evento 12/78
- Figura 5.4 - Correlogramas para o evento 12/80
- Figura 5.5 - Correlogramas para o evento 05/83
- Figura 5.6 - Correlogramas para o evento 07/83
- Figura 5.7 - Correlogramas para o evento 09/83
- Figura 5.8 - Correlogramas para o evento 08/84
- Figura 5.9 - Correlogramas para o evento 05/87
- Figura 5.10 - Previsão para o evento 12/78, com alcance de 4 horas
- Figura 5.11 - Previsão para o evento 12/78, com alcance de 6 horas
- Figura 5.12 - Previsão para o evento 12/78, com alcance de 8 horas
- Figura 5.13 - Previsão para o evento 12/80, com alcance de 4 horas
- Figura 5.14 - Previsão para o evento 12/80, com alcance de 6 horas

Figura 5.15 - Previsão para o evento 12/80, com alcance de 8 horas  
Figura 5.16 - Previsão para o evento 05/83, com alcance de 4 horas  
Figura 5.17 - Previsão para o evento 05/83, com alcance de 6 horas  
Figura 5.18 - Previsão para o evento 05/83, com alcance de 8 horas  
Figura 5.19 - Previsão para o evento 07/83, com alcance de 4 horas  
Figura 5.20 - Previsão para o evento 07/83, com alcance de 6 horas  
Figura 5.21 - Previsão para o evento 07/83, com alcance de 8 horas  
Figura 5.22 - Previsão para o evento 09/83, com alcance de 4 horas  
Figura 5.23 - Previsão para o evento 09/83, com alcance de 6 horas  
Figura 5.24 - Previsão para o evento 09/83, com alcance de 8 horas  
Figura 5.25 - Previsão para o evento 08/84, com alcance de 4 horas  
Figura 5.26 - Previsão para o evento 08/84, com alcance de 6 horas  
Figura 5.27 - Previsão para o evento 08/84, com alcance de 8 horas  
Figura 5.28 - Previsão para o evento 05/87, com alcance de 4 horas  
Figura 5.29 - Previsão para o evento 05/87, com alcance de 6 horas  
Figura 5.30 - Previsão para o evento 05/87, com alcance de 8 horas

## LISTA DE TABELAS

- Tabela 4.1. - Características do canal
- Tabela 4.2. - Características físicas das sub-bacias
- Tabela 4.3. - Eventos utilizados
- Tabela 4.4. - Níveis máximos medidos e observados
- Tabela 5.1. - Parâmetros de ajuste
- Tabela 5.2. - Coeficientes de determinação no ajuste
- Tabela 5.3. - Parâmetros do canal
- Tabela 5.4. - Valores da vazão máxima em Rio do Sul para a precipitação média na bacia de 1 dia
- Tabela 5.5. - Valores da vazão máxima em Rio do Sul para a precipitação média na bacia de 2 dias consecutivo
- Tabela 5.6. - Resultados dos modelos de previsão para o alcance de 4 horas
- Tabela 5.7. - Resultados dos modelos de previsão para o alcance de 6 horas
- Tabela 5.8. - Resultados dos modelos de previsão para o alcance de 8 horas
- Tabela 5.9. - Previsões para o alcance de 4 horas, apenas com as estações de Ituporanga e Taió.

## 1. INTRODUÇÃO

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. GENERALIDADES

Como consequência de fenômenos naturais os cursos d'água provocam danos às comunidades que deles se beneficiam. Quando da ocorrência de precipitações intensas e excessivas há a formação da onda de cheia, cuja elevação dos níveis no canal principal, provocam a inundação da planície secundária. Nestes casos são afetados os homens e os meios de produção, bem como o meio ambiente.

A minimização dos danos decorrentes das enchentes pode ser conseguido através de medidas denominadas estruturais e não-estruturais. As primeiras compreendem as obras de engenharia, tais como barragens, canais de desvios, diques e outras, enquanto que as não-estruturais são o conjunto de técnicas e procedimentos, tais como sistemas de previsão de cheias em tempo atual e alerta contra inundações, planejamento de uso e ocupação das planícies de inundação, seguro entre outros.

As medidas não-estruturais partem do princípio básico de convivência com as inundações. De outra forma as medidas estruturais relacionam-se com obras que alteram o sistema fluvial.

As medidas não-estruturais podem ser utilizadas tanto na ausência quanto na existência das obras de controle, caso em que colaborariam para aprimorar suas operações e controlar os impactos das cheias, cujos efeitos não possam ser totalmente anulados pelas obras.

Assim, a implantação dos sistemas de coleta e transmissão telemétrica de dados hidrométricos,

Itajai-Açú, que caracteriza-se por apresentar relevo acidentado com poucas áreas planas onde se concentra a ocupação urbana, com trechos de rios estrangulados e com extravasamentos, escoamento rápido, várias sub-bacias com igual importância e barragens para contenção de cheias localizadas nos afluentes. Assim para representar este sistema, foi estabelecido um modelo hidrológico que pudesse ser utilizado em diferentes condições, entre as quais para a previsão de cheias em tempo atual, operação dos reservatórios e planejamento de obras hidráulicas.

O modelo aplicado a esta realidade poderá ser adotado em bacias hidrográficas, com sistemas fluviais complexos e variabilidade espacial nas características físicas, cobertura da superfície, geologia, ocupação urbana, etc. para avaliação do comportamento hidrológico em diversas situações.

possibilita a execução de previsão de níveis ou vazão em tempo atual em seções críticas. A operação do sistema de previsão requer o desenvolvimento de modelos matemáticos adequados.

## 1.2. OBJETIVOS

Os objetivos deste estudo são o de estabelecer um modelo hidrológico distribuído para o trecho superior do Rio Itajai-Açú visando o seguinte:

- Análise e operação de um sistema fluvial com reservatórios;
- Previsão de cheias em tempo atual.

Este tipo de modelo também pode ser utilizado para o planejamento de uma bacia hidrográfica.

Neste estudo o modelo é utilizado para os objetivos acima, na bacia do rio Itajai-Açú no trecho que abrange os rios Itajai do Sul e Itajai do Oeste até a cidade de Rio do Sul, abrangendo, portanto os dois reservatórios existentes de controle de inundação.

## 1.3. JUSTIFICATIVA

Um modelo matemático hidrológico conceitual é utilizado como ferramenta na avaliação do comportamento hidrológico de uma bacia. Vários aspectos influenciam na escolha do modelo a ser adotado. Entre estes aspectos podem ser citados as características físicas da bacia, os canais fluviais, objetivos do estudo, entre outros.

Considerando a realidade da bacia do Rio

2. REVISÃO

BIBLIOGRÁFICA



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os modelos hidrológicos matemáticos desenvolvidos para aplicação no manejo dos recursos hídricos, são entendidos como algoritmos utilizados de modo a representar os fenômenos do ciclo hidrológico, no todo ou em partes, dentro de um sistema. A estrutura dos modelos apresenta complexidade variável em função da finalidade para os quais são aplicados.

Vários modelos foram desenvolvidos ao longo das últimas décadas. Um dos primeiros modelos desenvolvido foi o chamado SSARR (Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation), pelo U.S. Army Corps of Engineers (Rockwood, 1968). Com uma estrutura bastante complexa, foi desenvolvido o modelo STANFORD IV (Crawford e Linsley, 1966) que procura simular em detalhes todos os processos do ciclo hidrológico. Outros modelos baseados no STANFORD IV foram desenvolvidos posteriormente.

No Brasil, vários modelos também foram desenvolvidos, muitas vezes para atendimento de necessidades específicas. Os modelos mais largamente utilizados, são o IPH (Tucci, 1987) e SNAP (Lopes et alii, 1981), que têm sido aplicados a condições bastante diversas.

### 2.2. APLICAÇÃO DOS MODELOS

As aplicações para os quais os modelos hidrológicos conceituais do tipo precipitação-vazão, tem sido

utilizados são bastante diversos. Com frequência são aplicados para extensão de séries históricas de vazões, previsão de cheias em tempo atual, dimensionamento de obras hidráulicas, análise de uso e ocupação do solo de uma bacia hidrográfica, entre outras finalidades.

Um aspecto relevante a ser considerado na análise de utilização dos modelos de previsão diz respeito ao seu modo de aplicação. Neste sentido, os modelos podem ser aplicados de dois modos, em função de seus objetivos.

- modo de simulação: cujos objetivos principais são completar séries de vazões ocorridas no passado, avaliar modificações na bacia, entre outros. A calibração é realizada utilizando-se conjuntos simultâneos de dados de chuva e vazões e o conjunto de parâmetros é considerado válido por certo período de tempo. Nesta situação os modelos são utilizados principalmente para estudos de planejamento de recursos hídricos e projetos de obras hidráulicas.

- modo de previsão em tempo atual: neste caso o objetivo é prever o estado do sistema no instante  $t + \Delta t$ , onde são conhecidas as informações até o instante  $t$ . Embora os parâmetros possam ser obtidos de forma semelhante ao modo de simulação é possível efetuarem-se ajustes durante o processo de previsão a partir dos resíduos constatados. Os dados utilizados são obtidos em tempo atual.

## 2.3. ESTRUTURA DOS MODELOS HIDROLÓGICOS

### 2.3.1. INTRODUÇÃO

Os modelos matemáticos hidrológicos podem apresentar uma estrutura simples, no qual parte dos fenômenos hidrológicos ou do sistema são representados, ou uma estrutura complexa, onde os fenômenos e o sistema são representados com

maior detalhamento.

A estrutura dos modelos mais complexos, em geral, é composta de dois módulos básicos. O primeiro realiza a simulação dos processos do ciclo hidrológico de transformação da precipitação que ocorre na bacia em escoamentos. Nesta fase a precipitação é repartida em parcelas correspondentes a intercepção, infiltração, armazenamento no solo, evapotranspiração e escoamento superficial, hipodérmico e subterrâneo. Cada uma destas parcelas é relacionada a um reservatório hipotético que representa o retardamento da água. São criadas funções de transferência de um reservatório para outro a fim de simular o ciclo hidrológico, sendo utilizadas expressões empíricas ou conceituais. O segundo módulo corresponde a propagação dos escoamentos em rios ou canais e em reservatórios, que permite caracterizar o comportamento do escoamento em função das características físicas e de condições de contorno.

### 2.3.2. MODELOS PRECIPITAÇÃO-VAZÃO

Nesta estrutura o sistema pode ser considerado de forma concentrada ou distribuída. Diz-se que o sistema é concentrado (lumped) quando seus parâmetros e variáveis variam em função do tempo, e distribuído (distributed) quando estes componentes variam também segundo o espaço. No sistema distribuído a bacia e/ou canal são subdivididos em parcelas menores, com características de semelhança quanto a alguns aspectos relevantes. Desta forma, os modelos aplicados considerando sistemas distribuídos são mais complexos que aqueles aplicados em sistemas concentrados, devido ao maior volume de informações envolvidas.

Dentro deste contexto encontram-se os modelos SSARR (Rochwood, 1958). STANFORD IV (Crawford e Linsley,

1988), FGMOD (Ludwig, 1982), entre outros, que consideram o sistema de forma distribuída. No Brasil alguns trabalhos foram desenvolvidos com modelos distribuídos, dos quais pode ser destacado as versões IPH III e IPH IV.

Mota e Tucci (1983) desenvolveram a versão IPH III, que considera o sistema de forma distribuído. O modelo é constituído da parcela referente a simulação da relação precipitação-vazão, com o modelo IPH II e a propagação da onda resultante através do modelo da onda cinemática, com o objetivo de realizar estudos sobre os efeitos da urbanização. O modelo foi aplicado a bacia do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre, com área de aproximadamente 80 km<sup>2</sup>. Duas discretizações da bacia foram consideradas, uma denominada esquema simplificado, com três sub-bacias e a outra denominada esquema completo, com oito sub-bacias contribuintes. Os autores concluíram que melhores resultados são alcançados com a utilização do esquema de discretização completa.

Tucci et alii (1989), utilizaram a versão IPH IV, também com sistema distribuído, que incorpora à versão IPH II, o modelo hidrodinâmico, com solução numérica, esquema implícito progressivo, das equações de Saint Venant, com o objetivo de estabelecimento de vazões de projeto. Aplicaram na região metropolitana de São Paulo, onde o principal curso d'água é o Rio Tietê. O modelo chuva-vazão foi ajustado a onze bacias urbanas, sendo a área impermeável obtida através de relação com a densidade de ocupação. Os resultados dos ajustes foram bons. No entanto, observam que no caso de dimensionamento de condutos nos afluentes torna-se necessário exame mais detalhado das condições de ocupação, com maior discretização da bacia.

### 2.3.3. MODELOS DE PROPAGAÇÃO DOS ESCOAMENTOS

Esta parcela está contida dentro dos modelos mencionados no item anterior, no entanto para destacar este módulo que em alguns sistemas é a única parte utilizada é realizada a revisão descrita a seguir.

A propagação dos escoamentos em rios ou canais é obtida através do sistema de equações de Saint Venant. Este sistema é representado por duas equações diferenciais que controlam a conservação de massas e a quantidade de movimento.

A equação da continuidade, baseada na lei da conservação de massa é expressa como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_1 \quad 2.1$$

onde

Q é a vazão

A a área da seção transversal

X a distância na direção do escoamento

t o intervalo de tempo

$q_1$  a entrada ou saída da vazão por unidade de comprimento.

Considerando as principais forças envolvidas no escoamento como a força da gravidade, fricção e pressão é obtida a equação da quantidade de movimento, expressa por

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A \cdot (S_0 - S_f) \quad 2.2$$

onde

y é a profundidade

$S_0$  a declividade de fundo

$S_f$  a declividade da linha de fricção

g a aceleração da gravidade.

Com base em simplificações destas equações os métodos são classificados em: armazenamento, onda cinemática, difusão e dinâmico. No primeiro caso somente o efeito de armazenamento é levado em conta.

Um dos métodos de armazenamento mais frequentemente usados é o método de Muskingun o qual foi sugerido pelo U. S. Corps of Engineers para estudo da bacia do Rio Muskingun, em Ohio (McCarthy, 1939). O método é baseado na suposição de uma relação linear entre a vazão de entrada, I, a vazão de saída, Q e o armazenamento, S, em um trecho de canal, sob a forma

$$S = K ( X.I + (1 - X).Q ) \quad 2.3$$

onde K e X são parâmetros.

Convencionalmente estes parâmetros do método de Muskingun são determinados pela calibração usando hidrogramas observados de montante e de jusante, no trecho considerado. Cunge (1969) estabeleceu equações para determinação dos parâmetros K e X em função das características físicas do canal e da vazão escoada.

O método de Muskingun tem sido utilizado na forma não-linear. Neste caso duas abordagens diferentes são adotadas para definir a não linearidade do método. A primeira considera os parâmetros variáveis ao longo do tempo, como função da vazão escoada, determinados de acordo com as equações propostas por Cunge e, a segunda considera que na equação 2.3 é incorporado um expoente, tornando a relação entre as vazões de montante e de jusante e o armazenamento no trecho como uma relação não-linear.

Ponce e Yevjevich (1978), utilizaram o método de Muskingun, com os parâmetros variáveis, estimados de

acordo com proposição de Cunge. Examinaram o uso de três situações para estabelecimento da vazão, em cada intervalo de tempo de simulação: com dois, três ou quatro pontos. Entendido como pontos os valores das vazões nas seções de montante e de jusante nos instantes de tempo  $t$  e  $t + 1$ . No caso da utilização de quatro pontos, a determinação é realizada por processo iterativo. Os resultados indicaram que a utilização do método com três e quatro pontos produzem resultados equivalentes, enquanto a situação com dois pontos resulta em menor pico e alguma redução no tempo de viagem da onda.

Lôu e Silveira, (1981) deram um tratamento explícito ao método de Muskingun-Cunge, onde em cada ponto da malha são calculados os novos valores de difusividade e o número de Courant (relação entre a celeridade física e a celeridade cinética) possibilitando desta forma ter-se os parâmetros variáveis ao longo do trecho. Foi aplicado a um estirão do rio Tocantins, no trecho compreendido entre Itupiranga e Tucuruí. Utilizaram o processo de três pontos para determinação da vazão. O modelo não-linear foi comparado com o modelo linear, e em ambos os casos os resultados foram bons.

Zamanillo e Tucci (1987) aplicaram o método de Muskingun-Cunge na forma não-linear sendo a estimativa dos parâmetros variável com o tempo. Adotaram a alternativa proposta por Ponce e Yevjevich (1978) de três pontos para determinação da vazão. O modelo foi aplicado na simulação de um trecho à jusante da hidrelétrica de Itaúba. Os resultados obtidos com o método não-linear foram comparados com a solução linear, tendo constatado boa performance com o método pesquisado.

Sing e Scariatos (1987) analisaram o método de Muskingun, adotando a equação 2.3 na forma não-linear. Neste caso o método passa a possuir três parâmetros, ou seja, além dos parâmetros  $K$  e  $X$ , possuem um expoente  $\alpha$ , que torna a relação entre as vazões afluentes e efluentes e o armazenamento de forma não-linear. Derivaram soluções analíticas para casos simplificados

e integrais aproximadas para casos gerais. Os resultados mostram que a exatidão depende principalmente do parâmetro K e que o fator de peso tem menor significância. Realizaram comparações com o método na forma linear e diversas versões não lineares. As comparações demonstraram que a solução não-linear é menos exata do que a linear e que a exatidão varia com a forma da versão não-linear.

Dependendo das características do canal fluvial e da topografia da região adjacente, uma onda de cheia que se propaga em um rio pode extravasar, dando origem a planície de inundação. Ainda em função da topografia podem se formar canais de escoamento secundário, produzindo efeitos dinâmicos também na planície, ou apenas a formação de bacias de armazenamento ao longo do rio.

Cunge (1971) previu a utilização de quatro situações na modelação matemática:

1 - O escoamento se processa através de toda a seção, composta do canal principal e da planície de inundação (fig. 2.1.a).

2 - Apenas no canal principal e em sua projeção até a superfície ocorre o escoamento longitudinal, sendo a planície inundada simulada como reservatório de acumulação sem escoamento e em equilíbrio com o canal menor (fig. 2.1.b).

3 - Como no caso anterior, considerando-se no entanto que os níveis nos reservatórios de acumulação e no canal principal são diferentes entre si, sendo a ligação entre eles simulada como um vertedor (fig. 2.1.c).

4 - Modelo bidimensional onde todos os segmentos representativos do canal menor, bem como da planície inundável adjacente são simuladas como compartimentos ligados entre si (fig. 2.1.d).

A modelação matemática nestas situações,



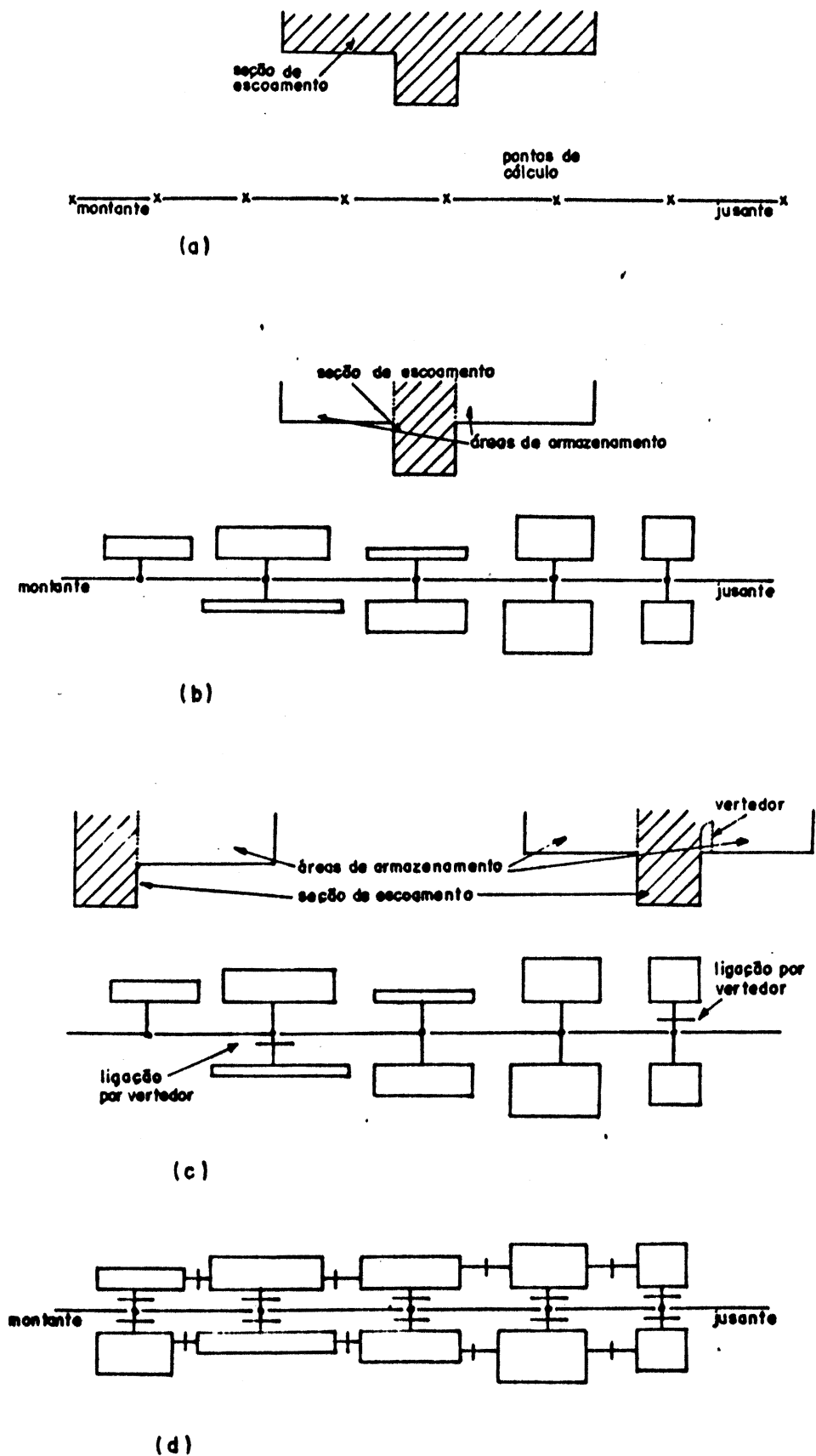


Figura 2.1 - Esquemas de escoamento em seção com extravasamento (Cunge, 1971).

em muitos dos casos tem sido desenvolvido pela utilização das equações completas de Saint Venant, que permitem um maior detalhamento da seção. Para a situação 1, representada na fig. 2.1.a. é possível a utilização de métodos mais simples, como o método de Muskingun.

Miller e Cunge (1975) utilizaram o método de Muskingun para simular o escoamento de toda a seção em um rio sujeito ao extravasamento. Derivaram uma função para cálculo do parâmetro K a partir da equação de Manning. Esta função é resolvida iterativamente em cada intervalo de tempo ou através do estabelecimento de uma curva com os valores conhecidos do nível. O parâmetro X é calculado pela expressão proposta por Cunge (1969).

Adotando a formulação esquematizada na figura 1.b., Silva e Cirilo (1980), aplicaram um modelo hidrodinâmico ao rio São Francisco para a propagação de cheias no trecho de Bom Jesus da Lapa e Marpará. Utilizaram imagens de satélites para a definição do contorno da planície de inundação. Obtiveram melhoras sensíveis com a introdução das informações obtidas de imagens de satélites, em especial, na simulação de vazões e níveis nas seções intermediárias.

Silvestrini e Tucci (1980), estudaram o comportamento da propagação hidrodinâmica de cheias através de seções compostas, considerando os dois primeiros casos propostos por Cunge (1971).

Para estes dois casos pesquisados, verificaram as semelhanças e diferenças, seus principais parâmetros de controle e a influência destes parâmetros na vazão de pico e na forma do hidrograma propagado. Um dos parâmetros mais importantes analisados foi a relação entre a largura do canal principal e a largura total da superfície líquida. Os resultados mostraram que esta relação é bastante sensível no efeito de atenuação da onda. Por outro lado os coeficientes de rugosidade da planície inundável apresentam pequena sensibilidade.

## 2.4. PREVISÃO DE CHEIAS EM TEMPO ATUAL

A previsão de cheias em tempo atual é entendido como a estimativa dos valores futuros, no instante  $t + \Delta t$ , a partir do estado do sistema observado no instante  $t$  presente. O intervalo de tempo  $\Delta t$  é o tempo de previsão ("lead time") cujo valor máximo possível será o tempo de retardamento da bacia ("lag").

Vários modelos foram desenvolvidos para o manejo dos recursos hídricos a curto termo. Uma das principais áreas de aplicação é a previsão de cheias em tempo atual, ou seja, para futuros próximos, da ordem de horas ou poucos dias.

Dois tipos de modelos são encontrados para a previsão de cheias em tempo atual:

1 - Modelos Empíricos, que em geral, constituem-se de uma equação autoregressiva, onde a vazão prevista para um intervalo de tempo futuro é correlacionada com as vazões nos intervalos de tempo passados, podendo ainda ser correlacionada com outras variáveis como a precipitação. Destaca-se entre esses modelos, os auto-regressivos integrados de média móvel, ARIMA, descritos por Box e Jenkins (1970).

2 - Modelos Conceituais, que procuram retratar em todo ou em partes os processos de transformação de precipitação em vazão, através de relações que descrevem as leis físicas do sistema. Um resumo das características de alguns modelos conceituais é encontrado em Fleming (1978).

Um modelo de previsão de cheias em tempo atual podem ter seus parâmetros atualizáveis ou não (O'Connell e Clarke, 1981). Um modelo é dito atualizável quando os parâmetros são reestimados sempre que novos dados observados tornam-se

disponíveis. Neste aspecto os modelos empíricos apresentam uma grande vantagem, pois devido a sua estrutura simples, facilmente são atualizados os seus parâmetros o que não ocorre com os modelos conceituais que apresentam uma estrutura mais complexa.

A maioria dos modelos propostos na literatura, são do tipo empírico, devido a sua versatilidade de aplicação quanto ao ajuste dos parâmetros, tempo requerido e capacidade de armazenamento para atualização dos parâmetros. Por outro lado, os modelos conceituais com uma estrutura mais complexa requerem maiores recursos em termos de tempo e capacidade de armazenamento para atualizar os parâmetros.

Na previsão com parâmetros atualizáveis, a vazão prevista para o intervalo  $t+1$ , representada por  $\bar{q}_{t+1}$  é baseada nas condições e entradas antecedentes. Quando a vazão para o intervalo  $t+1$ , representada por  $q_{t+1}$ , torna-se disponível, tem-se o erro de previsão  $e_{t+1}$  calculado como:

$$e_{t+1} = q_{t+1} - \bar{q}_{t+1} \quad 2.4$$

Esse erro de previsão  $e_{t+1}$  constitui-se no problema central, que tem requerido considerável esforço dos hidrólogos à sua minimização nas previsões seguintes. Algumas técnicas tem sido utilizadas nos modelos empíricos para a superação deste problema, como a técnica do Filtro de Kalman (Pegran e Stretch, 1981, Logan et alii, 1981, Lanna, 1985), a Técnica Recursiva dos Mínimos Quadrados (Cooper, 1982, Lanna e Valença, 1985) e a Técnica do Preditor de Auto-Ajuste (Porto, 1985).

Algumas possibilidades existem para a minimização do erro de previsão em modelos conceituais. Uma é ajustar os parâmetros do modelo, tal que o ajuste entre  $\bar{q}_{t+1}$  e  $q_{t+1}$  é obtido. Para modelos com um considerável número de parâmetros, o ajuste manual dos seus valores para cada intervalo de tempo não é fácil, requerendo considerável experiência do

usuário. Uma segunda possibilidade é ajustar o conteúdo dos vários reservatórios hipotéticos do modelo para obter-se a saída desejada. Isto requer uma recomendável experiência no uso do modelo, experiência que pode não ser acessível quando os recursos disponíveis são limitados. Uma outra alternativa tem sido aplicar uma técnica utilizada nos modelos empíricos (Kitanidis e Brás, 1978), embora isto pode produzir um considerável problema teórico e computacional devido a não linearidade envolvida.

Duas outras aproximações tem sido aplicadas, consistindo nos modelos conjugados, constituídos de uma parte conceitual e uma parte empírica. Uma destas, envolve a calibração de um modelo conceitual "off-line" e calcular uma série de resíduos definidos como:

$$n_t = q_t - \bar{q}_t \quad 2.5$$

onde  $q_t$  e  $\bar{q}_t$  são as vazões observadas e calculadas, respectivamente. Então é aplicado um modelo ARIMA à série de resíduos  $n_t$  como

$$\Delta^d \cdot \phi(B) \cdot n_t = \psi(B) \cdot a_t \quad 2.6$$

onde

$\Delta$  é um operador diferença

$\phi(B)$  e  $\psi(B)$  são polinômios do operador deslocamento retroativo

$B$

$a_t$  é um ruído aleatório.

Para previsão na condição operacional, os parâmetros do modelo conceitual permanecem fixos e uma previsão é obtida combinando uma previsão do modelo conceitual com uma previsão dos resíduos. Este processo de modelagem em dois estágios foi sugerido por Jamieson, Wilkinson e Ibbitt (O'Connell, 1980).

Uma segunda aproximação é adotar um modelo conceitual onde a vazão no intervalo de tempo  $t$  pode ser escrita

como uma função explícita da vazão para o tempo  $t + \tau$ , usando desta forma a última vazão observada dentro do modelo, para prever a vazão futura (Green, 1980, Moore e Weiss, 1980).

A aplicação de modelos conceituais para previsão de cheias em tempo atual, com parâmetros atualizáveis ou não, tem merecido a atenção de vários pesquisadores. Os modelos conceituais que são utilizados, na maioria das vezes, apresentam uma estrutura relativamente simples.

Em alguns casos a previsão é realizada utilizando-se apenas o modelo conceitual adotado e, em outros, agregando um modelo empírico para previsão dos erros. Os modelos conceituais tem apresentado bons resultados mas a agregação do modelo empírico para previsão dos erros tem contribuído significativamente para um aprimoramento das previsões finais.

Tucci e Clarke (1980) utilizaram o modelo IPH II para previsão em tempo atual com parâmetros atualizáveis, pela minimização de uma função objetivo. A função objetivo utiliza os registros observados e os valores obtidos pelo modelo. Foi adotado um comprimento de memória  $M$  que é mantido armazenado para estimativa dos parâmetros. Quando novas informações tornam-se disponíveis para o intervalo de tempo  $t + 1$ , a informação para o intervalo de tempo  $t - M$  é desprezada, permanecendo assim, um registro de comprimento  $M$ , no intervalo  $(t - M + 1, t + 1)$ , para minimização da função objetivo. O modelo foi aplicado a bacia do Rio Capivari (SC), com dados diários. Algumas dificuldades foram encontradas, principalmente quando a qualidade dos dados.

Jones e Moore (1980) desenvolveram um modelo simples para propagação do escoamento em canais, utilizado para previsão em tempo atual. O modelo considera os efeitos de atenuação e da variação do tempo de viagem da onda de cheia com o escoamento. Os autores apresentaram um parâmetro que descreve a relação entre as vazões de montante e jusante no instante de tempo  $t - 1$ , e a contribuição lateral e a vazão prevista no instante de

tempo  $t$ . Este parâmetro é variável com a vazão através de uma função polinomial de terceiro grau. A bacia intermediária contribui pontualmente. São adotados os valores conhecidos dos afluentes que apresentam medições para estimar a contribuição das bacias sem medições. O modelo foi aplicado no Rio Dee, em um trecho de 64 km, entre o Reservatório Bala, de múltiplos usos, e a seção de Manley Hall, com uma bacia contribuinte de 708,0 km<sup>2</sup>, onde 80% da área de contribuição lateral não tem medição. A previsão em tempo atual é realizada com o modelo de propagação no modo de simulação e com um modelo AR(2) para previsão dos erros.

Eiger (1983) empregou o método Muskingum, na forma linear para previsão de níveis em tempo atual. O método expresso pela equação 2.3, que pondera as vazões de montante e jusante foi adaptado a fim de permitir a previsão de níveis. Deste modo as informações necessárias são obtidas diretamente dos linigramas. O método foi aplicado na bacia do Rio Ribeira de Iguape para previsão dos níveis na barragem do Valo Grande. Constatou-se que a utilização de modelos mais complexos baseados nas equações completas de Saint Venant produzem resultados equivalentes.

Cruz (1987) utilizando uma combinação do modelo IPH II, com parâmetros fixos, e um modelo ARIMAX para a previsão dos erros do primeiro, com parâmetros estimados recursivamente, realizou previsões de vazões em tempo atual. A aplicação do modelo foi feita na seção de Ibirama, no Rio Hercílio, afluente do Rio Itajaí-Açú, com dados de precipitação discretizados a intervalos de duas horas.

A comparação da performance deste modelo com as alternativas dos modelos empíricos (ARIMAX) e conceitual (IPH II) aplicados separadamente, revelou a superioridade do modelo conjugado. Atribuiu-se o aprimoramento dos resultados, ao fato dos erros das previsões com o modelo IPH II, apresentarem dependência temporal e espacial, dependência esta devida à heterogeneidade das precipitações na bacia, cuja rede pluviométrica apresenta-se pouco

densa.

Neste mesmo local, Cordero (1988) aplicou um modelo simplificado, baseado na transformação da precipitação em vazão, proposta pela teoria linear do hidrograma unitário. A chuva efetiva é estimada recursivamente por um índice constante de abstração da chuva total. Essa abstração leva em conta a evaporação, interceptação e infiltração da chuva total, que variam ao longo do evento. As previsões foram comparadas com os resultados anteriores, concluindo que apesar da simplicidade o modelo apresenta resultados equivalentes aos obtidos pelo modelo IPH II.

Pedrollo (1988) realizou previsões de cheias em tempo atual em um trecho de bacia, com contribuições laterais significativas na área incremental. Utilizou um modelo empírico agregado ao modelo conceitual. O modelo conceitual utilizado é representado pelo modelo de Analogia de Difusão, para propagação do escoamento no canal principal, e o modelo empírico do tipo ARIMAX, para as contribuições laterais e os erros. O modelo foi aplicado à bacia do Alto Iguaçu, em União da Vitória (PR) / Porto União (SC).

Steffen (1988) realizou previsões em tempo atual utilizando três modelos, entre os quais o método Muskingun-Cunge não-linear, com a propagação de hidrogramas da seção de montante e de afluentes intermediários, de forma distribuída. Foi aplicado para um trecho do Rio Jacuí, à jusante da hidrelétrica de Itaúba, do Rio São Francisco e do Rio Uruguai. Os resultados demonstraram que o modelo distribuído apresenta melhores resultados, principalmente em trechos longos.



### 3. METODOLOGIA

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1. ESTRUTURA DO MODELO

O modelo utilizado é composto de dois módulos (fig. 3.1). O primeiro módulo simula os processos de transformação da precipitação ocorrida na bacia em vazão, na seção de controle, em cada intervalo de tempo. O cálculo é realizado para cada sub-bacia com características específicas. A vazão gerada contribui lateralmente no canal principal, formando a onda de cheia, que é então propagada, juntamente com a vazão de entrada a montante do trecho.

O segundo módulo realiza a propagação em rios e em reservatórios. A propagação no canal é realizada através do método Muskingun, onde os parâmetros são estimados em cada intervalo de tempo, pelas expressões propostas por Cunge (1969). A estimativa dos parâmetros é desenvolvida em função das características físicas e da vazão escoada, tornando o modelo não-linear. Nesta etapa são propagados os hidrogramas de montante, quando existem, e as contribuições laterais geradas no primeiro módulo. No reservatório a propagação de vazões é realizada pelo método de Pulz.

O modelo é apresentado para utilização na condição de planejamento, com simulação "off line" e para previsão de cheias em tempo atual, com simulação "on line". No caso de previsão de cheias em tempo atual é conjugado um modelo empírico para previsão dos erros do modelo conceitual.

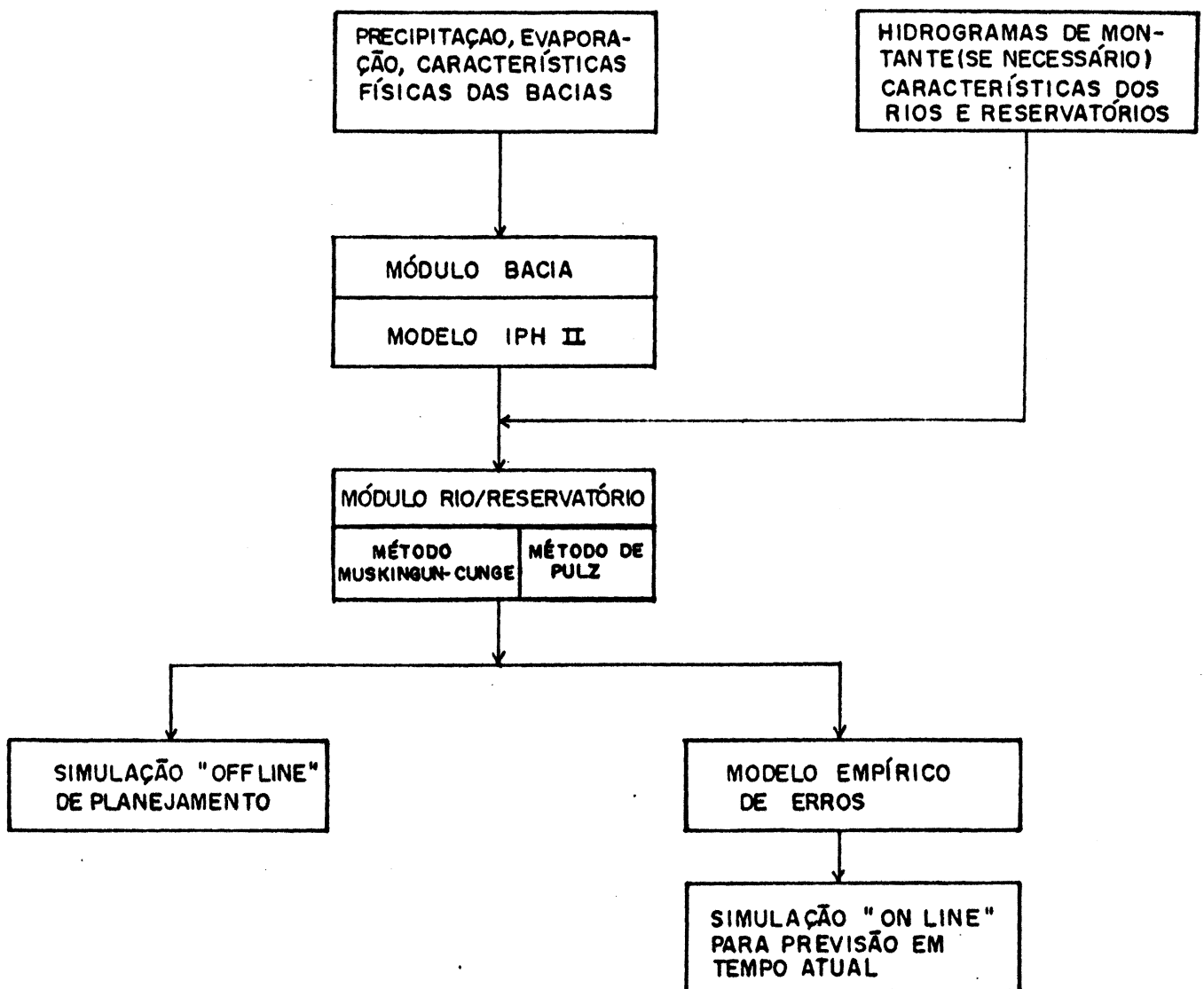


Figura 3.1 - Estrutura do modelo utilizado.

### 3.2. MODELO HIDROLÓGICO PRECIPITAÇÃO-VAZÃO IPH-II

O modelo hidrológico precipitação-vazão IPH-II, foi descrito por Tucci et alii (1981). Este modelo é composto por três algoritmos que procuram simular os principais

processos do ciclo hidrológico, em etapas bem estabelecidas. São os seguintes:

- 1 - Perdas por evaporação e interceptação
- 2 - Separação dos escoamentos
- 3 - Propagação dos escoamentos superficial e subterrâneos na bacia

### 3.2.1. PERDAS POR EVAPORAÇÃO E INTERCEPÇÃO

A evaporação potencial é retirada da precipitação quando esta é superior. No caso contrário, a evaporação potencial não satisfeita é atendida pelo reservatório de interceptação (cobertura vegetal e depressões). Quando este reservatório é totalmente esgotado, o déficit de evaporação potencial passa a ser atendida pela água contida no solo por meio da relação linear (fig. 3.2):

$$ES_t = \frac{EP_t \cdot S_t}{S_{max}} \quad 3.1$$

onde:

- $ES_t$  = evaporação do solo no tempo t
- $EP_t$  = evaporação potencial no tempo t
- $S_t$  = umidade do solo no tempo t
- $S_{max}$  = teor máximo de umidade do solo

Quando a precipitação é maior do que a evaporação potencial, a diferença é retida por interceptação até que sua capacidade máxima  $R_{max}$ , seja satisfeita. A precipitação restante é finalmente utilizada no algoritmo de separação dos escoamentos para o cálculo dos valores superficiais e percolados. Uma parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada superficialmente, sem passar pelo referido algoritmo.

O parâmetro AIMP representa o percentual de áreas impermeáveis da bacia, o que permite definir a área da bacia na qual a chuva é transformada completamente em escoamento superficial.

A parcela da precipitação que chega as superfícies dada pelo produto da precipitação efetiva pela grandeza AIMP, constitui parte do volume que escoará superficialmente. A outra parcela deste escoamento será dada pela separação do escoamento das superfícies sujeita a infiltração.

O parâmetro deste algoritmo é  $R_{max}$ , ou seja, armazenamento máximo do reservatório de perdas, entendida como o valor máximo da interceptação.

### 3.2.2. SEPARAÇÃO DOS ESCOAMENTOS

A equação da continuidade (fig. 3.3) na zona superior do solo é expressa por:

$$\frac{dS}{dt} = I - T \quad 3.2$$

onde:

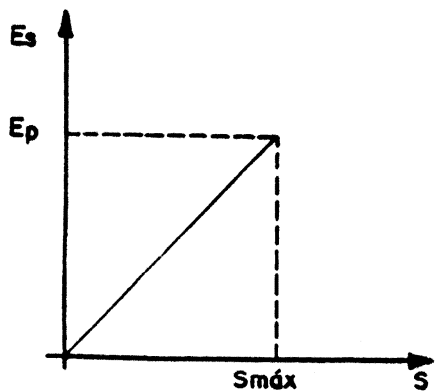
I = parcela da precipitação que se infiltra no solo;

T = percolação, considerada como o escoamento da zona superior

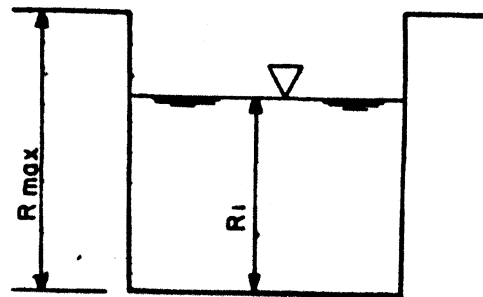
S = armazenamento da camada superior do solo

A equação de Horton (1939) para determinação da capacidade de infiltração é

$$I = I_b + (I_o - I_b) h^t \quad 3.3$$



a - Evaporação no Solo



b - Intercepção

Figura 3.2 - Perdas por evaporação do solo

Berthelot (1970) definiu a equação de percolação pela seguinte expressão

$$T = I_o \cdot (1 - h^t) \quad 3.4$$

Substituindo a equação 3.3 e 3.4 na equação 3.2 e integrando, resulta:

$$S = S_o + \frac{I_o}{\ln h} (h^t - 1) \quad 3.5$$

Utilizando as equações 3.3 e 3.4 na equação 3.5, resultam as relações entre armazenamento, infiltração e percolação (fig 3.4), dadas por:

$$S = a_i + b_i \cdot I \quad 3.6$$

$$S = a_T + b_T \cdot T \quad 3.7$$

onde, para  $S_o = 0$ :

$$a_i = \frac{I_o^2}{\text{Ln } h (I_o - I_b)}$$

$$a_T = 0$$

$$b_i = \frac{I_o}{\text{Ln } h \cdot (I_o - I_b)}$$

$$b_T = \frac{-I_o}{\text{Ln } h \cdot I_b}$$

Utilizando a equação 3.6 para  $I = I_b$  (ou  $T = I_b$  na equação 3.7) e  $S_o = 0$ , obtém-se o armazenamento máximo, expresso por:

$$S_{\max} = - \frac{I_o}{\text{ln } h} \quad 3.8$$

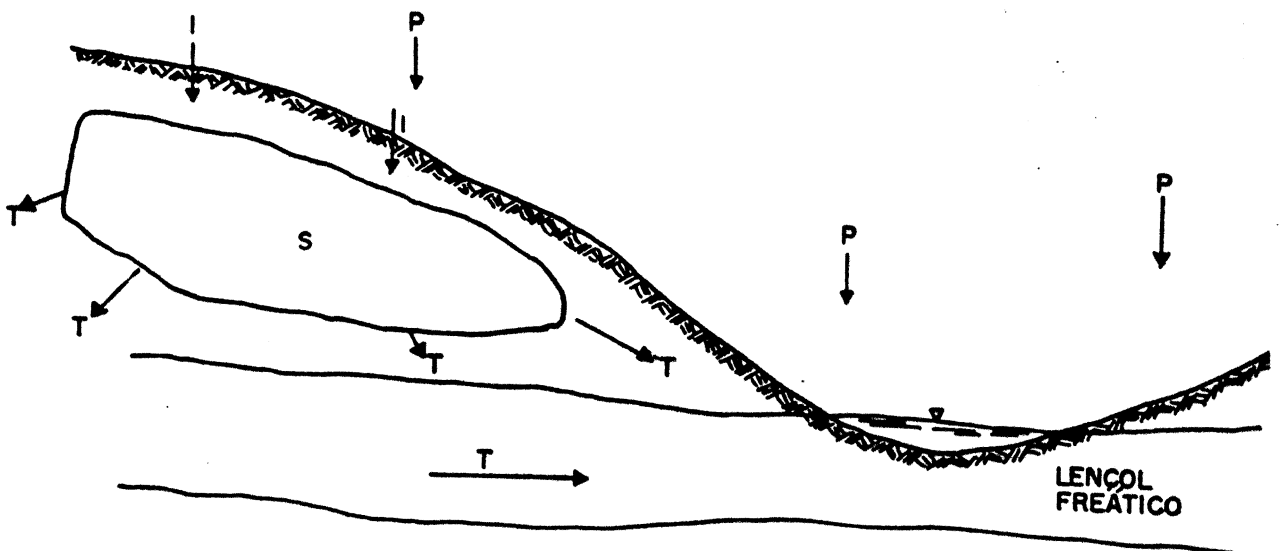


Figura 3.3 - Continuidade na camada superior do solo

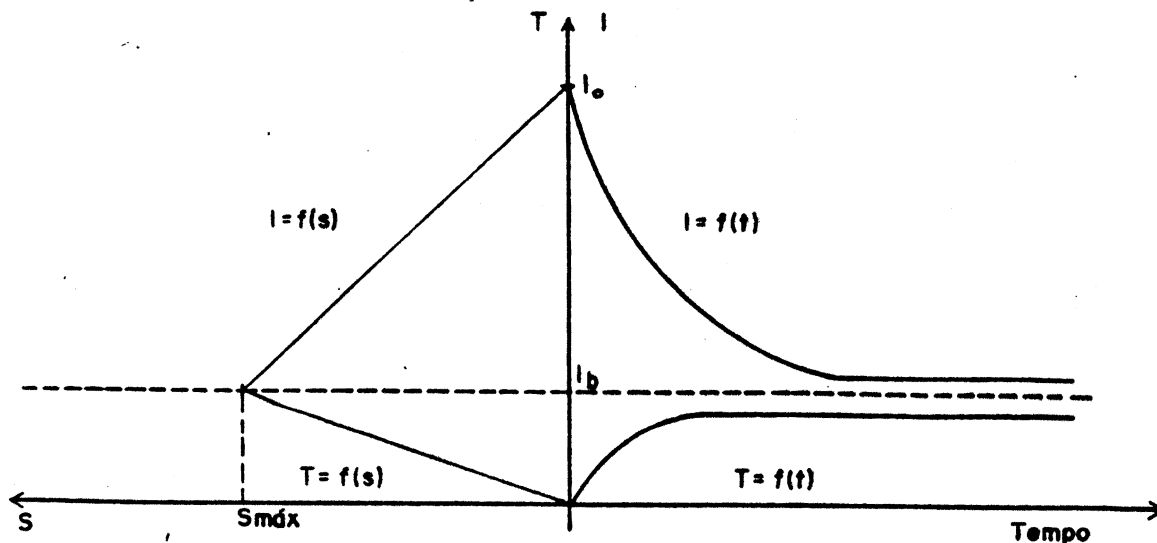


Figura 3.4 - Funções do algoritmo de infiltração (I, T e S)

Duas situações podem ocorrer no cálculo dos volumes superficiais e percolado, a segunda dos quais compreende duas alternativas. A precipitação utilizada nesse cálculo é a decorrente da aplicação do algoritmo de perdas, já descontada a parcela que contribui diretamente para o escoamento superficial devido a existência de áreas impermeáveis.

a) A precipitação é maior do que a capacidade de infiltração, no instante  $t$  ( $P_t \geq I_t$ ) (fig. 3.5.a) Neste caso a equação de Horton é válida, portanto a capacidade de infiltração no tempo  $t + \Delta t$  é calculada pela equação 3.2. Os volumes infiltrado e superficial são obtidos por integração da função de infiltração:

$$VI = \int_t^{t+\Delta t} I. dt$$

$$VI = I_b \Delta t + \frac{I_t - I_b}{\ln h} (h^{\Delta t} - 1) \quad 3.9$$

$$VE = P. \Delta t - VI \quad 3.10$$



O valor de  $S_{t+1}$  é obtido pela equação 3.8 e  $T_{t+1}$  pela equação 3.7. O volume percolado é calculado pela equação abaixo:

$$VP = \int_t^{t+1} T \cdot dt = VI - S_{t+1} + S_t \quad 3.11$$

b) A precipitação é menor que a capacidade de infiltração ( $I_t > P_t$ ), considera-se que toda precipitação se infiltra:

$$S_{t+1} = S_t + P_t \cdot \Delta t - \int_t^{t+1} T \cdot dt \quad 3.12$$

Considerando que o volume percolado é obtido pela simplificação:

$$\int_t^{t+1} T \cdot dt = \frac{T_{t+1} + T_t}{2} \cdot \Delta t$$

resulta:

$$S_{t+1} = S_t + P_t \cdot \Delta t - \frac{T_{t+1} + T_t}{2} \cdot \Delta t \quad 3.13$$

Utilizando a equação 3.7 na equação acima, resulta:

$$S_{t+1} = \frac{S_t \left(2 - \frac{\Delta t}{B_r}\right) + 2 \cdot \Delta t \cdot \left(P_t + \frac{a \cdot T_t}{B_r}\right)}{\left(2 + \frac{\Delta t}{B_r}\right)} \quad 3.14$$

O cálculo da capacidade de final do período é obtido utilizando-se a equação 3.8. Após a obtenção desse valor é necessário verificar a capacidade de infiltração com relação a precipitação. Nessa alternativa, duas situações podem ocorrer:

$$1 - I_{t+1} \geq P_t$$

$$2 - I_{t+1} < P_t$$

b.1) Se  $I_{t+1} \geq P_t$  ( fig. 3.5.b), a percolação é obtida pela equação 3.7 e o volume pela equação 3.11. O volume infiltrado é toda a precipitação no intervalo de tempo e o volume escoado é nulo.

b.2) Quando  $I_{t+1} < P_t$ , deve-se efetuar a divisão do intervalo  $\Delta t$  em duas partes, sendo  $\Delta t_x$  a duração do primeiro sub-intervalo (fig. 3.5.c). Na interseção  $I_x = P_t$  e  $S_x$  é obtido pela equação 3.6 e  $T_x$  pela equação 3.7. Utilizando estes valores na equação 3.13, obtém-se:

$$S_x = S_t + P_t \cdot \Delta t_x - \frac{T_x - T_t}{2} \cdot \Delta t_x \quad 3.15$$

e

$$\Delta t_x = \frac{2 \cdot b_T (S_x - S_t)}{2 \cdot P_t \cdot b_T - S_x - S_t} \quad 3.16$$

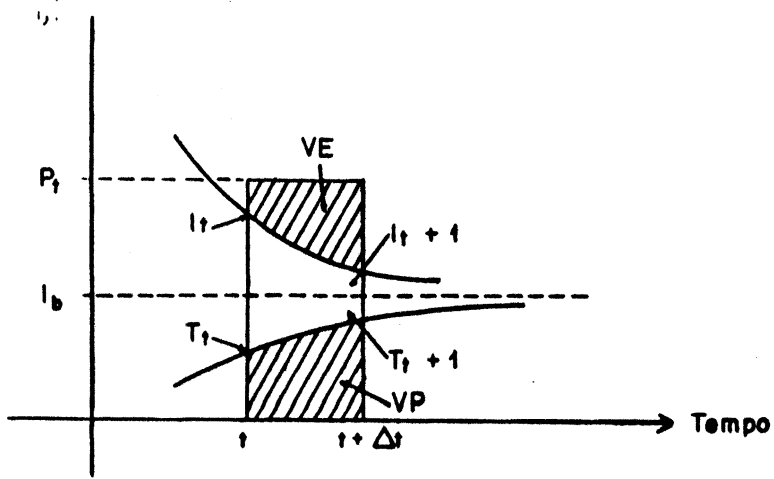
O volume escoado superficialmente no primeiro sub-intervalo será nulo e o valor percolado resultará do uso da equação 3.11. Observando que  $VI = P_t \cdot \Delta t_x$ , as variáveis do segundo sub-intervalo podem ser calculados como no caso  $I_t < P_t$ , utilizando como  $\Delta t$  o valor  $(\Delta t - \Delta t_x)$ . Os volumes são obtidos pela soma de dois intervalos.

Os parâmetros desse algoritmo são os da equação de infiltração de Horton

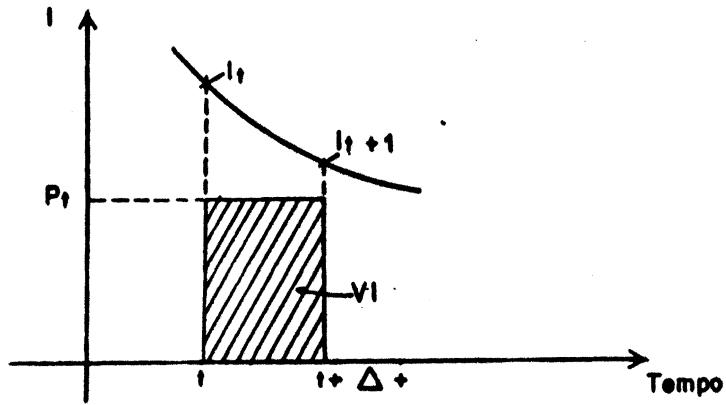
$I_o$  = capacidade de infiltração quando o solo atinge a capacidade de campo.

$I_b$  = capacidade de infiltração do solo quando este atinge sua capacidade máxima de armazenamento.

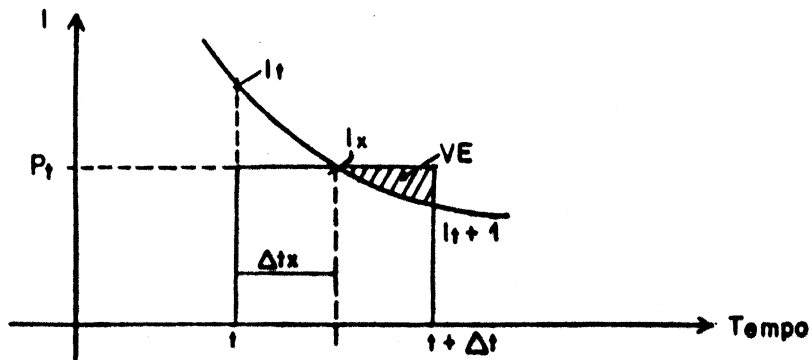
$h = e^{-k}$ , onde  $k$  é um coeficiente em função do tipo de solo



(a)



(b)



(c)

Figura 3.5 - Situações do algoritmo de infiltração

### 3.2.3. PROPAGAÇÃO SUPERFICIAL E SUBTERRANEA NA BACIA

A propagação do volume superficial determinado no algoritmo de separação dos escoamentos, ao longo da bacia, é realizado através do método de Clark. Este método utiliza a teoria do histograma tempo-área para representar o efeito da translação do escoamento.

$$P_t = \sum_{j=1}^t V_e_{t-j+1} \cdot f_j \quad 3.17$$

onde

$f_j$  é a ordenada  $j$  do histograma tempo-área

O histograma tempo-área pode ser determinado através do conhecimento detalhado da bacia, e quando não se dispõe destas informações pode-se utilizar o histograma tempo-área sintético (HEC, 1974). Este histograma é obtido admitindo-se que o tempo de percurso do escoamento é proporcional a distância ao curso d'água principal. A curva do diagrama tempo-área sintético é dada pela equação abaixo (fig. 3.6):

$$Ac = a \cdot t^n \quad \text{para } 0 < t < tc/2 \quad 3.18$$

$$Ac = 1 - a \cdot (tc - t)^n \quad \text{para } tc/2 < t < tc \quad 3.19$$

onde:

$Ac$  = área contribuinte acumulada, em relação a área total (varia entre 0 e 1)

$a$  = coeficiente característico de cada bacia, obtido a partir de  $Ac = 0.5$  e  $t = tc/2$

$tc$  = tempo de concentração da bacia

$n$  = coeficiente que varia com a forma da bacia (fig. 3.7)

$t$  = tempo

O diagrama sintético é dividido em  $k$  intervalos de tempo, onde as ordenadas são:

$$f_i = Ac_t - Ac_{t-1} \quad \text{para } i = 1, 2, \dots, k$$

A precipitação efetiva em cada intervalo  $\Delta t$ , é dado por:

$$Pe = \sum_{j=1}^t VE_{t-j+1} \cdot f_j \quad 3.20$$

O escoamento através de um reservatório linear simples é obtido pela seguinte equação

$$Q_{t+1} = Q_t \cdot e^{-\frac{\Delta t}{k_s}} + PE_{t+1} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{k_s}}) \quad 3.21$$

onde

$Q_t$  e  $Q_{t+1}$  são os escoamentos superficiais nos instantes de tempo considerados

$k_s$  é um parâmetro.

O volume percolado pelo aquífero é propagado para o curso d'água através do modelo de reservatório linear simples (equação 3.21). Neste caso, a entrada PE passa a

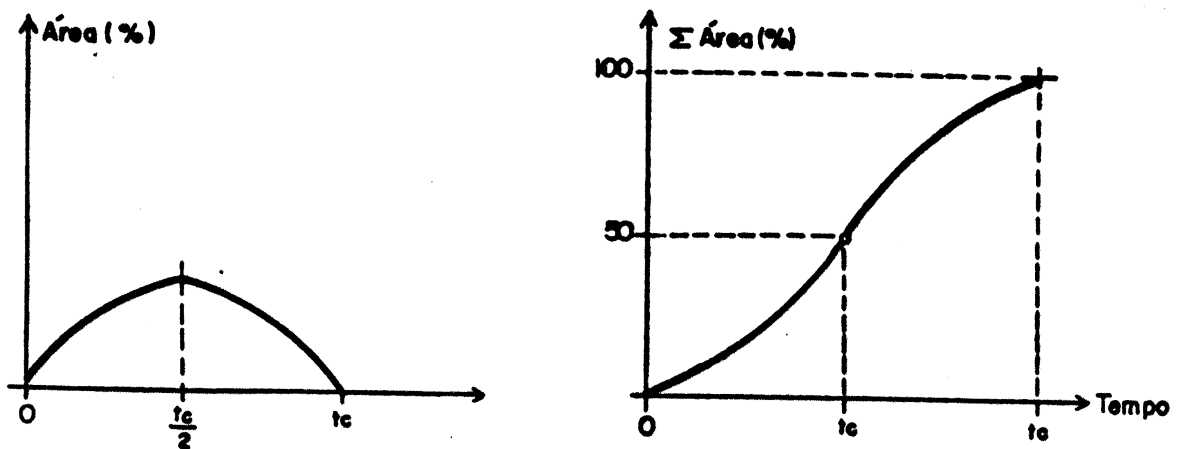


Figura 3.6 = Curva do diagrama tempo-área

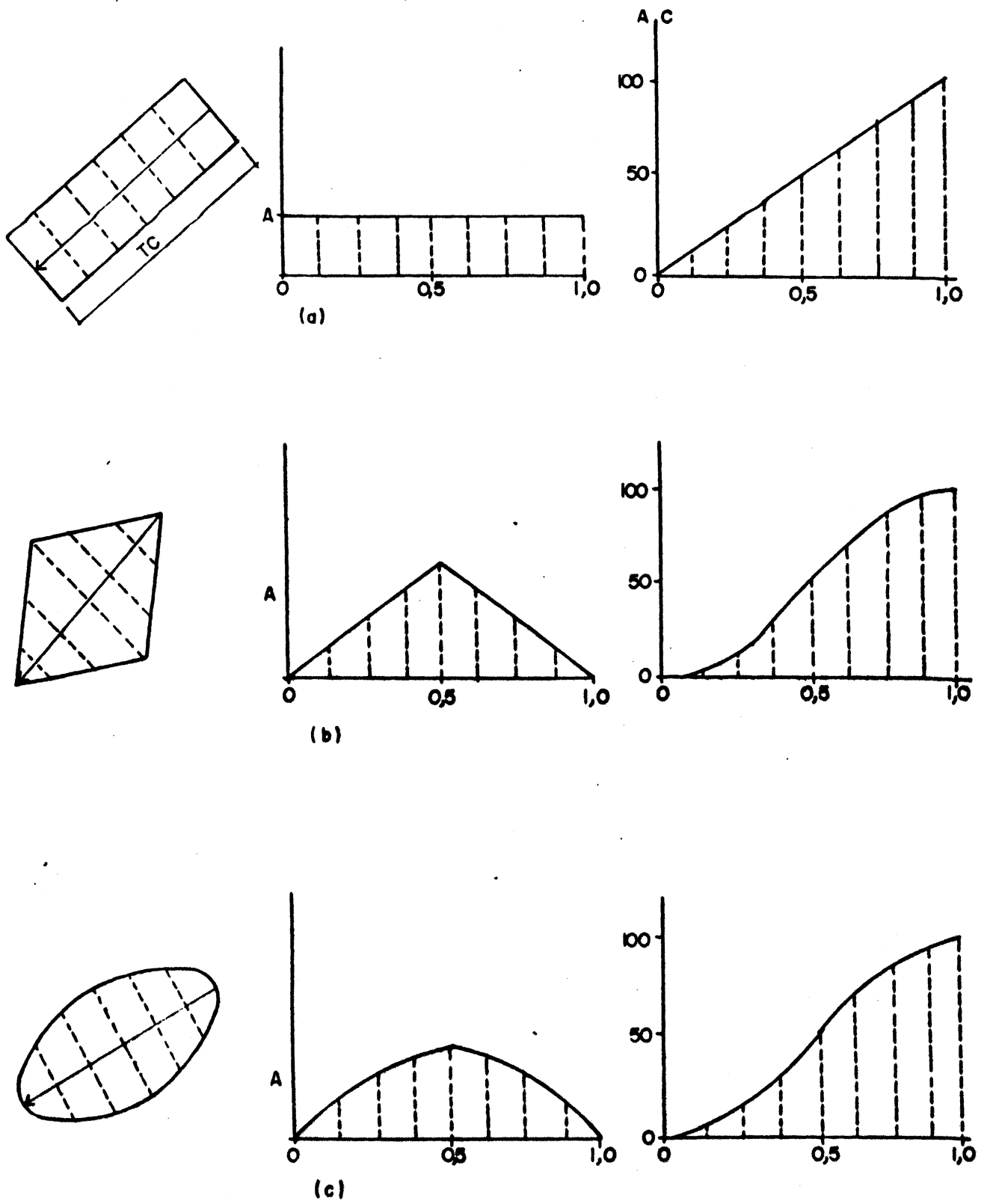


Figura 3.7 - Valores de  $n$  (HEC. 1974)

ser função de VP, e o parâmetro que caracteriza a recessão para a ser  $k_{sub}$ .

A vazão em cada intervalo de tempo será a soma das vazões superficiais e subterrâneas.

Os parâmetros existentes neste algoritmo são:

$k_s$  = parâmetro de propagação superficial

$k_{sub}$  = parâmetro de propagação subterrânea

$t_c$  = tempo de concentração da bacia

HTA = histograma tempo-área

### 3.3. PROPAGAÇÃO NO CANAL E RESERVATÓRIO

#### 3.3.1. PROPAGAÇÃO NO CANAL

No canal a propagação da onda de cheia é realizada pelo método de Muskingum (Mc Carthy, 1939), com os parâmetros obtidos pelas expressões propostas por Cunge (1969), na forma não linear, sendo considerado o extravazamento no canal principal.

Este modelo é do tipo concentrado no espaço, baseado na cunha de armazenamento. Utilizando a equação 2.1 da continuidade, discretizada para um trecho  $\Delta x$ , que colocada sob a forma diferencial, resulta a equação da continuidade concentrada

$$\frac{dS}{dt} = I - Q + q \quad 3.22$$

Utilizando a equação 2.3 na da equação 3.22, e fazendo a derivada obtém-se

$$K \cdot X \frac{dI}{dt} + K \cdot (1-X) \frac{dQ}{dt} = (I - Q + q) \quad 3.23$$

Discretizando para o intervalo de tempo  $\Delta t$ , entre os instantes  $t$  e  $t+1$ , resulta

$$Q_{t+1}^{j+1} = C_1 \cdot Q_{t+1}^j + C_2 \cdot Q_t^j + C_3 \cdot Q_t^{j+1} + C_4 \cdot \frac{(q_{t+1} + q_t)}{2} \quad 3.24$$

onde

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

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

$$C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

$$C_4 = \frac{\Delta t}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

onde

$j$  e  $j + 1$  são índices indicativos da seção de entrada e saída do trecho considerado

$t$  e  $t + 1$  os instantes de tempo

$Q$  a vazão escoada na seção indicada

$q$  a contribuição lateral no trecho entre as seções  $j$  e  $j + 1$ .

O parâmetro  $K$  representa o tempo médio de viagem no trecho e é igual a diferença de tempo entre os centros de gravidade dos hidrogramas de entrada e saída (fig. 3.8). Portanto pode ser escrito como:



$$K = \frac{\Delta X}{C}$$

3.26

onde

$\Delta X$  = comprimento do trecho

$C$  = celeridade da onda de cheia

O parâmetro  $X$  é um coeficiente de peso do efeito relativo da vazão de entrada e saída no armazenamento. O valor de  $X$  varia entre  $0 \leq X \leq 0.5$ .

Considerando que os coeficientes  $C_1$  e  $C_2$  devem ser positivos, para que o modelo tenha significado físico, tem-se a seguinte variação para o intervalo de tempo  $\Delta t$ :

$$2.K.X < \Delta t < 2.K.(1-X)$$

Cunge (1969) demonstrou que a equação de diferenças do método de Muskingun é uma discretização da equação da onda cinemática. Como esta equação somente leva em conta a translação da onda de cheia, a atenuação da vazão de pico que se obtém com o referido modelo de Muskingun é devida exclusivamente a erros de discretização, neste caso difusão numérica.

A equação da onda cinemática pode ser expressa por

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

3.26

Substituindo a discretização numérica do método de Muskingun na equação 3.26 e expandindo por série de Taylor com truncamento de segunda ordem, resulta o seguinte termo de difusão numérica:

$$D_N = \left(\frac{1}{2} - X\right) C \Delta x$$

3.27

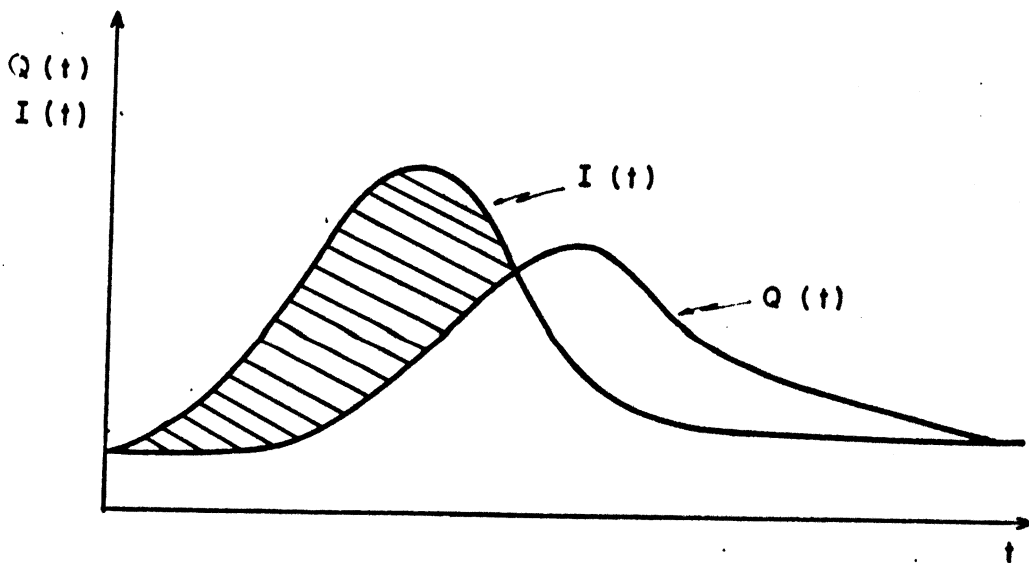


Figura 3.8 - Hidrogramas de entrada e saída do trecho

A equação de difusão é a seguinte:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad 3.28$$

O coeficiente do termo de difusão  $D$  é obtido pela linearização da equação 3.28 com base na vazão por unidade de largura  $q_0$ . Desta forma o coeficiente fica:

$$D = \frac{q_0}{2 S_0} \quad 3.29$$

Cunge (1969) igualou os dois coeficientes para que o método de Muskingun represente a difusão física através de seus erros numéricos e, desta forma, obteve o parâmetro  $X$  pela expressão seguinte:

$$X = 0.5 - \frac{q_0}{2 S_0 C \Delta x} \quad 3.30$$

A celeridade da onda de cheia é obtida pela expressão

$$C = \frac{dQ}{dA} \quad 3.31$$

Utilizando a equação de Manning para obter a derivada da equação 3.31, resulta

$$C = \frac{5 S_0^{0.3} q_0^{0.4}}{3 n^{0.6}} \quad 3.32$$

onde  $n$  é o coeficiente de rugosidade do canal

As equações 3.30, 3.32 e 3.25 permitem estimar os parâmetros com base nas características físicas do trecho do rio. Determinando  $K$  e  $X$  e mantendo os mesmos constantes para simulação de uma onda de cheia, o modelo é linear e depende da vazão de referência  $q_0$ .

Considerando que a equação 3.29 tenha sido obtida com base na linearização da equação 3.28 à partir de uma vazão de referência  $q_0$  e portanto válida para pequenas perturbações com relação a este valor, o que não ocorre nas ondas de cheia, Zamanillo e Tucci (1987) adotaram um fator para corrigir este termo de difusão resultando na equação:

$$D = \left( \frac{q_0}{2S_0} \right)^r \quad 3.33$$

onde  $r$  é um fator. Desta forma o parâmetro  $X$  é expresso por:

$$X = 0.5 - \left( \frac{q_0}{2S_0} \right)^r \frac{1}{C \Delta x} \quad 3.34$$

O modelo utilizado, entretanto, é não linear, caracterizado pela variação dos parâmetros  $K$  e  $X$  em função da vazão ao longo do tempo. Neste caso a vazão de referência é

substituída pela vazão conhecida nos intervalos de cálculo.

Para estimativa da vazão (Ponce e Yevjewich, 1978) utilizaram a média dos valores em  $(j,t)$ ,  $(j+1,t)$  e  $(j,t+1)$ . Neste caso,  $j$  representa a seção de montante,  $j+1$  de jusante,  $t$  o tempo com variáveis conhecidas e  $t+1$  o instante seguinte. Desta forma as equações para estimativa da celeridade e do parâmetro  $X$  ficam:

$$C = \frac{5 S_o^{0.2} q_e}{3 n^{0.4}} \quad 3.35$$

onde

$$q_e = q_{j,t}^{0.4} + q_{j+1,t}^{0.4} + q_{j,t+1}^{0.4}$$

$$X = 0.5 - \left( \frac{q_e}{2S_o} \right)^2 \frac{1}{C \Delta x} \quad 3.36$$

onde

$$q_e = \frac{q_{j,t} + q_{j+1,t} + q_{j,t+1}}{3}$$

### 3.3.1.1. CANAL COM EXTRAVAZAMENTO

Em canais sujeitos ao extravazamento, conforme esquematizado na fig. 3.9, a vazão é obtida pela soma das vazões em cada parcela, como

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad 3.37$$

Sendo a declividade constante, a equação 3.37 pode ser escrita como:

$$S^{1/2} \cdot K^* = S^{1/2} \cdot (K_1^* + K_2^* + K_3^*) \quad 3.38$$

onde  $K^*$  é a "conveyance". Aplicando a equação de Manning, resulta

$$K^* = \sum \frac{A \cdot R^{2/3}}{n} \quad 3.39$$

Desta forma a celeridade é calculada por:

$$C = S^{1/2} \cdot \frac{dK^*}{dA} \quad 3.40$$

Utilizando a equação de Manning na equação 3.38 e esta na equação 3.40, resulta

$$C = \frac{5 \cdot S^{1/2}}{3 \cdot B} \left( \sum_{i=1}^3 \frac{B_i \cdot h_i^{2/3}}{n_i} \right) \quad 3.41$$

$$Q = S^{1/2} \left( \sum_{i=1}^3 \frac{B_i \cdot h_i^{5/3}}{n_i} \right) \quad 3.42$$

onde

$B_i$  é a largura da seção  $i$

$h_i$  a profundidade da seção  $i$

$n_i$  o coeficiente de rugosidade da seção  $i$

$S$  a declividade de fundo do canal

Neste caso é preparada uma tabela relacionando  $X$ ,  $K$  e  $Q$ , através das equações 3.36, 3.25 e 3.42. Durante a simulação os parâmetros são obtidos por interpolação linear da tabela.

A estimativa dos parâmetros  $K$  e  $X$ , em cada

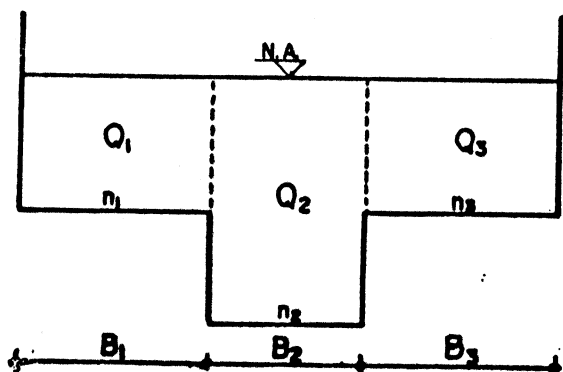


Figura 3.9 - Seção com extravasamento

intervalo de tempo, em função da vazão escoada pelo canal, pode apresentar problemas de precisão numérica, tendo em vista que o intervalo  $\Delta t$  e  $\Delta x$  são mantidos fixos, no processo de simulação.

Jones (1981), resolveu a equação 3.28 na versão linear, demonstrando que a difusão afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo que a atenua. Verificou a sua solução numérica com base no esquema usado pelo método de Muskingum. O estudo resultou na definição de curvas (fig. 3.10) da variação dos parâmetros e do erro envolvido. Estas curvas podem ser utilizadas como um indicador dos erros numéricos no caso da solução não-linear, uma vez que foram obtidas de uma equação linear.

### 3.3.1.2. CONTRIBUIÇÃO LATERAL

A bacia é dividida em sub-bacias de características físicas semelhantes, de tal modo que as precipitações possam ser consideradas homogeneamente distribuídas.

Em cada intervalo de tempo é calculada a contribuição lateral com base na vazão das bacias contribuintes do módulo IPH II.

A vazão gerada nas bacias pelo modelo IPH II (módulo bacia) contribui em cada sub-trecho de acordo com a vazão específica seguinte:

$$q_1 = \frac{Q}{L_B} \quad 3.43$$

onde

$Q$  = a vazão gerada pela bacia que é distribuída ao longo de um comprimento  $L_B$ . Portanto  $L_B$  é o comprimento do trecho em que a bacia que gerou a vazão  $Q$  contribui. Quando a contribuição é pontual, devido a um afluente que entra no fluxo principal,  $L_B$  é a 1.

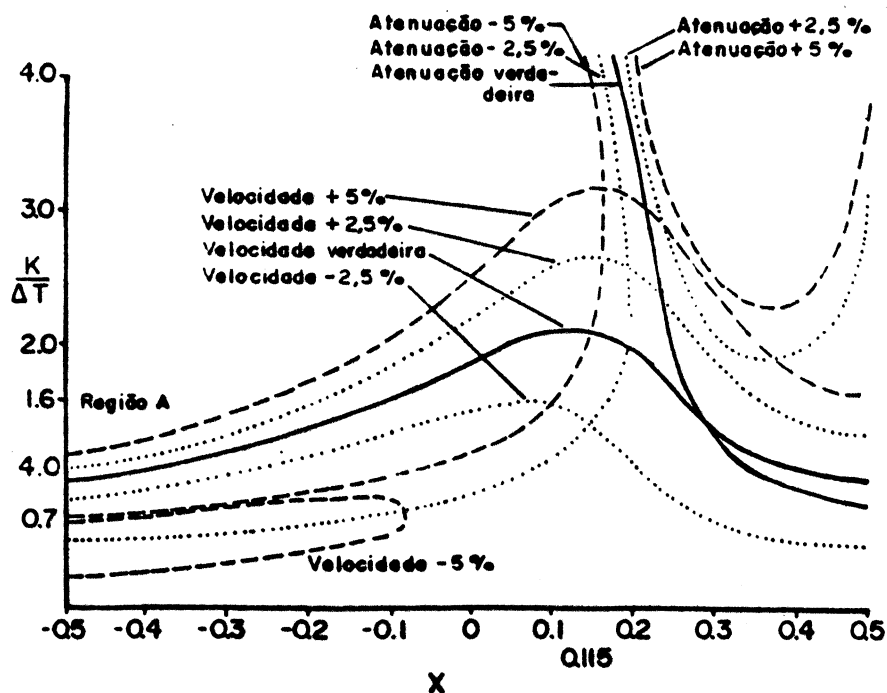


Figura 3.10 - Erros numéricos do Modelo Muskingun (Jones, 1981).

### 3.3.2. PROPAGAÇÃO EM RESERVATÓRIOS

A propagação em reservatórios foi realizada com o método de Pulz, que discretiza a equação da continuidade, dada pela equação 2.1, sem contribuição lateral, que resulta

$$S_{t+1} = S_t + (I_t + I_{t+1}) \frac{\Delta t}{2} - (Q_t + Q_{t+1}) \frac{\Delta t}{2} \quad 3.44$$

•

$$Q_{t+1} + 2 \frac{S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + 2 \frac{S_t}{\Delta t} \quad 3.45$$

onde

$t$  e  $t+1$  indicam os instantes de tempo considerado

$S_t$  e  $S_{t+1}$  são os armazenamentos

$I_t$  e  $I_{t+1}$  as vazões de afluência ao reservatório

$Q_t$  e  $Q_{t+1}$  as vazões efluentes no reservatório

$\Delta t$  o intervalo de tempo entre os instantes  $t$  e  $t+1$ .

Na equação 3.45 os termos  $Q_{t+1}$  e  $S_{t+1}$  são desconhecidos no instante  $t+1$ . Assim antes de iniciados os cálculos é estabelecido uma função auxiliar do tipo

$$Q = f\left(Q + \frac{2S}{\Delta t}\right) \quad 3.46$$

com base na função conhecida  $Q = f(S)$ . A função  $Q$  pode ser obtida graficamente ou sob a forma de tabela.

O valor obtido da equação 3.45 para os termos conhecidos no instante  $t+1$  é igual a função 3.46. Através do valor conhecido e da função 3.46, determina-se a vazão efluente do reservatório  $Q_{t+1}$ . Com base na função  $Q = f(S)$ , determina-se o valor de  $S_{t+1}$ .



### 3.4. PREVISÃO DA VAZÃO EM TEMPO ATUAL

A previsão de vazão em tempo atual, neste trabalho, é desenvolvida pela conjugação do modelo conceitual distribuído com o modelo empírico ARIMA.

O modelo ARIMA é utilizado na realização de previsão do erro, de tal forma a permitir um aprimoramento das previsões em tempo atual, realizadas pelo modelo conceitual. Esta forma é utilizada para tornar o modelo de previsão atualizável

Na aplicação do modelo conceitual para previsão em tempo atual ocorre uma diferença entre os valores previstos e observados, denominado erro de previsão, obtido pela equação 2.4.

Uma tentativa para filtrar o erro de previsão, é realizada com o uso de um modelo de previsão de erro. Neste caso, o valor da previsão é a soma do valor previsto pelo modelo conceitual, com o valor previsto pelo modelo de previsão de erro. A soma dos valores previstos, modelo conceitual e modelo empírico ARIMA é a previsão atualizada.

O esquema da previsão atualizada através da conjugação dos modelos conceitual e empírico é esquematizado na figura 3.11.

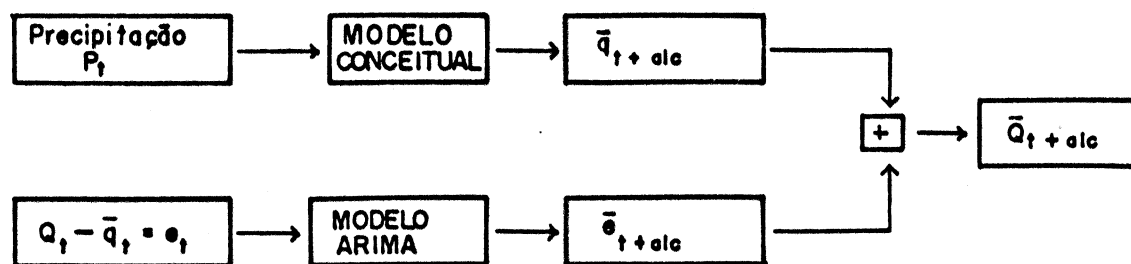


Figura 3.11 - Fluxo esquemático do uso do modelo em tempo atual.

onde

os subscritos  $t$  e  $t+alc$  indicam o instante considerado  
alc o alcance da previsão em unidades de intervalos de tempo  
 $P_t$  é o valor da precipitação  
 $\bar{q}_{t+alc}$  e  $\bar{q}_t$  a vazão prevista pelo modelo conceitual, no  
instante de tempo considerado  
 $Q_t$  a vazão observada  
 $e_t$  o erro de previsão do modelo conceitual  
 $\bar{e}_{t+alc}$  o erro previsto pelo modelo empírico ARIMA  
 $\bar{Q}_{t+alc}$  a previsão atualizada da vazão.

### 3.4.1. MODELO EMPÍRICO ARIMA

Os modelos de séries temporais do tipo ARIMA (Box e Jenkins, 1970), são concebidos de modo a equacionar o valor de uma variável como uma soma ponderada de variáveis explicativas definida em função de seus valores passados (componentes autoregressiva ou AR) e de números aleatórios que representam "efeitos" desconhecidos (componentes de média móvel ou MA). São descritos como ARIMA(p,d,q), onde p representa o número de termos autoregressivos, d o número de diferenciações sofridas pela série original e q o número de termos de média móvel.

A expressão geral do modelo ARIMA na forma compacta é dada por:

$$\bar{Y}(t) = \underline{X}(t)^T \cdot \underline{a}(t) \quad 3.47$$

onde

$\bar{Y}(t)$  a estimativa de  $Y(t)$  no instante  $t$   
 $\underline{X}(t)^T$  o vetor transposto que contém as variáveis explicativas  
 $\underline{a}(t)$  o vetor de coeficientes a serem encontrados.

O vetor  $\underline{a}(t)$  pode ser estimado através da

técnica recursiva dos mínimos quadrados (LANNA, 1985). A cada iteração haverá um matriz  $\underline{P}(t)$ , cujos elementos são proporcionais à co-variança das estimativas dos parâmetros  $\underline{a}(t)$ . Esta matriz é atualizada a cada instante de tempo pela expressão:

$$\underline{P}(t) = \underline{P}(t-1) \cdot \underline{X}(t) \cdot [1 + \underline{X}(t)^T \cdot \underline{P}(t-1) \cdot \underline{X}(t)]^{-1} \cdot \underline{X}(t)^T \cdot \underline{P}(t-1) \quad 3.48$$

onde

$\underline{P}(t-1)$  a matriz  $\underline{P}$  relativa ao instante de tempo anterior a  $t$ .

Os parâmetros são atualizados pela expressão:

$$\bar{\underline{a}}(t) = \bar{\underline{a}}(t-1) - \underline{P}(t) \cdot \underline{X}(t) \cdot [\underline{X}(t)^T \cdot \bar{\underline{a}}(t-1) - Y(t)] \quad 3.49$$

onde

$Y(t)$  é o valor observado de  $Y$  no instante de tempo  $t$ .

Nesta técnica de estimativa dos parâmetros não há necessidade de armazenamento dos valores das variáveis  $X$  e  $Y$ , que são contidas no valor atualizado das estimativas dos parâmetros  $\underline{a}$  e nos valores das componentes da matriz  $\underline{P}(t)$ .

Com a finalidade de detectar a dependência que existe entre os valores da série temporal, é utilizada a função de autocorrelação. Esta tem por objetivo conhecer a dependência entre o valor de  $x$  no tempo  $t$  e o valor de  $x$  no tempo  $t + k$ .

Considerando uma série temporal  $x_1, \dots, x_n$ , seu correlograma simples é determinado pela expressão (Jenkins e Watts 1969):

$$r_k = \frac{\frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} x_i \cdot x_{i+k} - \frac{1}{(N-k)} \cdot \frac{1}{2} \left( \sum_{i=1}^{N-k} x_i \right) \left( \sum_{i=1}^{N-k} x_{i+k} \right)}{\left[ \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} x_i^2 - \frac{1}{(N-k)} \cdot \frac{1}{2} \left( \sum_{i=1}^{N-k} x_i \right)^2 \right]^{1/2} \left[ \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} x_{i+k}^2 - \frac{1}{(N-k)} \cdot \frac{1}{2} \left( \sum_{i=1}^{N-k} x_{i+k} \right)^2 \right]^{1/2}}$$

3.50

onde

$r_k$ ,  $k = 1, \dots, m$  é o correlograma simples no tempo de retardo  $k$

$m$  é o número máximo de retardo.

Teóricamente, o valor da autocorrelação varia entre 1 e -1. Um valor positivo  $r_k$  indica que há um grau de dependência positiva; se for negativo, indica uma dependência negativa. O correlograma indica o tipo de persistência ou correlação estrutural que tem a série temporal. Pode-se dizer que um correlograma que decai muito rapidamente com o número de retardo tem dependência a curto prazo ou pequena memória. Por outro lado, se o correlograma decai lentamente, pode-se dizer que tem dependência de longo prazo ou memória grande.

Anderson (1942) desenvolveu uma expressão para a determinação do limite de confiança de séries não-correlacionadas. A equação sugerida é a seguinte:

$$r_{k,\alpha} = \frac{-1 \pm u_{\alpha/2} \sqrt{N - k + 1}}{(N - k)} \quad ; k=1, \dots, m \quad 3.51$$

onde:

$r_{k,\alpha}$  são os limites de confiança  $(1-\alpha)$ ;

$u_{\alpha/2}$  é o desvio padrão normal correspondente à probabilidade  $\alpha/2$ .

### 3.4.2. EFICIENCIA DOS MODELOS

Para avaliar a qualidade dos resultados obtidos e a eficiência dos modelos utilizados, serão adotados os seguintes indicadores estatísticos:

a) Coeficiente de Determinação -  $R^2$

O coeficiente de determinação faz a comparação entre as curvas observada e calculada através da comparação entre os desvios da curva calculada em relação a observada e os desvios da observada em relação ao valor médio observado:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^O - Q_t^C)^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t^O - \bar{Q}^O)^2} \quad 3.52$$

onde

$Q_t^O$  é o valor observado, no instante de tempo  $t$ ,  
 $Q_t^C$  o valor calculado  
 $\bar{Q}^O$  é a média dos valores observados.

b) Coeficiente de persistência -  $R_D$

Este coeficiente determina qual a percentagem da variância observada que é explicada pelo modelo proposto além da variância explicada pelo modelo de previsão que sistematicamente previria a variável com o seu valor anteriormente observado. É calculado como:

$$R_D = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^O - Q_t^C)^2}{\sum_{t=1}^n (Q_{t-\tau}^O - Q_t^O)^2} \quad 3.53$$

onde

$Q_t^O$ ,  $Q_{t-\tau}^O$  são os valores observados nos instantes  $t$  e  $t-\tau$ , respectivamente, sendo  $\tau$  é o alcance da previsão.

$Q_t^C$  é o valor calculado no instante  $t$ .

c) Desvio Padrão - DP

Este coeficiente permite avaliar as dispersões dos valores calculados em torno dos valores observados. A sua equação é:

$$DP = \left( \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^c - Q_t^o)^2}{n} \right)^{1/2} \quad 3.54$$

onde

$Q_t^c$  e  $Q_t^o$  são os valores calculados e observados, respectivamente  
n o tamanho da série.

## 4. APLICAÇÃO

## 4. APLICAÇÃO

### 4.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A BACIA

A bacia hidrográfica do Rio Itajai-Açú, com uma área de drenagem de 15000 km<sup>2</sup>, localiza-se na vertente atlântica do Estado de Santa Catarina, entre as latitudes 28°27' e 27°53' sul e longitudes 48°38' e 50°29' oeste. O rio tem suas nascentes na Serra do Mar, em altitudes de até 1500 metros, e escoar no sentido oeste-leste, para o Oceano Atlântico.

O rio Itajai-Açú é formado pelos rios Itajai do Sul e Itajai do Oeste, com confluência em Rio do Sul, e tendo como afluentes principais os rios Hercílio (ou Itajai do Norte), Benedito, Testo, Luiz Alves e Itajai Mirim.

As características térmicas e pluviométricas na bacia, permitem classificá-la como de clima subtropical chuvoso. A precipitação média anual é de 1500 mm. Correspondente a este clima, a vegetação original consistia essencialmente de florestas tropicais. Hoje a cobertura florestal nativa está reduzida à cerca de 20% da área da bacia.

Na bacia localizam-se várias cidades importantes, no contexto econômico do Estado, destacando-se Blumenau, Itajai, Brusque e Rio do Sul, com uma economia bastante diversificada.

Com frequência a bacia é atingida por enchentes que provocam sérios problemas econômicos, sociais e ambientais, que motivaram a tomada de ação por parte do Departamento Nacional de Obras e Saneamento - DNOS e Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica - DNAEE. O DNOS vem executando obras de controle de cheias desde a década de 60, tais



como a construção das barragens de controle de cheias nos rios Itajai do Sul, Itajai do Oeste e Hercílio, esta última em fase de conclusão. O DNAEE instalou o Centro de Operação do Sistema de Alerta da Bacia do Itajai, composto de 5 estações telemétricas de medição de precipitação e de níveis e, rádio-operadores nas cidades de Ituporanga, Taió, Rio do Sul (nesta só rádio-operador), Ibirama, Apiuna e Blumenau.

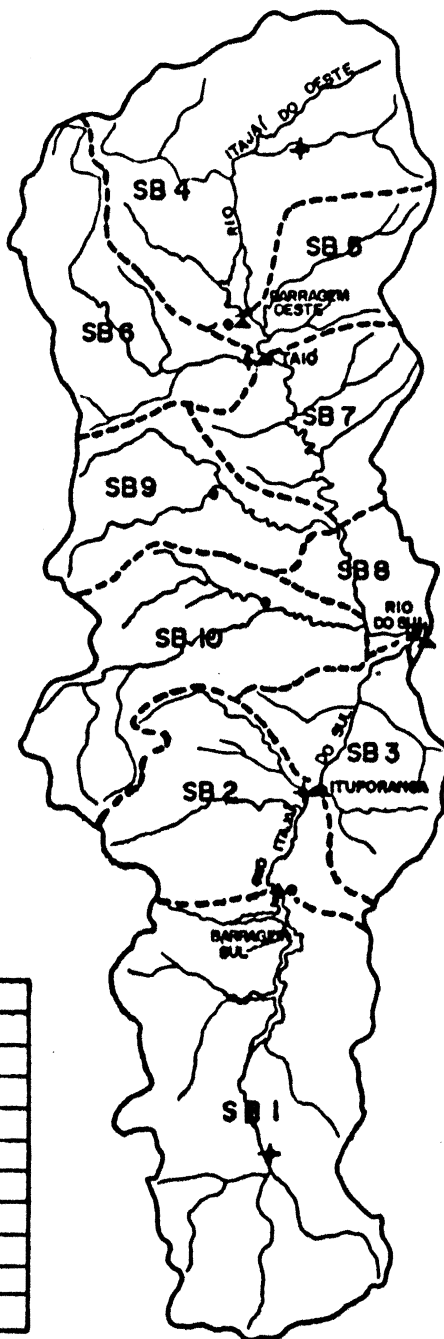
A área de interesse deste trabalho, foi definida como sendo a bacia contribuinte até a estação fluviométrica instalada em Rio do Sul, a jusante do encontro dos rios Itajai do Sul e Itajai do Oeste (fig. 4.1). A área de drenagem da bacia é de 5244.03 km<sup>2</sup>.

Esta bacia apresenta expressiva planície de inundação ao longo dos cursos d'água. Em trabalho desenvolvido pela CPRM (1987), foram traçadas as superfícies inundáveis, na escala 1:250.000 (fig. 4.2). Observa-se que o Rio Itajai do Oeste e seus afluentes; Rio Taió, Rio das Pombas e Rio Trombudo, apresentam maiores extensões de planícies inundáveis.

#### 4.2. DISCRETIZAÇÃO DA BACIA

A bacia é dividida em regiões com características físicas homogêneas, destacando-se a impermeabilização, tipo de solo, declividade, cobertura vegetal, etc. A precipitação é considerada homogeneamente distribuída na sub-bacia, sendo transformada em vazão lateral. Esta contribuição pode ser distribuída ao longo do canal principal, no trecho considerado, ou concentrado em qualquer ponto do mesmo.

Uma discretização da bacia do Rio Itajai, até Rio do Sul é apresentada na fig. 4.1. Foi adotada a condição de que esta bacia possui uma área com diferentes características



SUB-BACIA	ÁREA (Km <sup>2</sup> )
1	1201.00
2	456.36
3	385.45
4	864.00
5	267.30
6	480.00
7	376.04
8	183.32
9	373.33
10	687.27

**SIMBOLOGIA**

- ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA
- ▲ ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA
- ✦ ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA C/GRÁFICO A PARTIR DE 1984
- ◻ ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA C/GRÁFICO ATÉ 1984

Figura 4.1 - Bacia de estudo

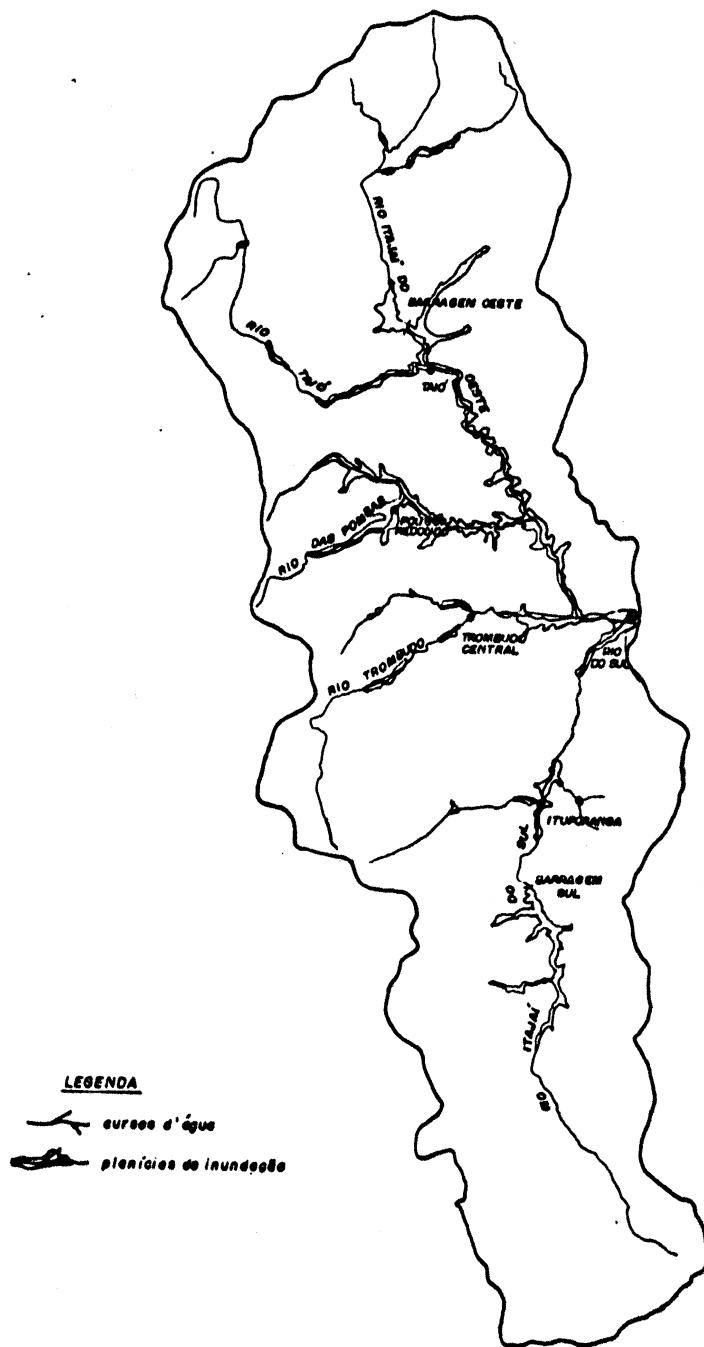


Figura 4.2 - Planícies de inundação na bacia do Rio Itajaí-Açu (CPRM, 1987).

físicas e apresenta uma rede hidrográfica bem diversificada.

A bacia foi subdividida em dois trechos, contendo dez sub-bacias. O primeiro trecho abrange a área contribuinte ao longo do Rio Itajai do Sul, e o segundo, as contribuições ao longo do Rio Itajai do Oeste e Itajai-Açú até a seção considerada.

A propagação da onda de cheia, no canal, é iniciada nas barragens. Deste modo, a subdivisão dos trechos do canal em sub-trechos, inicia-se a partir destes pontos. O primeiro trecho foi sub-dividido em sete sub-trechos, sendo tres sub-trechos entre a barragem sul e a estação fluviométrica de Ituporanga, e quatro sub-trechos, até o Rio Itajai do Oeste.

O segundo trecho foi sub-dividido em quinze sub-trechos, sendo tres até a estação fluviométrica de Taió, e doze até a seção considerada. As características físicas de cada sub-trechos do canal de escoamento são apresentadas na tabela 4.1. Estas características foram estimadas com base em mapas em escalas inadequadas e visita de campo ao longo do rio. Portanto, sem levantamento topo-batimétrico estas estimativas são grosseiras.

Para cada trecho foram definidas as sub-bacias contribuintes, em função das características físicas homogêneas, da existência de estação fluviométrica, ou da importância da área de drenagem em relação ao curso d'água, apresentadas na figura 4.1. As características físicas levantadas destas sub-bacias são apresentadas na tabela 4.2.

O primeiro trecho de canal possui tres sub-bacias contribuintes e, o segundo trecho do canal possui sete sub-bacias, num total de dez sub-bacias.

As sub-bacias 1 e 4 geram as vazões de entrada nas Barragens Sul e Barragem Oeste, respectivamente. As

sub-bacias 2 e 3 contribuem ao longo do trecho 1, e as sub-bacias 5, 7 e 8 ao longo do trecho 2, enquanto que as sub-bacias 6, 9 e 10 contribuem pontualmente, nas seções 4, 11 e 14, do trecho 2, respectivamente.

Tabela 4.1. - Características do canal

Trecho	Sub Trecho	Compr. (m)	Decl. (%)	Largura	
				Canal (m)	Extrav. (m)
1	1	5850	0.0897	42	100
	2	5850	0.0897	42	200
	3	5850	0.0897	42	100
	4	6728	0.0897	45	700
	5	6738	0.0897	45	200
	6	6728	0.0897	45	500
	7	6728	0.0897	45	500
2	1	2535	0.01315	25	3000
	2	2535	0.01315	25	3000
	3	2535	0.01315	25	3000
	4	6070	0.016	30	2000
	5	6070	0.016	30	1000
	6	6070	0.016	30	1000
	7	6070	0.016	30	1000
	8	6070	0.016	30	1000
	9	6070	0.016	30	1000
	10	6070	0.016	30	1500
	11	5250	0.016	30	1500
	12	5250	0.016	30	1500
	13	5250	0.0176	40	800
	14	5250	0.0176	40	800
	15	5250	0.0176	80	2500

Tabela 4.2. Características físicas das sub-bacias

Sub-bacia	Área Km <sup>2</sup>	Compr. do rio principal km	Perímetro km	Decliv.média da bacia m/m
1	1201.0	59.45	161.25	0.0045
2	456.36	17.55	111.00	0.0052
3	385.45	26.95	94.50	0.0011
4	864.00	51.90	142.50	0.0064
5	267.30	31.80	81.50	0.0338
6	450.00	64.90	117.00	0.0055
7	375.32	42.50	113.50	0.00023
8	184.00	26.25	56.0	0.0500
9	373.33	53.80	92.0	0.0012
10	687.27	66.80	132.0	0.00148

O esquema adotado para discretização do sistema hidrográfico é mostrado na fig. 4.3.

#### 4.3. DADOS DISPONÍVEIS

A bacia hidrográfica possui registros históricos diários de precipitação e vazão desde a década de 30. Considerando a rapidez da resposta, na formação da onda de cheia, os dados requeridos devem ser obtidos para curtos intervalos de tempo, na ordem de 1 a 2 horas. Sendo adotado neste estudo o intervalo de 2 horas.

Entretanto os registradores gráficos somente foram instalados a partir do final da década de 70 e, em poucas estações. Deste modo, a seleção de eventos teve por base a

existência de pluviogramas em estação localizada dentro ou próximo da bacia. Os eventos isolados de cheia selecionados, com suas principais características são apresentados na tabela 4.3.

Os eventos de 07/83 e 08/84 foram os maiores registrados na estação fluviométrica de Rio do Sul, que

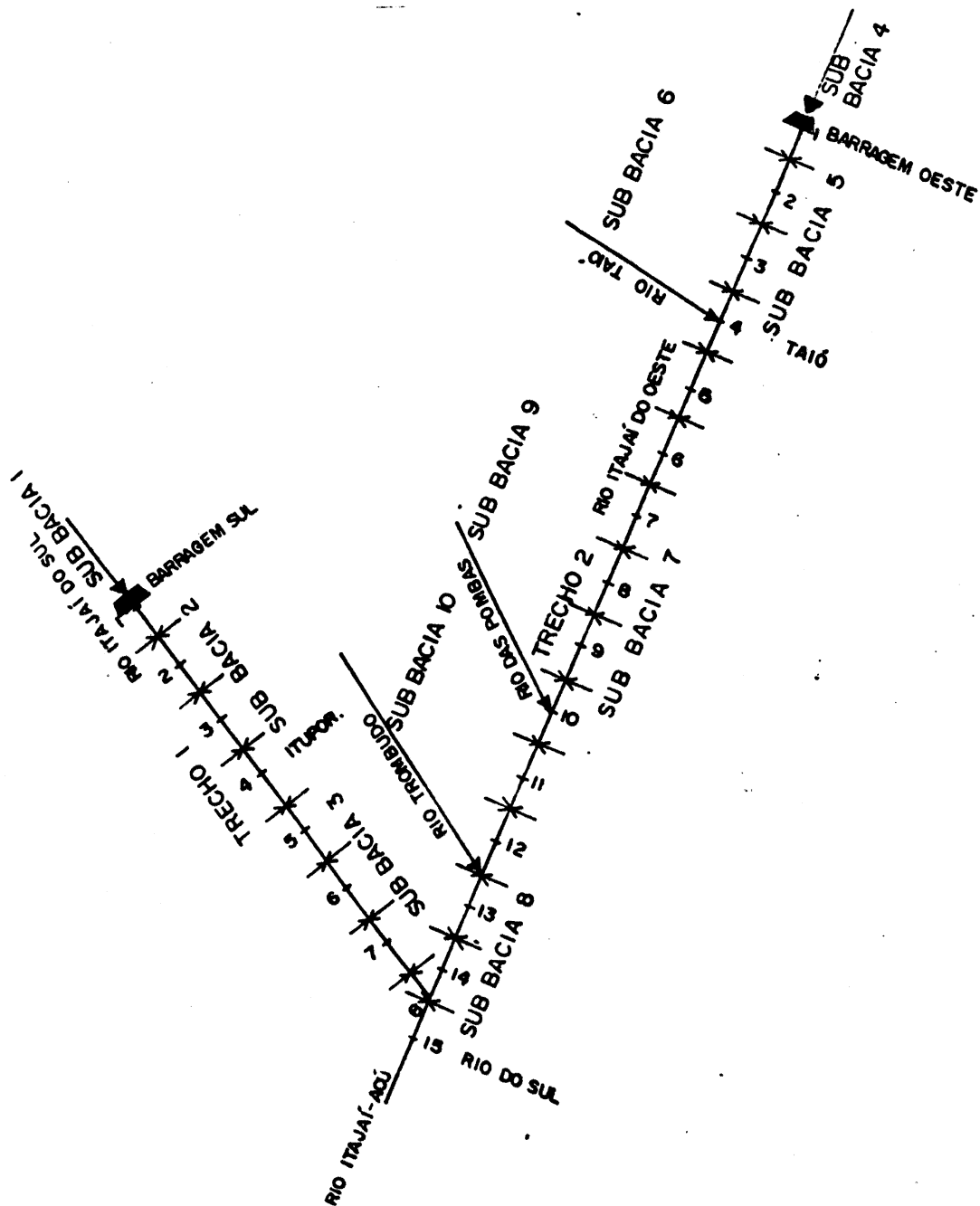


Figura 4.3 - Esquema da discretização do sistema

começou a operar em 1943. Os níveis instantâneos máximos estimados foram de 13,14 e 12,80 metros, respectivamente. As demais ondas de cheia, são de porte médio, com nível máximo instantâneo na ordem de 7,50 metros. Em todas as situações consideradas ocorreu o extravazamento no canal principal.

Na figura 4.1. é apresentada a localização das estações pluviométricas ou pluviográficas e fluviométricas ou fluviográficas. Para os primeiros quatro eventos, apenas a estação de Rio do Sul possuía pluviogramas.

Tabela 4.3 - Eventos utilizados

EVENTO	Vazão Máxima (m <sup>3</sup> /s)	Precip. Média total (mm)	Duração (dias)
Dezembro de 1978	761	121	8
Dezembro de 1980	871	150.3	8
Maior de 1983	844	04	0
Julho de 1983	1081	346.0	23
Setembro de 1983	867	102.2	0
Agosto de 1984	1800	215.5	13
Maior de 1987	725	78.5	7

Para o evento 09/83, nenhuma estação interna possuía pluviogramas. Foram utilizadas as estações Dr. Pedrinho e Anitápolis. Estas estações estão localizadas fora da bacia, a uma distância apreciável. A distribuição espacial e temporal da precipitação na bacia, utilizando estes registros, geram incertezas, que podem comprometer os resultados.

A partir de agosto de 1984, foi instalada a rede de telemetria, passando a ter registros gráficos de precipitação e níveis para as estações de Ituporanga e Taió, que



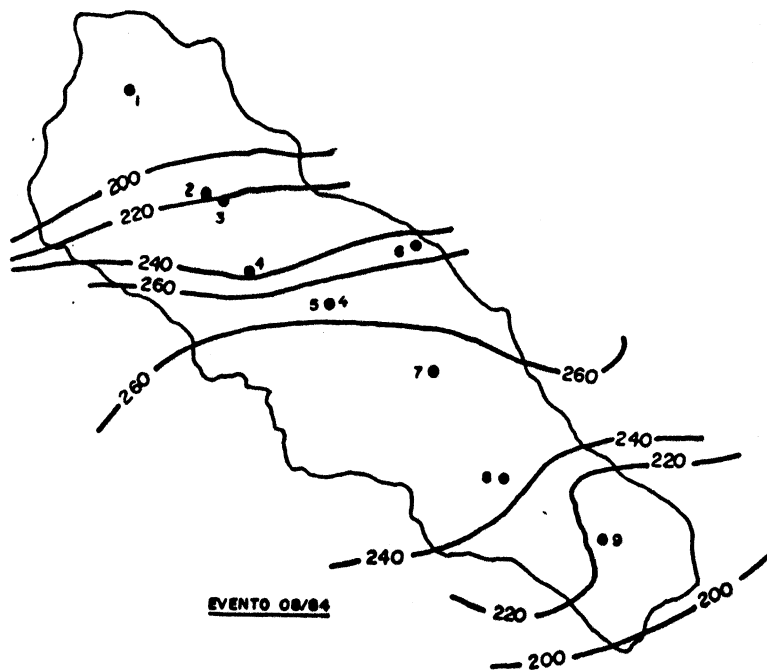
permitem a aquisição dos dados em tempo atual. Estas estações estão localizadas próximo ao ponto médio das bacias do Rio Itajai do Sul e Rio Itajai do Oeste, respectivamente. Também foram instalados pluviógrafos nas estações de Saltinho e Rio do Campo. Entretanto, constata-se que esta última estação apresenta diferenças significativas entre os valores lidos dos pluviogramas e os valores medidos pelo observador, tornando-se uma informação pouco confiável.

A distribuição espacial da precipitação na bacia é bastante variável. A figura 4.4 apresenta os mapas de isoietas traçado para os eventos 07/83 e 08/84. Observa-se que no evento 07/83 as isoietas variaram entre 320 mm e 400 mm. Os maiores valores ocorrem no extremo da região oeste e os menores na região sul. Para o evento 08/84 a variação abrangeu maior magnitude, atingindo valores entre 160 mm e 280 mm. Neste evento os maiores valores foram registrados na região central da bacia.

Analisando a ocorrência espacial da precipitação, em outros eventos de cheia (FURB, 1990) ocorridos na bacia, constata-se que os centros de alta precipitação são bastante variáveis. Neste sentido, verifica-se que os valores registrados nas estações de Ituporanga e Taió não representam valores médios das áreas de influência.

A discretização temporal dos totais diários das estações pluviométricas foi realizada tomando-se por base a distribuição registrada na estação pluviográfica disponível. A distribuição foi feita proporcionalmente aos totais diários das estações.

Considerou-se como precipitação média da sub-bacia o valor discretizado da estação pluviométrica localizada dentro ou nas proximidades da mesma. Assim para a sub-bacia 1 foram utilizados os valores discretizados da estação de Saltinho; sub-bacia 2, os valores da estação Ituporanga; sub-bacia 3, os valores da estação Rio do Sul; sub-bacia 4, os valores da estação



**ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA**

- 1 - RIO DO CAMPO
- 2 - BARRAGEM OESTE
- 3 - TAIO
- 4 - POUSO REDONDO
- 5 - TROMBUDO CENTRAL
- 6 - RIO DO SUL
- 7 - ITUPORANGA
- 8 - BARRAGEM SUL
- 9 - SALTINHO

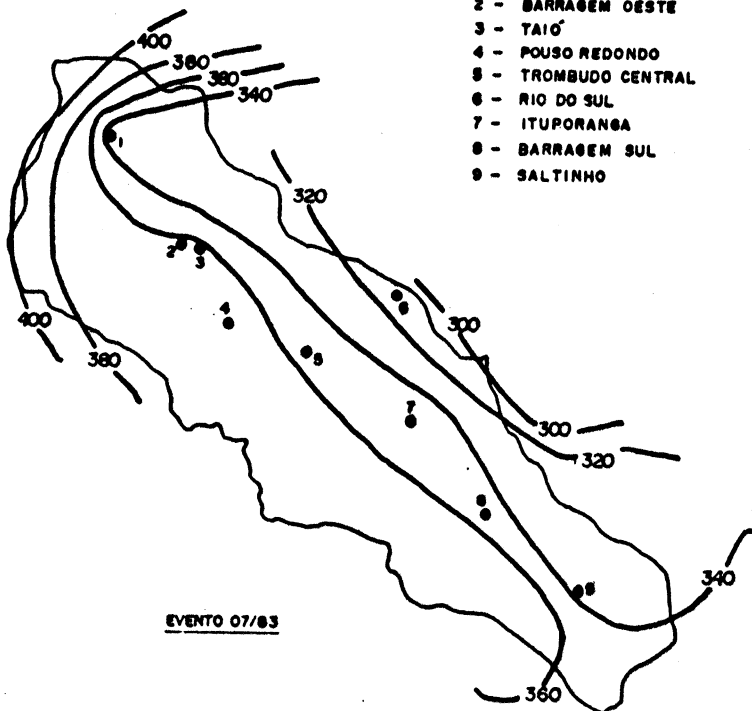


Figura 4.4 - Isoietas dos eventos 07/83 e 08/84.

Rio do Campo; sub-bacia 5, os valores da estação Taió; sub-bacia 6, os valores da estação Barragem Oeste; sub-bacia 7, os valores da estação Taió; sub-bacia 8, os valores da estação Rio do Sul; sub-bacia 9, os valores da estação Pouso Redondo e sub-bacia 10, os valores da estação Trombudo Central.

Com relação aos dados de níveis, existem três estações fluviométricas: Ituporanga, Taió e Rio do Sul, com duas leituras diárias (7:00 e 17:00 horas). A partir de 1984 foram instalados linígrafos nestas estações. Entretanto o linígrafo de Rio do Sul não tem operado a partir do evento 08/84. Neste evento, os aparelhos travaram, em determinado nível, produzindo falhas nos linigramas, sendo então necessário a realização de estimativa dos mesmos com base nas leituras diárias. A realização da estimativa do linigrama não foi possível para a estação de Taió, que em dois dias consecutivos não apresenta leitura, cujo período é coincidente com a ocorrência do valor máximo instantâneo.

A discretização dos níveis foi realizada a partir do traçado do linigrama, em escala linear, com base nas duas leituras diárias, para intervalos de 2 horas.

Nestas tres estações existem medições de descarga. Devido as elevadas diferenças entre os níveis máximos medidos e os máximos observados, e pelo extravazamento que ocorre na seção de medição, produz-se incertezas na extrapolação da

Tabela 4.4 - Níveis máximos medidos e observados

Estação	Nível Obs. (m)	Vazão Medida (m <sup>3</sup> /s)	Nível medido (m)
Ituporanga	6.10	277	2.68
Taió	12.37	207	6.27
Rio do Sul	13.14	1145	8.06

curva-chave. A tabela 4.4 apresenta os níveis máximos medidos e a vazão correspondente e os níveis máximos observados na estação considerada.

Na bacia não existem informações sobre os canais fluviais, obtidos com batimetria, exceto os levantamentos das seções de medição de descarga. Desta forma, a caracterização dos canais foi desenvolvida com base nestas informações, na análise "in locu" e em levantamentos cartográficos. A declividade foi levantada das cartas do IBGE na escala de 1:50.000, com curvas de nível de 20 metros. A planície de inundação foi estimada do estudo desenvolvido pela CPRM (1987).

### 3. RESULTADOS

## 5. RESULTADOS

### 5.1. AJUSTE DO MODELO

#### 5.1.1. PARAMETROS DO MODELO IPH II

O ajuste dos parâmetros do modelo foi realizado para todos os eventos. Este procedimento foi adotado tendo em vista as dificuldades de estabelecimento de conjuntos de parâmetros uniformes para cada sub-bacia.

Inicialmente foram selecionados os eventos 12/78, 12/80, 05/83 e 08/84 para ajuste dos parâmetros do modelo, e os eventos 07/83, 09/83 e 08/87 para verificação. Constatou-se que os parâmetros do modelo IPH II, apresentavam variações significativas em cada evento, numa mesma sub-bacia. Foram estabelecidos conjuntos de parâmetros para cada sub-bacia, que poderiam representar valores médios. Em seguida, foi realizada a verificação com os eventos selecionados para esta finalidade. Os resultados obtidos foram de péssima qualidade. Assim, procurou-se avaliar a variabilidade dos parâmetros de ajuste em todos os eventos selecionados para a verificação.

O ajuste dos parâmetros foi desenvolvido inicialmente por partes. A partir do conhecimento das condições de contorno, realizou-se o ajuste dos parâmetros das bacias intermediárias. Cinco pontos existem como condições de contorno, Barragem Sul, Ituporanga, Barragem Oeste, Taió e Rio do Sul.

A montante das barragens existe apenas uma sub-bacia contribuinte, o que facilita o ajuste dos parâmetros do modelo. Entre a Barragem Sul e Ituporanga, também foi considerada

apenas uma sub-bacia, que contribui uniformemente ao longo do canal. Este trecho produziu sempre bons resultados. No trecho compreendido entre a Barragem Oeste e Taió, foram consideradas duas sub-bacia, uma com contribuição pontual e a outra distribuída ao longo do canal. Neste caso, os resultados não foram bons, visto que o trecho de escoamento no canal é curto e apresenta grande influência da operação da barragem. Esta situação é de difícil representação uma vez que os dados de níveis com duas leituras diárias não refletem com precisão o comportamento do hidrograma resultante.

Para o trecho intermediário entre Ituporanga, Taió e Rio do Sul, existem cinco sub-bacias, com uma área contribuinte correspondente a 38% da contribuição total. Duas sub-bacias (9 e 10), contribuem pontualmente e apresentam significativa importância no sistema, principalmente por possuírem extensas planícies inundáveis.

Os resultados obtidos na fase de ajuste indicaram a necessidade de relacionar os valores de  $I_0$  com o número de dias sem precipitação (IPA). Tucci et alii (1981), encontraram a dependência da capacidade máxima de infiltração com o estado de umidade de solo no início, no modelo IPH II, cujo valor está diretamente relacionado com o IPA.

Desta forma, após um ajuste inicial foram estabelecidos os valores representativos dos parâmetros do modelo, para cada sub-bacia, que foram mantidos fixos no processo de simulação. Em seguida, o parâmetro  $I_0$  foi novamente ajustado para cada sub-bacia em todos os eventos. Com os novos valores ajustados para  $I_0$  foi realizada a correlação com o IPA, para cada sub-bacia. No anexo 1 são apresentadas as tendências obtidas, o número de pontos que representa cada evento. O número de pontos é pequeno para precisar uma função. Na tabela B.1, são apresentados os valores de  $I_0$  obtidos do ajuste e resultantes da correlação com o IPA ( $I_0^M$ ).

Tabela 5.1 - Parâmetros de ajuste

SUB BACIA	EVENTO	TC	I <sub>o</sub>	I <sub>b</sub>	H	K <sub>s</sub> <sup>M</sup>	a	K <sub>sub</sub>	R <sub>max</sub>	IPA	I <sub>o</sub> <sup>M</sup>
1	12/78	7	20	1.6	0.7	0	5	280	10	7	19.9
	12/80	7	18	1.6	0.7	0	5	280	5	5	17.3
	05/83	7	15	1.6	0.7	0	5	280	0	1	12.1
	07/83	7	9	1.6	0.7	0	5	280	0	2	13.4
	09/83	7	9	1.6	0.7	0	5	280	0	6	18.6
	08/84	7	9	1.6	0.7	0	5	280	0	0	10.8
	05/87	7	13	1.6	0.7	0	5	280	0	0	10.8
2	12/78	6	17	1.4	0.7	0.07	5	280	10	6	17.2
	12/80	6	20	1.4	0.7	0.07	5	280	5	5	16.3
	05/83	6	19	1.4	0.7	0.07	5	280	0	0	12.0
	07/83	6	9	1.4	0.7	0.07	5	280	0	2	13.7
	09/83	6	12	1.4	0.7	0.07	5	280	0	3	14.6
	08/84	6	9	1.4	0.7	0.07	5	280	0	0	12.0
	05/87	6	12	1.4	0.7	0.07	5	280	0	0	12.0
3	12/78	5	24	2.0	0.75	0.35	5	280	10	5	23.0
	12/80	5	21	2.0	0.75	0.35	5	280	5	5	20.7
	05/83	5	9	2.0	0.75	0.35	5	280	0	0	9.2
	07/83	5	9	2.0	0.75	0.35	5	280	0	2	13.8
	09/83	5	18	2.0	0.75	0.35	5	280	5	3	15.1
	08/84	5	12	2.0	0.75	0.35	5	280	0	0	9.2
	05/87	5	9	2.0	0.75	0.35	5	280	0	0	9.2
4	12/78	8	18	1.2	0.72	0.11	5	280	0	5	20.1
	12/80	8	22	1.2	0.72	0.11	5	280	5	5	20.1
	05/83	8	10	1.2	0.72	0.11	5	280	0	1	10.4
	07/83	8	9	1.2	0.72	0.11	5	280	0	2	12.2
	09/83	8	16	1.2	0.72	0.11	5	280	0	2	12.2
	08/84	8	9	1.2	0.72	0.11	5	280	0	1	10.3
	05/87	8	9	1.2	0.72	0.11	5	280	0	0	8.3



Tabela 5.1 - Parâmetros de ajuste (continuação)

5	12/78	8	24	1.7	0.74	0.26	5	280	10	5	18.6
	12/80	8	20	1.7	0.74	0.26	5	280	5	5	20.6
	05/83	8	10	1.7	0.74	0.26	5	280	0	0	8.6
	07/83	8	9	1.7	0.74	0.26	5	280	0	2	12.6
	09/83	8	9	1.7	0.74	0.26	5	280	0	3	14.6
	08/84	8	12	1.7	0.74	0.26	5	280	0	0	8.6
	05/87	8	8	1.7	0.74	0.26	5	280	0	0	8.6
6	12/78	20	24	1.7	0.74	0.26	5	280	10	5	18.6
	12/80	20	20	1.7	0.74	0.35	5	280	5	5	20.6
	05/83	20	10	1.7	0.74	0.35	5	280	0	0	8.6
	07/83	20	9	1.7	0.74	0.35	5	280	0	2	12.6
	09/83	20	9	1.7	0.74	0.35	5	280	0	3	14.6
	08/84	20	12	1.7	0.74	0.35	5	280	0	0	8.6
	05/87	20	8	1.7	0.74	0.35	5	280	0	0	8.6
7	12/78	10	30	2.0	0.75	0.4	5	280	10	5	23.4
	12/80	10	22	2.0	0.75	0.4	5	280	5	5	25.2
	05/83	10	9	2.0	0.75	0.4	5	280	0	0	9.3
	07/83	10	9	2.0	0.75	0.4	5	280	0	2	14.0
	09/83	10	19	2.0	0.75	0.4	5	280	5	3	17.8
	08/84	10	12	2.0	0.75	0.4	5	280	0	0	9.3
	05/87	10	9	2.0	0.75	0.4	5	280	0	0	9.3
8	12/78	1	20	2.0	0.75	0	5	280	10	5	19.6
	12/80	1	20	2.0	0.75	0	5	280	5	5	19.6
	05/83	1	9	2.0	0.75	0	5	280	0	0	9.0
	07/83	1	9	2.0	0.75	0	5	280	0	0	9.0
	09/83	1	14	2.0	0.75	0	5	280	5	3	15.4
	08/84	1	12	2.0	0.75	0	5	280	0	1	11.1
	05/87	1	9	2.0	0.75	0	5	280	0	0	9.0

Tabela 5.1 - Parâmetros de ajuste (continuação)

9	12/78	36	30	2.0	0.76	0.5	5	280	10	5	26.6
	12/80	36	22	2.0	0.76	0.5	5	280	5	5	26.6
	05/83	36	11	2.0	0.76	0.5	5	280	0	1	12.6
	07/83	36	10	2.0	0.76	0.5	5	280	0	2	16.1
	09/83	36	26	2.0	0.76	0.5	5	280	5	3	19.6
	08/84	36	16	2.0	0.76	0.5	5	280	0	1	12.6
	05/87	36	9	2.0	0.76	0.5	5	280	0	0	9.1
10	12/78	36	30	2.0	0.76	0.5	5	280	10	5	27.6
	12/80	36	22	2.0	0.76	0.5	5	280	5	5	27.6
	05/83	36	22	2.0	0.76	0.5	5	280	0	0	11.1
	07/83	36	10	2.0	0.76	0.5	5	280	0	0	11.1
	09/83	36	26	2.0	0.76	0.5	5	280	5	3	21.0
	08/84	36	16	2.0	0.76	0.5	5	280	0	1	14.4
	05/87	36	9	2.0	0.76	0.5	5	280	0	0	11.1

Observa-se que na maioria dos casos os dois valores são bastante próximos. Esta situação produz pequenas diferenças nos resultados do modelo pela aplicação do valor obtidos no ajuste ( $I_0$ ) e da correlação com o IPA ( $I_0^*$ ), conforme pode ser constatado pela análise dos coeficientes de determinação apresentados na tabela 5.2.

O parâmetro  $I_0$ , devido a sua elevada sensibilidade, constitui-se em fator determinante no resultado do modelo de escoamentos na bacia.

Com relação ao parâmetro referente a propagação superficial na bacia,  $k_s$ , o mesmo foi modificado de modo a refletir o efeito de amortecimento da bacia quando ocorre extravasamento da calha principal. Foi adotada a seguinte relação

Tabela 5.2 - Coeficientes de determinação no ajuste

EVENTO	$I_o$	$I_o^*$
1278	0.74	0.45
1280	0.97	0.96
0583	0.87	0.90
0783	0.86	0.78
0983	0.86	0.86
0884	0.92	0.93
0587	0.89	0.86

$$k_s = a \cdot Q_t^{k_s^*}$$

5.1

onde

a e  $k_s^*$  são os parâmetros.

A princípio esta função somente é válida quando ocorre o extravasamento no canal principal e no qual  $k_s$  aumenta com a descarga. Os valores de a e do expoente  $k_s^*$  da função de cálculo do parâmetro de propagação superficial  $k_s$  são apresentados na tabela 5.1.

O valor do parâmetro  $k_s$  é bastante sensível para todas as sub-bacias. Por isso, pequenas variações no expoente  $k_s^*$  produzem melhoras significativas nos resultados finais do modelo. Por outro lado, o valor do coeficiente a resultou igual a 5 para todas as sub-bacias.

Em princípio cada sub-bacia apresenta um tempo de deslocamento diferente em função de seu tamanho. No entanto, a variação de tamanho das áreas de drenagem das sub-bacias mostrou-se pouco expressivas, de modo que não produziram diferenças nos valores médios do coeficiente a.

O tempo de concentração das sub-bacias foi considerado como parâmetro de ajuste. Seu valor é bastante variável entre eventos. Para eventos de menor porte em geral o tempo de concentração da bacia é menor enquanto que em eventos de maior porte assume valores elevados, como por exemplo no evento 08/84 e 07/83, devido o extravasamento da calha principal.

Os parâmetros  $I_b$  e  $h$  também apresentam significativa sensibilidade. Com o estabelecimento de conjunto de valores médios, algumas perdas nos resultados foram constatadas.

Os parâmetros  $k_{sub}$  e  $R_{máx}$  constituem os parâmetros menos sensíveis do modelo. O valor de  $k_{sub}$  foi estabelecido igual a 280 para todas as sub-bacias, em todos os eventos. No entanto, os valores de  $R_{máx}$  apresentaram certa dependência com o número de dias antecedentes sem precipitação. Nos eventos 12/78 e 12/80, nos quais tem-se vários dias sem precipitação, os valores do parâmetro, foram em geral, diferentes de zero.

Várias dificuldades foram encontradas no processo de ajuste dos parâmetros devido a representatividade espacial e temporal das precipitações na bacia. Para o evento 08/84, no qual existem pluviogramas para as estações de Ituporanga e Taió, observou-se que a adoção destes valores para todas as sub-bacias nas áreas de influência dos postos, ou seja precipitações da estação Ituporanga utilizado como precipitação médias das sub-bacias 1, 2, 3, 8 e 10 e da estação Taió para as sub-bacias 4, 5, 6, 7 e 9, resultaram parâmetros totalmente diferentes daqueles que foram obtidos com a utilização da distribuição espacial realizada com os totais diários de todas as estações pluviométricas, de acordo com o procedimento descrito em 4.3.

### 5.1.2. PARAMETROS DO CANAL

Os parâmetros ajustados no canal foram os coeficientes de rugosidade ( $n_1$ ) da expressão de Manning, para o canal principal e a planície de inundação e profundidade para o qual ocorre extravasamento. Este último fator foi usado como parâmetro devido a falta de dados batimétricos.

Na bacia, o maior peso corresponde as contribuições laterais das sub-bacias, devido a importância dos afluentes em relação aos canais principais considerados, tais como Rio Taió, Rio das Pombas, Rio Trombudo, entre outros. Tendo isto em vista, uma vez ajustado os parâmetros do modelo IPH II, realizou-se o ajuste dos parâmetros do canal que produzissem melhorias nos resultados. Os valores finais dos parâmetros do canal são apresentados na tabela 5.3.

Os valores dos coeficientes de rugosidade no canal foram ajustado resultando igual a 0.08 e para a planície de inundação igual a 0.18. As informações disponíveis não permitiram estabelecer um maior detalhamento para cada sub-trecho.

Também mereceu análise o intervalo de tempo de cálculo,  $\Delta t$ , e o comprimento dos sub-trechos,  $\Delta x$ , de forma a produzir erros dentro de limites aceitáveis (Jones, 1981), permitindo deste forma o estabelecimento de significação física aos valores de  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $C_4$ . Assim fixou-se o intervalo de tempo  $\Delta t$ , igual a uma hora, e fez-se variar o valor de  $\Delta x$ . Esta análise ocorreu no momento da montagem da tabela relacionando os parâmetros do canal  $K$ ,  $X$  e a vazão  $Q$ . Deste modo os valores de  $\Delta x$  nos sub-trechos variam entre 2535 e 6728 metros (tab. 4.1).

Os hidrogramas resultantes da fase de ajuste do modelo conceitual distribuído são apresentados no anexo 2.

Tabela 5.3 - Parâmetros do canal

Trecho	Sub-trecho	Rugosidade		Cota Extrav. (m)	Coef. Dif.
		Canal	Extr.		
1	1	0.05	0.18	5	1
	2	0.05	0.18	5	1
	3	0.05	0.18	5	1
	4	0.05	0.18	4	1
	5	0.05	0.18	4	1
	6	0.05	0.18	4	1
	7	0.05	0.18	4	1
2	1	0.05	0.18	4	0.75
	2	0.05	0.18	4	0.75
	3	0.05	0.18	4	0.75
	4	0.05	0.18	6	0.8
	5	0.05	0.18	6	0.8
	6	0.05	0.18	6	0.8
	7	0.05	0.18	6	0.8
	8	0.05	0.18	6	0.8
	9	0.05	0.18	6	0.8
	10	0.05	0.18	6	0.8
	11	0.05	0.18	5	0.8
	12	0.05	0.18	5	0.8
	13	0.05	0.18	5	0.8
	14	0.05	0.18	6	0.8
	15	0.05	0.18	6	0.8

## 5.2. ANÁLISE DE OPERAÇÃO DAS BARRAGENS

No decorrer dos últimos anos o Departamento Nacional de Obras e Saneamento - DNOS vem implantando várias obras de controle de cheias na bacia do Rio Itajai-Açu,

entre as quais incluem-se duas barragens a montante da cidade de Rio do Sul, a Barragem Sul e a Barragem Oeste.

A Barragem Sul localizada no Rio Itajai do Sul a montante da cidade de Ituporanga foi concluída em novembro de 1975, com reservatório de acumulação de 97 milhões de metros cúbicos. A obra compreende a barragem principal de terra de tipo zoneada, vertedouro de soleira livre com largura de 65 metros junto à ombreira direita, barragem fusível na ombreira direita, no prolongamento do vertedouro e galeria de descarga de fundo constituída por cinco células retangulares de 3.00 metros de largura por 6.00 metros de altura e comprimento total de 224.00 metros, situada na margem esquerda.

A Barragem Oeste, localizada à montante da cidade de Taió, foi inaugurada em março de 1973, com capacidade de armazenamento de 83 milhões de metros cúbicos. É uma barragem de concreto, tipo gravidade, com vertedouro livre incorporado, tendo largura total de 98 metros. Possui sete descarregadores de fundo, com diâmetro de 1.50 metros, manobráveis a partir de uma galeria longitudinal no interior da barragem.

O critério de operação dos descarregadores de fundo adotado pelo DNOS, destas barragens tem sido de mantê-los abertos durante os períodos de descargas normais e fechá-los por ocasião das enchentes.

Neste trabalho o modelo foi aplicado para verificar a condição operacional destas barragens de contenção de cheias, do DNOS, nos rios Itajai do Sul (Barragem Sul) e Itajai do Oeste (Barragem Oeste). Quatro regras de operação foram analisadas:

1) Todos os registros de fundo são mantidos abertos durante a passagem da onda de cheia pelo reservatório (TRA).

2) No início da formação de uma onda de cheia, todos os registros

são fechados e, mantidos nesta situação até o final do evento (TRF).

3) Admite-se um fechamento progressivo dos registros, a partir da ocorrência de determinado nível crítico em Rio do Sul. Foi estabelecido o nível de 8,40 metros para início de fechamento dos registros. A cada acréscimo de 20 centímetro dos níveis, outros registros são fechados (OPERA).

4) Situação semelhante a anterior, com a diferença, que todos os registros são fechados ao mesmo tempo (FECHA).

A restrição estabelecida nas regras operacionais 3 e 4, tomou por base a seção de Rio do Sul tendo em vista ser este o ponto mais crítico, ou seja, é o primeiro ponto a jusante das barragens a ser inundado.

Com a finalidade de estabelecer um hietograma crítico a ser utilizado no processo de simulação de operação dos reservatórios, (Tucci et alii, 1989), foram determinadas séries históricas de precipitações médias máximas anuais, para a bacia, para a duração de um e dois dias consecutivos. A estas séries de precipitações médias aplicou-se a distribuição de extremos do tipo I (Gumbel), com o objetivo de determinar valores com certa probabilidade de ocorrência. Foram adotados os períodos de retorno de 25, 50, 100 e 500 anos.

A discretização temporal e espacial da precipitação foi realizada de acordo com a distribuição registrada em situação considerada mais crítica, em intervalo de tempo de duas horas, para os diferentes períodos de retorno. Para a duração de um dia, adotou-se a distribuição temporal e espacial ocorrida no evento 12/78 e para dois dias consecutivos, o evento 08/84.

Os parâmetros utilizados nesta etapa são aqueles resultantes da fase de ajuste. Para estabelecimento do parâmetro  $I_0$  foi considerado que nos dias antecedentes ocorreram



precipitações, constituindo desta forma na condição mais crítica.

Na tabela 5.4 são apresentados as vazões máximas resultantes da aplicação das quatro regras operacionais, em função da probabilidade de ocorrência adotada, para a precipitação média na bacia, com duração de um dia e, na tabela 5.5, para a precipitação média na bacia com duração de dois dias consecutivos. Também são apresentadas relações entre a regra operacional onde todos os registros são mantidos abertos e as demais regras de operação consideradas.

Os resultados demonstram a pequena flexibilidade operacional das barragens de contenção de cheias, existentes na bacia, principalmente para eventos de grande porte, com relação a ocorrência de vazões máximas em Rio do Sul. A operação com fechamento progressivo a partir da ocorrência do nível de restrição, OPERA, e com fechamento instantâneo, FECHA, não produzem significativas reduções das vazões máximas, em relação a situação de manutenção de todos os registros abertos, para precipitações médias com duração de um dia. As reduções obtidas com a operação destas regras são da ordem de 6%.

Para cheias provocadas por precipitações com duração de dois dias consecutivos, as reduções para eventos com períodos de retorno de até 100 anos são da ordem de 12%. No entanto, para eventos com período de retorno de 500 anos resultam em um acréscimo nas vazões máximas. Estas situações ocorrem a partir do instante em que a capacidade dos reservatórios é superada, não produzindo efeito sobre a passagem da onda de cheia.

A operação com todos os registros fechados no início do evento, TRF, proporciona reduções de até 20%, em relação a operação de todos os registros abertos, TRA, para cheias provocadas por precipitações médias com duração de um dia e período de retorno de 25 anos. A medida que cresce a magnitude da onda de cheia os efeitos sobre as vazões máximas são reduzidos.

Nos eventos de cheias de grande porte, geradas por precipitações com duração de dois dias consecutivos, com períodos de retorno de 500 anos, ocorre um agravamento da situação, ou seja, as vazões máximas são superiores com TRF do que com TRA, sendo o acréscimo da ordem de 5%. Os eventos 07/83 e 08/84 apresentam magnitudes equivalentes em termos de valor máximo simulado para precipitação média com duração de dois dias consecutivos para o período de retorno de 500 anos.

Tabela 5.4 - Valores da vazão máxima, em Rio do Sul, para a precipitação média na bacia de 1 dia

TR	Prec. Média	Vazão Máxima		TA/TF	OPERA	TA/OP	FECHA	TA/FC
		TRA	TRF					
25	96.7	1016.1	846.6	1.20	997.3	1.018	058.0	1.059
50	108.3	1139.6	991.0	1.15	1074.8	1.060	1067.5	1.067
100	119.8	1271.0	1123.6	1.13	1189.1	1.069	1185.8	1.073
500	146.3	1544.1	1406.0	1.10	1446.8	1.067	1444.5	1.069

Tabela 5.5 - Valores da vazão máxima, em Rio do Sul, para a precipitação média na bacia de 2 dias consecutivos

TR	Prec. Média	Vazão Máxima		TA/TF	OPERA	TA/OP	FECHA	TA/FC
		TRA	TRF					
25	140.2	1162.6	989.1	1.18	1057.6	1.099	1039.3	1.118
50	158.7	1312.9	1132.2	1.16	1173.6	1.119	1168.0	1.124
100	171.0	1453.8	1297.3	1.12	1302.2	1.116	1297.6	1.120
500	206.6	1991.9	2094.7	0.96	2027.6	0.982	2028.9	0.982

Com o intuito de avaliar o comportamento de toda a onda de cheia em eventos registrados, foram realizadas simulações com as regras operacionais estabelecidas para os eventos 07/83 e 08/84, que são os dois maiores eventos ocorridos nos últimos tempos. Os resultados são mostrados nas figuras 5.1 e 5.2. Verifica-se que a regra operacional de fechamento dos registros no início do evento provoca um atraso na elevação do hidrograma em Rio do Sul. Entretanto este atraso é inferior ao que é produzido quando adotado o fechamento dos registros no instante em que é atingido a situação crítica em Rio do Sul.

Isto acontece devido a pequena capacidade de armazenamento dos reservatórios, provocando o seu enchimento próximo do início e, o pequeno efeito no amortecimento na passagem da onda de cheia a partir deste momento. Esta situação fica bem caracterizada no hidrograma do evento 07/83, onde a taxa de acréscimo das vazões é menor do que no evento 08/84, provocando o enchimento do reservatório antes da condição crítica em Rio do Sul.

Com relação as vazões de pico, as regras de fechamento no início e a partir da identificação da situação crítica determinam a ocorrência dos maiores valores. Resultam dos mesmos aspectos acima expostos.

O intervalo de tempo de incidência do efeito do fechamento dos registros quando atingido a restrição imposta é curto, não sendo suficiente para influenciar de modo significativo na redução das vazões máximas, nos eventos analisados.

Por sua vez a regra de manutenção de todos os registros abertos provocam uma elevação no início e uma redução das vazões próximas do pico como ocorreu no evento 07/83 ou um adiantamento no tempo de ocorrência do valor máximo, como é verificado no evento 08/84.

81  
Figura B.1 - Simulação de operação dos reservatórios para o evento 07/83

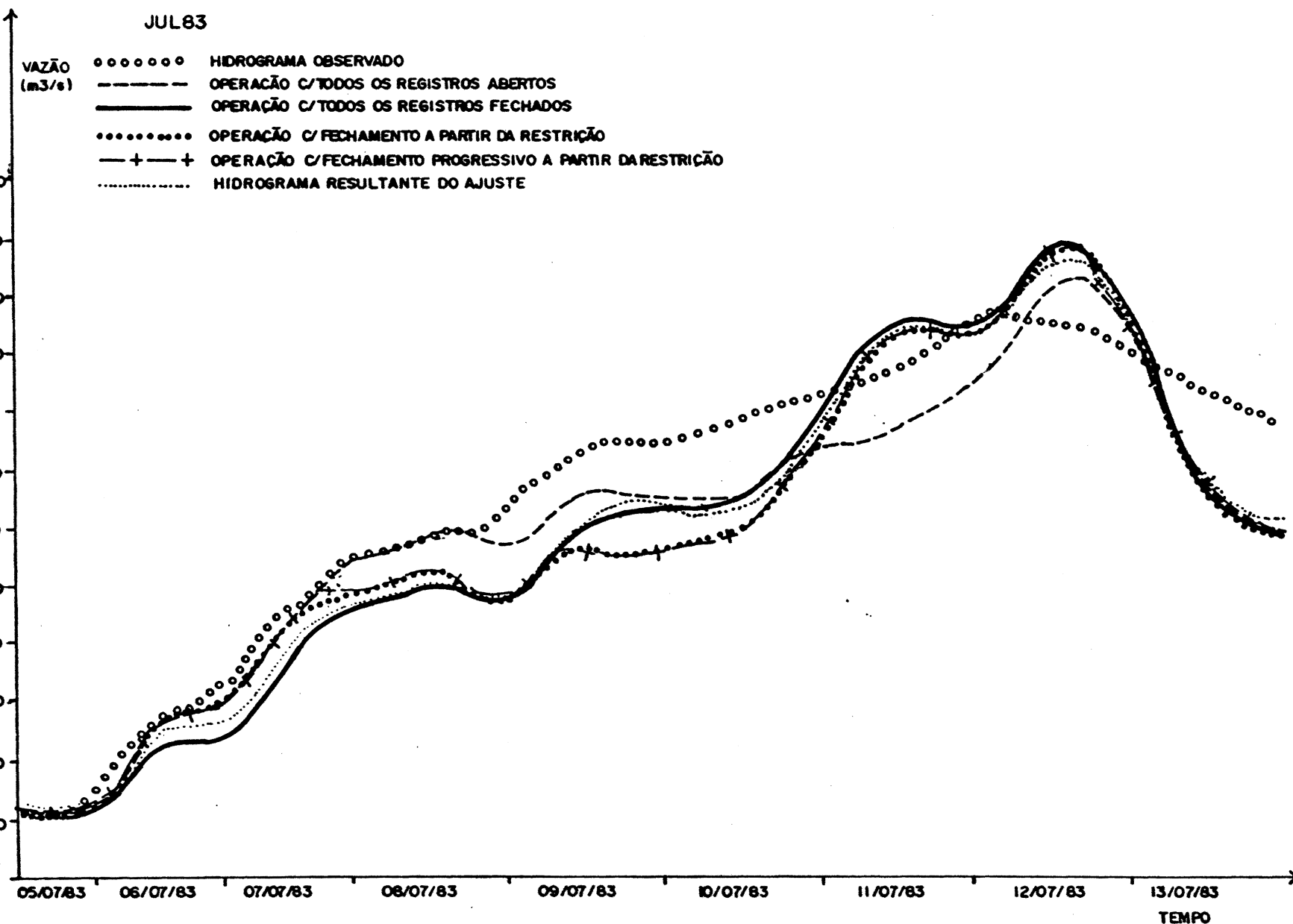
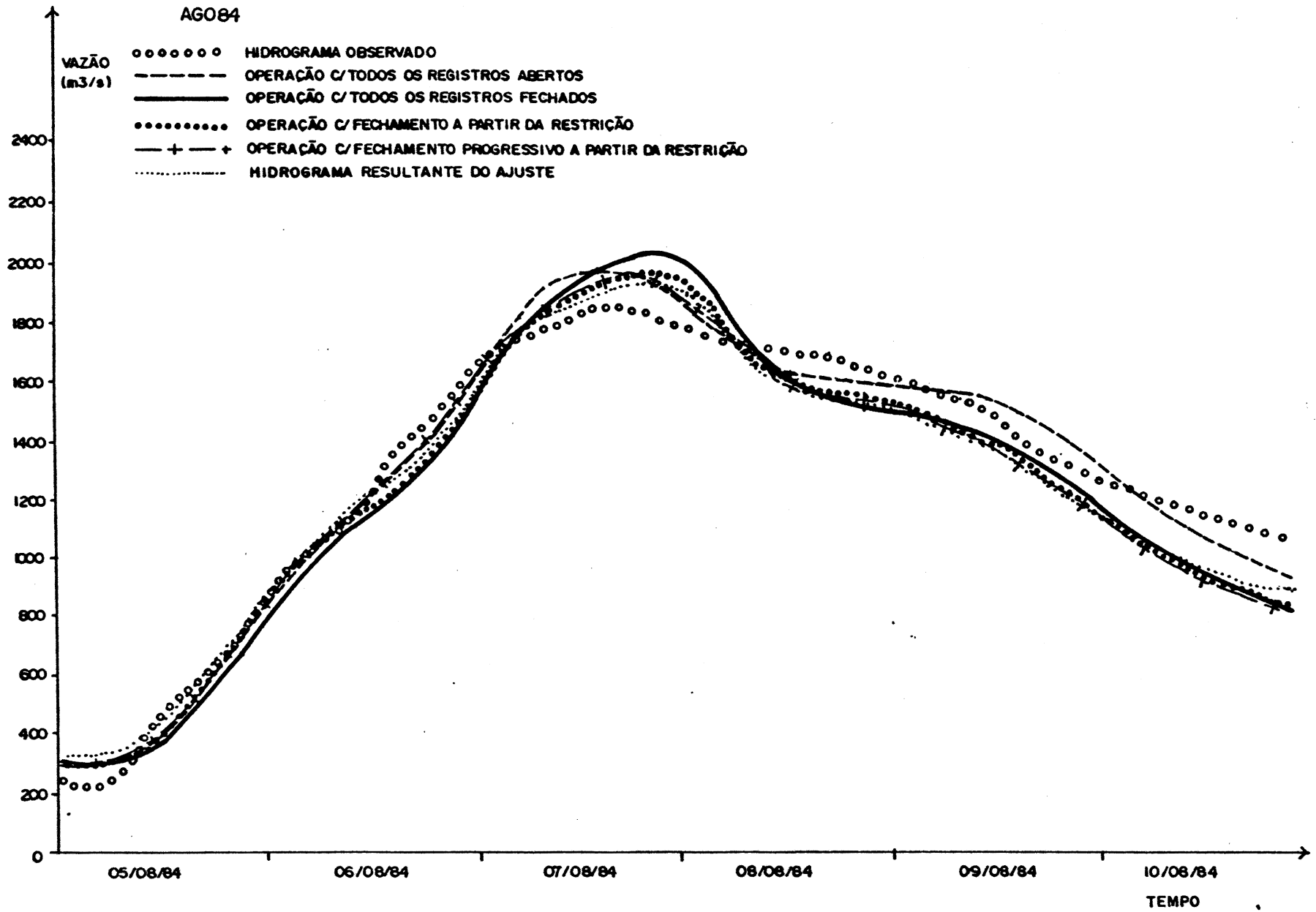


Figura B.2 - Simulação de operação dos reservatórios para o evento 08/84.



A influência das regras operacionais adotadas são mais significativas para eventos de cheias com maior tempo de duração da elevação do hidrograma. Isto fica bem demonstrado quando comparado os hidrogramas dos eventos analisados. Para o evento 07/83 onde a taxa de elevação das vazões é mais lenta o efeitos das diversas regras torna-se mais evidente.

Considerando os resultados obtidos para as diversas simulações realizadas é possível estabelecer a melhor regra de operação dos reservatórios a ser adotada. Duas situações podem ser enfocadas quando ao uso das barragens, uma vez que as capacidades de armazenamento são relativamente pequenas. Um interesse a ser considerado diz respeito a atrasar a elevação das vazões no início dos eventos. Neste caso o fechamento dos registros acontecerá a partir da identificação da vazão crítica. Esta regra terá grande influência sobre os eventos de pequeno porte, no qual os reservatórios terão condições de armazenar um volume suficiente de modo a atenuar a onda de cheia a jusante. Para eventos de grande porte, esta regra não possibilita a tomada de decisões no sentido de proteção dos bens econômicos e de vidas humanas após superada a capacidade do reservatório.

De outra maneira, o interesse pode estar concentrado em reduzir as vazões máximas. Neste caso a manutenção de todos os registros constantemente aberto poderia ser adotado. Esta situação torna-se mais significativa para eventos de grande porte, onde a influência da aplicação desta regra ficou demonstrado nos testes realizados com os eventos 07/83 e 08/84.

### 5.3. PREVISÃO EM TEMPO ATUAL

O modelo foi adaptado para realização de previsão de vazões em tempo atual. Sua aplicação deu-se para a cidade de Rio do Sul, para os alcances de 4, 6 e 8 horas.

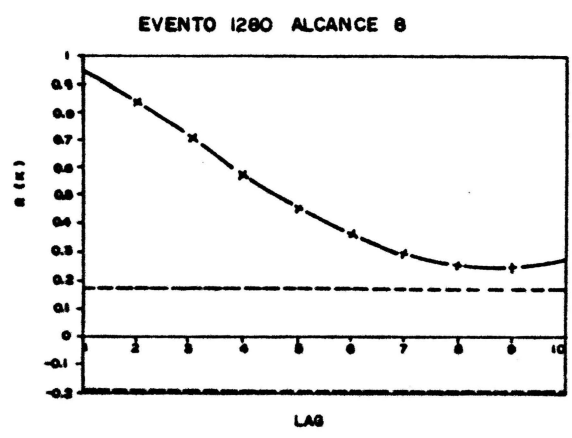
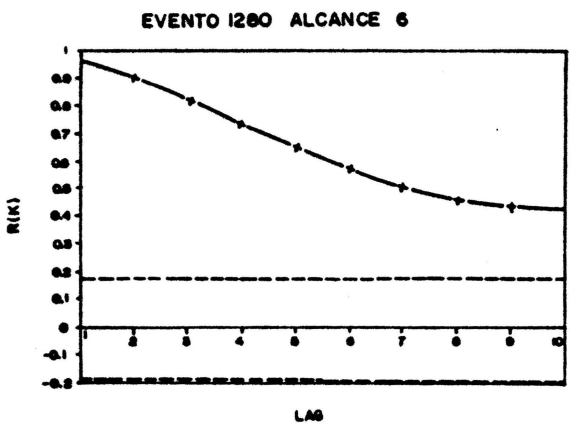
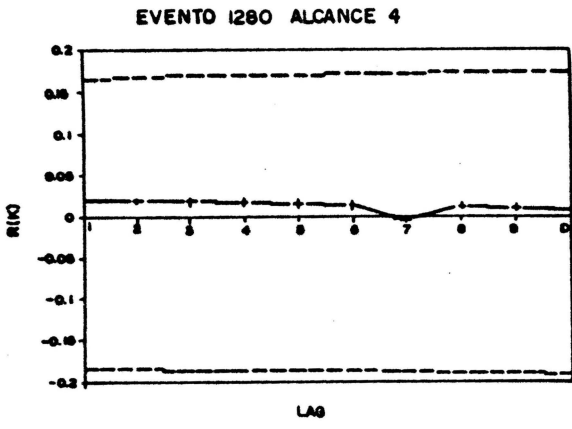


Figura B.4 - Correlogramas para o evento 12/80

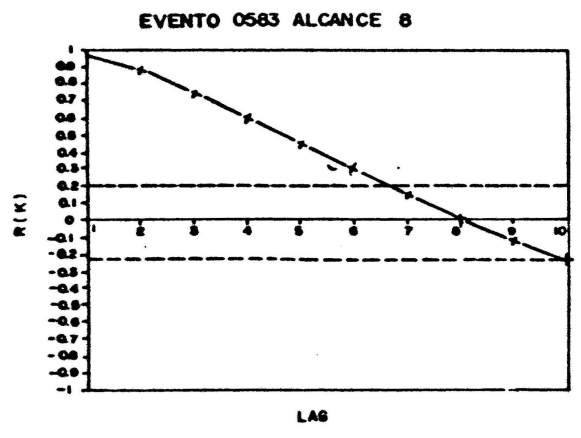
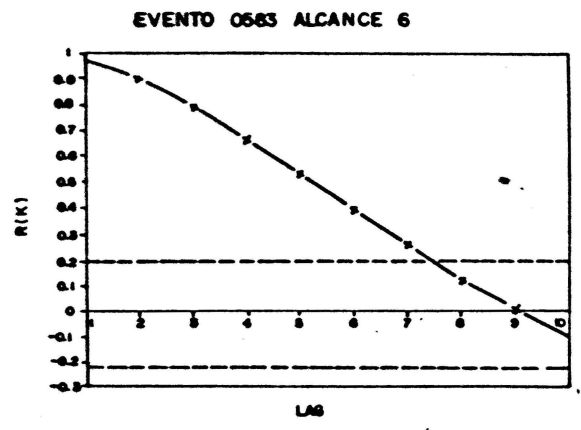
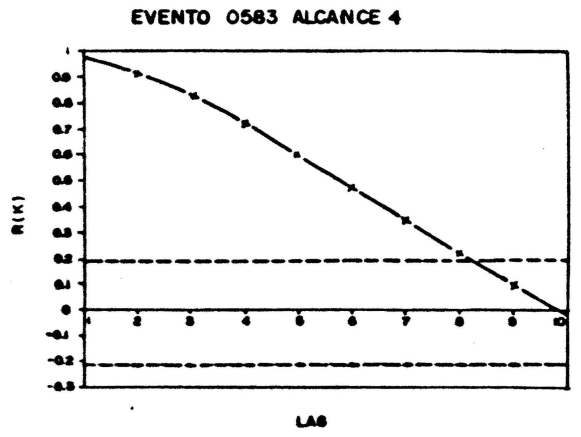


Figura B.5 - Correlogramas para o evento 05/83

A aplicação foi desenvolvida com o modelo conceitual e com o modelo conjugado. No modelo conjugado, o modelo conceitual é utilizado para a realização da previsão de vazões e o modelo empírico ARIMA (p,d,q) para a previsão dos erros.

A previsão com o modelo conceitual é desenvolvida considerando-se conhecida a precipitação na bacia até o instante de tempo t. Os valores da precipitação média das sub-bacias são aqueles utilizadas na fase de ajuste, ou seja, com distribuição espacial obtida pela discretização dos totais diários de todas as estações pluviométricas.

Visando a conjugação do modelo ARIMA (p,d,q) ao modelo conceitual, foram analisados os correlogramas, apresentados nas fig. 5.3 à 5.9. Os correlogramas demonstram a grande dependência dos erros. Esta dependência dos erros indica a possibilidade de obtenção de bom desempenho do modelo conjugado.

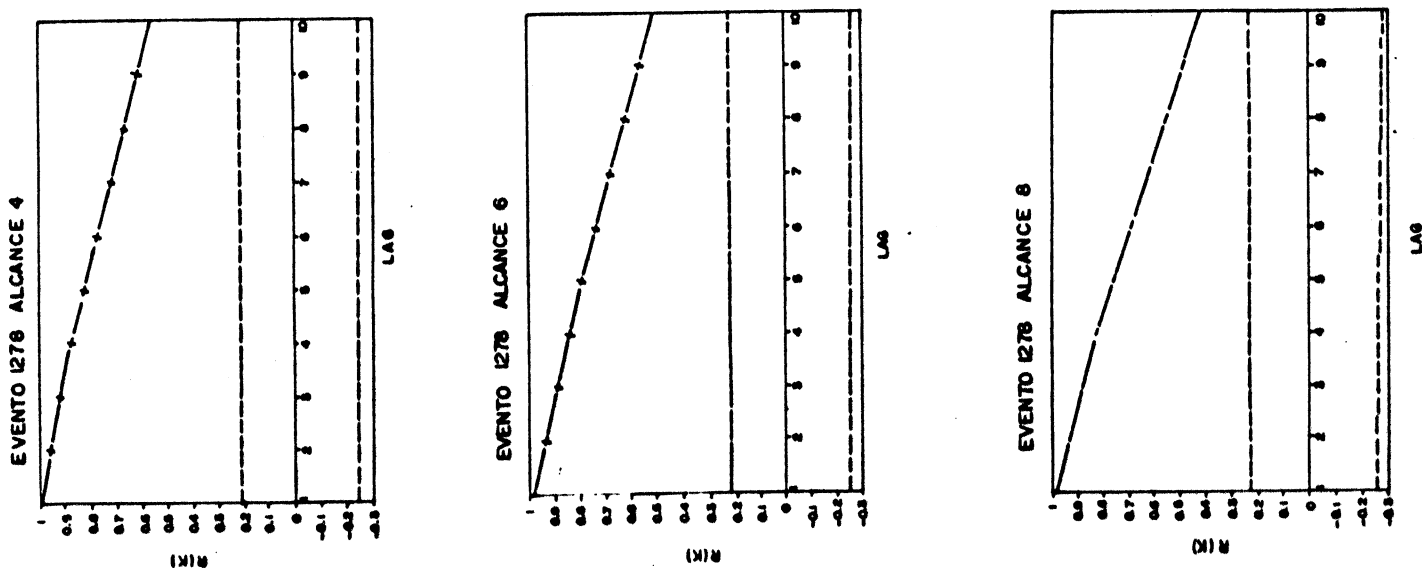


Figura 5.3 - Correlogramas para o evento 12/78



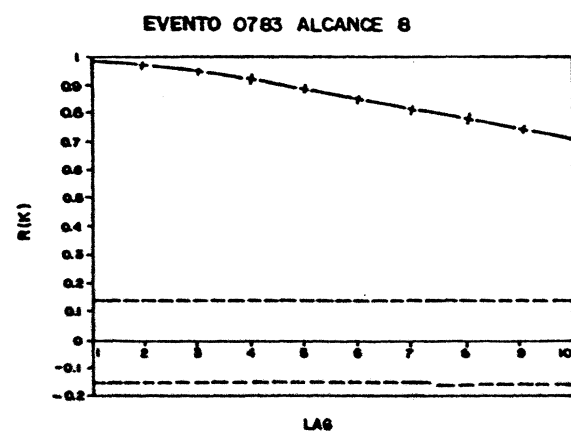
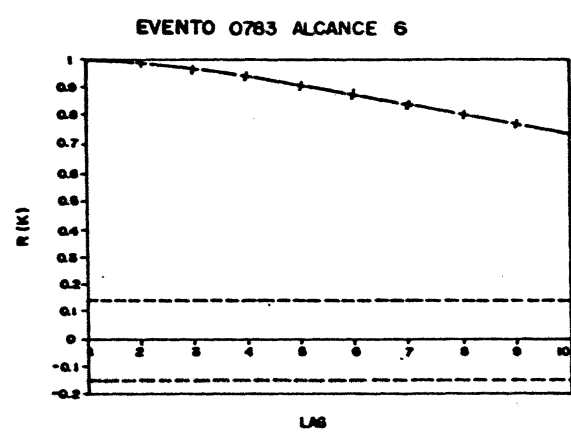
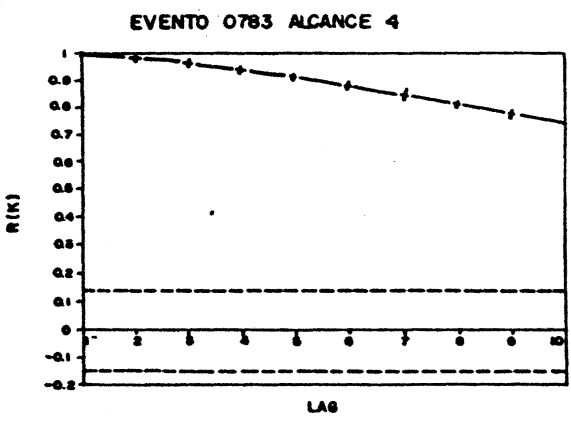


Figura 5.6 - Correlogramas para o evento 07/83

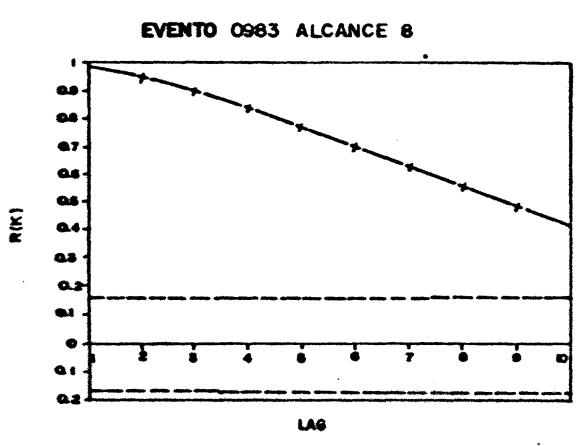
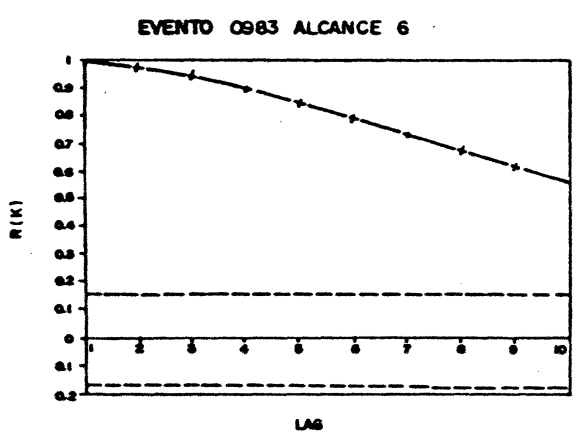
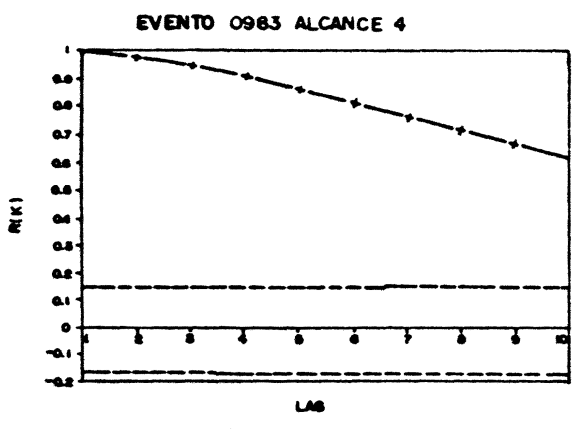


Figura 5.7 - Correlogramas para o evento 09/83

Figura B.8 - Correlogramas para o evento 08/87

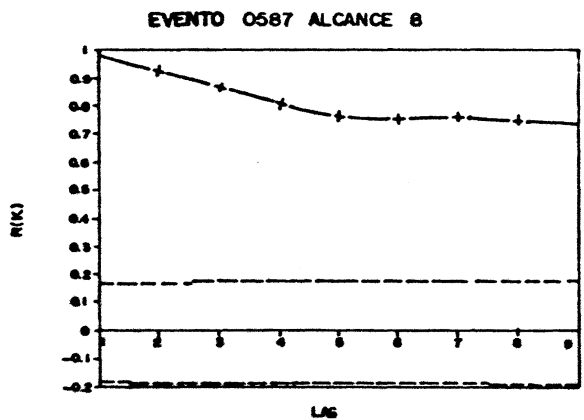
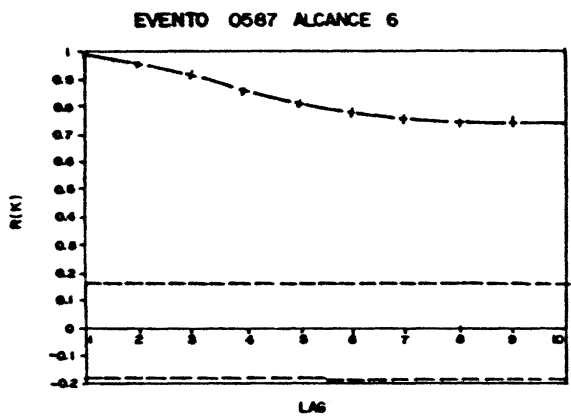
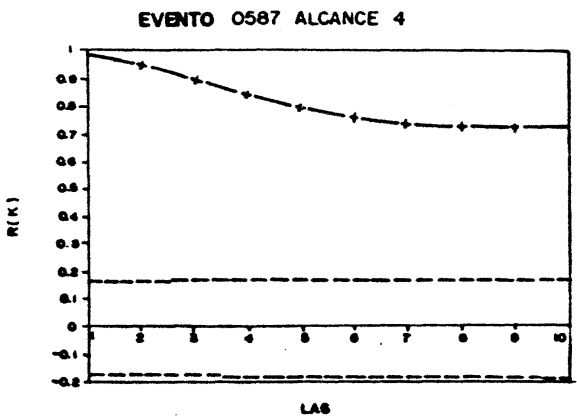
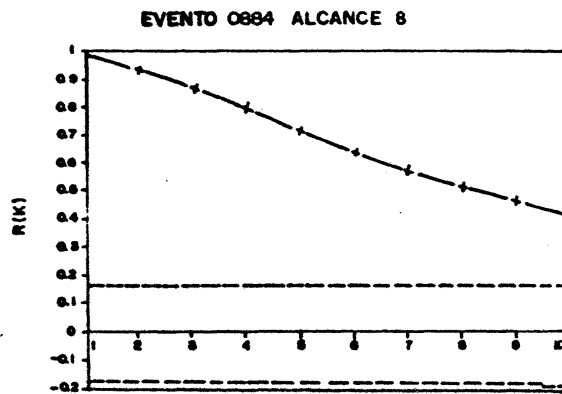
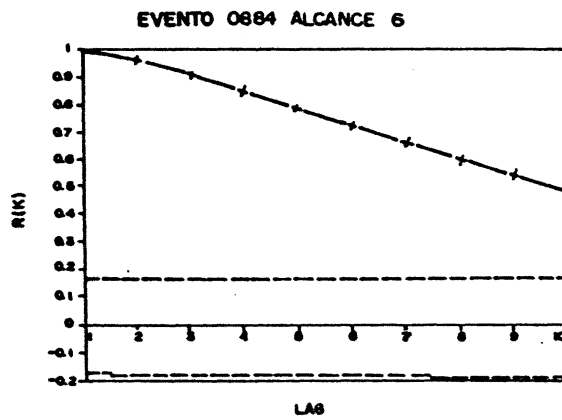
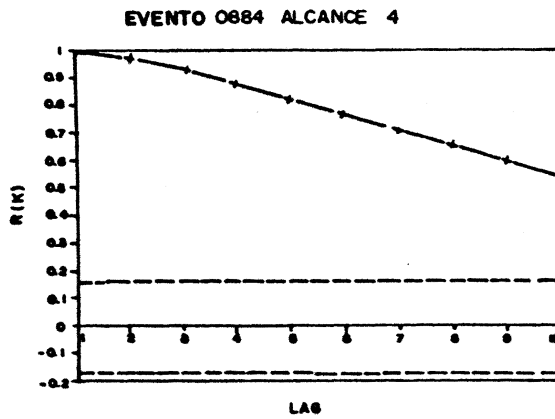


Figura B.8 - Correlogramas para o evento 08/84



Os valores da função de autocorrelação  $r_k$  são elevados próximo de um para diversos retardos. Uma exceção ocorre com o evento 12/80 para o alcance de 4 horas, no qual os valores da função é próximo de zero. Valores altos da função de autocorrelação indicam a possibilidade de utilização de modelos autoregressivos de ordem maior do que 1.

Várias configurações do modelo ARIMA (p,d,q) foram analisadas, das quais cinco apresentaram um melhor desempenho geral: ARIMA (1,0,0), ARIMA (2,0,0), ARIMA (1,1,0), ARIMA (1,1,1) e ARIMA (2,0,1). Para cada alcance foi escolhido a configuração do modelo ARIMA (p,d,q) que proporcionou melhor performance na previsão final do modelo conjugado.

Na previsão para o alcance de 4 horas os melhores resultados foram obtidos utilizando-se o modelo ARIMA (2,0,0). Para o alcance de 8 horas as configurações ARIMA (2,0,0), ARIMA (2,0,1) e ARIMA (1,1,0) apresentaram resultados muito semelhantes, sendo no entanto, para a última configuração identificado a ocorrência dos melhores resultados. Para o alcance de 8 horas foi escolhido o modelo ARIMA (1,0,0). Nas tabelas 5.6, 5.7 e 5.8 são mostrados os resultados para os diversos alcances.

Para avaliar o desempenho dos modelos foi adotado o coeficiente de determinação,  $R^2$ , coeficiente de persistência, RD e desvio padrão, DP. Os valores dos coeficientes de determinação resultantes da aplicação do modelo conceitual são, em geral, abaixo de 0.90. Com a agregação do modelo empírico para previsão dos erros estes valores passam a serem superiores a 0.90.

Os desvios padrões são elevados para as previsões do modelo conceitual. Para o evento 07/83 que apresenta magnitudes elevadas das vazões e duração de nove dias o valor é igual 264.1 m<sup>3</sup>/s, e para o evento 08/84, também com vazões altas o valor é igual a 124.6 m<sup>3</sup>/s, para o alcance de 4 horas. Nos demais eventos de vazões máximas inferior a 880 m<sup>3</sup>/s o valor do desvio

padrão é inferior a 80.0 m<sup>3</sup>/s, exceto para o evento 12/78, o qual apresentou problemas.

Tabela 5.6 - Resultados dos modelos de previsão para o alcance de 4 horas

EVENTO	MODELO CONCEITUAL			AJUSTE COM EMPIRICO		
	R <sup>2</sup>	RD	DP	R <sup>2</sup>	RD	DP
12/78	0.364	-4.58	209.3	0.799	0.068	83.29
12/80	0.960	-0.10	54.21	0.991	0.867	28.52
05/83	0.822	-0.07	67.33	0.952	0.815	37.00
07/83	0.718	-23.7	264.1	0.984	-0.373	62.52
09/83	0.833	-1.04	80.07	0.979	0.751	28.48
08/84	0.915	-1.22	124.8	0.985	0.840	50.57
05/87	0.802	-0.83	64.34	0.954	0.685	31.01

Tabela 5.7 - Resultados dos modelos de previsão para o alcance de 6 horas

EVENTO	MODELO CONCEITUAL			AJUSTE COM EMPIRICO		
	R <sup>2</sup>	RD	DP	R <sup>2</sup>	RD	DP
12/78	0.272	-1.33	190.2	0.535	0.038	122.1
12/80	0.865	0.517	54.01	0.975	0.658	45.46
05/83	0.745	0.387	75.60	0.793	0.504	68.01
07/83	0.698	-10.5	266.4	0.942	-1.22	117.2
09/83	0.812	0.012	83.31	0.927	0.619	51.71
08/84	0.901	-0.04	127.5	0.964	0.623	76.57
05/87	0.778	0.132	65.19	0.912	0.657	40.97

Tabela 5.8 - Resultados dos modelos de previsão para o alcance de 8 horas

EVENTO	MODELO CONCEITUAL			AJUSTE COM EMPIRICO		
	R <sup>2</sup>	RD	DP	R <sup>2</sup>	RD	DP
12/78	0.140	-0.72	203.6	-0.09	-0.27	175.4
12/80	0.963	0.723	54.98	0.958	0.667	60.25
05/83	0.569	0.356	89.19	0.432	0.149	102.5
07/83	0.680	-8.19	267.9	0.917	-0.87	136.5
09/83	0.767	0.333	89.72	0.841	0.544	74.16
08/84	0.886	0.351	130.4	0.939	0.654	95.24
05/87	0.728	0.289	68.41	0.864	0.649	48.29

Quando analisado em relação ao coeficiente de persistência, constata-se que a variância explicada pelo modelo é pequena, ou seja, um modelo que adote para previsão nos intervalos futuros o valor atual teria melhor resultado do que a previsão realizada com o modelo conceitual.

Desta forma, observa-se que os resultados obtidos com o modelo conceitual não são bons, principalmente o evento 12/78. Neste evento ocorre um atraso no ramo de ascensão do hidrograma. Isto está associado ao conhecimento inadequado da ocorrência temporal da precipitação na bacia. O problema foi identificado na etapa de ajuste. No entanto não houve condições de superá-lo.

A agregação da previsão dos erros do modelo conceitual com o modelo empírico ARIMA (p,d,q), resultam previsões finais de melhor qualidade, ou seja, ocorre um aprimoramento significativo nos resultados obtidos com a aplicação do modelo conjugado.

Os coeficientes utilizados como

indicativos da eficiência dos modelos demonstram a melhoria dos resultados. O coeficiente de determinação passa a ser mais elevado, em geral acima de 0.93 para as previsões com alcance de 4 horas. Os valores dos coeficientes de persistência indicam que o modelo conjugado explica uma maior percentagem da variância observada e, os valores dos desvios padrões são mais baixos, inferiores a 84 para previsões com alcance de 4 horas.

Nas figuras 5.10 à 5.30 são apresentados os resultados da aplicação do modelo nas duas situações: modelo conceitual e modelo conjugado. Constata-se que a medida que aumenta o alcance da previsão, os ganhos obtidos com o modelo conjugado passam a ser pouco expressivo, ocorrendo em alguns casos redução na qualidade dos resultados.

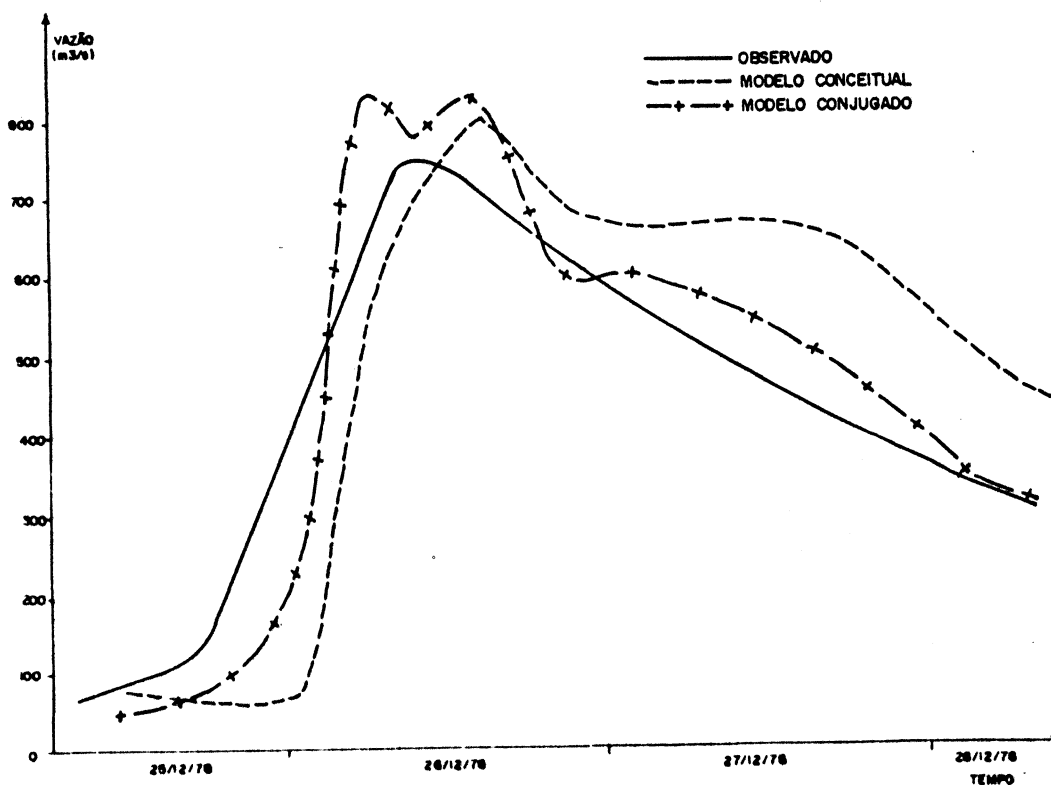


Figura 5.10 - Previsão para o evento 12/78, com alcance de 4 horas

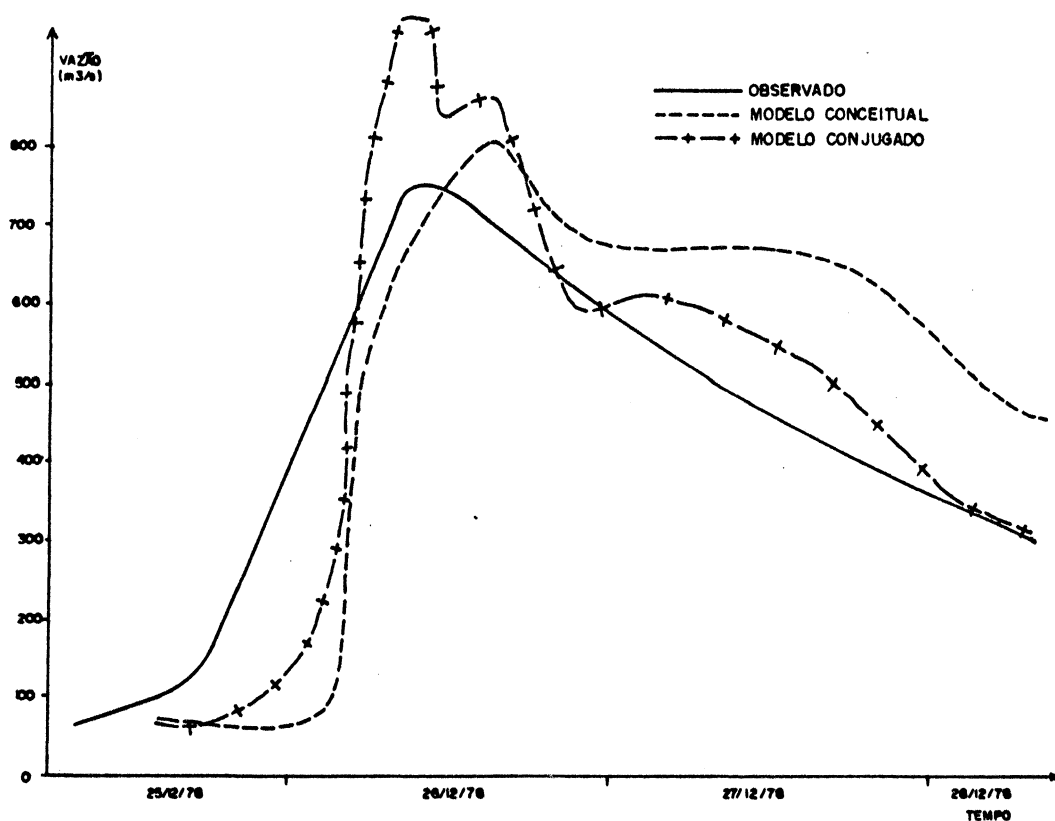


Figura 8.11 - Previsão para o evento 12/78, com alcance de 8 horas

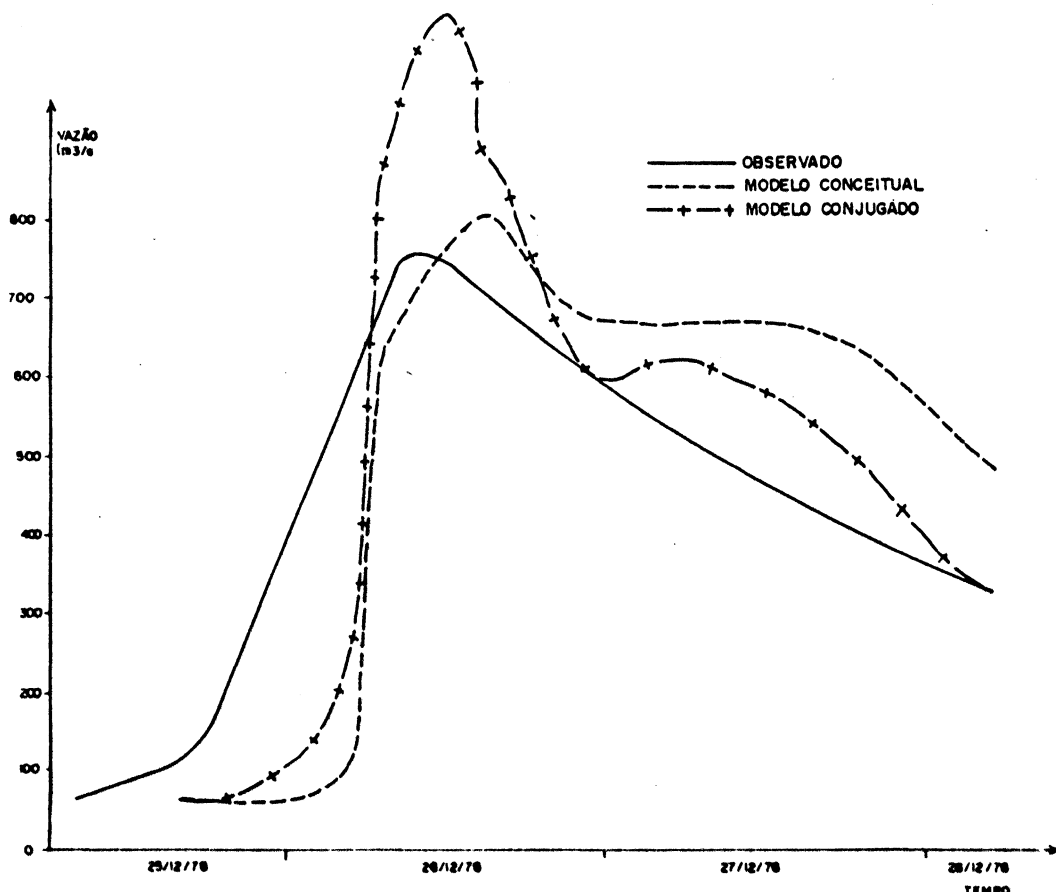


Figura 8.12 - Previsão para o evento 12/78, com alcance de 8 horas

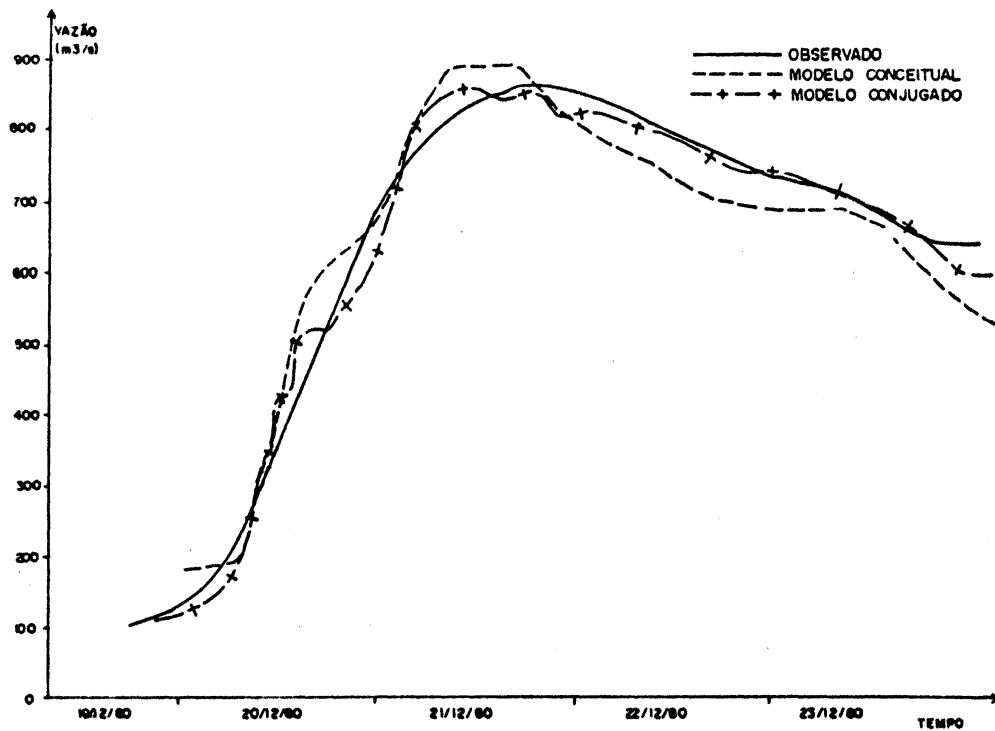


Figura 5.13 - Previsão para o evento 12/80, com alcance de 4 horas

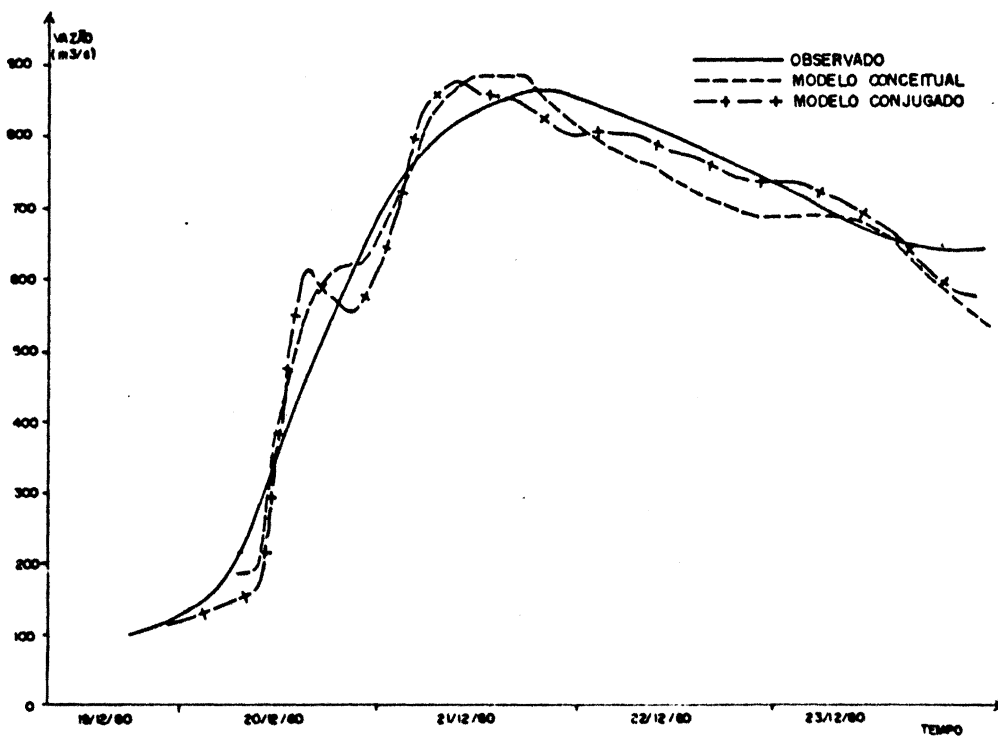


Figura 5.14 - Previsão para o evento 12/80, com alcance de 6 horas



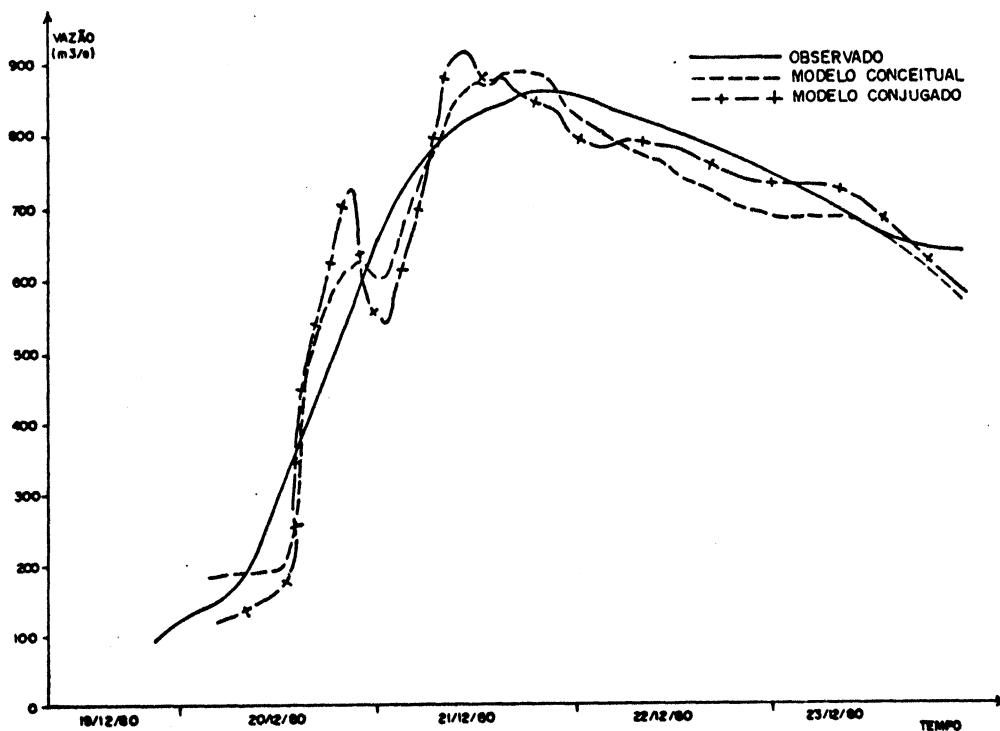


Figura 8.15 - Previsão para o evento 12/80, com alcance de 8 horas

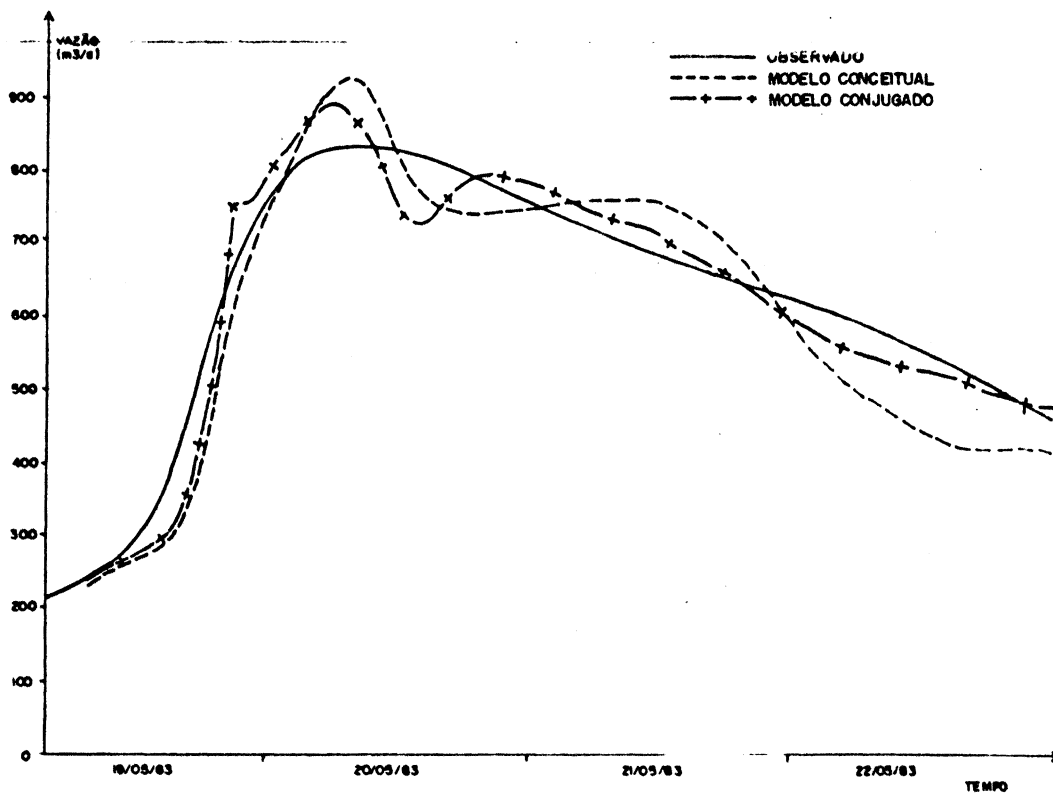


Figura 8.16 - Previsão para o evento 05/83, com alcance de 4 horas

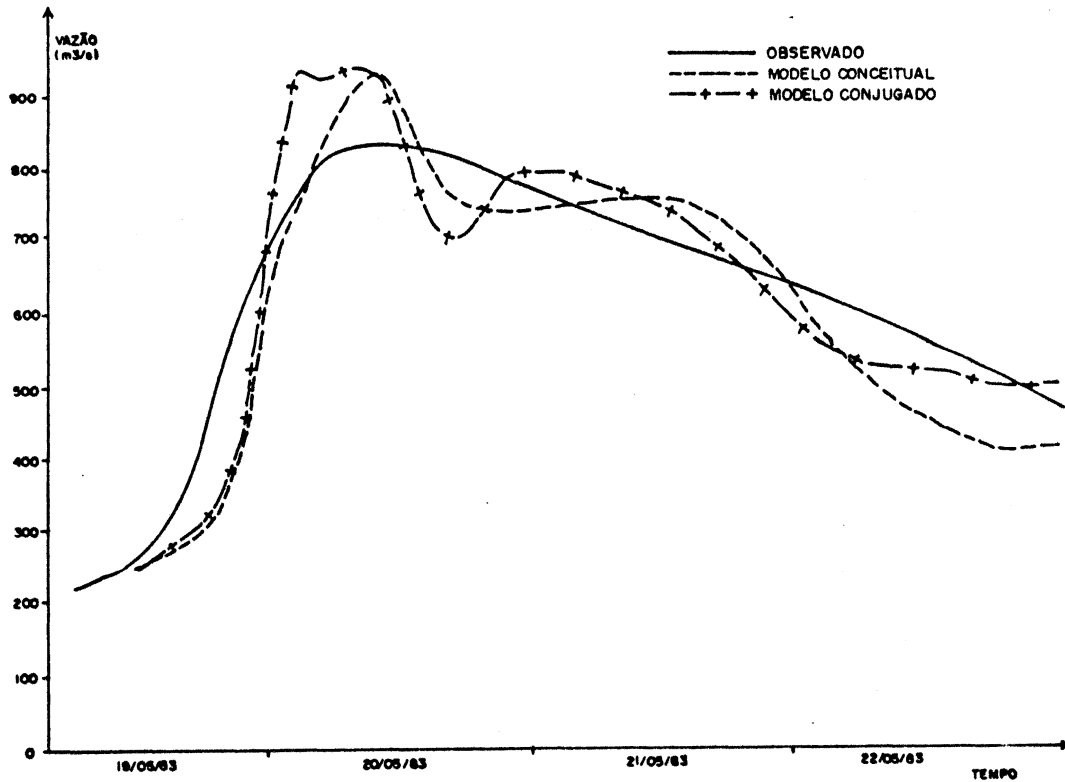


Figura 5.17 - Previsão para o evento 05/83, com alcance de 6 horas

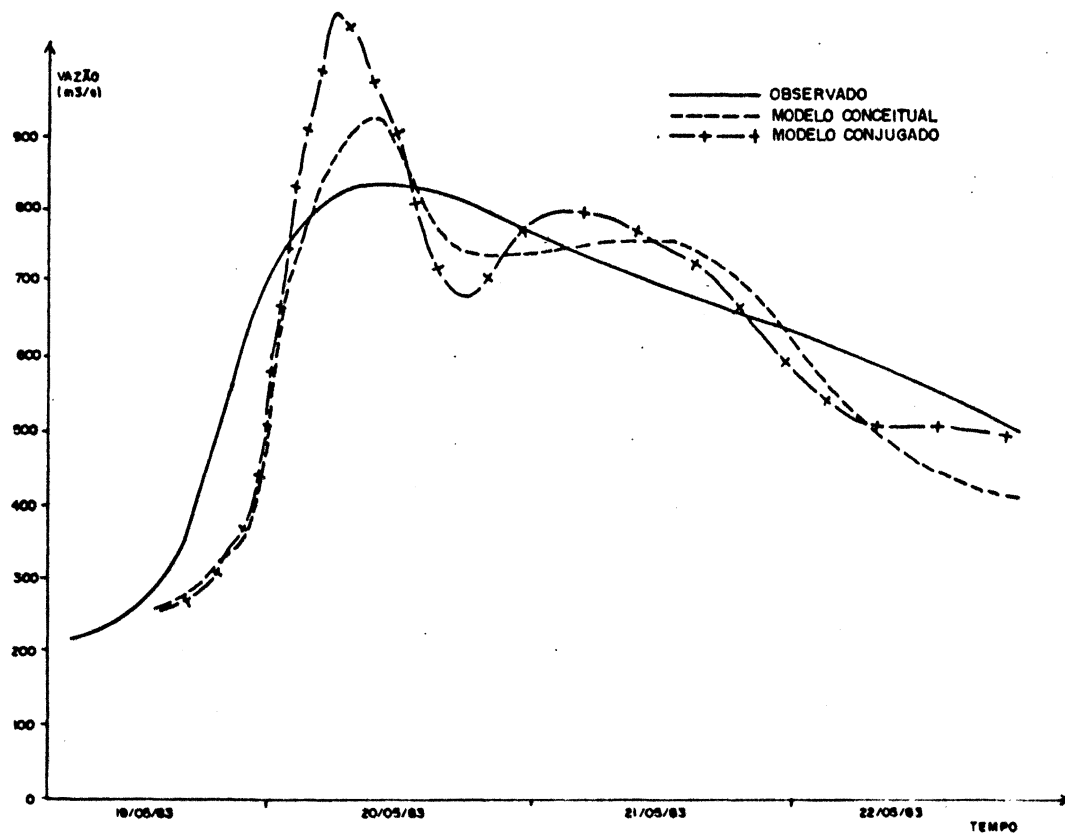


Figura 5.18 - Previsão para o evento 08/83, com alcance de 8 horas

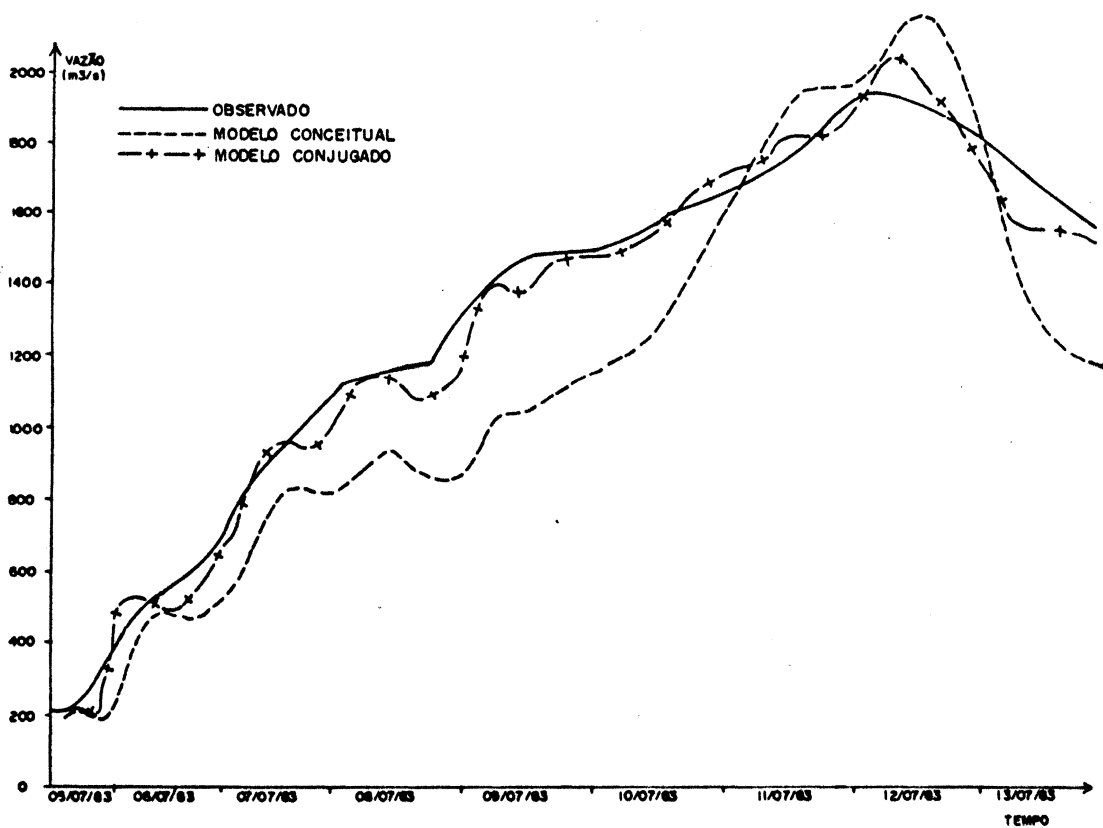


Figura 5.19 - Previsão para o evento 07/83, com alcance de 4 horas

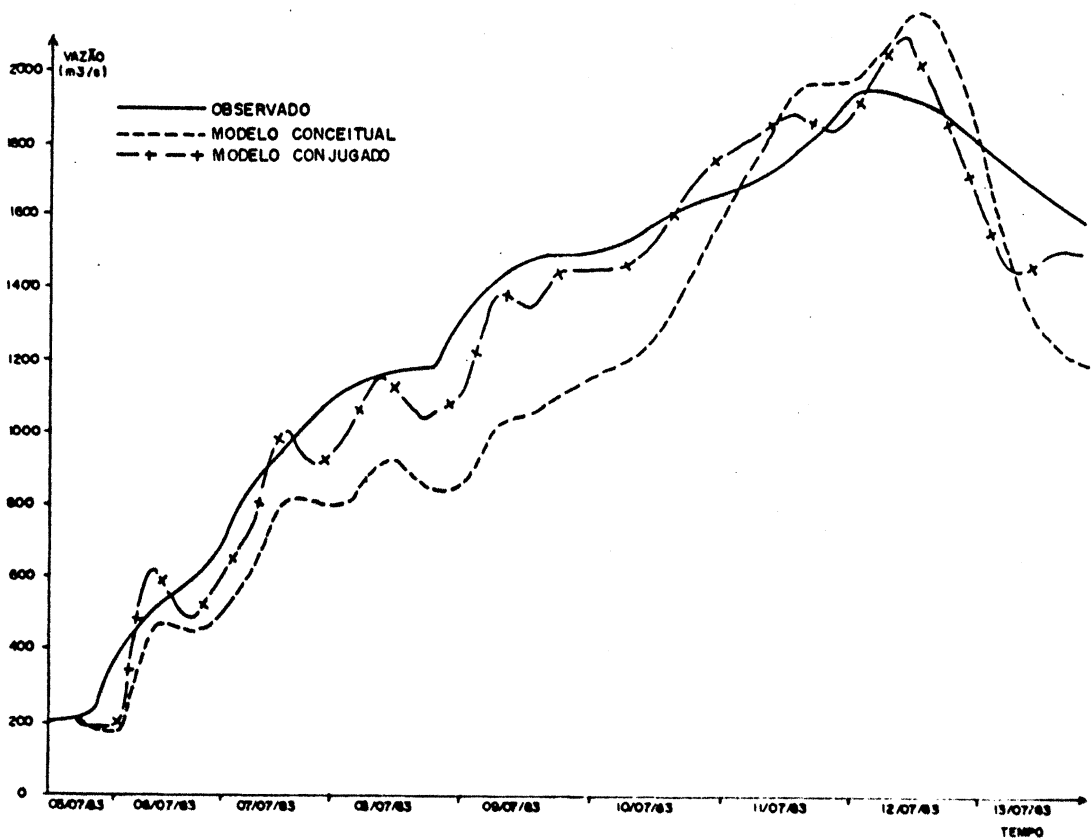


Figura 5.20 - Previsão para o evento 07/83, com alcance de 6 horas

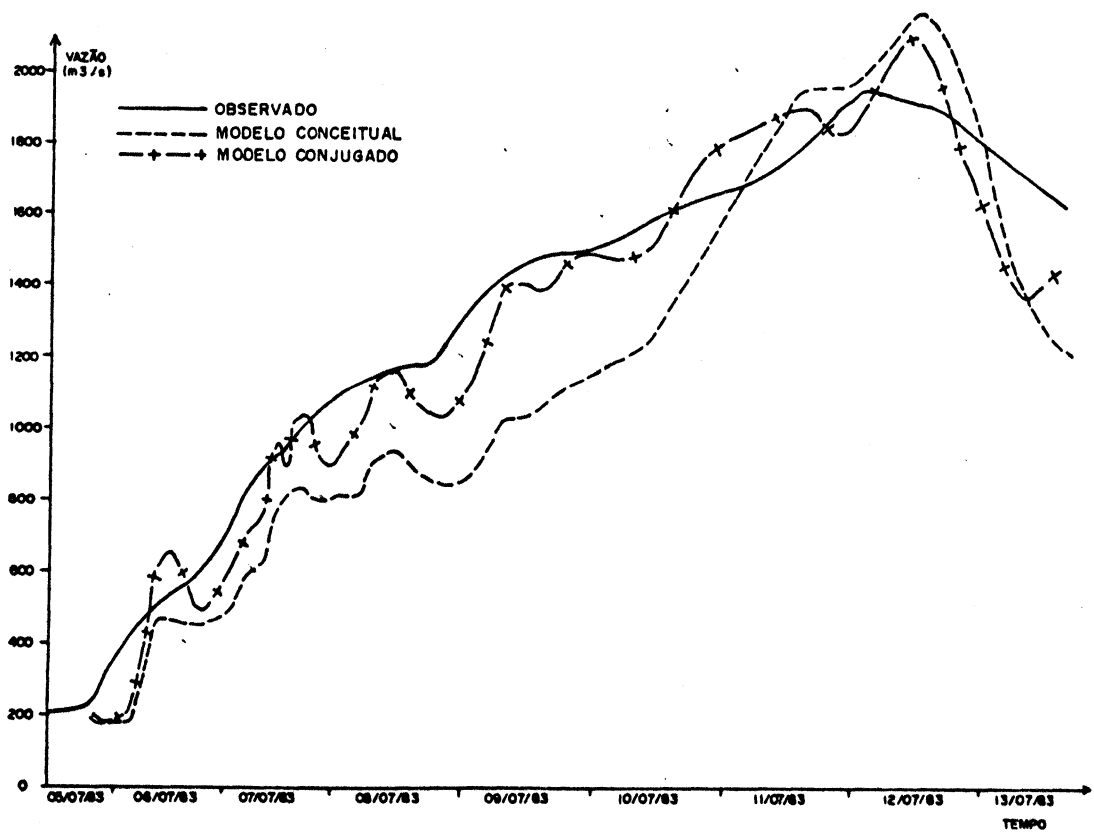


Figura 5.21 - Previsão para o evento 07/83, com alcance de 8 horas

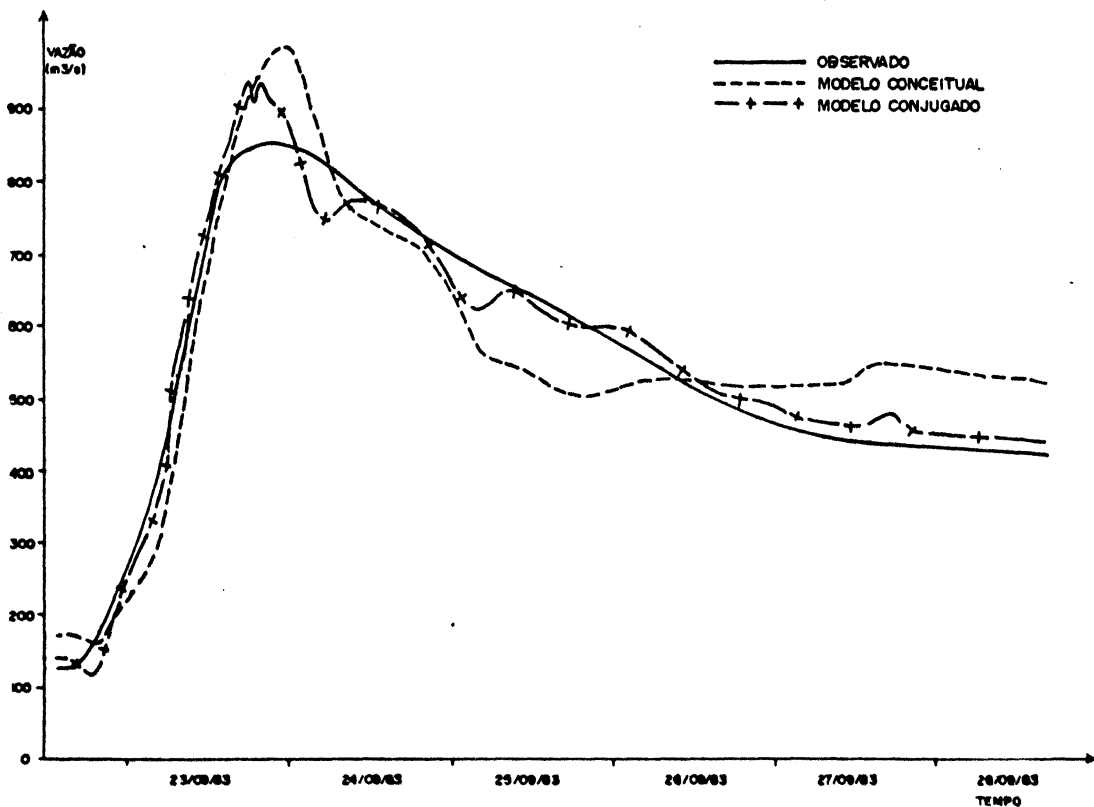


Figura 5.22 - Previsão para o evento 09/83, com alcance de 4 horas

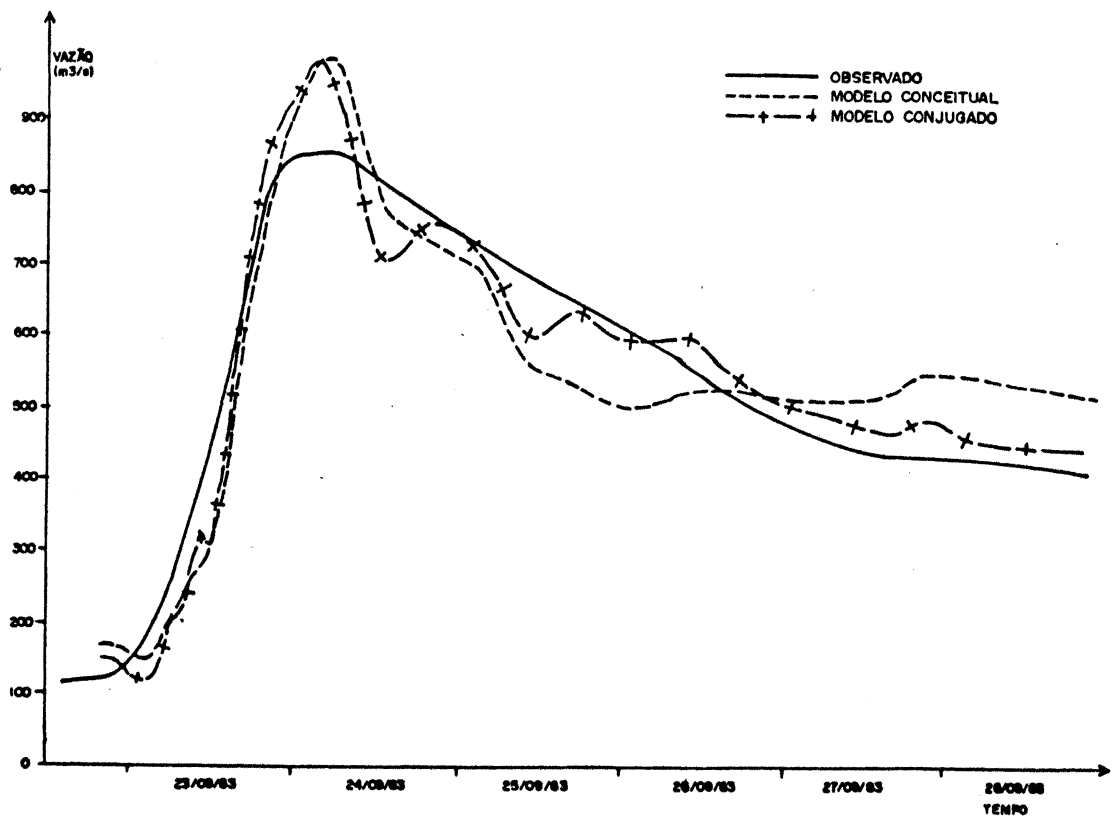


Figura 5.23 - Previsão para o evento 09/83, com alcance de 6 horas

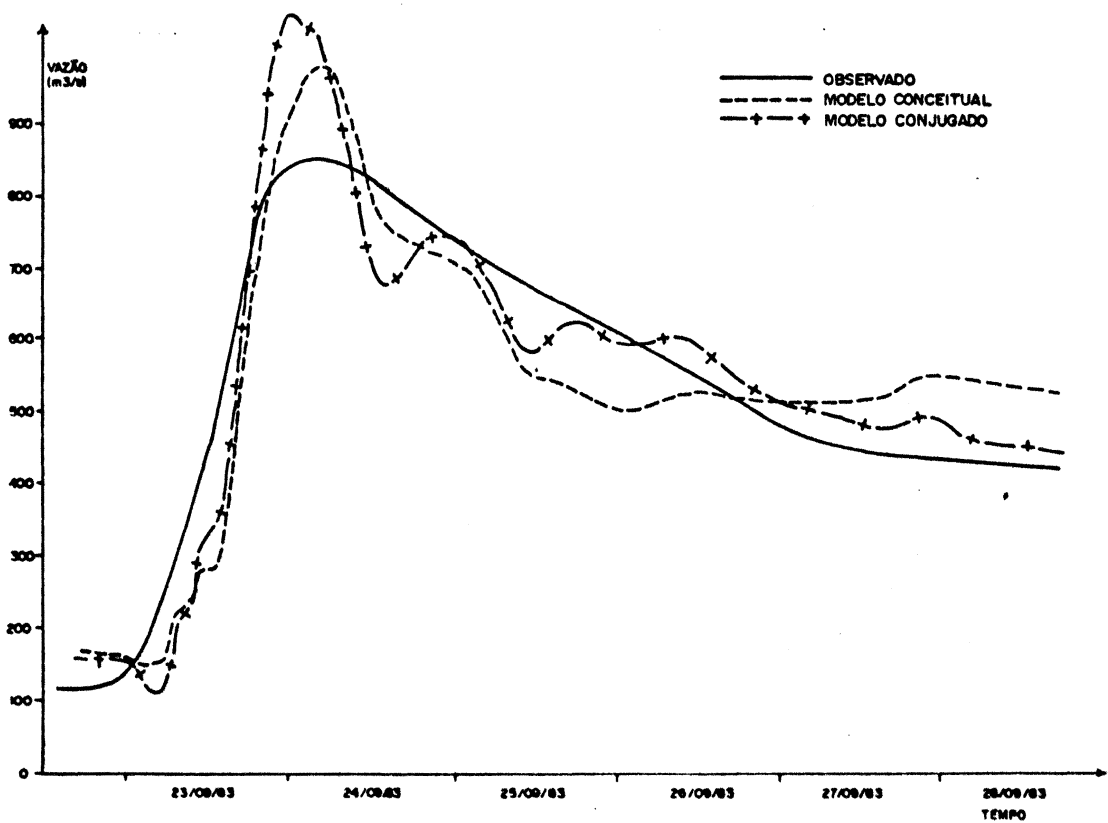


Figura 5.24 - Previsão para o evento 09/83, com alcance de 8 horas

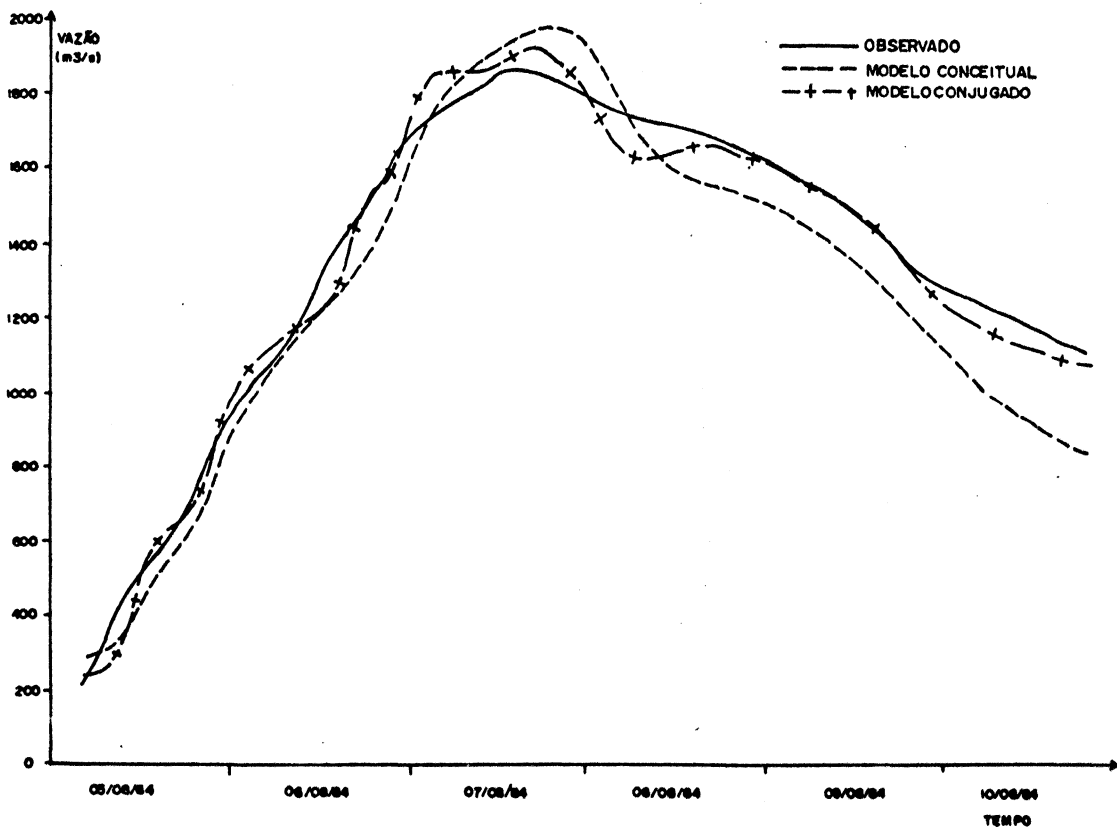


Figura 5.25 - Previsão para o evento 08/84, com alcance de 4 horas

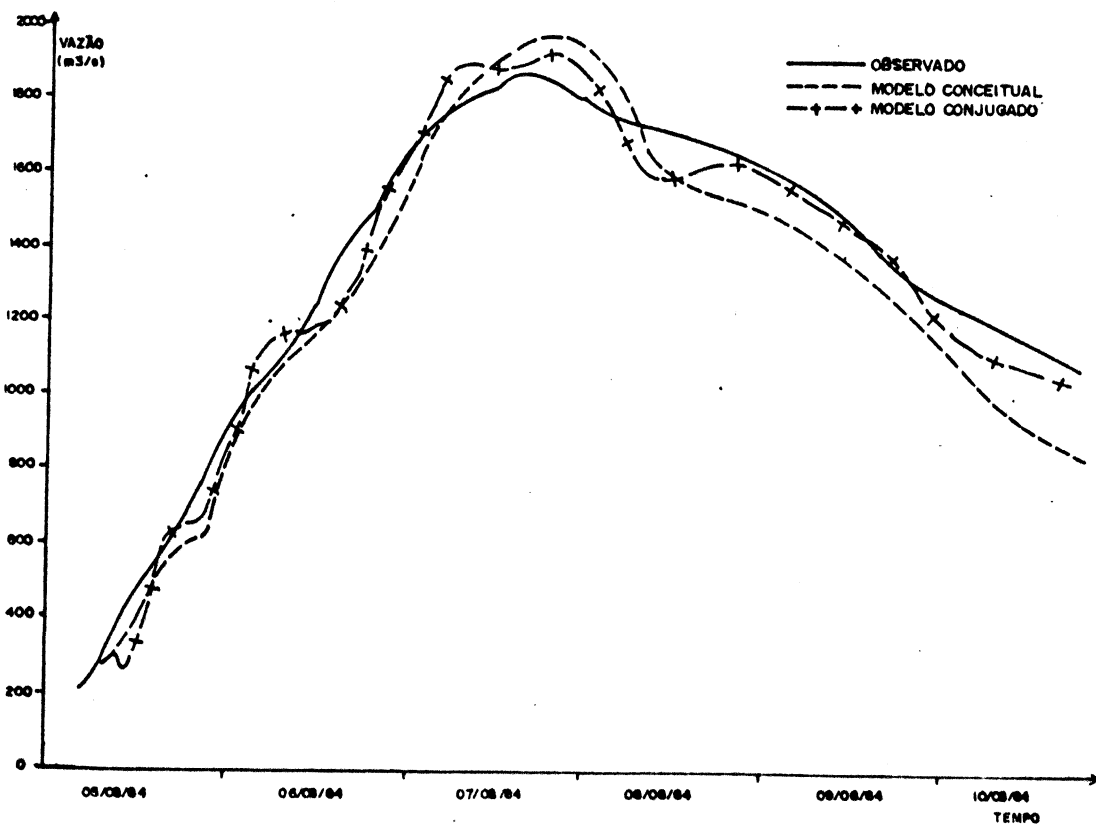


Figura 5.26 - Previsão para o evento 08/84, com alcance de 6 horas

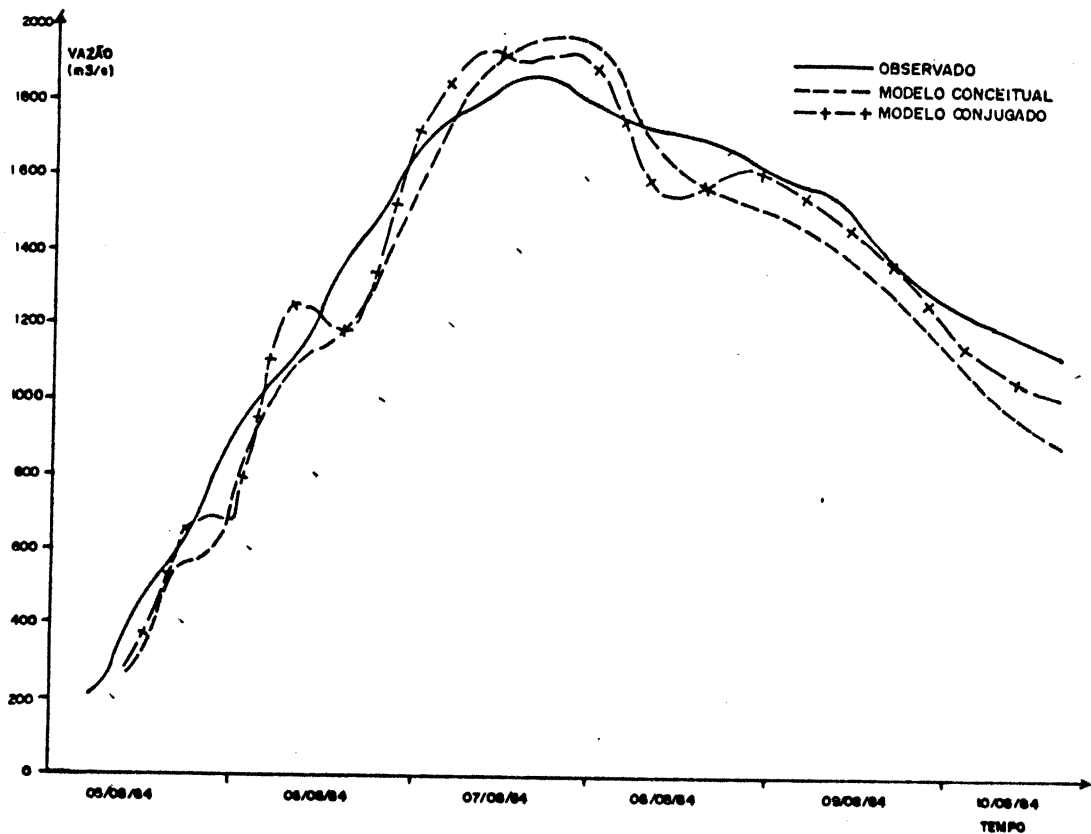


Figura 5.27 - Previsão para o evento 08/84, com alcance de 8 horas

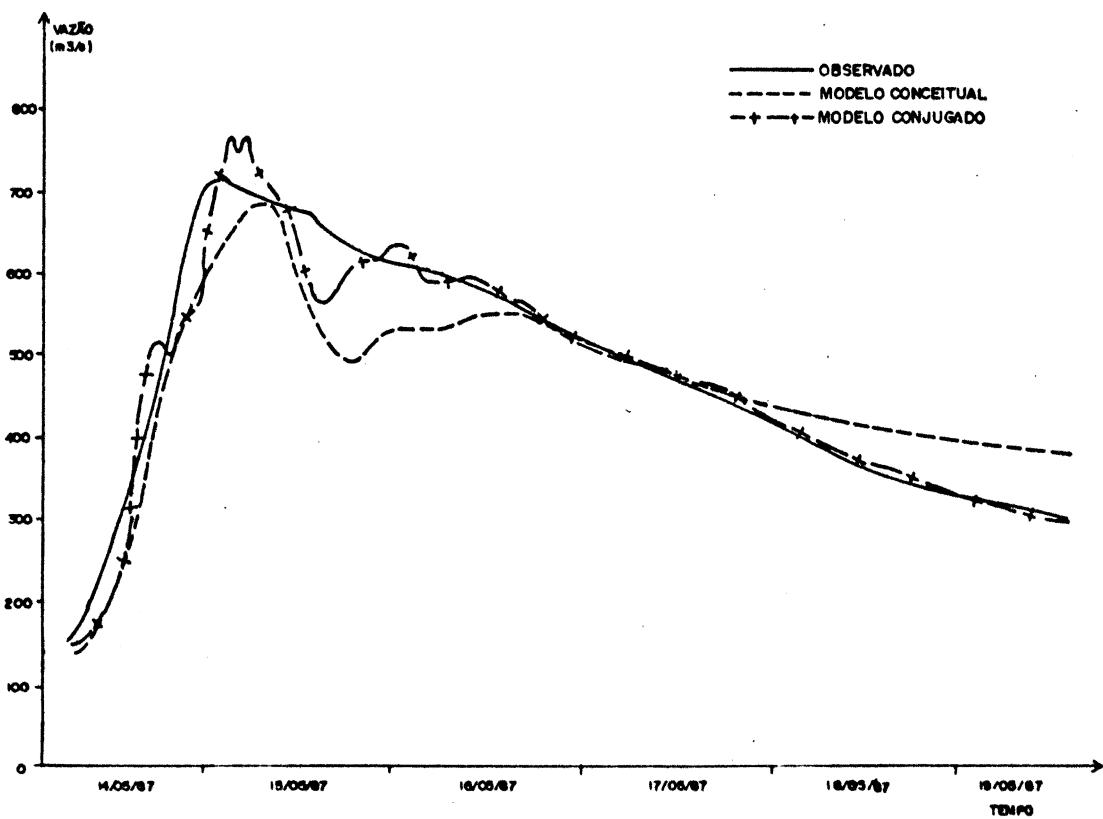


Figura 5.28 - Previsão para o evento 05/87, com alcance de 4 horas

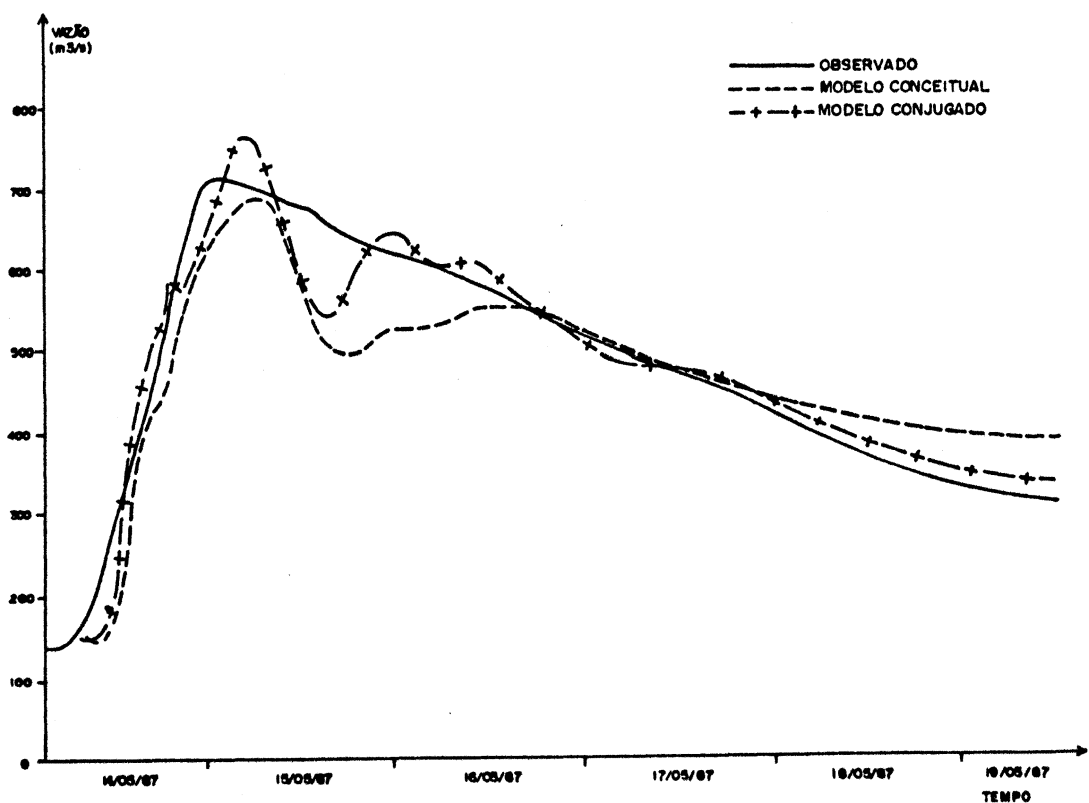


Figura 5.29 - Previsão para o evento 08/87, com alcance de 6 horas

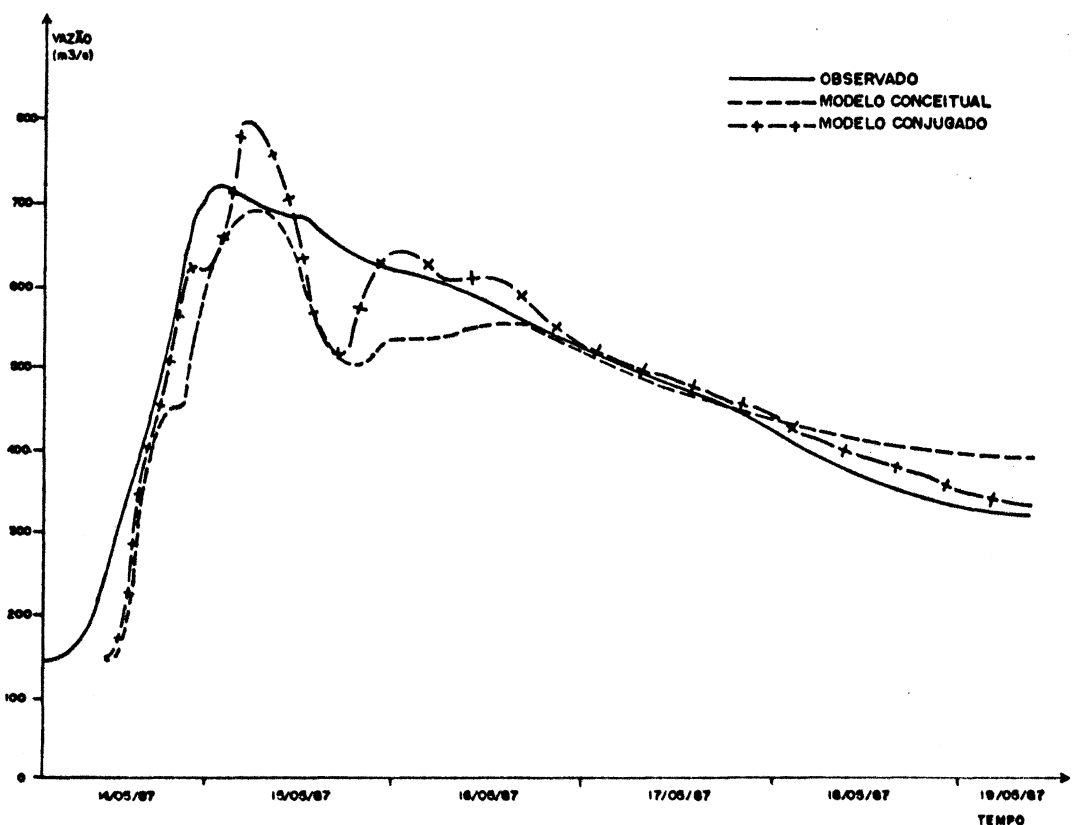


Figura 5.30 - Previsão para o evento 08/87, com alcance de 8 horas



Tendo em vista a existência da rede de telemetria, para aquisição dos dados em tempo atual, também foi realizado previsões considerando apenas os postos de Ituporanga e Taió. Os resultados são apresentados na tabela 5.9. As previsões foram realizadas apenas para o alcance de 4 horas, como forma de avaliar o desempenho do modelo para esta condição. Sabe-se que para alcances maiores os resultados apresentam a tendência de serem piores.

Comparando os resultados apresentados nas tabelas 5.6 e 5.9, obtidos com o modelo conceitual utilizando todas as estações pluviométricas e apenas as estações de Ituporanga e Taió, respectivamente, constata-se que ocorre redução na qualidade dos mesmos. O evento 08/84, em especial, os coeficientes indicam um fracasso total com a utilização apenas de duas estações, com redução do coeficiente de determinação de 0.915 para -0.04 e aumento do desvio padrão de 124.8 m<sup>3</sup>/s para 508.23 m<sup>3</sup>/s. Também são observadas perdas significativas nos eventos 12/78, 07/83 e 09/83. No evento 05/87 é constatado uma pequena melhoria no resultado.

Tabela 5.9 - Previsões para o alcance de 4 horas, apenas com as estações de Ituporanga e Taió.

EVENTO	R <sup>2</sup>	RD	DP
12/78	-0.08	-4.47	195.95
12/80	0.908	-1.94	88.92
05/83	0.781	-0.25	75.48
07/83	0.791	-17.32	227.57
09/83	0.600	-3.90	125.01
08/84	-0.41	-36.06	508.23
05/87	0.893	0.105	47.49

Nesta condição não foi analisado o aprimoramento que a agregação do modelo empírico pode proporcionar, tendo em vista que as perdas observadas foram muito grande.

Os ganhos obtidos com o modelo de previsão dos erros são na fase de ascensão e recessão do hidrogramas. Nestas fases as curvas dos hidrogramas previstos se aproximam das curvas dos hidrogramas observados. Mas com relação as vazões próximas do pico o mesmo não acontece. Em muitos dos eventos as diferenças entre os valores observados e previstos aumentam.

Vários fatores influenciam nos resultados do modelo conceitual utilizado. O mais importante com toda certeza esta relacionado com a qualidade dos dados disponíveis. A escassez de informações sobre as características físicas da bacia e do canal e principalmente os dados de precipitação.

A representação espacial e temporal das precipitações na bacia, obtidas a partir dos postos pluviométricos existentes, constitui o fator mais importante na geração dos erros de previsão do modelo conceitual. O conhecimento detalhado da ocorrência da precipitação na bacia possivelmente produzirá melhorias nos resultados da aplicação deste modelo.

De um modo geral o modelo conceitual responde bem na fase de ascensão do hidrograma, apresentando maiores dificuldades para representar a fase de recessão. Esta fase esta preponderantemente associada ao módulo de escoamento, podendo ser influenciado principalmente pelas características da planície de inundação e do canal principal. Considerando que as informações disponíveis são precárias, justifica-se assim o fraco desempenho do modelo para retratar a fase de recessão dos escoamentos.

**6. CONCLUSÕES E**  
**RECOMENDAÇÕES**

## 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A bacia do Rio Itajai, até a seção de Rio do Sul constitui-se em um sistema hidrográfico complexo. Dois cursos d'água, Rio Itajai do Sul e Rio Itajai do Oeste, com áreas de drenagem equivalentes, se unem para formar o rio principal, Rio Itajai Açú. Estes cursos d'água recebem afluentes de significativa importância na formação da onda de cheia.

Devido a importância econômica da região e a frequência da ocorrência de inundações, foram construídas pelo Departamento Nacional de Obras e Saneamento - DNOS, duas barragens nos rios Itajai do Sul e Itajai do Oeste, com objetivos únicos e exclusivos de contenção de cheias. Em 1984 foi implantado pelo Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica - DNAEE, o Centro de Operação do Sistema de Alerta, com cinco estações de aquisição de dados via telefone, das quais duas estão localizadas na área de estudo, Ituporanga e Taió, e a aquisição através de rádio operadores, neste caso estando incluído Rio do Sul.

Neste sistema foi aplicado um modelo matemático hidrológico conceitual distribuído. O modelo é composto de dois módulos. O primeiro, constituído pela versão IPH II, que simula os processos de transformação da precipitação ocorrida da bacia em escoamentos na seção de interesse. O segundo módulo, realiza a propagação dos escoamentos nos reservatórios e canais. A propagação em rios ou canais é realizada através do método Muskingum, onde os parâmetros  $K$  e  $X$  são calculados a cada intervalo de tempo, de acordo com Cunge (1969), a partir das características físicas do canal, tornando o modelo na forma não-linear. São propagados os escoamentos de entrada nos sub-trechos acrescidos das contribuições laterais, que podem ser uniformemente distribuídas ou pontuais. A propagação em reservatórios, desenvolvida é realizada pelo método de Pulz.

Os dados disponíveis para a bacia são de

qualidade discutível para os objetivos deste estudo. Para a precipitação os dados existentes, na maioria das estações, são os totais diários. Apenas uma ou duas estações possuem registros gráficos em cada evento. Com relação aos níveis os dados existentes em todas as estações são de duas leituras diárias (7:00 e 17:00 horas), até o evento 09/83. A partir de 1984 foram instalados linígrafos, no entanto, o evento ocorrido em agosto não possui registro gráfico de toda a onda de cheia, visto que os aparelhos travaram a partir de determinado nível. O aparelho da estação Rio do Sul foi desativado a partir desta data.

A resposta da bacia é bastante rápida, da ordem de poucas horas. Desta forma, o intervalo de tempo adotado para discretização dos dados de precipitação e níveis foi de 2 horas.

Os níveis foram discretizados a partir da reconstituição dos linigramas, com base nas duas leituras diárias. A distribuição espacial e temporal da precipitação na bacia foi realizada adotando os totais diários das estações pluviométricas, discretizados de acordo com o registro pluviográfico existente.

As demais informações necessárias foram obtidas da cartografia, de estudos desenvolvidos com outras finalidades e de visita "in locu". Em geral a escala disponível não permite detalhamento, tornando as informações pouco precisas.

Várias dificuldades surgiram no processo de ajuste dos parâmetros, principalmente devido a representatividade espacial e temporal da precipitação, que influenciam nos valores assumidos pelos mesmos.

Os parâmetros do modelo de simulação dos processos de transformação da precipitação em vazão são bastante sensíveis, principalmente os parâmetros do algoritmo de separação dos escoamentos ( $I_o$ ,  $I_b$  e  $h$ ) e o parâmetro referente a propagação superficial na bacia  $k_s$ . Foram adotados neste estudo outros meio

para estimativa dos valores de  $I_0$  e  $k_s$ , de modo a proporcionar melhor desempenho ao modelo. O valor do parâmetro  $I_0$  é estabelecido em função do número de dias sem precipitação (IPAD) e  $k_s$  com uma função exponencial da vazão escoada. A função que permite a determinação de  $k_s$  apresenta o coeficiente  $a$  e o expoente  $k_s^*$ . O valor do expoente apresenta elevada sensibilidade, contribuindo de modo expressivo no estabelecimento do parâmetro de propagação superficial.

O parâmetro  $k_{sub}$  constitui-se em um parâmetro pouco sensível, possibilitando o estabelecimento de um valor único para todas as sub-bacias. Por outro lado, o valor de  $R_{máx}$ , que representa a capacidade máxima do reservatório de perdas por interceptação e retenção superficial, apresentou alguma relação com o número de dias sem precipitação. Esta relação foi observada nos eventos 12/78 e 12/80 onde o número de dias sem precipitação é superior a cinco dias, o valor de  $R_{máx}$  foi superior a zero, na maioria das sub-bacias.

Os parâmetros do canal passaram a ser poucos sensíveis, devido a dois fatores. Primeiro os dados disponíveis não permitem detalhamento e segundo, as contribuições das sub-bacias são expressivas, ou seja, as bacias intermediárias sem seções de controle, apresentam áreas de drenagem significativas, como no caso do trecho entre Ituporanga, Rio do Sul e Taió que é da ordem de 38%.

Foi avaliado a aplicação do modelo para as condições de operação de reservatório de contenção e para a previsão de cheias em tempo atual. Na condição de operação foi analisado a operacionalidade das barragens de contenção de cheias existentes. Quatro regras de operação foram estudadas, para precipitações médias na bacia, com diferentes probabilidades de ocorrência, com duração de um e dois dias consecutivos. Também foram realizados um teste com os eventos 07/83 e 08/84, considerando as quatro regras de operação estabelecidas.

Constata-se que as barragens existentes apresentam pouca flexibilidade operacional, quanto a redução da vazão máxima, em Rio do Sul. O efeito esperado das barragens será mais significativo para ondas de cheias de porte pequeno, onde a capacidade de armazenamento dos reservatórios são o suficiente para proporcionar um atraso na elevação do hidrograma. Para ondas de cheias de médio a grande porte o efeito de atraso é pequeno e cuja ocorrência dá-se por curto intervalo de tempo.

O estabelecimento da melhor regra a ser adotada depende do interesse a ser considerado e tendo em vista a capacidade de armazenamento das barragens existentes. Um interesse diz respeito ao atraso da elevação do hidrograma em Rio do Sul. Neste caso a melhor regra a ser adotada será o fechamento de todos os registros quando é encontrada a restrição, definida pelo nível crítico em Rio do Sul. Por outro lado, pode se considerar o interesse de redução das vazões máximas, que acontecerá com a manutenção de todos os registros abertos.

O modelo conceitual para previsão de vazões em tempo atual não apresenta bons resultados, os quais eram esperados acontecer, devido a qualidade do ajuste ser insuficiente. No entanto a agregação do modelo empírico ARIMA (p,d,q), para previsão dos erros, apresentou um aprimoramento nos resultados, principalmente para o alcance de 4 e 8 horas. Para o alcance de 8 horas os ganhos obtidos com o modelo conjugado não são expressivos, quando comparados aos resultados do modelo conceitual distribuído.

Configurações do modelo ARIMA foram utilizadas para previsão dos erros do modelo conceitual. Para o alcance de 4 horas foi escolhido o modelo ARIMA (2,0,0), alcance de 8 horas, o modelo ARIMA (1,1,0) e alcance de 8 horas o modelo ARIMA (1,0,0).

Considerando todas as dificuldades encontradas na aplicação do modelo, principalmente relativa a

qualidade das informações sobre características físicas da bacia e do canal e, da representação espacial e temporal das precipitações, este trabalho pode ser considerado preliminar. Os resultados ainda não apresentam uma precisão aceitável.

No entanto é notório que o modelo apresenta grande potencial, constituindo em uma importante ferramenta para análise de fenômenos hidrológicos de uma bacia. Melhores resultados serão obtidos, com informações mais detalhadas, das características físicas do canal principal e da planície de inundação, distribuição espacial e temporal da precipitação e conhecimento do desenvolvimento da onda de cheia ao longo do canal.

Desta forma, considera-se que a rede de telemetria existente, com duas estações de coleta de dados de precipitação e níveis na bacia considerada, é insuficiente para operação do modelo em tempo atual de modo a obter resultados confiáveis. Recomenda-se a implementação da rede de coleta de informações em tempo atual, com a finalidade de proporcionar melhor conhecimento da distribuição espacial da precipitação. Isto poderia ser conseguido de forma bastante simples, com a implantação de rádios operadores nas estações de Saltinho e Rio do Campo, que atualmente dispõem de pluviógrafos e uma estação telemétrica para Rio do Sul, bem como a obtenção das informações das operações das barragens, junto ao DNOS.

Outra alternativa a ser considerada para representar espacialmente a ocorrência da precipitação na bacia é a aquisição através de sinais de radar. Esta alternativa torna-se viável tendo em vista a instalação de um radar meteorológico em Fraiburgo pela Associação dos Fruticultores de Fraiburgo com o apoio da Secretaria de Estado da Agricultura e do Abastecimento de Santa Catarina.



**7. REFERENCIAS**

**BIBLIOGRÁFICAS**

## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDERSON, R. L., 1941, Distribution of the serial correlation coefficients, annals of Math Statistics, v. 8, n°. 1.
- BERTHELOT, R., 1970, Curso de Hidrologia Sintética, Instituto de Pesquisas Hidráulicas.
- BOX, G. e JENKINS, G, 1970, Time Series Analysis Forecasting and Control, San Francisco, Holden-Day.
- COOPER, D. M., 1982, Adaptive parameter estimation for non-linear hydrological model with general loss functions, Journal of Hydrology, n°. 58.
- CORDERO, A., 1988, Previsões de Cheias com Modelos Simplificados do Processo Chuva-Vazão, Porto Alegre, IPH/UFRGS, dissertação de mestrado.
- CRAWFORD, M. e LINSLEY, 1966, Digital Simulation in Hydrology Stanford Watershed Model IV, Technical Report n°. 39, Department of Civil Engineer.
- CRUZ, J. C., 1987, Estudo de Previsão de Cheias em Tempo Real com Modelos Empíricos e Semi-Conceitual, Rio de Janeiro, COOPE/UFRJ, dissertação de mestrado.
- CUNGE, J. A., 1969, On the subject of a flood propagation computation method (Muskingun Method), Journal of Hydraulic Research, v. 7, n°. 2.
- CUNGE, J. A., 1971, Schématisation des champs d'inundation dans les modèles mathématiques fluviaux (Flood plains representation in the mathematical models of rivers), 14 th Congress IAHR,

Paris, v. 5.

EIGER, S., 1983, Previsão de níveis em tempo real para a barragem de Valo Grande, in anais, V Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Blumenau.

FLEMING, G., 1978, Computer Simulation Technique in Hydrological, Elsevier, New York, USA.

FURB, 1990, Estudo Climatológico da Bacia do Itaja e implantação de análise objetiva do tempo para o estado de Santa Catarina, Proc. FIPEC n°. 1-1588-1, Relatório Final.

GREEN, C., 1980, The river Dee sub catchment model, in Real-Time Hydrological Forecasting and Control, Institute of Hydrology, Wallingford.

HEC, 1974, Training Course on Urban Hydrology, U. S. Army Hydrology Engineering Center, Davis Ca.

JENKINS, G. M. e WATTS, D. G., 1969, Spectral Analysis and its applications, Holden-Day Series in Time Series Analysis, San Francisco, California.

JONES, S. B., 1981, Choice of Space Time Steps in the Muskingum Cunge Floods Routing Method, Proc. Inst. Civil Engr., part 2. 71.

JONES, D. A. e MOORE, R. J., (1980), A simple channel flow routing model for real time use, Hydrological Forecasting in Proceedings of the Oxford Symposium, IAHS-AISH, publ n° 129

KITANIDIS, P. K. e BRÁS, R. L., 1978, Real-Time Forecasting of River Flow, Massachusetts Institute of Technology, n°. 238.

LANNA, A. E., 1985, Experiência na previsão em tempo atual de cheias com Filtro de Kalman, in anais II Simpósio

Luso-Brasileiro sobre Hidráulica e Recursos Hídricos, Portugal.

LANNA, A. E. e VALENAÇA, M. J., 1985, Previsão em tempo atual de cheias com a técnica recursiva dos mínimos quadrados - aplicação à cidade de Blumenau, in anais, VI Simpósio Brasileiro em Hidrologia e Recursos Hídricos, São Paulo

LOGAN, L. A., UNNY, T. E. e LENNOX, W. C., 1981, A noise imbedded rainfall-runoff model for flood flow forecasting, in International Symposium on Rainfall-Runoff Modelling, Mississippi State University.

LOPES, J. E., BRAGA, B. P. F. e CONEJO, J. G. L., 1981, SMAP a simplified hydrologic model, Water Resources Publication.

LOU, W. C. e SILVEIRA, O. V., 1981, Aplicação ao Rio Tocantins do método de Muskingum-Cunge com parâmetros variáveis, in anais IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza.

LUDWIG, K., 1982, The program system FGMOD for calculation of runoff processes in river basins, Zeitschrift für Kulturtechnik und Flurbereinigung.

MCCARTHY, 1939, The unit hydrograph and flood routing, U. S. Corpy of Engineers, Office Providence, USA.

MOORE, R. J. e WEISS, G., 1980, A simple non-linear conceptual model, in Real-Time Hydrological Forecasting and Control, Institute of Hydrology, Wallingford.

MOTTA, J. C. e TUCCI, C. E. M., 1983, Avaliação do efeito da urbanização no escoamento através modelo hidrológico, publicação Recursos Hídricos, IPH/UFRGS, n°. 8.

O'CONNELL, P. E., 1980, Real-Time Hydrological Forecasting and

Control, Institute of Hydrology, Wallingford.

PEDROLLO, O. C., 1988, Previsão de cheias em tempo atual utilizando modelos empíricos e empírico-conceitual, em sistemas com contribuições significativas da bacia incremental, Porto Alegre, IPH/UFRGS, dissertação de mestrado.

PEGRAN, G. G. S. e STRETCH, D. D., 1981, Recursive integrated estimation of precipitation and catchment parameter for a continuous stream flow model, in International Symposium on Rainfall-Runoff Modelling, Mississippi State University.

PONCE, V. M. e YEVJEVICH, V., 1978, Muskingum-Cunge method with variable parameters, Journal Hydraulics Division, ASCE, v. 104, n° HY12.

PORTO, R. L. L., 1988, Técnica simples de auto-ajuste de modelos de previsão de vazão em tempo real, in anais VI Simpósio Brasileiro em Hidrologia e Recursos Hídricos, São Paulo.

ROCHWOOD, D. M., 1958, Columbia basin streamflow routing by comouter, Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE, v. 84 W II.

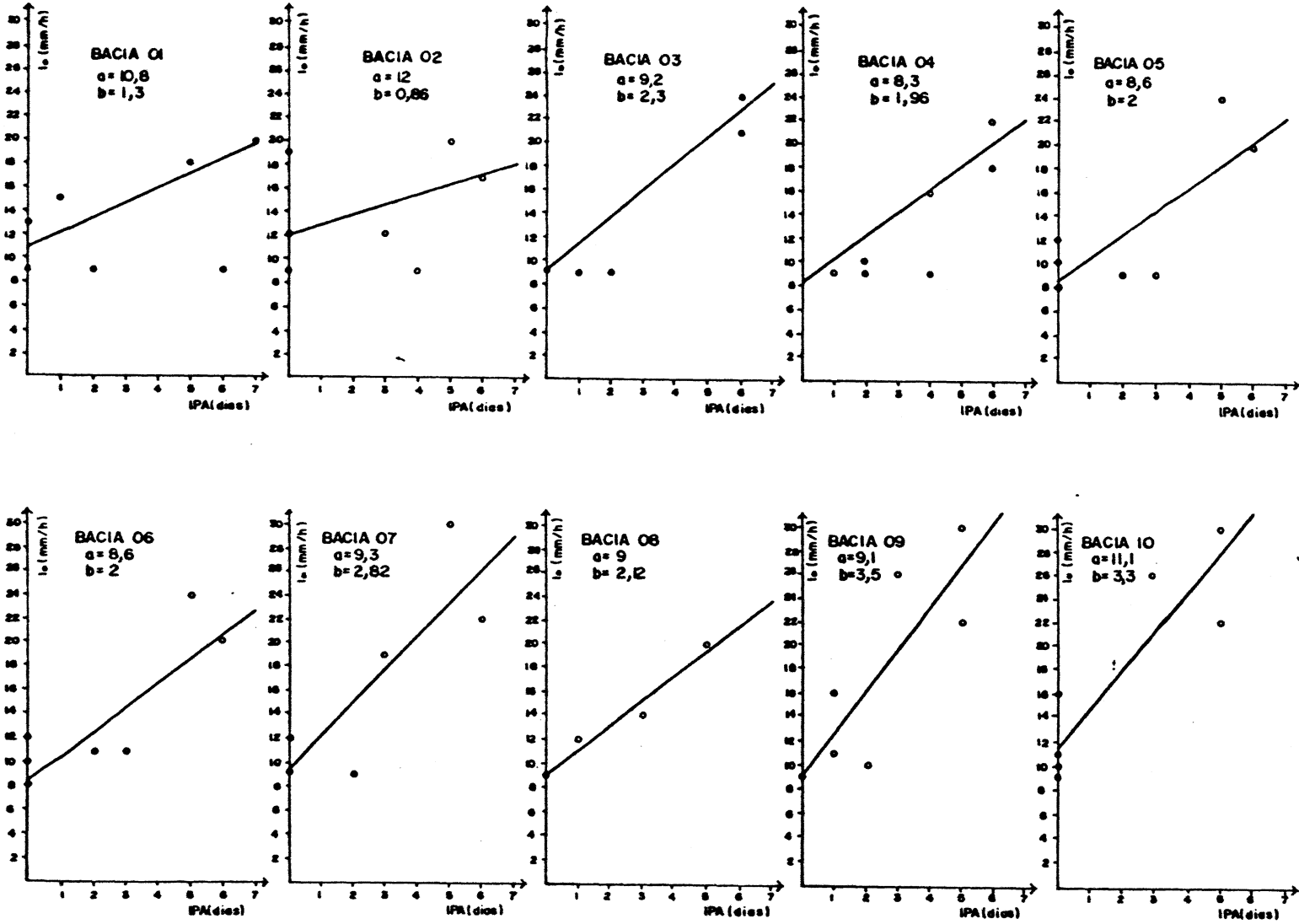
SILVA, R. C. V. e CIRILO, J. A., 1989, Calibração de parâmetros de um modelo de propagação de cheias com auxílio de imagens fornecidas por satélites, in anais, VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu.

SILVESTRINI, J. H. e TUCCI, C. E. M., 1989, Propagação hidrodinâmica de cheias através de secções compostas, in anais, VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu.

SING, V. P. e SCARLATOS, P. D., 1987, Analysis of nonlinear Muskingum flood routing, Journal of Hydraulic Engineering, v. 113, n° 1.

- STEFFEN, J. L., 1988, Previsão de cheia a curto prazo em trechos de rio: modelos não-lineares, Porto Alegre, IPH/UFRGS, tese de mestrado.
- TUCCI, C. E. M., 1987, Modelos determinísticos, in Modelos Para Gerenciamento de Recursos Hídricos, São Paulo, Nobel/ABRH, v.1.
- TUCCI, C. E. M. e CLARKE, R. T., 1980, Adaptive forecasting with a conceptual rainfall-runoff model, in Hydrological Forecasting Oxford Symposium, IAHS, n°. 129.
- TUCCI, C. E. M., LOPES, M. S. e SANCHES, J., 1981, Modelo Matemático Precipitação-Vazão IPH-II, Cadernos de Recursos Hídricos, IPH/UFRGS, pub. 3.
- TUCCI, C. E. M., BRAGA JR., B. P. F. e SILVEIRA, A., 1989, Avaliação do impacto de urbanização nas cheias urbanas, São Paulo, RBE/ABRH.
- ZAMANILLO, E e TUCCI, C., 1987, Simulação de escoamento por Muskingun-Cunge com parâmetros variáveis

**A N E X O S**



\*  $I_0 = a + b \cdot IPA$



