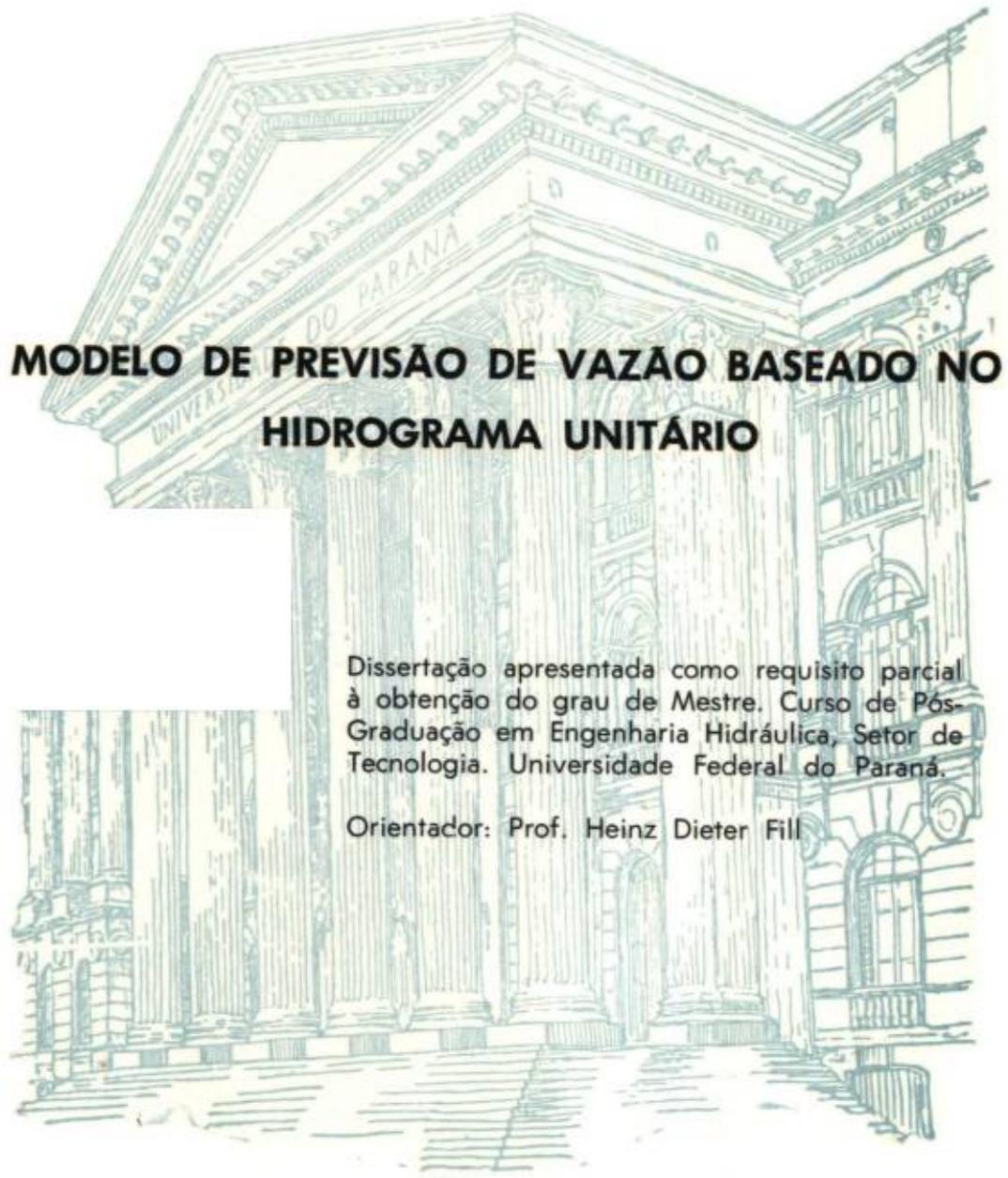


ANA MARIA BARBOSA



**MODELO DE PREVISÃO DE VAZÃO BASEADO NO
HIDROGRAMA UNITÁRIO**

Dissertação apresentada como requisito parcial
à obtenção do grau de Mestre. Curso de Pós-
Graduação em Engenharia Hidráulica, Setor de
Tecnologia. Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Heinz Dieter Fill

CURITIBA
2000

ANA MARIA BARBOSA

MODELO DE PREVISÃO DE VAZÃO BASEADO NO HIDROGRAMA UNITÁRIO

Dissertação apresentada como requisito parcial
à obtenção do grau de Mestre. Curso de Pós-
Graduação em Engenharia Hidráulica, Setor de
Tecnologia. Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Heinz Dieter Fill

CURITIBA
2000

MODELO DE PREVISÃO DE VAZÃO BASEADO NO HIDROGRAMA UNITÁRIO

por

ANA MARIA BARBOSA

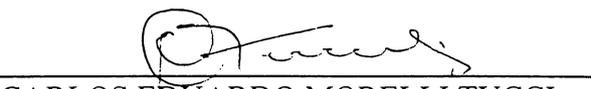
Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção de grau de Mestre no Curso de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela Comissão formada pelos professores:

ORIENTADOR:


HEINZ DIETER FILL
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

MEMBROS:


MIRIAM RITA MORO MINE
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ


CARLOS EDUARDO MORELLI TUCCI
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
GRANDE DO SUL - IPH

Curitiba, 5 de julho de 2000.

Aos meus pais

e Georg

AGRADECIMENTOS

- Ao professor Heinz Dieter Fill pela orientação na execução deste trabalho.
- Ao professor Eloy Kaviski pelas sugestões e apoio nos trabalhos computacionais presentes nesta dissertação.
- Às senhoras Helena Maria de Oliveira Vita e Mara Bufren Senna pela colaboração nos trabalhos referentes às pesquisas bibliográficas.
- Aos colegas da Universidade Federal do Paraná e da Prefeitura da Cidade Universitária pelo apoio.
- E finalmente aos meus familiares e colegas do curso de Pós-graduação pelo incentivo.

SUMÁRIO

CAPÍTULO	PÁG.
LISTA DE QUADROS -----	viii
LISTA DE FIGURAS -----	ix
RESUMO -----	xii
ABSTRACT -----	xiii
1 INTRODUÇÃO -----	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA -----	5
3 MODELO DE PREVISÃO DE VAZÃO BASEADO NO HIDROGRAMA	
 UNITÁRIO -----	12
3.1. Modelo para o escoamento direto ou superficial -----	12
3.1.1. Obtenção do hidrograma unitário -----	13
3.1.2. Retardo inicial -----	19
3.2. Modelos para a precipitação efetiva -----	20

3.2.1. Modelo SCS	20
3.2.2. Modelo das curvas de infiltração	25
3.2.3. Modelo do coeficiente de escoamento	28
3.3. Modelo para o escoamento de base ou subterrâneo	28
3.4 Modelo de atualização	29
4 APLICAÇÃO	33
4.1 Região de estudo	33
4.2 Preparação dos dados	33
4.3 Obtenção do hidrograma unitário	39
4.4 Retardo inicial	40
4.5 Cálculo da Precipitação efetiva	40
4.6 Cálculo do escoamento de base ou subterrâneo	52
4.7 Comparativo entre o modelo proposto e o modelo de Mine e Fill	53
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	56
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

APÊNDICE -----	62
A – Hidrogramas resultantes da aplicação do modelo -----	62
B – Programas utilizados -----	80

LISTA DE QUADROS

Quadro nº	Pág.
3.1 - Valores de AMC para chuva antecedente de 5 dias -----	23
4.1- Estações pluviométricas -----	33
4.2 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e $I_a=0,2S$ -----	42
4.3 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e $I_a=25\text{mm}$ -----	43
4.4 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e $I_a=20\text{mm}$ -----	43
4.5 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e $I_a=15\text{mm}$ -----	44
4.6 - Valores das precipitações efetivas no modelo das curvas de infiltração -----	44
4.7 - Valores de I em função do mês para Porto Amazonas -----	46
4.8 - Maio/53 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	46
4.9 - Maio/55 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	47
4.10 - Junho/59 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	47
4.11 - Julho/66 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	48
4.12 - Maio/68 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	48
4.13 - Maio/82 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	48
4.14 - Maio/91 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração -----	49
4.15 – Quadro comparativo dos resultados -----	54
4.16 – Resumo dos resultados obtidos pelo modelo de previsão adotado -----	54

LISTA DE FIGURAS

Figura nº	Pág.
3.1 - Representação do sistema -----	13
3.2 - Separação dos escoamentos superficial e subterrâneo -----	16
3.3 - Curvas de infiltração -----	27
4.1 - Bacia do Rio Iguaçu em Porto Amazonas -----	34
4.2 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1940 -----	36
4.3 - Hidrograma e hietograma de Junho de 1959 -----	36
4.4 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1968 -----	37
4.5 - Hidrograma e hietograma de Agosto de 1977 -----	37
4.6 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1982 -----	38
4.7 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1991 -----	38
4.8 - Hidrograma unitário médio -----	39
4.9 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1953 -----	41
4.10 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1955 -----	41
4.11 - Hidrograma e hietograma de Julho de 1966 -----	42
4.12 - Coeficiente de escoamento -----	50
4.13 - Relação entre a precipitação efetiva calculada e observada (Método SCS) -----	51
4.14 - Relação entre a precipitação efetiva calculada e observada (Método das Curvas de infiltração) -----	51

4.15 – Relação entre a precipitação efetiva calculada e observada (Método do coeficiente de escoamento) -----	52
4.16 – Maio/1940 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	62
4.17 – Maio/1953 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	63
4.18 – Maio/1955 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	64
4.19 – Junho/1959 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	65
4.20 – Julho/1966 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	66
4.21 – Maio/1968 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	67
4.22 – Agosto/1977 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	68
4.23 – Maio/1982 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	69
4.24 – Maio/1991 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24h (c=0,12) -----	70
4.25 – Maio/1940 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	71
4.26 – Maio/1953 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	72

4.27 – Maio/1955 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	73
4.28 – Junho/1959 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	74
4.29 – Julho/1966 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	75
4.30 – Maio/1968 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	76
4.31 – Agosto/1977 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	77
4.32 – Maio/1982 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	78
4.33 – Maio/1991 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48h (c=0,12) -----	79

RESUMO

O objetivo principal da presente dissertação é desenvolver um modelo de previsão de vazões utilizando o hidrograma unitário e verificar sua aplicabilidade numa área de 3660 km² na Bacia do Rio Iguaçu. O modelo proposto é baseado na função de transferência - o hidrograma unitário - transformando chuva efetiva em vazão superficial. A precipitação efetiva é calculada pelo coeficiente de escoamento, considerado constante para todos os eventos. Usando o hidrograma de escoamento direto e as descargas totais observadas, a previsão do escoamento de base é atualizada para cada intervalo de tempo. As previsões das descargas foram feitas para 24 e 48 horas e os resultados obtidos foram confrontados. Conclui-se que o modelo dá resultados razoáveis apesar das simplificações inerentes à teoria do hidrograma unitário.

ABSTRACT

The main purpose of this dissertation is to develop a streamflow forecast model using unit hydrograph theory and to verify its applicability for a catchment of 3660 km² within the Iguaçu river basin. The proposed model is based on the unit hydrograph, transforming excess rainfall into direct runoff hydrograph. The excess rainfall is computed using the same average runoff coefficient for all events. Using the direct runoff hydrograph, and the observed total streamflow, base flow forecasts are updated at each time interval. Flow forecasts are computed for both 24 h and 48 h lead time and are compared to observed flows. The model provides reasonable accuracy despite the simplifications of unit hydrograph theory.

1 INTRODUÇÃO

É inegável a importância da previsão de vazões na operação contínua de sistemas de recursos hídricos destinados ao controle de cheias, seja no desenvolvimento e projeto de obras hidráulicas (canais, diques, reservatórios) como no planejamento e implantação de medidas não-estruturais (sistema de aviso, seguro enchente, relocação, etc). A previsão de cheias pode ser feita a curto prazo em tempo real ou a longo prazo. A previsão de curto prazo é definida como uma previsão com antecedência menor que sete dias e, em geral, baseia-se em modelos matemáticos que procuram reproduzir os mecanismos físicos geradores das cheias, seja na bacia hidrográfica, seja na atmosfera. As previsões de vazão de curto prazo são usadas com frequência na operação de sistemas de recursos hídricos destinados a múltiplos usos, como por exemplo: controle de cheias, geração de energia elétrica, navegação, etc. Um exemplo recente da aplicação da previsão de vazões na operação conjunta de reservatórios para controle de cheias e produção de energia elétrica foi elaborado por Mine (1998). O uso da previsão de cheias para sistemas de alerta e de ações da Defesa Civil são por demais óbvias para serem detalhadas.

A previsão de médio e longo prazo é aquela feita com maior antecedência, geralmente alguns meses ou até anos, e é mais usada no gerenciamento dos recursos hídricos tais como distribuição da água para irrigação, e durante estiagens, para implantação de medidas mitigatórias. As previsões feitas com segurança, podem diminuir de forma significativa os custos e reduzir os riscos. A previsão de longo prazo baseia-se exclusivamente em propriedades estatísticas das precipitações e vazões; e as de médio prazo em sazonalidade e ciclos plurianuais de baixa frequência. Recentemente a correlação entre fenômenos naturais pseudo cíclicos como El Niño e La Niña têm sido usados para previsão de médio prazo

(Damazio et al., 1997; Grimm, 1997).

Esta dissertação não trata de previsões de longo prazo, de modo que o termo **previsão** aqui significa previsão de curto prazo. A obtenção das previsões pode ser realizada:

a) utilizando uma rede telemétrica de coleta e transmissão de dados e um modelo precipitação-vazão, quando é conhecida a precipitação na bacia. A antecedência de previsão, neste caso, está limitada ao tempo médio de deslocamento da enchente;

b) com base nas observações em uma estação fluviométrica à montante da seção de interesse e das características do rio. Neste caso a antecedência está limitada ao tempo de deslocamento da onda de cheia no canal;

c) quando a bacia intermediária, entre a estação de montante e a seção de interesse, apresentar uma contribuição significativa pode ser utilizada a combinação dos dois processos anteriores (Tucci, 1993).

Esta classificação enseja dois tipos básicos de modelos de previsão : de propagação que simulam somente o escoamento nos rios, baseados na hidráulica de canais; e precipitação-vazão que simulam a transformação de chuva em vazão, modelando os processos hidrológicos básicos como infiltração, escoamento superficial, percolação, etc. Os modelos podem, ainda, ser classificados em conceituais e empíricos. Conceituais são aqueles em que as funções utilizadas na sua elaboração levam em consideração os processos físicos, por exemplo, o de propagação e precipitação-vazão. Os empíricos, ao contrário, ajustam os valores calculados aos dados observados através de funções matemáticas, que não estão relacionadas com os fenômenos físicos. Como exemplo, pode-se citar modelos baseados em regressão múltipla e aqueles que utilizam séries temporais no seu desenvolvimento.

Os modelos conceituais, por causa dos fenômenos físicos considerados no seu desenvolvimento, trazem um forte apelo para que os seus resultados sejam melhores que os modelos empíricos, apesar de que na prática isso não se observa. Seria ajustar às particularidades de uma bacia um modelo que represente o sistema real da natureza, transformando em equações matemáticas os processos físicos que ocorrem em um sistema hidrológico. Podem ocorrer duas situações:

- o modelador opta por simplificações que implicam em perda de precisão no resultado, porém em ganho de processamento.
- o modelador prefere uma maior precisão nos resultados, tornando o modelo extremamente complexo e demorado (Cruz, 1987).

Um dos modelos conceituais mais simples para representar cheias em pequenas e médias bacias é o chamado hidrograma unitário (Sherman, 1932). Um modelo de previsão baseado no hidrograma unitário pode ser dividido em várias etapas, onde se relacionam os problemas e dificuldades na obtenção dos parâmetros envolvidos. Essas etapas são:

- determinação das ordenadas do hidrograma unitário, onde é necessário escolher a técnica mais apropriada para sua obtenção;
- estimativa da chuva efetiva, onde há dificuldades na escolha do método a ser utilizado e como distribuir as perdas no tempo;
- determinação dos escoamentos superficial e subterrâneo, onde o modelador tem dificuldades em escolher qual a melhor técnica para sua separação;
- previsão de vazões, onde a principal dificuldade é a atualização das vazões em tempo real.

Tem-se como objetivo desta dissertação desenvolver este modelo, aplicar na região

de estudo (Rio Iguaçu em Porto Amazonas, 3660 km²) e analisar os resultados.

A seguir é apresentada uma visão geral dos capítulos que compõem esta dissertação. O trabalho é dividido em 5 capítulos, sendo esta introdução o primeiro. O capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica de trabalhos anteriores e que foram usados para formulação do modelo. No capítulo 3 é apresentada a metodologia do modelo adotado e seus componentes. O capítulo 4 descreve a região de estudo, estações que foram utilizadas, preparação dos dados de precipitação e vazão, os eventos selecionados para obtenção do hidrograma unitário, os hidrogramas e hietogramas correspondentes, os dados utilizados para cálculo da precipitação efetiva e a aplicação do modelo propriamente dito para 24 e 48 horas. Finalmente, no capítulo 5 são apresentadas as análises dos resultados e conclusões.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo faz-se uma breve revisão da literatura relacionada à teoria do hidrograma unitário, aos modelos que calculam a precipitação efetiva e os modelos de previsão correspondentes.

O fluviograma de uma onda de cheia é formado pela superposição de dois tipos de afluxos, um proveniente do escoamento superficial e o outro do subterrâneo. A análise dos fluviogramas para um grande número de registros, referentes a diversas cheias em diferentes cursos d'água, permitiu a Sherman (1932) observar uma certa regularidade na sucessão das vazões de enchente e traduzir, através de leis gerais, essencialmente empíricas, os princípios básicos que regem as variações do escoamento superficial, resultante de determinada precipitação. Foi definido, então o Hidrograma Unitário como sendo o hidrograma resultante de uma precipitação unitária uniformemente distribuída na bacia e em um intervalo de tempo prefixado. O hidrograma unitário é uma propriedade da bacia hidrográfica, refletindo suas características de escoamento na seção considerada (Pinto, 1959). O hidrograma proposto por Sherman, posteriormente, foi aperfeiçoado e ainda é utilizado nos dias de hoje para estudos de cheias.

Existe uma vasta literatura sobre métodos para estimar o hidrograma unitário tanto a partir de observações simultâneas de chuva e vazão como a partir de características fisiográficas da bacia (hidrograma unitário sintético). Como exemplo podemos citar os textos de Chow et al. (1988), Viessman et al. (1989), Tucci (1993), Pinto et al. (1976), Bedient e Huber (1992). Os métodos mais utilizados são a deconvolução parcial, o dos mínimos quadrados (inversão de matrizes), o do hidrograma S, programação linear ou simplesmente por

tentativa e erro.

Pode-se ainda citar o modelo proposto por Mine et al. (1985) que utilizaram a programação quadrática, entendida como uma evolução da aplicação do método clássico dos mínimos quadrados. A base do hidrograma unitário e o tempo de retardamento da bacia obtidos da aplicação do método apresentou bons resultados quando comparados com aqueles obtidos a partir de fórmulas sintéticas. Foram utilizadas as equações de Snyder, Commons, fórmulas em função do comprimento do talvegue, da área da bacia hidrográfica e da declividade média do canal. Os resultados levaram a se obter maior confiança na aplicação destas fórmulas para a bacia do rio da Areia.

Para estimar a precipitação efetiva (parcela do total precipitado responsável pelo escoamento superficial) muitos métodos já foram sugeridos e há uma vasta bibliografia sobre o assunto. Gomide e Mine (1981) propuseram um modelo que estima a chuva efetiva a partir de chuvas totais. O mesmo é baseado em três idéias: o conceito de índice de precipitação antecedente, a noção de abstrações iniciais da precipitação e o critério de Fantolli para estimação do coeficiente de escoamento superficial. O método foi aplicado em duas regiões da Bacia do Rio Iguaçu (Alto e Médio Iguaçu) e os autores concluíram que o modelo é viável como mais uma alternativa, tendo a vantagem de dispensar o conhecimento prévio da duração da chuva, e pode ser utilizado para avaliar precipitações efetivas em tempo real.

Sem precisar de calcular a chuva efetiva **a priori**, Versiani (1984) propôs um método estatístico de previsão de cheias que baseia-se em determinar, simultaneamente, à partir das chuvas brutas e das descargas observadas, a função de transferência linear chuva

efetiva-descarga e a chuva efetiva. Esta é estimada sucessivamente até se obterem correções fracas e coeficientes de correlação múltipla altos (entre 0,90 e 0,98). O modelo foi aplicado na bacia hidrográfica do **Gardon D'Anduze** (França), obtendo-se resultados coerentes para a maioria dos eventos.

Dentro dos modelos de previsão, Groves (1977) utilizou as ordenadas do hidrograma unitário, obtidas por análise harmônica e inversão de matriz, para prever cheias nas bacias **Soar e Sence**. A análise harmônica baseia-se em que a entrada, saída e a função resposta de um sistema pode ser escrito por uma função ortogonal, por exemplo, **série de Fourier**, onde coeficientes harmônicos são associados. A inversão de matriz é a solução para a multiplicação de uma matriz por um vetor, no caso a chuva efetiva com as ordenadas do hidrograma unitário. A precipitação efetiva e a distribuição das perdas, como interceptação e armazenamento nas depressões, foram calculadas pelo método recomendado pelo **UK Flood Studies Report** (NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL, 1975), baseado no índice de precipitação antecedente. Para separar os escoamentos superficial e subterrâneo a autora utilizou os métodos tradicionais sugeridos por Linsley, Kohler e Paulhus (1958). Dos resultados obtidos, Groves concluiu que o hidrograma unitário dá bons resultados na análise de bacias e eventos chuvosos onde há suspeita de linearidade.

Simpson, Wood e Hamlin (1980) desenvolveram dois modelos simples com auto correção para prever cheias. O primeiro é baseado no hidrograma unitário e o segundo na regressão múltipla. A chuva efetiva e a distribuição das perdas foram calculadas pelo método recomendado no **UK Flood Studies Report** (NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL, 1975). Para separar os escoamentos superficial e subterrâneo foram utilizados os

métodos sugeridos por Linsley, Kohler e Paulhus (1958) e as ordenadas do hidrograma unitário obtidas por inversão de matriz. Os modelos foram aplicados em bacias pequenas com áreas variando de 83 a 347 km². O hidrograma unitário foi aplicado em quatro bacias (rios **Worfe, Roden, Dove e Avon**) e o modelo de regressão múltipla em duas bacias (rios **Worfe e Roden**). Do estudo concluiu-se que os modelos simples deram bons resultados quando foram comparados com o modelo mais complexo **HYSIM** (Manley, 1974).

Lowing e Mein (1981) utilizaram um modelo de propagação e o hidrograma unitário em cinco sub-bacias do **United Kingdom**. As principais dificuldades encontradas na aplicação do hidrograma unitário foram: a divisão da bacia, a variação espacial da chuva e estimativa das perdas, cálculo do hidrograma da bacia e modelagem para cheias significantes. Para estimar a precipitação efetiva no modelo de propagação os autores usaram a chuva pontual em cada sub-bacia deduzindo-se uma parcela inicial seguida de uma porcentagem constante. No hidrograma unitário foi utilizado um coeficiente de escoamento variável, que é proporcional ao índice de umidade na bacia. As perdas foram distribuídas proporcionalmente à chuva média e as ordenadas do hidrograma unitário obtidas por inversão de matriz. Concluíram que havia necessidade de mais pesquisas na distribuição das perdas no espaço e no tempo, nas técnicas de separação do escoamento superficial e subterrâneo e o estabelecimento de relações simples para a extrapolação dos modelos de previsão. Estes problemas poderiam ser resolvidos por modelos contínuos, entretanto, são modelos complexos que requerem sofisticação técnica e computacional.

Chander e Shanker (1984) apresentaram um modelo de previsão baseado no hidrograma unitário em que propõem a atualização da chuva efetiva em tempo real. O modelo

tem dois parâmetros: o **lag** inicial de resposta da bacia e o índice ϕ . O **lag** inicial é o tempo entre a primeira chuva efetiva e o primeiro acréscimo no nível da água, em determinada seção do rio. O seu valor depende da área de contribuição da bacia, da intensidade e da variação espacial da chuva, e pode ser assumido constante quando for tomado por base um ou mais eventos representativos. O índice ϕ é definido como sendo a intensidade média da precipitação acima da qual o volume de chuva iguala o volume de escoamento superficial. Este índice é atualizado recursivamente pelo método dos mínimos quadrados. O modelo foi aplicado em duas bacias indianas (**Rio Krishna-Wunna**, com área de 823,67 km² e **Rio Martur at Bridge 365**, com área de 119,6 km²) obtendo-se bons resultados.

Cordero e Lanna (1989) aplicaram o modelo proposto por Shander e Shanken (1984) numa seção com área de 3.314 km² da bacia do Rio Hercilio, afluente do Itajaí-Açú, SC e compararam com um modelo complexo (IPH II + ARIMAX). O estudo mostrou que o modelo complexo apresentou resultados estatisticamente superiores ao modelo baseado no hidrograma unitário, mas que as diferenças foram pequenas, colocando-se este último modelo como uma opção mais simples para a execução de previsão de cheias.

Corradini, Melone e Ubertini (1986) desenvolveram um modelo adaptivo semi-distribuído para previsão de cheias. A distribuição das perdas no espaço foi assumida proporcional à intensidade da chuva, com sua evolução no tempo representada pelo índice ϕ e um período inicial sem chuva efetiva foi considerado. A primeira estimativa das perdas e a previsão da vazão são modelados de acordo com a primeira subida do hidrograma. O método foi testado em duas bacias italianas: a bacia do rio **Upper Tiber**, com área de drenagem de

4.147 km² e a sub-bacia do rio **Upper Tiber** até S. Lucia, com área de 934 km². Em seguida, os resultados obtidos foram comparados com os obtidos, para os mesmos eventos, com o modelo baseado no hidrograma unitário proposto por Shander e Shanken (1984). Concluíram que o modelo pode ser utilizado, com bons resultados, para a previsão de cheias em tempo real para grandes bacias.

Karlson e Yakowitz (1987a) analisaram, métodos de previsão não lineares com atenção para as equações de Volterra, métodos de previsão lineares (hidrograma unitário, ARMA e ARMAX) e hidrogramas unitários estocásticos. Em outro trabalho, Karlson e Yakowitz (1987b) compararam o desempenho do método do **nearest neighbor (NN)** com o hidrograma unitário e modelos autoregressivos, concluindo-se pela supremacia do NN quando o tamanho dos dados aumenta.

Mine e Fill (1987) desenvolveram e testaram modelos estocásticos lineares do tipo ARIMA e modelos de regressão linear múltipla que foram divididos em duas categorias: os que utilizaram somente dados de vazão (RLMV) e os que utilizaram também dados de chuva (RLMCV). Os modelos foram aplicados no rio Iguaçu em União da Vitória, mostrando-se que, em certos casos, a superioridade esperada dos modelos de regressão múltipla, que utilizam dados de chuva, não se confirmou, obteve-se resultados melhores com o modelo ARIMA, baseado apenas em vazões observadas no local.

Gomes (1995) utilizou um algoritmo de filtragem de erros, **Filtro de Kalman**, na estimativa e atualização em tempo real de parâmetros de modelos hidrológicos clássicos. Aplicou-se o hidrograma unitário e o modelo autoregressivo à bacia do rio Jangada, afluente

do rio Iguaçu, com área de drenagem de 1050 km². Os resultados obtidos indicaram a necessidade de se impor restrições aos valores dos parâmetros para garantir a convergência para valores aceitáveis de acordo com a teoria dos modelos hidrológicos utilizados. O autor concluiu que **Filtro de Kalman** é útil na construção de modelos hidrológicos para previsão de vazões de enchente com correção dos parâmetros em tempo real. Na maior parte dos modelos de previsão de cheias estudados os autores encontraram dificuldades na estimativa das perdas e separação dos escoamentos superficial e subterrâneo, que são problemas inerentes à própria formulação da teoria do hidrograma unitário.

3 MODELO DE PREVISÃO DE VAZÃO BASEADO NO HIDROGRAMA UNITÁRIO

3.1 MODELO PARA O ESCOAMENTO DIRETO OU SUPERFICIAL

O escoamento superficial é o fluxo sobre a superfície de terra e por seus múltiplos canais. Identificado o hidrograma unitário (U_p) e as precipitações efetivas, o deflúvio decorrente do escoamento direto ou superficial, na seção de interesse, é calculado pela seguinte relação:

$$Qs_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (3.1)$$

P_m = Precipitação efetiva no intervalo $(m - 1)\Delta t$ a $m\Delta t$;

U_p = Ordenadas do hidrograma unitário para o tempo $p\Delta t$.

Qs_n = escoamento direto ou superficial no tempo $n\Delta t$;

O escoamento superficial depende das características da bacia como cobertura, precipitação (distribuição, duração e intensidade), solo e modificações artificiais no rio (por exemplo, reservatórios para regularizar a vazão).

3.1.1 OBTENÇÃO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

No sistema apresentado na figura 3.1, a precipitação efetiva é o sinal de entrada, que sofre uma transformação tendo como resultado um novo sinal de saída: a vazão superficial na saída da bacia hidrográfica. As características do sistema são dadas por sua função de transferência (o hidrograma unitário da bacia hidrográfica), que simboliza a transformação da precipitação efetiva (lâmina d'água que participa do escoamento superficial) em vazão superficial (vazão observada menos a vazão subterrânea). O hidrograma é a denominação dada ao gráfico que relaciona a vazão no tempo. O hidrograma unitário é a resposta da bacia a uma precipitação de volume unitário durante um intervalo de tempo Δt .

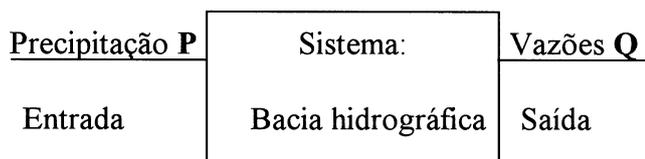


Figura 3.1 - Representação do sistema.

A teoria do hidrograma unitário foi apresentada originalmente por Sherman (1932) e tem como princípios:

- 1- A precipitação é distribuída uniformemente na bacia no intervalo de tempo de cálculo;
- 2- A intensidade da precipitação é constante no intervalo de tempo;
- 3- O princípio de linearidade é aplicável, ou seja, admite-se a superposição de

- efeitos e o hidrograma unitário é constante no tempo;
- 4- Para precipitações de mesma duração o tempo de base do hidrograma é igual;
- 5- O sistema é invariante no tempo;
- 6- É possível separar as perdas, os escoamentos subterrâneo e superficial.

Quanto ao primeiro princípio o hidrograma unitário pode ser inaplicável em áreas grandes onde a suposição da distribuição uniforme da precipitação na bacia evidentemente não é aplicável. Em tais casos, a bacia pode ser dividida em sub-bacias e o método é aplicado às chuvas distribuídas em cada uma delas (Chow et al., 1988). O escoamento resultante em cada bacia é combinado por modelos de propagação.

Em relação ao segundo princípio as chuvas selecionadas para análise devem ser divididas em intervalos de curta duração, de maneira que as variações de intensidade, que se apresentam normalmente no decorrer das precipitações, são discretizadas e seus efeitos sobre o hidrograma são levados em conta pela aplicação sucessiva do hidrograma unitário (Chow et al., 1988).

O terceiro princípio (linearidade e superposição de efeitos) é implicitamente assumido se as ordenadas do hidrograma unitário forem calculadas pela inversão da equação de convolução discreta para um sistema linear (equação 3.1). Embora na realidade o comportamento hidrológico das bacias hidrográficas não é linear, ao aplicar a equação 3.1 o hidrograma resultante é bastante próximo da realidade em muitos casos (Chow et al., 1988). O princípio da linearidade é uma propriedade fundamental para a aplicação do hidrograma unitário.

Quanto ao quarto princípio o tempo de base do escoamento direto ou superficial, equivalente à soma da duração da chuva efetiva com o tempo de concentração da bacia, é geralmente variável, pois depende da área contribuinte do escoamento superficial que pode variar em função da variabilidade espacial e temporal da capacidade de infiltração e da ocorrência de áreas de saturação.

O quinto princípio nunca é totalmente satisfeito, mas se o tempo de base do hidrograma e o tempo de retardo (**basin lag**) é o mesmo para cada duração da chuva, isto implica em uma quase invariância no tempo (Groves, 1977). A invariância no tempo, embora seja em geral aproximada, é também essencial à aplicabilidade do hidrograma unitário.

O sexto princípio pode ser considerado aproximadamente verdadeiro se a bacia tem características geológicas e de uso da terra razoavelmente uniformes. Apesar disso a estimativa correta das perdas constitui, em geral, o aspecto mais difícil dos modelos chuva-vazão.

Os componentes de um hidrograma são: o escoamento superficial, que representa o fluxo sobre a superfície do solo e pelos seus múltiplos canais; o subsuperficial que alguns autores definem como o fluxo que se dá junto às raízes da cobertura vegetal e o subterrâneo, que é o fluxo devido à contribuição do aquífero. No caso do modelo do hidrograma unitário, apenas os escoamentos superficial e subterrâneo são considerados, ficando o escoamento subsuperficial contabilizado parte no superficial e parte no subterrâneo.

A separação do escoamento superficial que corresponde à precipitação efetiva pode

ser realizada por métodos gráficos. O método mais simples é identificar dois pontos A e C, correspondentes ao início e ao final do escoamento superficial, e ligá-los com uma reta. Na figura 3.2 o ponto A é facilmente determinado no início do ramo de ascensão do hidrograma. O ponto C pode ser determinado por vários critérios (Tucci et al.,1993). No presente trabalho foi utilizada a inspeção visual que é um dos procedimentos mais simples e se baseia na plotagem das vazões numa escala mono-log. Como a recessão do escoamento subterrâneo tende a seguir uma equação exponencial (Rocha,1963), numa plotagem mono-logarítmica a mesma tende para uma reta. Assim, o ponto C é identificado quando a recessão do hidrograma se torna uma reta no papel mono-log. Existem outros métodos mais elaborados para unir os pontos A e C recomendados na literatura, mas em geral não conseguem melhorar significativamente, em termos de volume superficial escoado, os resultados em relação ao método da linha reta.

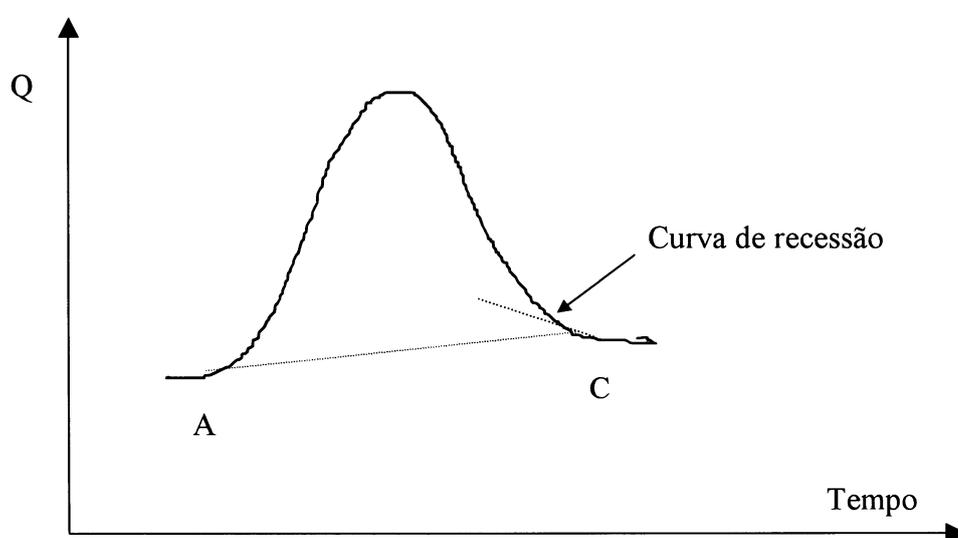


Figura 3.2 - Separação dos escoamentos superficial e subterrâneo.

Quando existem dados históricos é possível determinar o hidrograma unitário com base em eventos em que foram registradas precipitações e vazões no intervalo desejado. Os dados são selecionados segundo eventos. Um evento é simples quando apenas um intervalo de precipitação gera escoamento superficial, e é complexo quando mais de um intervalo de precipitação gera escoamento (Tucci et al., 1993).

A escolha dos eventos pode ser muito significativa, pois há geralmente um grande elemento subjetivo e as cheias são o resultado de múltiplas influências que nem sempre podem ser identificadas completamente. Chuvas de mesmo volume, intensidade e duração não produzirão, em geral, a mesma cheia devido a diferenças na distribuição espacial e temporal da chuva no sistema

Para obtenção do hidrograma unitário de eventos complexos, um dos métodos que se pode utilizar é o de Inversão Matricial, metodologia apresentada por TVA (1961), citado por Tucci (1993) e Chow et al. (1988). Esse método é matematicamente equivalente ao método dos mínimos quadrados.

Sejam os registros de precipitação com intervalo de tempo Δt , P_1, P_2, \dots, P_m . As vazões resultantes desses registros de precipitação para o mesmo intervalo de tempo são Q_1, Q_2, \dots, Q_n . O número de ordenadas do hidrograma unitário é $k = n - m + 1$, ou seja U_1, U_2, \dots, U_k . As operações dessas variáveis são:

$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_2 U_1 + P_1 U_2$$

$$Q_3 = P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3$$

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

ou em notação matricial

$$\mathbf{P} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{q} \quad (3.2)$$

onde

$$\mathbf{P} = \begin{vmatrix} P_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ P_m & P_{m-1} & \dots & P_1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & P_m \end{vmatrix}; \quad \mathbf{u} = \begin{vmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \dots \\ \dots \\ U_k \end{vmatrix}; \quad \mathbf{q} = \begin{vmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \dots \\ \dots \\ Q_{n-1} \end{vmatrix}$$

Multiplicando ambos os lados da equação 3.2 pela matriz transposta da matriz precipitação \mathbf{P}^t resulta

$$\mathbf{P}^T \cdot \mathbf{P} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{P}^T \cdot \mathbf{q}$$

fazendo

$$\mathbf{X} = \mathbf{P}^T \cdot \mathbf{P}$$

resulta

$$\mathbf{X} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{P}^T \cdot \mathbf{q}$$

e

$$\mathbf{u} = \mathbf{X}^{-1} \cdot \mathbf{P}^T \cdot \mathbf{q} \quad (3.3)$$

Selecioneados alguns eventos e determinado o hidrograma unitário dos diferentes eventos, é necessário sintetizar um hidrograma unitário único para a bacia, já que certamente cada evento apresentará um hidrograma unitário diferente em magnitude e distribuição temporal. Isto se deve a não-uniformidade temporal e espacial da precipitação e às características não-lineares do escoamento. Para sintetizar um único hidrograma unitário para a bacia pode-se posicionar os hidrogramas unitários com base na origem, obtendo a média das ordenadas para cada intervalo de tempo ou posicionar os hidrogramas unitários com base nos picos, obtendo a média das ordenadas para cada intervalo de tempo. Ajustes adicionais de carácter subjetivo são comuns no estabelecimento do hidrograma unitário para determinada bacia (Pinto, 1959).

3.1.2 RETARDO INICIAL

Denomina-se retardo inicial ou tempo de resposta inicial o tempo entre o início da primeira chuva efetiva e o primeiro acréscimo do nível da água. Isto ocorre porque a chuva que cai sobre uma bacia não produz nela uma resposta imediata, no que tange aos acréscimos

das descargas em uma determinada seção do rio.

O retardo inicial depende basicamente da área, declividade e forma da bacia de contribuição ; e da intensidade e variação espacial da chuva. Seu valor pode ser suposto como sendo constante quando for tomado por base um ou mais eventos representativos da bacia (Cordero e Lanna, 1989).

3.2 MODELOS PARA A PRECIPITAÇÃO EFETIVA

3.2.1 MODELO SCS

A precipitação efetiva é a parcela do total precipitado que gera o escoamento superficial. Para obter o hietograma correspondente à precipitação efetiva é necessário retirar os volumes evaporados, retidos nas depressões e os infiltrados. Na literatura existem vários métodos para a determinação da precipitação efetiva, no presente trabalho foi inicialmente utilizado o método desenvolvido pelo SCS-Soil Conservation Service (1957).

Pela metodologia do SCS a equação para o escoamento superficial é dada por:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (3.4)$$

P = Precipitação total;

Q = Escoamento superficial;

S = Retenção potencial máxima;

I_a = Abstrações (perdas) iniciais.

As abstrações iniciais são todas as perdas anteriores ao início do escoamento superficial. Inclui a água retida nas depressões, a água interceptada pela vegetação, evaporação e infiltração. Estas abstrações iniciais foram aproximadamente determinadas pela seguinte equação empírica sugerida pelo SCS (Soil Conservation Service):

$$I_a = 0,2S \quad (3.5)$$

Para $P > 0,2S$ e substituindo a equação (3.5) na equação (3.4) fica :

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.6)$$

O parâmetro S está relacionado com as condições de umidade, o tipo de solo e a cobertura vegetal da bacia através do parâmetro CN (number curve). O CN varia entre 30 e 100 e S está relacionado com CN através da fórmula:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.7)$$

Os principais fatores que influenciam o valor de CN são o tipo de solo, a vegetação, tratamento do solo e condição de umidade antecedente ao escoamento superficial. Os solos são classificados no SCS em quatro grupos hidrológicos (A, B, C e D) de acordo com a capacidade de infiltração. Os valores médios de CN são tabelados em função dos grupos de solos e do uso do solo. As condições antecedentes de umidade são expressas pela precipitação acumulada dos cinco dias anteriores ao evento pluvial considerado.

São usados três níveis de AMC (condições de umidade antecedente) expressos a seguir:

AMC I - Potencial de escoamento superficial baixo;

AMC II - Condições médias;

AMC III - Potencial de escoamento superficial alto.

O número CN varia com as condições de umidade antecedente com relação a condições médias pelas seguintes relações (Chow et al., 1988):

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad \text{para AMC I} \quad (3.8)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad \text{para AMC III} \quad (3.9)$$

Para AMC II utiliza-se CN(II) que é diretamente obtido de tabelas em função do tipo e uso do solo. Para chuva antecedente de 5 (cinco) dias os valores de AMC estão

relacionados na quadro 3.1 abaixo:

Quadro 3.1 - Valores de AMC para chuva antecedente de 5 dias.

AMC	Período sem crescimento	Período de crescimento
I	< 1,3 cm	< 3,6 cm
II	1,3 a 2,8 cm	3,6 a 5,3 cm
III	> 2,8 cm	> 5,3 cm

No modelo o valor de I_a (abstrações iniciais) foi determinado da seguinte maneira:

$$\text{a) Se } P_m=0 \text{ então } I_{a_{t+1}} = \max \left| \begin{array}{l} I_{a_t} - EVT \\ 0 \end{array} \right.$$

$$\text{b) Se } P_m > 0 \text{ então } I_{a_{t+1}} = \max \left| \begin{array}{l} I_{a_t} \\ \min(P_a; 0,2S) \end{array} \right.$$

Onde:

P_m = Precipitação média;

EVT = Evapotranspiração;

$I_{a_{t+1}}$ = Abstrações iniciais no intervalo t+1;

I_{a_t} = Abstrações iniciais no intervalo t;

$S = \text{Retenção potencial máxima } (S = \frac{25400}{CN} - 254);$

$Pa = \text{Precipitação acumulada.}$

O cálculo das abstrações (perdas) acumuladas é feito por:

$$Fa = \frac{S(P - Ia)}{P - Ia + S} \quad (3.10)$$

Onde:

$F_a = \text{Abstrações acumuladas;}$

$S = \text{Retenção potencial máxima;}$

$I_a = \text{Abstrações iniciais;}$

$P = \text{Precipitação.}$

A precipitação efetiva acumulada é calculada por:

$$P_e = P - I_a - F_a \quad (3.11)$$

Onde:

$P_e = \text{Precipitação efetiva acumulada;}$

$P = \text{Precipitação total;}$

$I_a = \text{Abstrações iniciais;}$

$F_a = \text{Abstrações acumuladas.}$

3.2.2 MODELO DAS CURVAS DE INFILTRAÇÃO

Define-se como capacidade de infiltração (expressa em mm/h ou mm/dia) o volume de água que penetra no solo por unidade de tempo e área, desde que a intensidade de precipitação seja suficientemente alta para que haja acúmulo de água na superfície do solo. A capacidade de infiltração sobre uma determinada área, em geral, não é constante no tempo e, para determinar seu valor, Horton (Fill et al., 1987) propôs a seguinte expressão:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (3.12)$$

onde:

f_0 = Capacidade de infiltração inicial;

f_c = Capacidade de infiltração limite;

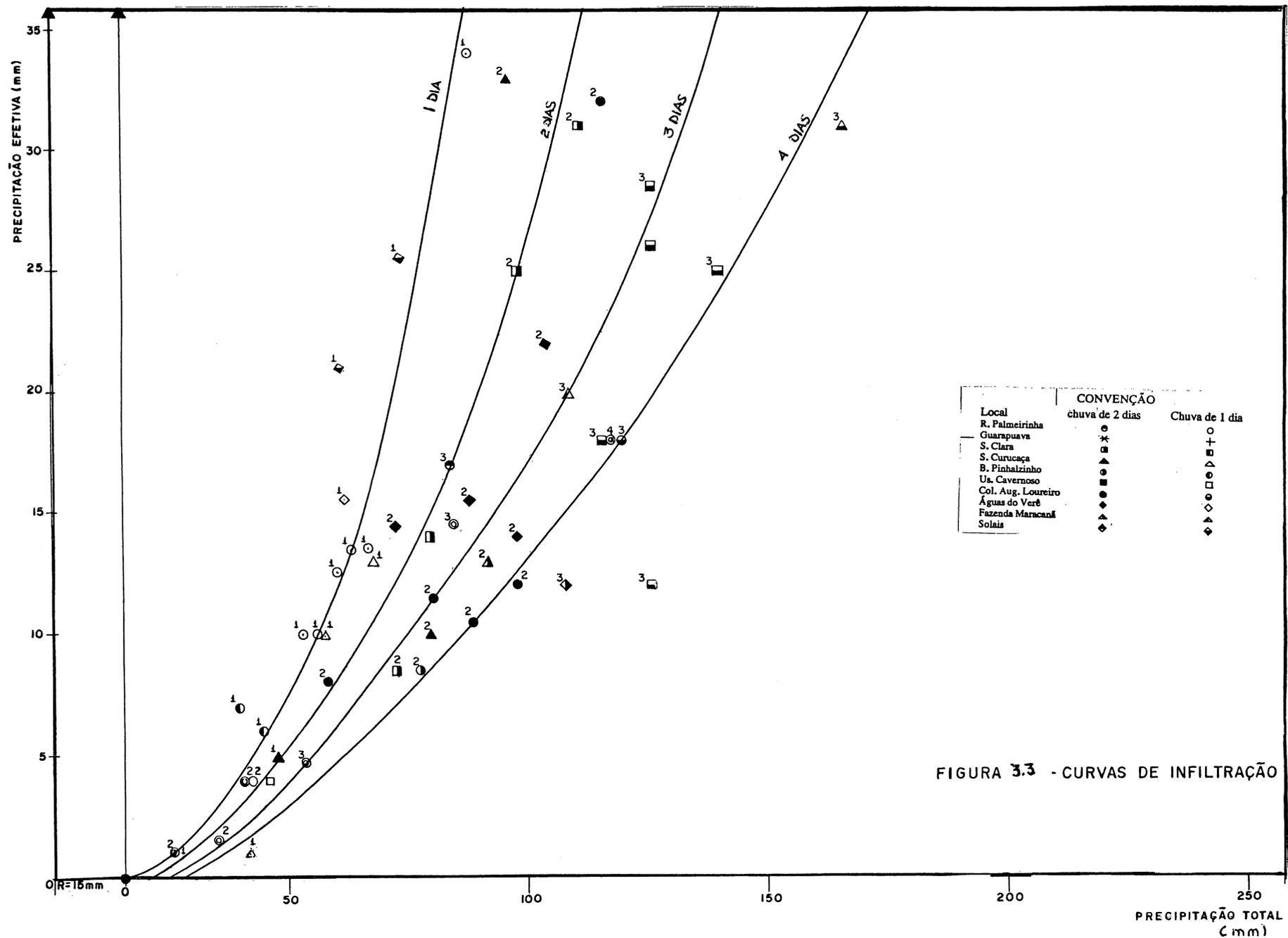
k = Constante de recessão;

t = Tempo.

A avaliação da capacidade de infiltração pode ser feita a partir de medidas de campo diretas ou pela análise dos registros de precipitação e escoamento de bacias hidrográficas. Para bacias médias e grandes, onde a análise de eventos hidrológicos considera, em geral, chuvas com durações superiores a seis horas, o efeito inicial da variação da capacidade de infiltração expresso pela lei de Horton, que abrange um período de uma a três horas, deixa de ter importância e pode ser desconsiderado. Nessa situação, por outro lado, o efeito exercido sobre a infiltração média pela não uniformidade da chuva, tanto no tempo como no espaço, é

marcante e os valores numéricos obtidos são, em geral, uma ordem de grandeza inferiores às taxas determinadas em área restrita. Esse efeito resulta do fato de se alternarem (no tempo e no espaço) situações com intensidades de chuva superiores e inferiores à capacidade de infiltração, cuja média sobre todo o evento analisado, obviamente, fica bem abaixo do limite superior, este sim igual à capacidade de infiltração do solo. Neste caso, costuma-se caracterizar o fenômeno de infiltração por meio de curvas, relacionando-se as chamadas perdas (infiltração mais retenção e interceptação) com o total precipitado em função da duração do evento considerado (Fill et al., 1987).

Fill et al. (1987) traçaram curvas de infiltração e retenção em função da precipitação total para chuvas com durações variadas em várias bacias hidrográficas do médio e baixo Rio Iguaçu. Foram usados 10 locais nos rios Palmital, Jangada, Areia, Iratim, Jordão, Cavernoso e Chopim com áreas de drenagem variando de 350 km² a 6720 km² e utilizando-se eventos pluviais de 1 a 4 dias de duração. À partir das curvas de infiltração e retenção de Fill et al. (1987) foram obtidas as curvas do gráfico da figura 3.3 que relaciona a precipitação efetiva e a precipitação total para chuvas de 1 a 4 dias de duração.



3.2.3 MODELO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO

Denomina-se coeficiente de escoamento a relação entre o volume de escoamento superficial e o volume total precipitado, e pode, por razões diversas, variar sensivelmente de um episódio pluvial para outro. Vários fatores (Gomide e Mine, 1981) influenciam na sua determinação como as características da bacia hidrográfica (relevo, vegetação, geologia, tipo e uso do solo, etc) e as características das chuvas (duração, intensidade, distribuição espacial e condições iniciais de umidade). Muitas expressões empíricas têm sido propostas para determinação do coeficiente de escoamento superficial (Pinto, Holtz e Massuci, 1970).

A precipitação efetiva (P_e) no instante t é determinada pela seguinte relação:

$$P_e = C P_t \quad (3.13)$$

C = Coeficiente de escoamento superficial;

P_t = Precipitação total;

3.3 MODELO PARA O ESCOAMENTO DE BASE OU SUBTERRÂNEO

Define-se a curva de recessão de um rio como sendo a vazão expressa em função do tempo, durante um período sem precipitações significativas, em que o rio é alimentado exclusivamente pelas contribuições do aquífero subterrâneo.

Boussinesq (Kruger, 1990) apresentou a seguinte equação que modela, com boa aproximação, o escoamento do rio no período de recessão:

$$Q_t = Q_0 e^{-\alpha \Delta t} \quad (3.14)$$

onde:

Q_0 = vazão no início da recessão;

Q_t = vazão após um período de tempo Δt ;

α = constante de depleção;

e = base dos logaritmos naturais ($e = 2,7182818\dots$).

Este modelo pode ser obtido teoricamente, considerado um reservatório subterrâneo que alimenta o rio através de uma camada porosa confinada em que vale a lei de Darcy. Para detalhes ver Roche (1963). A constante α pode ser determinada graficamente através da inclinação dos trechos de recessão, quando plotados em papel monologarítmico ou através do ajuste da equação 3.14 pelo método dos mínimos quadrados.

3.4 MODELO DE ATUALIZAÇÃO

No modelo proposto o coeficiente de escoamento é considerado constante e são atualizadas, a cada passo, as vazões de base. Tem-se a seguinte situação: Sabe-se a precipitação média diária e a vazão total observada no instante n e se quer prever a vazão total

no instante $n+1$.

1º passo: Se a precipitação média diária for maior que 10,0 mm é considerado o início de um evento de cheia e o hidrograma unitário é aplicado. Se a precipitação média diária for menor que 10,0 mm admite-se que não há escoamento superficial e as previsões das vazões são feitas somente pelo modelo do escoamento de base ($Q_{n+1} = Q_n \cdot e^{-\alpha}$).

2º passo: No caso de se iniciar um evento de cheia toma-se $n=0$ e a precipitação efetiva Pe_0 no primeiro intervalo é calculada pela seguinte relação:

$$Pe_0 = \begin{cases} c(P_0 - R) & \text{se } P_0 > R \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.15)$$

Onde:

c = Coeficiente de escoamento constante;

P_t = Precipitação total no instante t ;

R = Retenção constante

3º passo: A vazão de base prevista $\hat{Q}b_1$ no final do primeiro intervalo é considerada igual à vazão observada no instante 0 (Q_0).

$$\hat{Q}b_1 = Q_0 \quad (3.16)$$

4º passo: A vazão do escoamento superficial prevista (final do primeiro intervalo) é

calculada pela convolução das ordenadas do hidrograma unitário e da precipitação efetiva.

$$\hat{Q}_{s_1} = Pe_0 U_1 \quad (3.17)$$

5º passo: A vazão total prevista \hat{Q}_1 no tempo $n = 1$ é igual a soma da vazão de base prevista $\hat{Q}b_1$ e a vazão superficial prevista $\hat{Q}s_1$.

$$\hat{Q}_1 = \hat{Q}s_1 + \hat{Q}b_1 \quad (3.18)$$

6º passo: Para o intervalo seguinte, após substituir n por $n + 1$, a vazão de base é atualizada, subtraindo-se da vazão observada Q a vazão superficial calculada $\hat{Q}s$.

$$\hat{Q}b_{n+1} = Q_n - \hat{Q}s_n \quad (3.19)$$

Para evitar oscilações excessivas nas estimativas da vazão de base, um limite para variação da mesma é imposto pelo programa.

$$Qb_{n+1} \leq 3,5Qb_n \quad (3.20)$$

7º passo: A seguir calculam-se a precipitação efetiva Pe_n , (equação 3.21), a vazão superficial $\hat{Q}s_{n+1}$ prevista (modelo para o escoamento superficial) e a vazão total prevista

\hat{Q}_{n+1} para o novo valor de n .

$$Pe_n = Pm_n c \quad (3.21)$$

$$\hat{Q}s_{n+1} = \sum_{m=0}^{n \leq M} Pe_m U_{n-m+1} \quad (3.22)$$

$$\hat{Q}s_{n+1} = Qs_{n+1} + \hat{Q}b_{n+1} \quad (3.23)$$

A seguir volta-se ao início do 6º passo repetindo esta rotina até o fim do escoamento superficial.

$$Qs_{m+p} = Pe_m U_p \quad (3.24)$$

Sendo Pe_m a última precipitação efetiva não nula e U_p a última ordenada não nula do hidrograma unitário. Para previsão com horizonte de 48 horas o procedimento é similar.

$$Pe_t = Pm_t c \quad (3.25)$$

$$\hat{Q}s_{n+2} = \sum_{m=0}^{n \leq M} Pe_m U_{n-m+2} \quad (3.26)$$

$$\hat{Q}s_{n+2} = Qs_{n+2} + \hat{Q}b_{n+2} \quad (3.27)$$

4 APLICAÇÃO

4.1 REGIÃO DE ESTUDO

O Modelo de Previsão de Vazão baseado no Hidrograma Unitário foi aplicado na estação telemétrica de Porto Amazonas no Rio Iguaçu pertencente à ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica). A estação de Porto Amazonas possui uma área de drenagem de 3.660 km² e está situada no Alto rio Iguaçu, em uma região basicamente agrícola, mas que inclui na sua porção mais a montante (1.076 km²) a região metropolitana de Curitiba bastante urbanizada. A localização da estação de Porto Amazonas, na Bacia do Rio Iguaçu, é apresentada na figura 4.1 que mostra também a rede de estações hidrométricas na bacia.

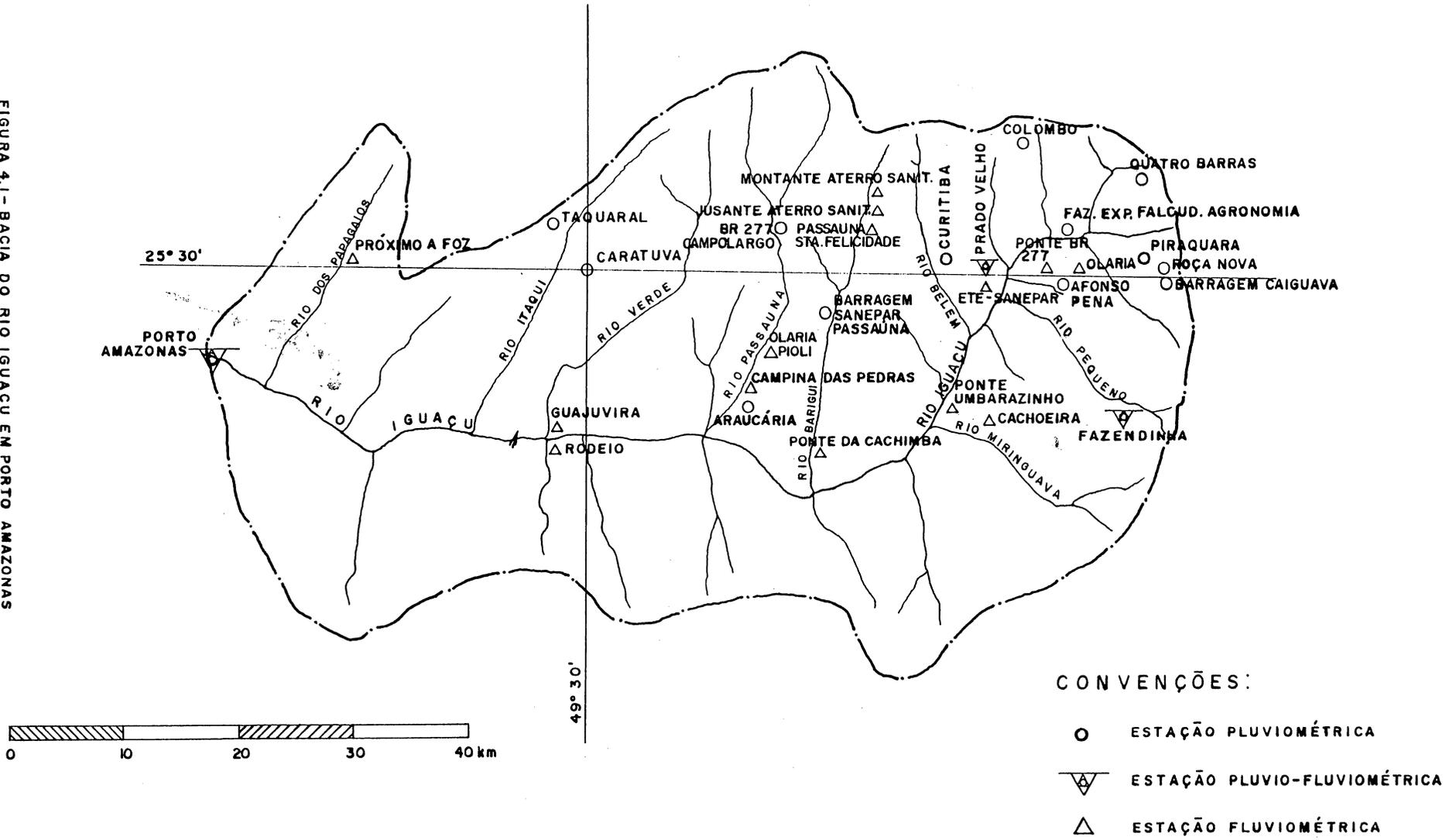
4.2 PREPARAÇÃO DOS DADOS

Foram utilizados os dados de vazões médias diárias do posto fluviométrico de Porto Amazonas e totais diários de precipitação das seguintes estações pluviométricas (Quadro 4.1):

Quadro 4.1 - Estações pluviométricas

CÓDIGO	NOME	LATITUDE	LONGITUDE	ALTITUDE(m)	PERÍODO
02549006	Curitiba	25°26'	49°16'	929	1889-1995
02549001	Porto Amazonas	25°33'	49°53'	793	1939-1995

FIGURA 4.1 - BACIA DO RIO IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS



Outras estações pluviométricas da bacia não foram utilizadas devido ao reduzido período de observação e/ou devido a falta de qualidade dos dados. Para calcular a precipitação média diária foi utilizado o Método de Thiessen (Chow et al, 1988):

$$P_m = P_{PA} \cdot A_1/A + P_{CT} \cdot A_2/A \quad (4.1)$$

onde:

P_m = precipitação média diária na bacia; P_{PA} = precipitação diária da estação de Porto Amazonas; P_{CT} = precipitação diária da estação de Curitiba; A_1 = área de influência da estação de Porto Amazonas; A_2 = área de influência da estação de Curitiba. Foram calculadas as áreas de influência de cada estação e a equação (4.1) resultou :

$$P_m = P_{PA} \cdot 0,33 + P_{CT} \cdot 0,67 \quad (4.2)$$

Após coleta e análise de consistência foram preparados os dados das precipitações médias diárias e os de vazão, e procedeu-se à escolha dos eventos para obtenção do hidrograma unitário. Foram escolhidos, subjetivamente, seis eventos relacionados a seguir:

Evento 1: Maio de 1940;

Evento 2: Junho de 1959;

Evento 3: Maio de 1968;

Evento 4: Agosto de 1977;

Evento 5: Maio de 1982;

Evento 6: Maio de 1991.

Os hidrogramas e hietogramas utilizados para cálculo do hidrograma unitário são apresentados nas figuras 4.2 a 4.7.

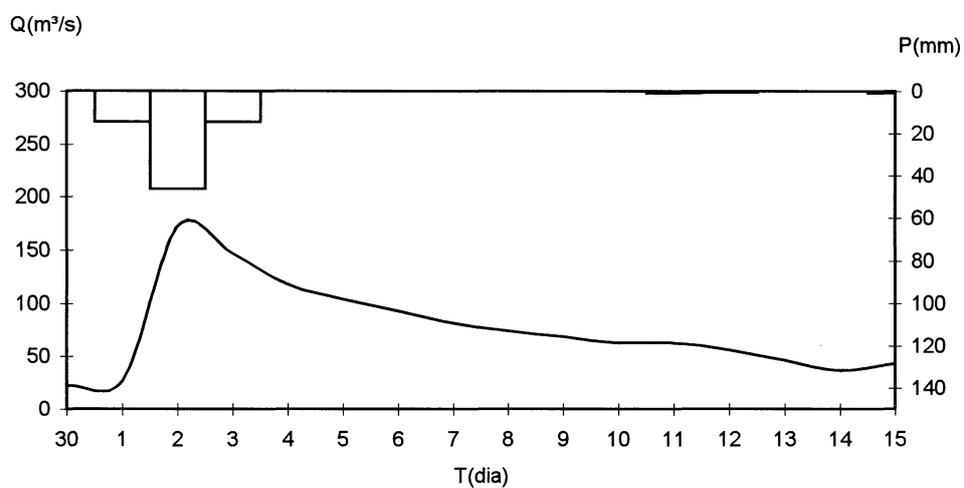


Figura 4.2 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1940.

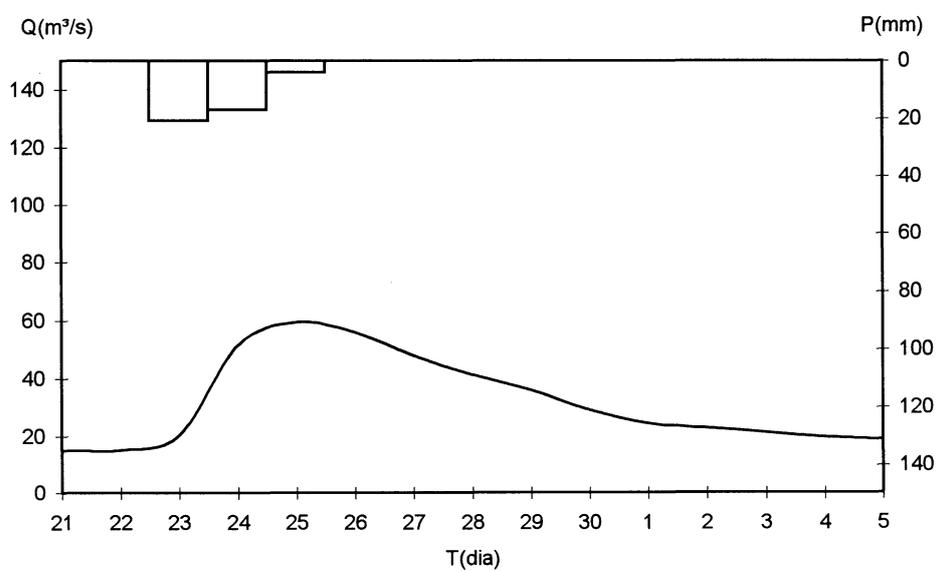


Figura 4.3 - Hidrograma e hietograma de Junho de 1959

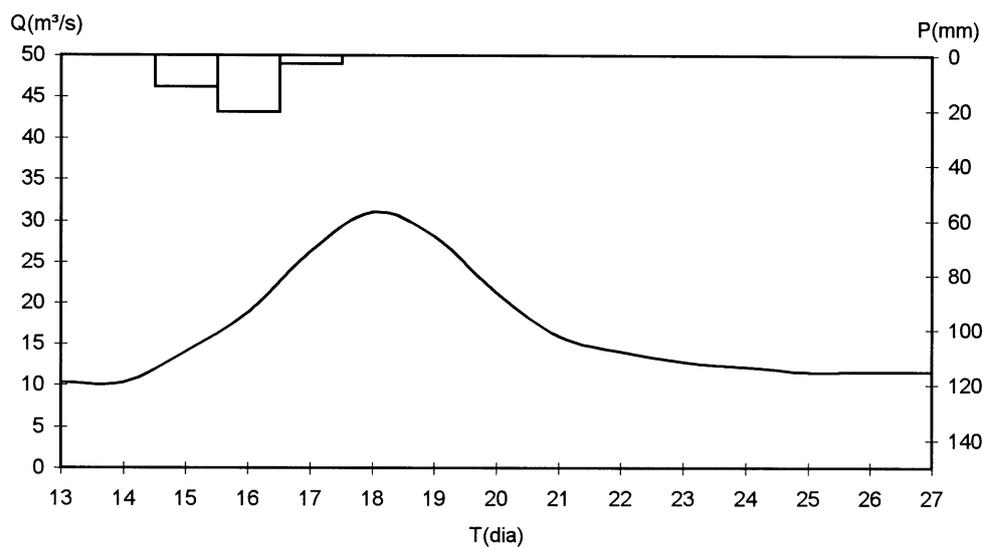


Figura 4.4 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1968.

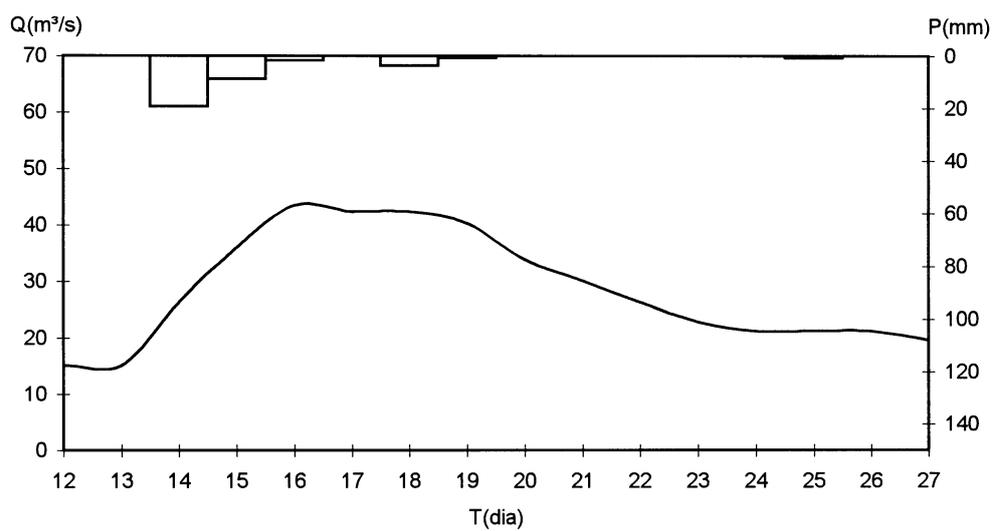


Figura 4.5 - Hidrograma e hietograma de Agosto de 1977.

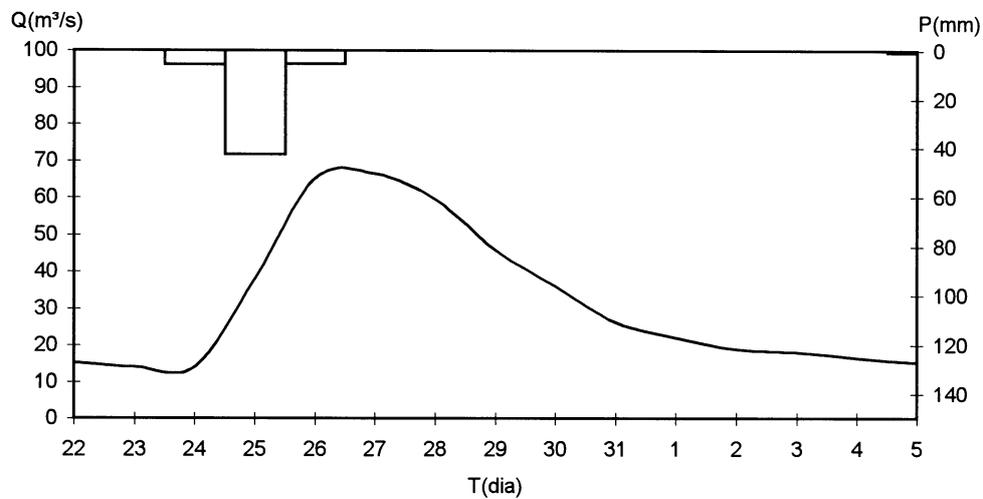


Figura 4.6 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1982.

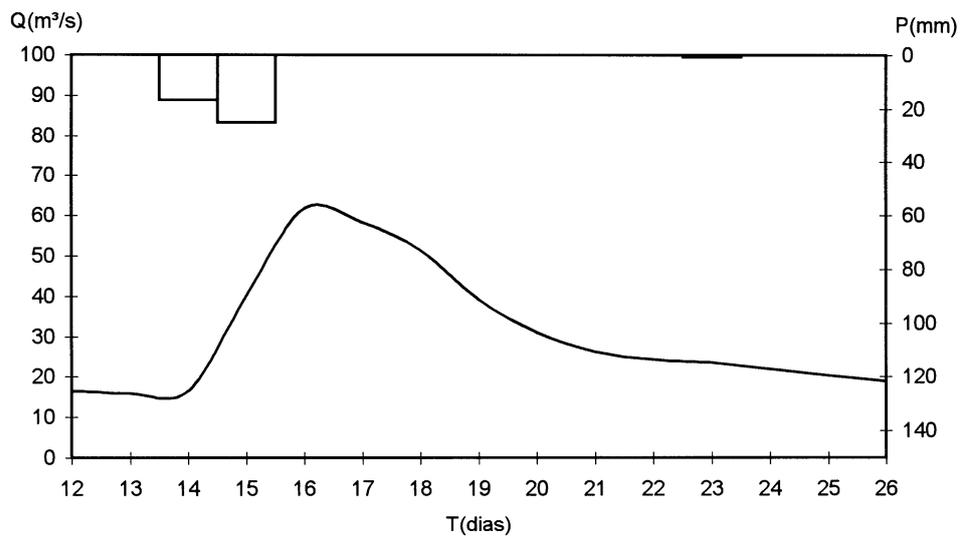


Figura 4.7 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1991.

4.3 OBTENÇÃO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

Para o intervalo de discretização do tempo Δt (duração da precipitação) foi escolhido o período unitário de 24 horas, de acordo com a sugestão de Sherman (1949), que recomenda para bacias com área $> 2500 \text{ km}^2$, um valor de Δt entre 12 e 24 h.

Para separar os escoamentos superficial e subterrâneo foi utilizado o método da linha reta unindo os pontos de início e fim do escoamento direto. O ponto A é onde o hidrograma inicia a sua ascensão. O ponto C foi determinado plotando as vazões em papel mono-log. Unindo os pontos A e C com uma linha reta, o escoamento superficial foi determinado pela diferença entre a vazão observada e a vazão subterrânea.

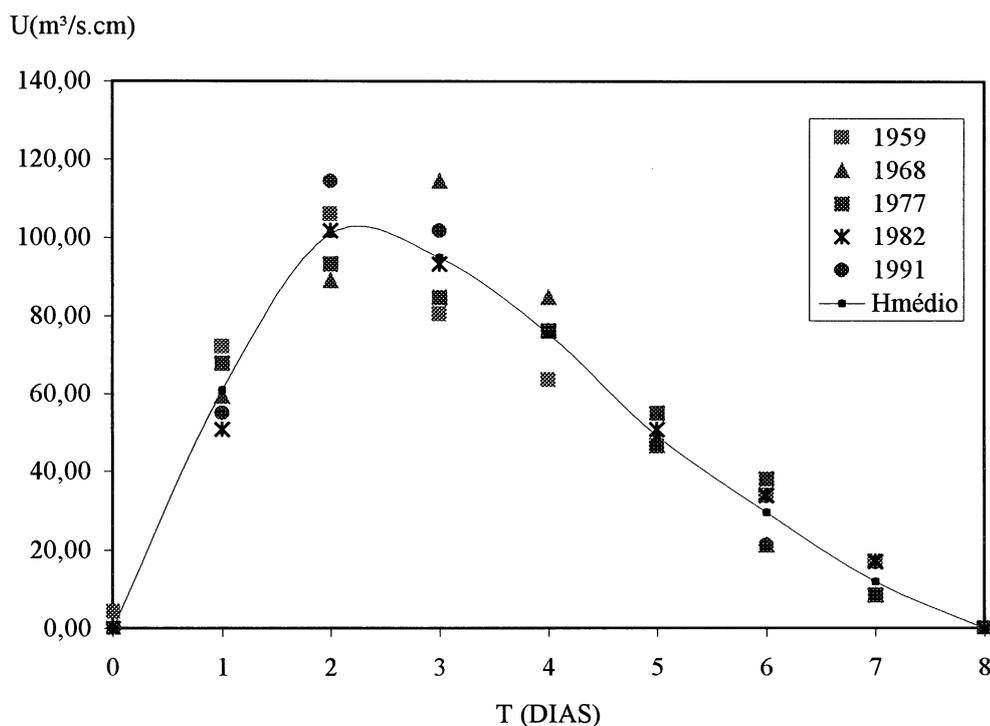


Figura 4.8 - Hidrograma unitário médio.

As ordenadas do hidrograma unitário foram determinadas pelo método de inversão da matriz de precipitação conforme descrito na seção 3.1.1. Os hidrogramas unitários resultantes foram posicionados com base nos picos, calculando-se a média das ordenadas para cada intervalo de tempo. O hidrograma unitário médio adotado é apresentado na figura 4.8. Observa-se um tempo de base de oito dias, um tempo de pico (**basin-lag**) de 2,3 dias e uma vazão de pico de aproximadamente 100 m³/s.

4.4 RETARDO INICIAL

Inicialmente foi plotado o hietograma das precipitações médias e o hidrograma das vazões observadas em função do tempo. Pela análise visual dos hietogramas e hidrogramas dos eventos 1 a 6, o tempo entre o início da primeira precipitação efetiva e o primeiro acréscimo na vazão é de um dia. Então, o retardo inicial foi considerado de um dia.

4.5 CÁLCULO DA PRECIPITAÇÃO EFETIVA

Primeiramente foi utilizado o método desenvolvido pelo SCS-Soil Conservation Service (1957). Foram escolhidos os seguintes eventos para calcular a precipitação efetiva: maio/53, maio/55 e julho/66 cujos hidrogramas e hietogramas estão apresentados nas figuras 4.9 a 4.11; junho/59, maio/68, maio/82 e maio/91 cujos hidrogramas e hietogramas estão apresentados nas figuras 4.3, 4.4, 4.6 e 4.7 respectivamente.

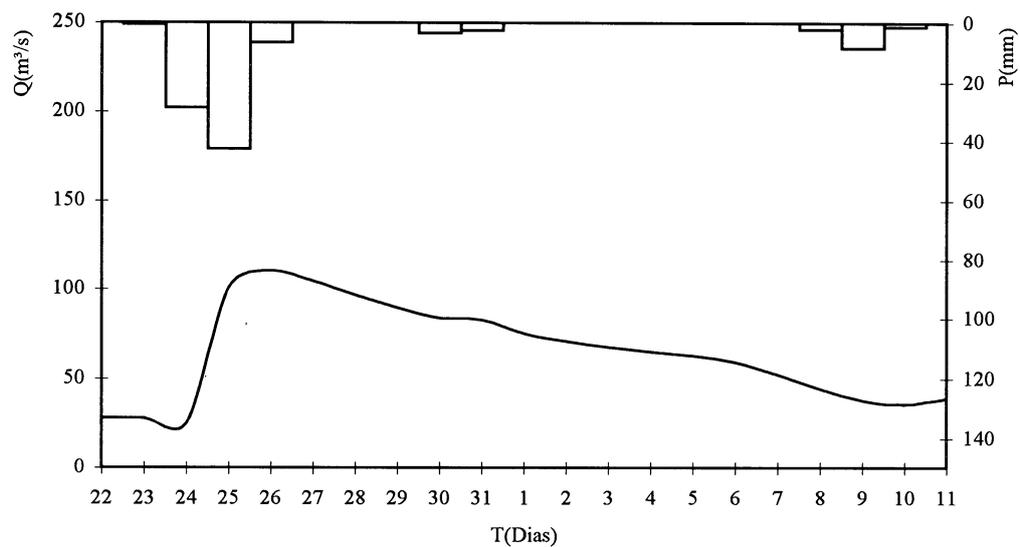


Figura 4.9 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1953

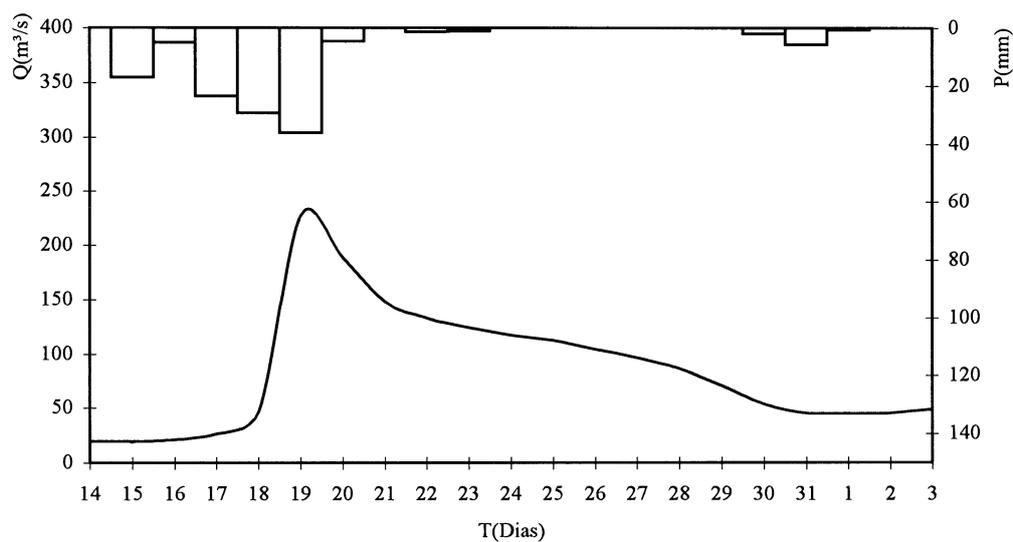


Figura 4.10 - Hidrograma e hietograma de Maio de 1955.

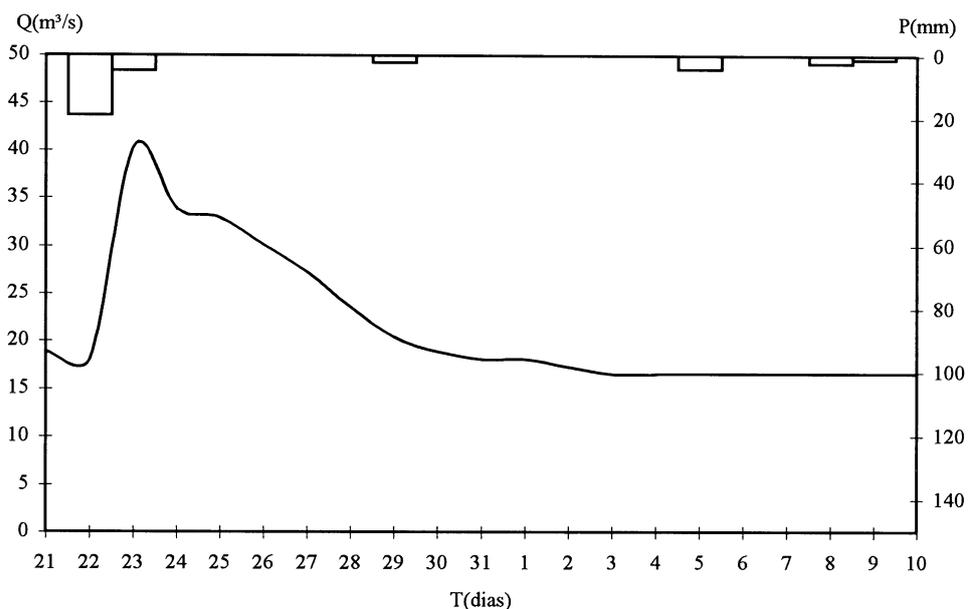


Figura 4.11 - Hidrograma e hietograma de Julho de 1966.

Para diferentes valores de CN (number curve) e para abstrações iniciais iguais a 15mm, 20mm, 25mm e 0,2S foram calculadas as precipitações efetivas relacionadas nos quadros 4.2 a 4.5.

Quadro 4.2 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e $I_a=0,2S$.

$I_a=0,2S$

Evento	CN=75	CN=70	CN=65	CN=60	CN=55	CN=50	CN=45	CN=40	CN=35	CN=30	CN=25	Peobs	Pobs.	C
mai/53	36,40	28,40	22,30	19,80	17,30	15,20	13,20	10,00	6,00	2,70	0,50	16,60	85,00	0,20
mai/55	68,20	63,20	58,20	53,40	45,20	36,90	28,60	21,50	18,40	12,80	6,40	25,80	118,00	0,22
jun/59	4,90	4,10	2,00	0,60	-	-	-	-	-	-	-	4,60	41,00	0,11
jul/66	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,80	26,10	0,07
mai/68	2,60	1,00	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	1,90	35,20	0,05
mai/82	23,90	19,20	14,90	11,00	7,60	4,70	2,40	0,80	0,10	-	-	5,50	53,70	0,10
mai/91	6,90	5,70	3,30	1,70	0,60	-	-	-	-	-	-	4,00	42,00	0,10

Obs.: CN (Number Curve), Peobs. (precipitação efetiva total observada), Pobs. (Precipitação

total observada), C (coeficiente de escoamento), Ia (abstrações iniciais).

A precipitação efetiva total **observada** foi calculada dividindo-se o volume escoado superficialmente, obtido pela separação do escoamento, pela área de drenagem.

Quadro 4.3 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e Ia=25mm.

Ia=25mm

Evento	CN=75	CN=70	CN=65	CN=60	CN=55	CN=50	CN=45	CN=40	CN=35	CN=30	CN=25	Peobs.	Pobs.	C
mai/53	32,20	28,80	25,70	22,90	20,30	17,90	15,60	13,40	11,30	9,30	7,60	16,60	85,00	0,20
mai/55	64,40	59,50	54,70	49,90	45,30	40,90	36,40	32,00	27,80	23,50	19,50	25,80	118,00	0,22
jun/59	3,20	2,60	2,20	1,80	-	-	-	-	-	-	-	4,60	41,00	0,11
jul/66	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,80	26,10	0,07
mai/68	1,10	0,90	0,70	-	-	-	-	-	-	-	-	1,90	35,20	0,05
mai/82	12,60	10,90	9,30	8,00	6,90	6,00	5,10	4,20	3,50	-	-	5,50	53,70	0,10
mai/91	3,40	2,80	2,30	1,90	1,60	-	-	-	-	-	-	4,00	42,00	0,10

Quadro 4.4 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e Ia=20mm.

Ia=20mm

Evento	CN=75	CN=70	CN=65	CN=60	CN=55	CN=50	CN=45	CN=40	CN=35	CN=30	CN=25	Peobs.	Pobs.	C
mai/53	36,40	32,80	29,50	26,30	23,30	20,50	18,00	15,50	13,30	11,00	8,90	16,60	85,00	0,20
mai/55	68,90	58,90	63,90	54,00	49,20	44,20	39,60	35,00	30,30	25,90	21,50	25,80	118,00	0,22
jun/59	5,10	4,20	3,60	2,90	-	-	-	-	-	-	-	4,60	41,00	0,11
jul/66	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,80	26,10	0,07
mai/68	2,30	1,80	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	1,90	35,20	0,05
mai/82	16,10	14,00	12,20	10,60	9,20	7,90	6,80	5,70	4,80	-	-	5,50	53,70	0,10
mai/91	5,50	4,40	3,70	3,10	2,60	-	-	-	-	-	-	4,00	42,00	0,10

Quadro 4.5 - Precipitações efetivas totais para diversos valores de CN e Ia=15mm.

Ia=15mm

Evento	CN=75	CN=70	CN=65	CN=60	CN=55	CN=50	CN=45	CN=40	CN=35	CN=30	CN=25	Peobs	Pobs.	C
mai/53	40,60	36,90	33,30	29,90	26,60	23,50	20,60	17,90	15,20	12,70	10,40	16,60	85,00	0,20
mai/55	73,70	68,40	63,00	58,10	53,00	47,90	43,00	38,00	33,10	28,20	23,50	25,80	118,00	0,22
jun/59	7,40	6,20	5,30	4,30	-	-	-	-	-	-	-	4,60	41,00	0,11
jul/66	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,80	26,10	0,07
mai/68	3,80	3,10	2,50	2,10	1,80	-	-	-	-	-	-	1,90	35,20	0,05
mai/82	19,80	17,40	15,20	13,30	11,60	10,10	8,70	7,30	6,20	5,10	-	5,50	53,70	0,10
mai/91	7,80	6,50	5,50	4,60	3,80	-	-	-	-	-	-	4,00	42,00	0,10

Pela análise dos dados dos quadros acima foi constatado que para cada evento há um número de CN diferente. Assim, tornou-se inviável adotar um valor constante para toda a série de dados de precipitação ou sua atualização. Acredita-se que o fraco desempenho do modelo SCS se deve à área relativamente grande da bacia e a sua heterogeneidade (1/3 urbana, 2/3 rural). Partiu-se daí para o Modelo baseado nas curvas de infiltração (Fill et al., 1987).

Quadro 4.6 - Valores das precipitações efetivas no modelo das curvas de infiltração.

Evento	Precipitação Observada (Pobs.)	Dias Chuva	Precipitação Efetiva calculada (Pe)	Precipitação Efetiva observada (Peobs.)	Erro (%)
mai/53	85.00	3	13.2	16.6	-20.4
mai/55	118.00	4	17.8	25.8	-31.0
jun/59	41.00	2	3.40	4.6	-26.1
jul/66	26.10	2	1.40	1.8	-22.2
mai/68	35.20	2	2.00	1.9	+5.2
mai/82	53.70	3	5.00	5.5	-9.1
mai/91	42.00	2	3.50	4.0	-12.5

Para cada evento foram calculadas as precipitações efetivas considerando o número

de dias de chuva do evento e usando as curvas de infiltração apresentadas no capítulo 3 (figura 3.3). As precipitações efetivas calculadas foram comparadas com as precipitações efetivas observadas, conforme mostrado no quadro 4.6. As discrepâncias foram em média de 18 %. Em quase todos os eventos o modelo subestimou a precipitação efetiva, o que provavelmente se deve a um percentual elevado (30 %) de área urbanizada (RMC) dentro da bacia de drenagem. A dificuldade de aplicação deste modelo para previsões se prende também ao fato de não se saber a priori qual será a duração do evento pluvial. Imaginou-se um modelo para usar as curvas de infiltração de forma progressiva. As tabelas 4.8 a 4.13 relacionam os cálculos que foram feitos observando as seguintes restrições.

$$\text{Se } P_m > 0 : I_{a_{t+1}} = \max \left| \begin{array}{l} I_{a_t} \\ \min(P_a, 0,2S) \end{array} \right.$$

$$\text{Se } P_m = 0 : I_{a_{t+1}} = \max \left| \begin{array}{l} I_{a_t} - EVT \\ 0 \end{array} \right.$$

P_m = precipitação média; I_a = abstrações iniciais; P_a = precipitação acumulada; EVT = evapotranspiração; S = retenção potencial máxima.

A evapotranspiração (EVT) é calculada usando a fórmula de Blaney-Criddle (Müller, 1995):

$$EVT = k(8,12 + 0,457T_m)I \quad (4.3)$$

Onde: k = Coeficiente em função do tipo de vegetação (tabelado), para a bacia do

Rio Iguaçu o valor de k é igual a 0,75;

T_m = Temperatura média mensal (°C);

I = Percentual mensal das horas de luz solar em relação ao total anual (tabelado em função da latitude).

O valores de I para Porto Amazonas estão relacionados no quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Valores de I em função do mês para Porto Amazonas.

Mês	I	Mês	I
Jan	9,52	Jul	7,51
Fev	8,20	Ago	7,88
Mar	8,59	Set	8,14
Abr	7,78	Out	8,90
Mai	7,62	Nov	9,08
Jun	7,19	Dez	9,61

Quadro 4.8 - Maio/53 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A Ia(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef. obs.
18	0,3		0,3	-14,7		0	0	0
19	0,4		0,7	-14,3		0	0	0
20	0,2		0,9	-14,1		0	0	0
21	0		0	-14,1		0	0	0
22	0		0	-15		0	0	0
23	0,4		0,4	-14,6		0	0	0
24	0,7		1,1	-13,9		0	0	0
25	28,8	28,8	15	14,9	curva 1	1,9	1,9	3,45
26	42,5	71,3	15	71,3	curva 2	17,9	16	10,12
27	6,7	78	15	78	curva 3	6,1	0	1,6
28	0		12	0		0	0	0
29	0		9	-3		0	0	0
30	0		6	-6		0	0	0
31	3,5	3,5	9,5	-5,5	curva 1	0	0	0,83
1	2,5	2,5	12	-3	curva 2	0	0	0,6
Total =							17,9	16,6
Erro =							+7.8 %	

Obs: P^* (déficit da abstração inicial) é calculado pela equação: $P^* = P + Ia_{(t-1)} - 15$

Quadro 4.9 - Maio/55 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração.

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A la(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef.obs.
15	0	0	0	-15		0	0	0,53
16	17,1	17,1	15	2,1	curva 1	0,1	0,1	1,28
17	5,1	22,2	15	22,2	curva 2	2,5	2,4	5,88
18	23,5	45,7	15	45,7	curva 3	6,4	3,9	7,36
19	29,3	75	15	75	curva 4	10,7	4,3	9,01
20	36	111	15	111	curva 5	15,3	4,6	1,15
21	4,6	115,6	15	115,6	curva 6	12,6	0	0
22	0		12	0		0	0	0,33
23	1,3	1,3	13,3	-1,7	curva 1	0,05	0,05	0,28
24	1,1	2,4	14,4	-0,6	curva 2	0,12	0,07	
25	0		11,4	-0,6		0	0	
Total =							15,42	25,82
Erro =							-40.3%	

Quadro 4.10 - Junho/59 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração.

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A la(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef.obs
22	0	0	0	-15		0	0	0,98
23	20,6	20,6	15	5,6	curva 1	0,3	0,3	2,93
24	16,8	37,4	15	37,4	curva 2	5,9	5,6	0,7
25	4	41,4	15	41,4	curva 3	5,4	0	0
26	0		12					
27	0		10					
28	0		7					
Total =							5,9	4,61
Erro =							+28.0%	

Quadro 4.11 - Julho/66 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração.

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A la(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef. obs.
22	0	0	0	-15				0,82
23	19	19	15	4	curva 1	0,2	0,2	1,03
24	4,9	23,9	15	23,9	curva 2	2,8	2,6	0
25	0		12	0				
26	0		9	-3				
27	0		6	-6				
28	0		3	-9				
29	0		0	-12				
30	2,2		2,2	-12,8				
Total =							2,8	1,85
Erro =							+51.4%	

Quadro 4.12 - Maio/68 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração.

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A la(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef. obs.
14	0		0	-15				0
15	11,5		11,5	-3,5			0	1,61
16	20,6	20,6	15	17,1	curva 1	2,3	2,3	0,29
17	3,1	23,7	15	23,7	curva 2	2,8	0,5	0
18	0		12				0	
19	0		9					
20	0		6					
Total =							2,8	1,9
Erro =							+47.4%	

Quadro 4.13 - Maio/82 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração.

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A la(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef. obs.
23	0		0	-15				
24	5,8		5,8	-9,2				0
25	42,4	42,4	15	33,2	curva 1	6,8	6,8	4,72
26	5,5	47,9	15	47,9	curva 2	8,8	2	0,78
27	0		12					0
28	0		9					
Total =							8,8	5,5
Erro =							+60.0%	

Quadro 4.14 - Maio/91 - Precipitações efetivas pelo método das curvas de infiltração.

Dia	Precipitação Pm	Precip.acum. Pa	A la(t)	P*	Curva	Pef.acum.	Pef.	Pef. obs.
13	0		0	-15				0,27
14	16,8	16,8	15	1,8	curva 1	0,1	0,1	3,73
15	25	41,8	15	25	curva 2	3	2,9	0
16	0		12	0				
17	0		9	-3				
18	0,2		9,2	-5,8				
19	0		6,2	-5,8				
20	0		3,2	-8,8				
21	0		0,2	-11,8				
						Total =	3	4
						Erro =	-25.0%	

Embora o método das curvas de infiltração teve desempenho melhor que o SCS, ainda assim os resultados não foram satisfatórios como se pode notar nos quadros 4.8 a 4.14. Em seguida, foi utilizado o Modelo do coeficiente de escoamento. Este modelo é bastante popular em aplicações hidrológicas (por exemplo Chow et al., 1988; Pinto et al., 1976; Linsley et al., 1949). Primeiramente foi testado o coeficiente de escoamento constante, igual a 0,12 que é a média dos coeficientes de escoamento dos eventos. Depois foram plotados os coeficientes de escoamento e as precipitações médias diárias de cada evento no gráfico da figura 4.12. A equação 4.4 foi obtida usando inicialmente o método dos mínimos quadrados e aplicando-se ajustes por tentativa e erro para minimizar o erro das previsões nos eventos considerados.

$$c=0,07+0,005P \quad (4.4)$$

c = coeficiente de escoamento;

P = precipitação.

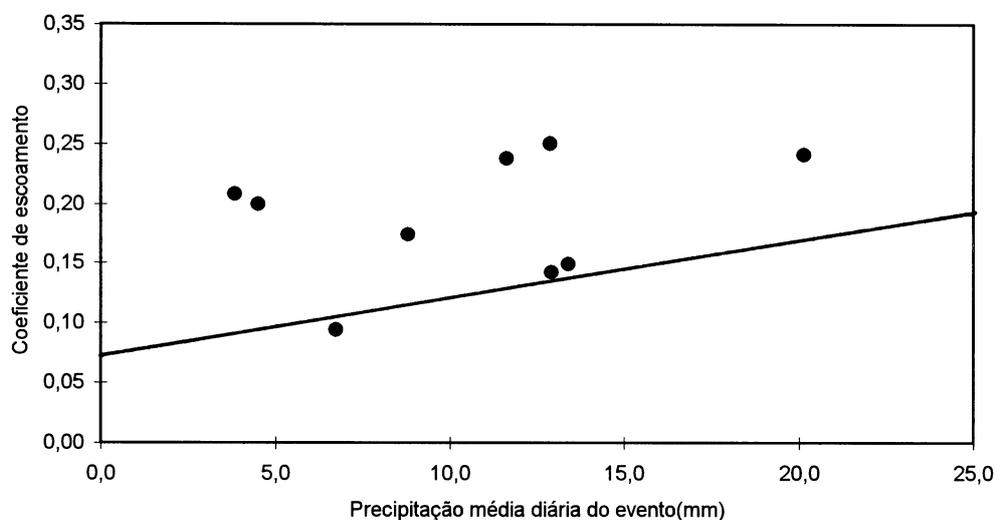


Figura 4.12 – Coeficiente de escoamento.

As figuras 4.13 a 4.15 comparam a precipitação efetiva calculada e a observada para os três modelos testados. Observa-se que o modelo SCS teve um desempenho muito ruim particularmente para precipitações maiores. O modelo das curvas de infiltração apresentou uma dispersão grande mas pouca tendenciosidade, enquanto o modelo do coeficiente de escoamento teve pouca dispersão mas apresentou uma tendenciosidade para baixo.

Apesar disso ao ser incorporado no modelo de previsão, a equação do coeficiente de escoamento não deu bons resultados, por isso foi adotado no modelo proposto final um coeficiente de escoamento constante ($c=0,12$), que apesar de representar uma simplificação considerável da realidade produziu previsões mais razoáveis.

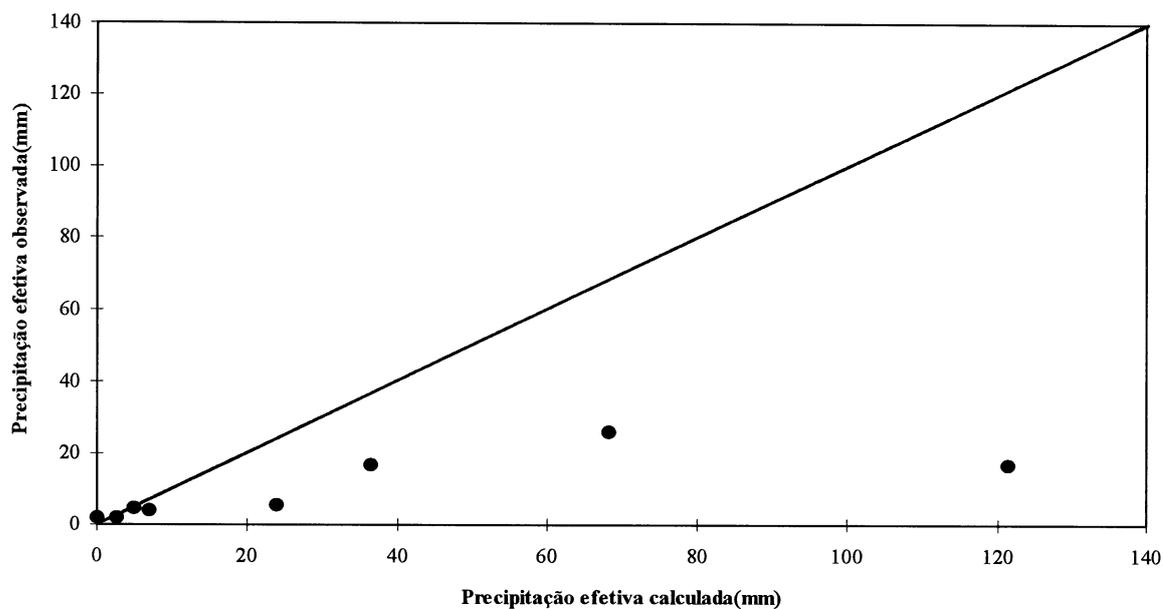


Figura 4.13 - Relação entre a precipitação efetiva calculada e observada (Método SCS).

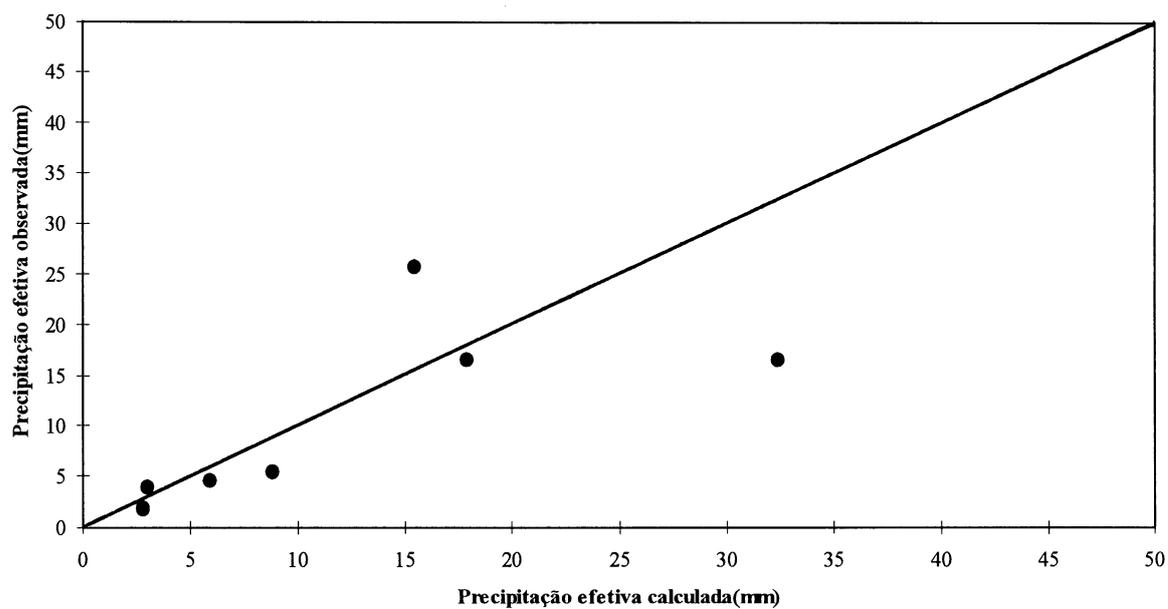


Figura 4.14-Relação entre a precipitação efetiva calculada e observada (Método das curvas de infiltração).

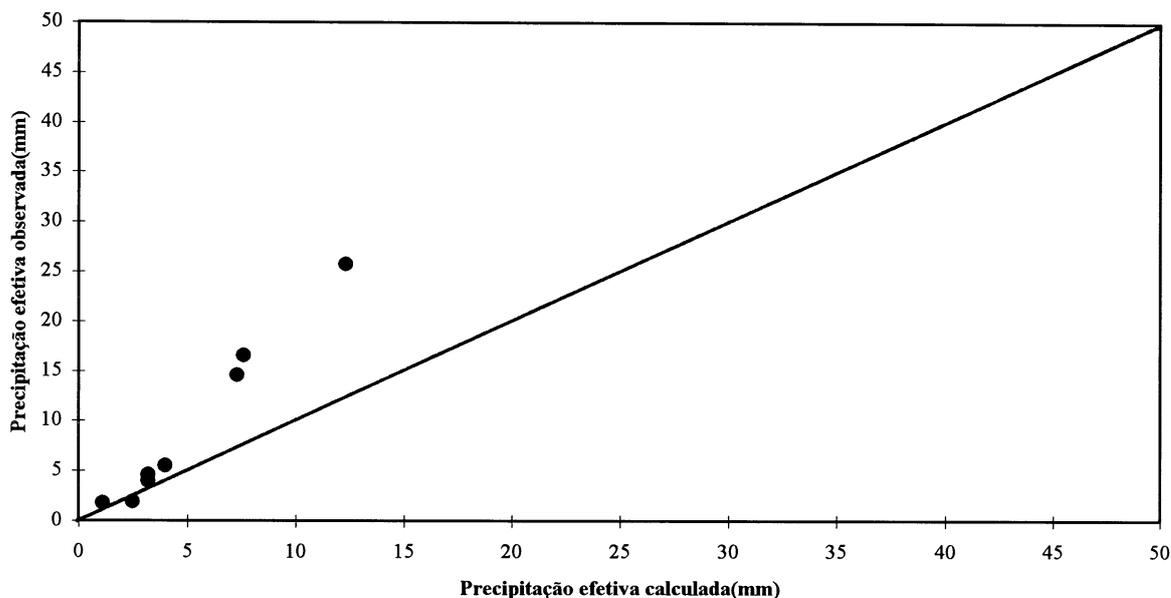


Figura 4.15 - Relação entre a precipitação efetiva calculada e observada (Modelo do coeficiente de escoamento).

4.6 CÁLCULO DO ESCOAMENTO DE BASE OU SUBTERRÂNEO

Para calcular o escoamento de base foi determinada graficamente a constante α da equação 3.14. Para Porto Amazonas o valor de α é igual a $0,026 \text{ dia}^{-1}$. No estudo de vazões mínimas, Kruger (1990) analisou vários pluviogramas da região do Alto Iguaçu que indicam que chuvas inferiores a 5,0 mm não produzem alteração significativa na recessão do hidrograma do rio, e portanto pode-se supor que após um período seco, a água de uma precipitação tão pequena é totalmente absorvida pela deficiência de umidade nas camadas superficiais do solo. No modelo de previsão proposto, quando ocorre uma precipitação média diária igual ou maior que 10,0 mm, este dia é considerado o início do evento da cheia e o

hidrograma unitário é aplicado. Nos períodos em que não ocorreram precipitações maiores que 10,0 mm, durante pelo menos três dias, equação 3.14 foi usada para previsão.

Os hidrogramas resultantes da aplicação do modelo de previsão baseado no hidrograma unitário estão apresentados nas figuras 4.16 a 4.24 para previsão de 24 horas e nas figuras 4.25 a 4.33 para previsão de 48 horas, ver apêndice A.

4.7 COMPARATIVO ENTRE O MODELO PROPOSTO E O MODELO DE MINE E FILL

Foram calculados os erros padrão das previsões para avaliar objetivamente a precisão do modelo e que são mostrados no quadro 4.15. O erro padrão foi calculado para cada evento como:

$$Qd_{(t+\tau)} = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (4.5)$$

Onde Δt Vazão prevista;

Q_t = Vazão observada;

n = Número de valores.

Também calculou-se um erro padrão relativo:

$$Qd_{(t+\tau)} = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (4.6)$$

Estas estatísticas foram comparadas com os valores obtidos por Mine e Fill (1987) mostrados no Quadro 4.16. Verifica-se que o modelo estudado, na maioria dos casos, apresenta erros superiores ao modelo analisado por Mine e Fill (1987).

Quadro 4.15 – Resumo dos resultados obtidos pelo modelo de previsão adotado.

Evento	Nº elem.	Vazão média(m³/s)	Desvio Padrão (m³/s)	Erro padrão da estimativa (m³/s)	
				24 horas	48 horas
Mai/40	33	49,65	39,21	20,78	16,66
Mai/53	33	53,13	26,70	13,97	13,19
Mai/55	33	87,46	59,26	33,46	32,60
Jun/59	33	22,51	13,54	3,05	2,62
Jul/66	33	20,79	6,30	4,49	4,36
Mai/68	33	14,20	5,34	2,18	3,31
Ago/77	33	26,04	7,81	2,48	2,63
Mai/82	33	34,32	31,95	18,60	13,44
Mai/91	33	24,39	12,93	2,54	4,61

Quadro 4.16 – Quadro comparativo dos resultados.

Resultados obtidos com o Modelo de previsão baseado no hidrograma unitário			Resultados obtidos com os modelos de Mine e Fill (1987) para União da Vitória			
Evento	Erro padrão relativo (erp)		Evento	Modelo	Erro padrão relativo (erp)	
	24 horas	48 horas			24 horas	48 horas
Mai/40	0,42	0,34	Jan/71	ARIMA	0,04	0,09
Mai/53	0,26	0,25		RLMV	0,04	0,08
Mai/55	0,38	0,37		RLMCV	0,05	0,10
Jun/59	0,14	0,12	Jul/78	ARIMA	0,12	0,27
Jul/66	0,22	0,21		RLMV	0,07	0,15
Mai/68	0,15	0,23		RLMCV	0,08	0,18
Ago/77	0,10	0,10	Jan/81	ARIMA	0,09	0,20
Mai/82	0,54	0,39		RLMV	0,06	0,14
Mai/91	0,10	0,19		RLMCV	0,07	0,15

A comparação do modelo estudado (modelo conceitual) e o modelo de Mine e Fill (1987) apesar de serem aplicados em locais de características hidrológicas bastante distintas (União da Vitória – 24200 km² com declividade baixa e extensas planícies de inundação, Porto Amazonas – 3660 km² com declividade média e 1/3 da bacia urbanizada), mostram como muitas vezes modelos puramente estatísticos (ARIMA, regressão múltipla, etc) podem apresentar desempenho superior a modelos conceituais baseados em teorias de transformação chuva-vazão.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No estudo apresentado o hidrograma unitário, apesar das simplificações e restrições na sua utilização, forneceu bons resultados particularmente no caso de cheias de magnitude pequena e média. Contudo o modelo comporta uma série de aperfeiçoamentos que certamente poderão melhorar a qualidade da previsão para cheias maiores. Da análise visual dos hidrogramas apresentados nas figuras 4.16 a 4.33 (Apêndice A) e dos resultados mostrados nos Quadros 4.15 e 4.16 (capítulo 4, seção 4.7) pode-se concluir o seguinte:

- Na maior parte dos eventos ocorre o atraso no pico do hidrograma previsto e o observado;
- Para as vazões mais baixas ($Q < 80 \text{ m}^3/\text{s}$) os hidrogramas previstos se ajustaram bem aos observados tanto para o horizonte de 24 horas como de 48 horas.
- Para vazões altas ($Q > 80 \text{ m}^3/\text{s}$) os erros de previsão foram maiores, principalmente no ramo ascendente.

Acredita-se que um fator importante que prejudicou a qualidade da previsão para as vazões altas é a heterogeneidade da bacia em 1/3 urbana e 2/3 rural e o uso de um modelo concentrado em uma área de drenagem tão grande. Outros fatores que interferem nas previsões são erros na estimativa da precipitação média na bacia, a adoção de um único hidrograma unitário e a adoção de um coeficiente escoamento constante para a determinação da chuva efetiva.

Recomenda-se testar a aplicabilidade do modelo para bacias menores ($A < 1000 \text{ km}^2$) e mais homogêneas no uso do solo. No caso de bacias maiores, a subdivisão da bacia em sub-bacias, calculando a propagação dos hidrogramas entre sub-bacias com modelos hidrológicos (p.ex. Muskingum) deverá melhorar o desempenho. Para a atualização do escoamento de base, talvez seja mais apropriado usar um esquema de ponderação para distribuir o erro de previsão entre as estimativas do escoamento superficial e de base.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 BEDIANT, Philip B. ; HUBER, Wayne C. Hydrology and Floodplain Analysis, Ed. Addison-Wesley Publishing Company, 1992.
- 2 BRAS, Rafael L. Hydrology : an introduction to hydrologic science. Reading: Addison-Wesley, 1990.
- 3 BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. Inventário das estações pluviométricas, 1987.
- 4 BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. Inventário das estações fluviométricas, 1987.
- 5 BUBA, Homero. Avaliação de modelos de previsão de vazões para a operação hidráulica de reservatórios a curto prazo. Curitiba: UFPR, CEHPAR, 1989. Dissertação (Mestrado) UFPR.
- 6 CHANDER, S.; SHANKER, H. Unit hydrograph based forecast model. Hydrological Sciences Journal, v. 29, p. 279-291, 1984.
- 7 CHOW Ven Te; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. Applied hydrology. NewYork: Mcgraw-Hill, 1988.
- 8 CORDEIRO, A.; LANNA, A.E. Previsão de cheias em tempo atual com modelo recursivo baseado no hidrograma unitário. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 1989, Anais. Foz do Iguaçu, Pr.: ABRH, 1989, p.1-12.
- 9 CORRADINI, C.; MELONE F.; UBERTINI, L. A semi-distributed adaptive model for real time flood forecasting. Water Resources Bulletin, v. 22, n. 6, p. 1031-1038, 1986.
- 10 CORREIA, Francisco N. Métodos de análise e determinação de caudais de cheia. Lisboa: LNEC, 1983.
- 11 CRUZ, Jussara C. Estudo de previsão de cheias em tempo real com modelos empíricos e

- semi-conceitual. Rio de Janeiro: UFRJ, 1987, Dissertação (Mestrado), UFPR/COPPE.
- 12 CRUZ, J., LANNA, A. E., SILVEIRA, G. e SILVEIRA, A. Previsão de cheias em tempo real pelo uso conjugado de modelos semi-conceitual e empírico. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 1987, Salvador. Anais. São Paulo: ABRH, 1987. v. 1, p. 499-510.
- 13 DAMAZIO, Jorge Machado; COSTA, Fernanda da S. ; GHIRARDI, Angela de O. ; Análise de complementariedades hidrológicas a nível continental na América do Sul. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.2; n.2, 1997, p. 143-156.
- 14 GOMES; Júlio. Estimativa de parâmetros de modelos hidrológicos utilizando o método do Filtro de Kalman. Curitiba: UFPR, CEHPAR, 1995. Dissertação (Mestrado) UFPR.
- 15 GOMIDE, Francisco L. S. ; MINE, Miriam R. M. Avaliação de chuvas efetivas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 4. , 1981, Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH, 1981. V. 2, p. 227-243.
- 16 GRIMM, Alice M. Variações pluviométricas nos Estados de São Paulo e Paraná entre os períodos pré e pós 1970: possíveis causas, 18 p., s.n.t.
- 17 GROVES, J. E. Application of unit hydrograph techniques to an East Midland River for flood forecasting. Birmingham: University de Birmingham, 1977. Dissertação (Mestrado).
- 18 KARLSSON, M.; YAKOWITZ, S. Rainfall - runoff forecasting methods, old and new, Stochastic Hydrology and Hydraulics , v. 1, p. 303-318, 1987.
- 19 KARLSSON, M.; YAKOWITZ, S. Nearest - neighbor methods for non - parametric rainfall - runoff forecasting. Water Resources Research, v. 23, p. 1300-1308, 1987.
- 20 KITANIDIS, P. K; BRAS, R. L. Real - time forecasting with a conceptual hydrologic model - Analysis of Uncertainty. Water Resources Research, v.16, p. 1025-1033, 1980.
- 21 LINSLEY, R. K.; KOHLER, M.A.; PAULHUS, J. L. H. Applied hydrology New York, USA, Ed. MacGraw - Hill, 1949.

- 22 LOWING M. J.; MEIN R. G. Flood event modelling: a study of two Methods. Water Resources Bulletin, p.599-606, 1981.
- 23 MAIDMENT, David R. Handbook of hydrology, New York: McGraw-Hill, 1993.
- 24 MINE, Miriam R. M.; MACHADO, Eneas S.; MANASSES, Edson J.; RAMOS, Fabio. Métodos matriciais para estimativa de hidrogramas unitários. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 6., 1985, São Paulo. Anais. São Paulo, ABRH, 1985. v.2, p.231-244.
- 25 MINE, Miriam R. M.; FILL, Heinz D. O. A. Um estudo de previsão de enchentes no Iguaçu em União da Vitória. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 7., 1987, Salvador. Anais. Salvador, ABRH, 1985, v.1, p.562-577.
- 26 MÜLLER, Ingrid I. Métodos de avaliação da evaporação e evapotranspiração: análise comparativa para o estado do Paraná. Curitiba: UFPR, CEHPAR, 1995. Dissertação (Mestrado) UFPR.
- 27 NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL. Flood studies report, London, NERC, 1975.
- 28 PESSOA, Marcos L. ; MINE, Miriam R. M ; LEITE, E. A. Meteorologia e hidrologia: aspectos e considerações no contexto brasileiro, Curitiba: Finep: Simepar, 1994.
- 29 PINTO, Nelson de S. Estabelecimento do hidrograma unitário para uma bacia hidrográfica, Curitiba: CEHPAR, 1959.
- 30 PINTO, Nelson de S. et al. Hidrologia básica, São Paulo, Edgar Blucher, 1976.
- 31 PINTO, Nelson de S.; HOLTZ, A.C.T.; MASSUCI, C.J.J. Vazão de dimensionamento de bueiros. Rio de janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1970, p. 46-50.
- 32 KRUGER, Claudio M. Projeto HG – 64. Avaliação do potencial hídrico da região metropolitana de Curitiba: relatório final. Curitiba: CEHPAR, jan. 1990.

- 33 MINE, Miriam R. M. Projeto HG-43. Previsão de cheias em Foz do Areia: relatório final. Curitiba: CEHPAR, set. 1980.
- 34 ROCHE, M. Hydrologie de surface. Paris: G. Villars, 1963. 430 p.
- 35 SIMPSON, R. J.; WOOD, T. R., HAMLIN, M. J. Simple self - correcting models for forecasting flows on small basins in real time, AISH, p. 433-475, 1980.
- 36 TUCCI, Carlos E. M. Hidrologia: ciência e aplicação, Porto Alegre, Ed. da Universidade: ABRH, 1993.
- 37 VERSIANI, Bruno R. Análise crítica dos modelos do tipo hidrograma unitário - um novo método de previsão de cheias. Revista Escola de Minas, 1984.
- 38 VERSIANI, Bruno R. Modélisation de la relation pluie - débit pour la prévision des crues. Etude comparative de 2 méthodes globales et application au bassin du Gardon à Anduze. Grenoble: L'Université Scientifique et Médicale et L'Institut National Polytechnique de Grenoble, 1983, 242 p. Tese (Doutorado).
- 39 VIESSMAN, W. JR.; HARBAUGH T. E.; KNAPP J. W. Introduction to hydrology, New York: Intex Educacional, 1972.

APÊNDICE

A – HIDROGRAMAS RESULTANTES DA APLICAÇÃO DO MODELO

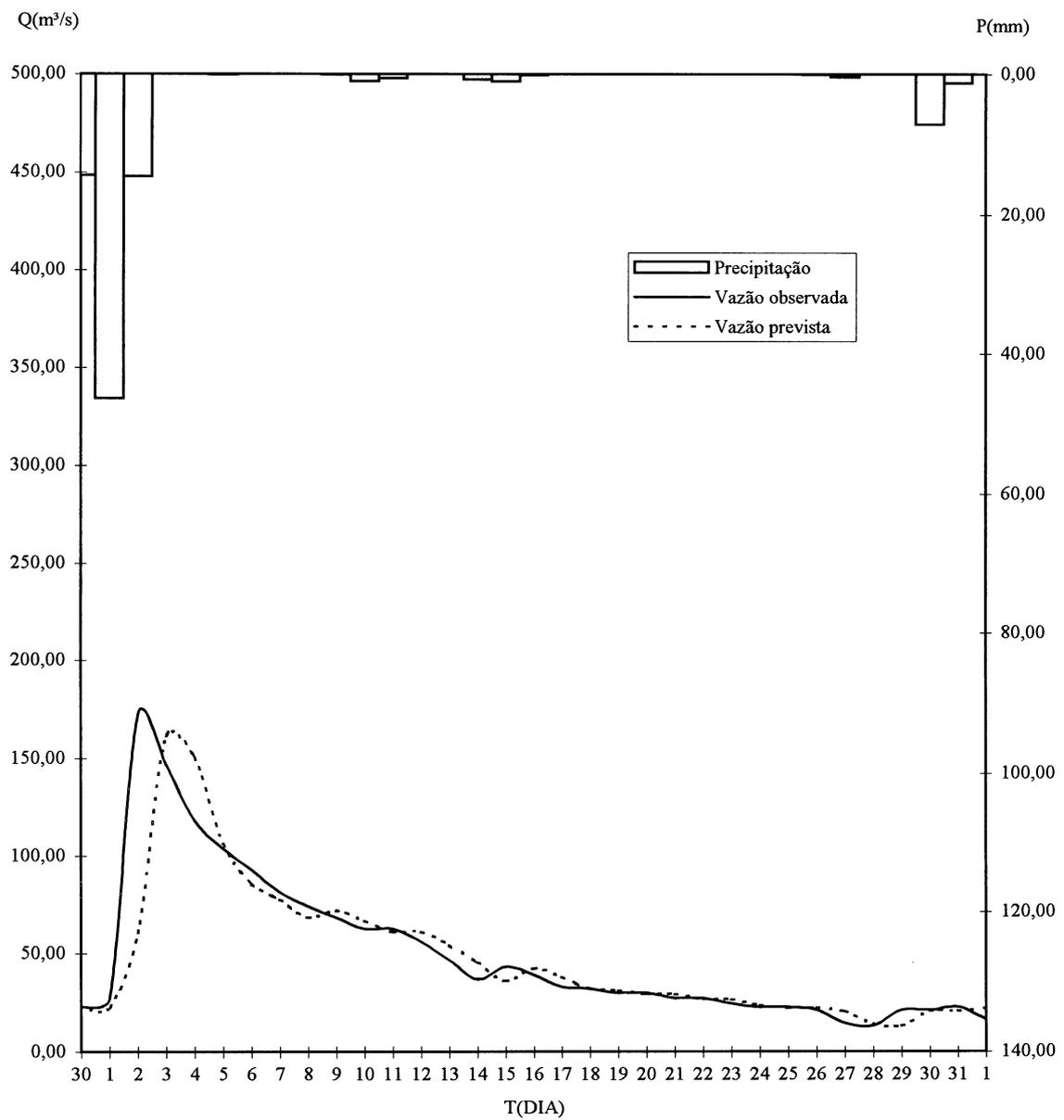


Figura 4.16 – Maio/1940 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

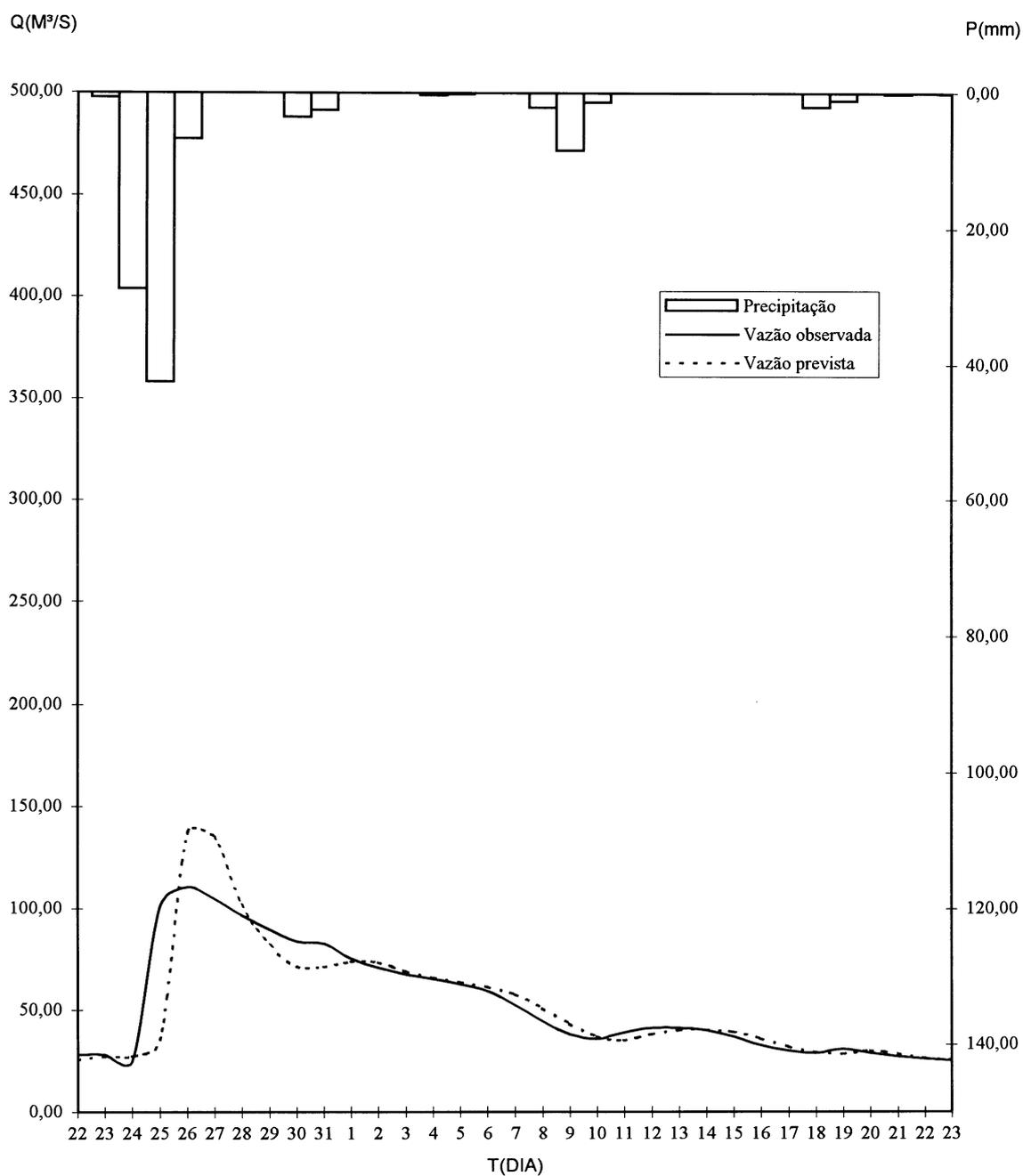


Figura 4.17 – Maio/1953 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

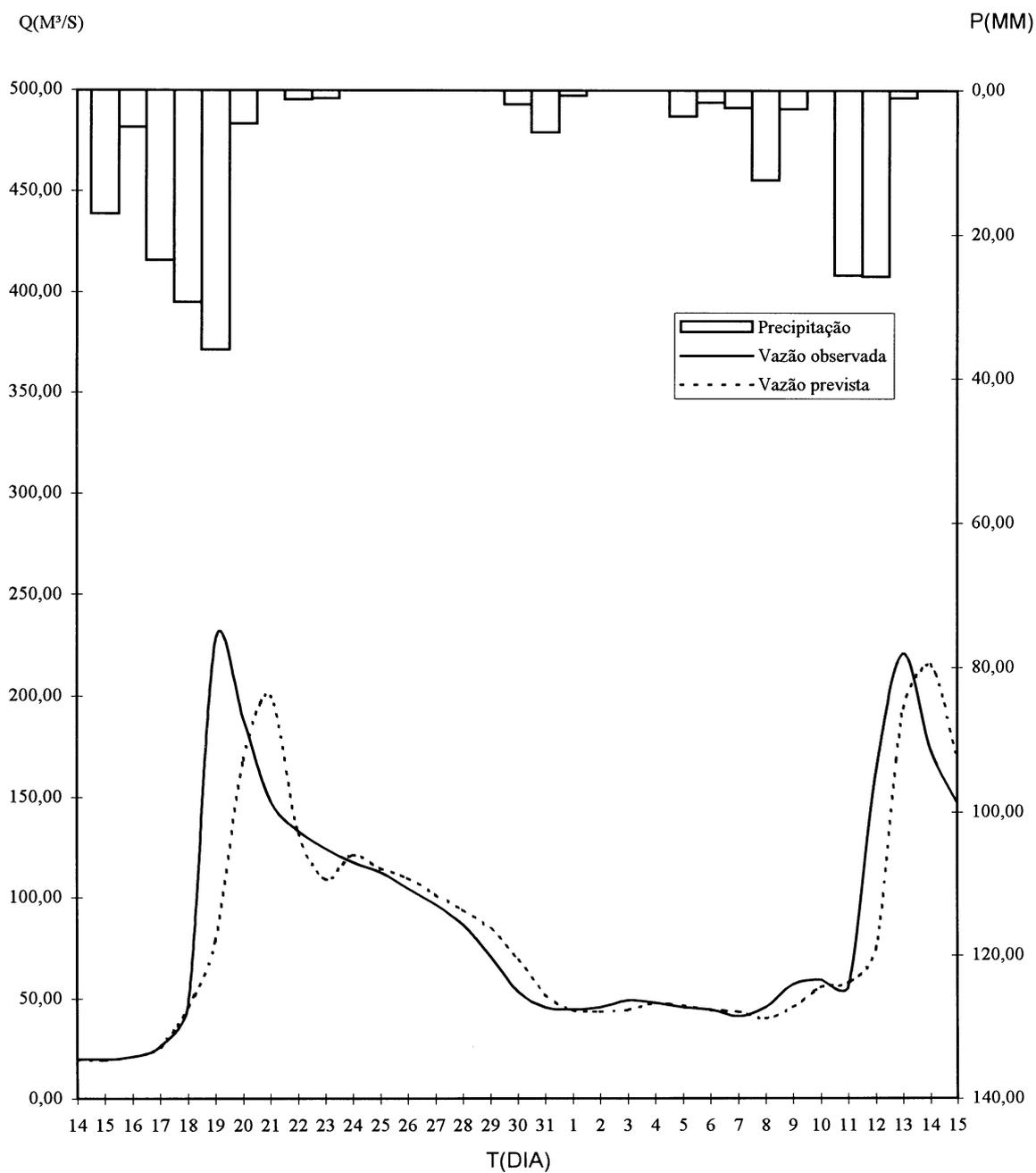


Figura 4.18 – Maio/1955 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

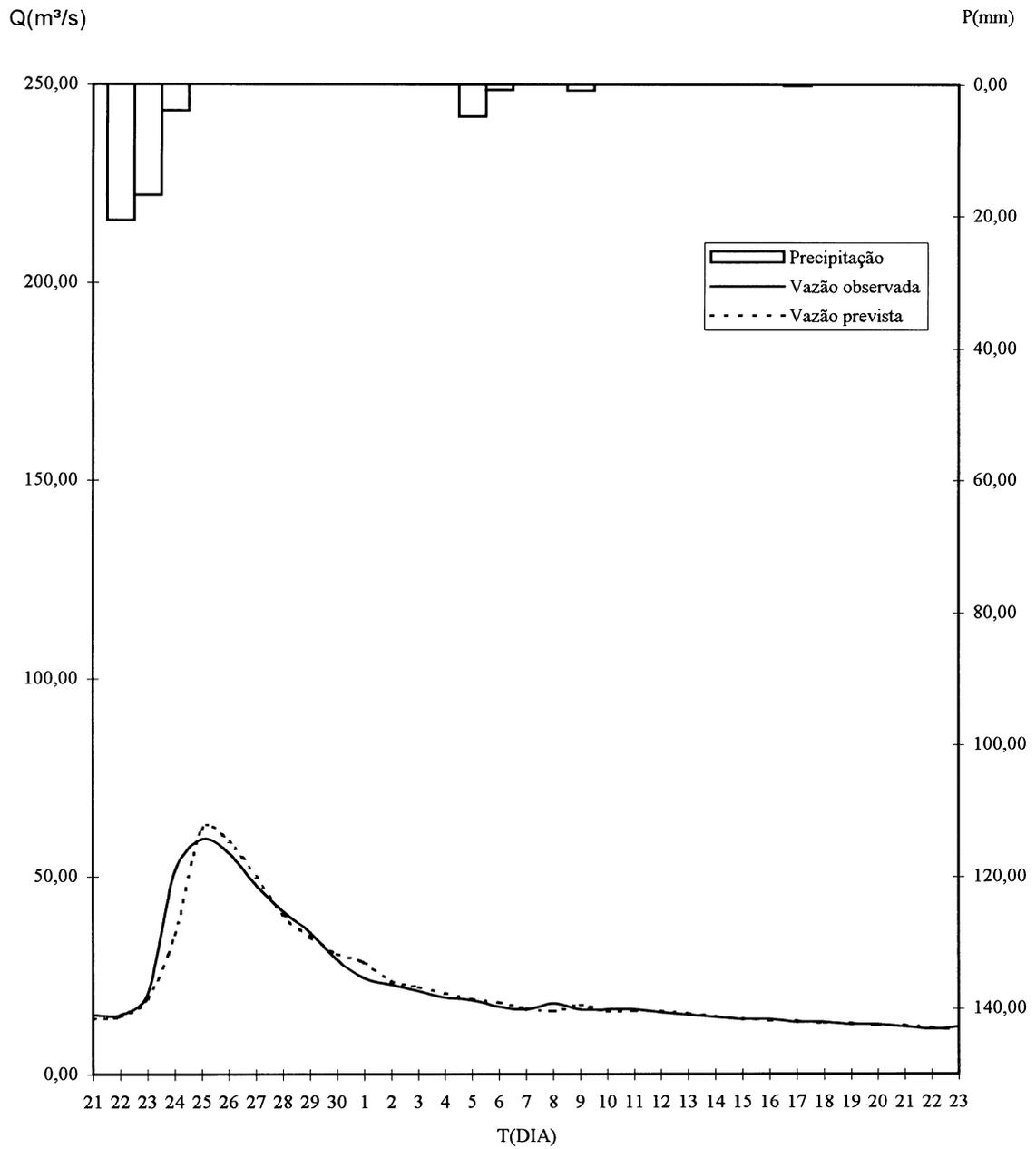


Figura 4.19 – Junho/1959 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

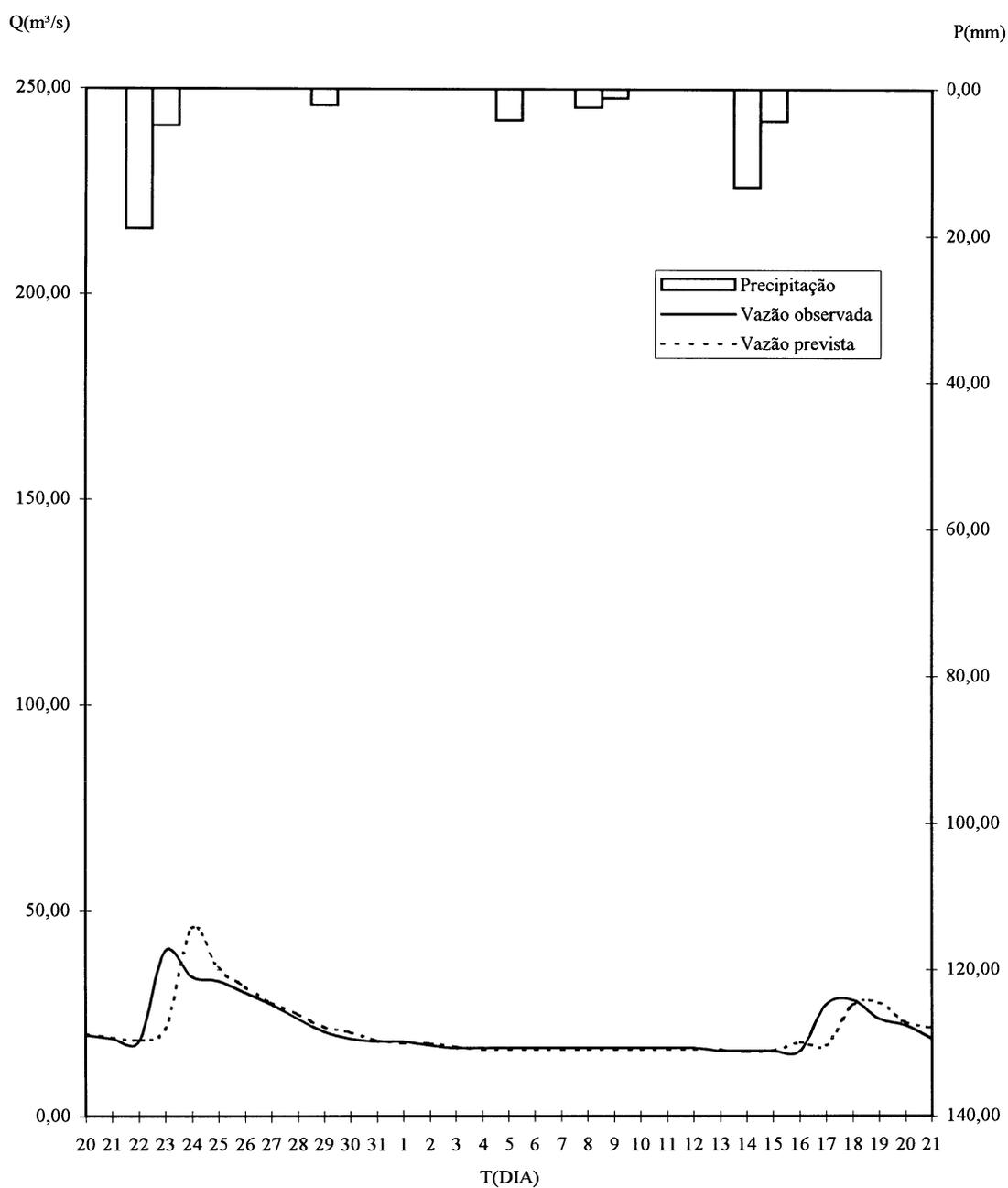


Figura 4.20 – Julho/1966 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

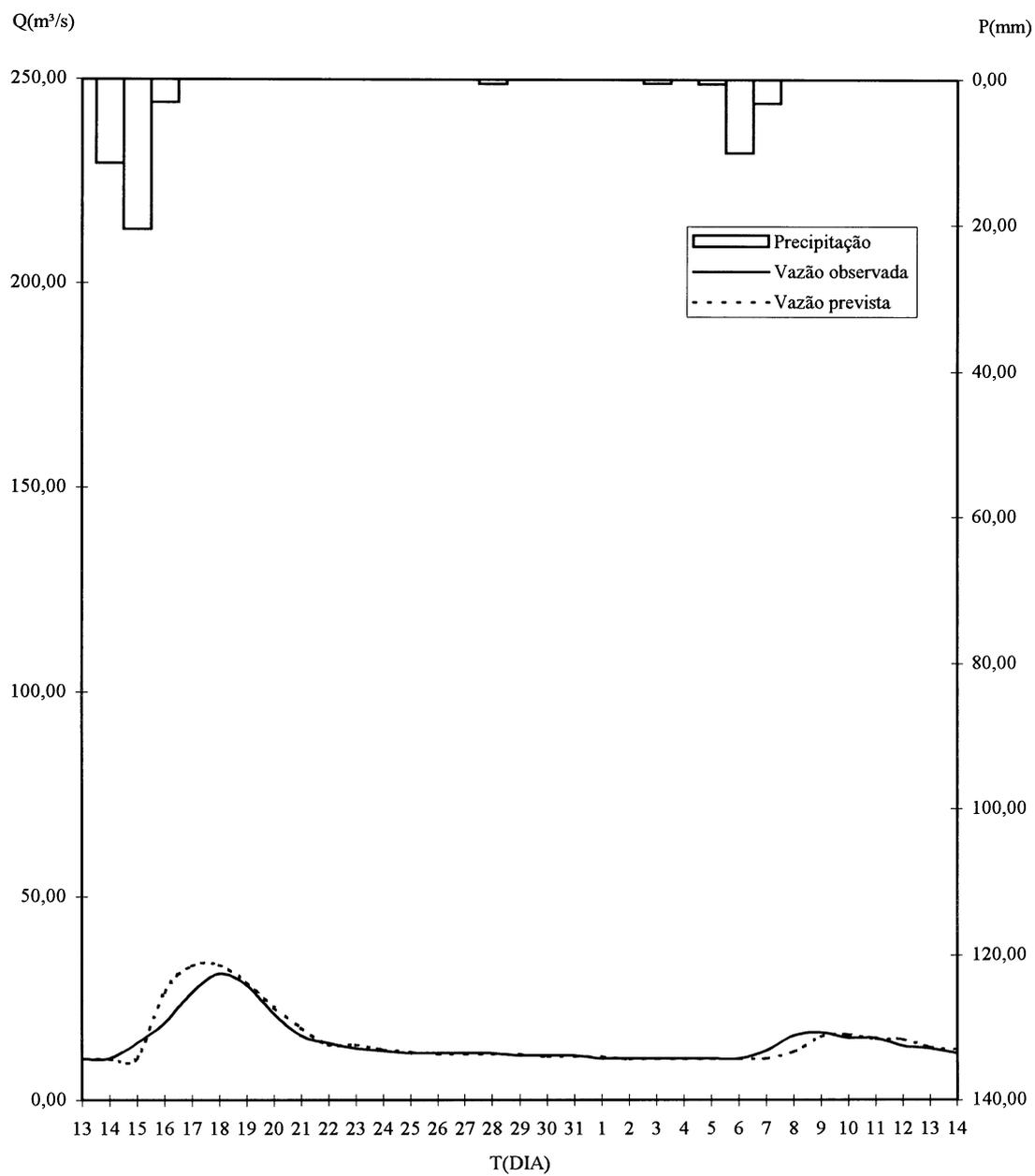


Figura 4.21 – Maio/1968 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

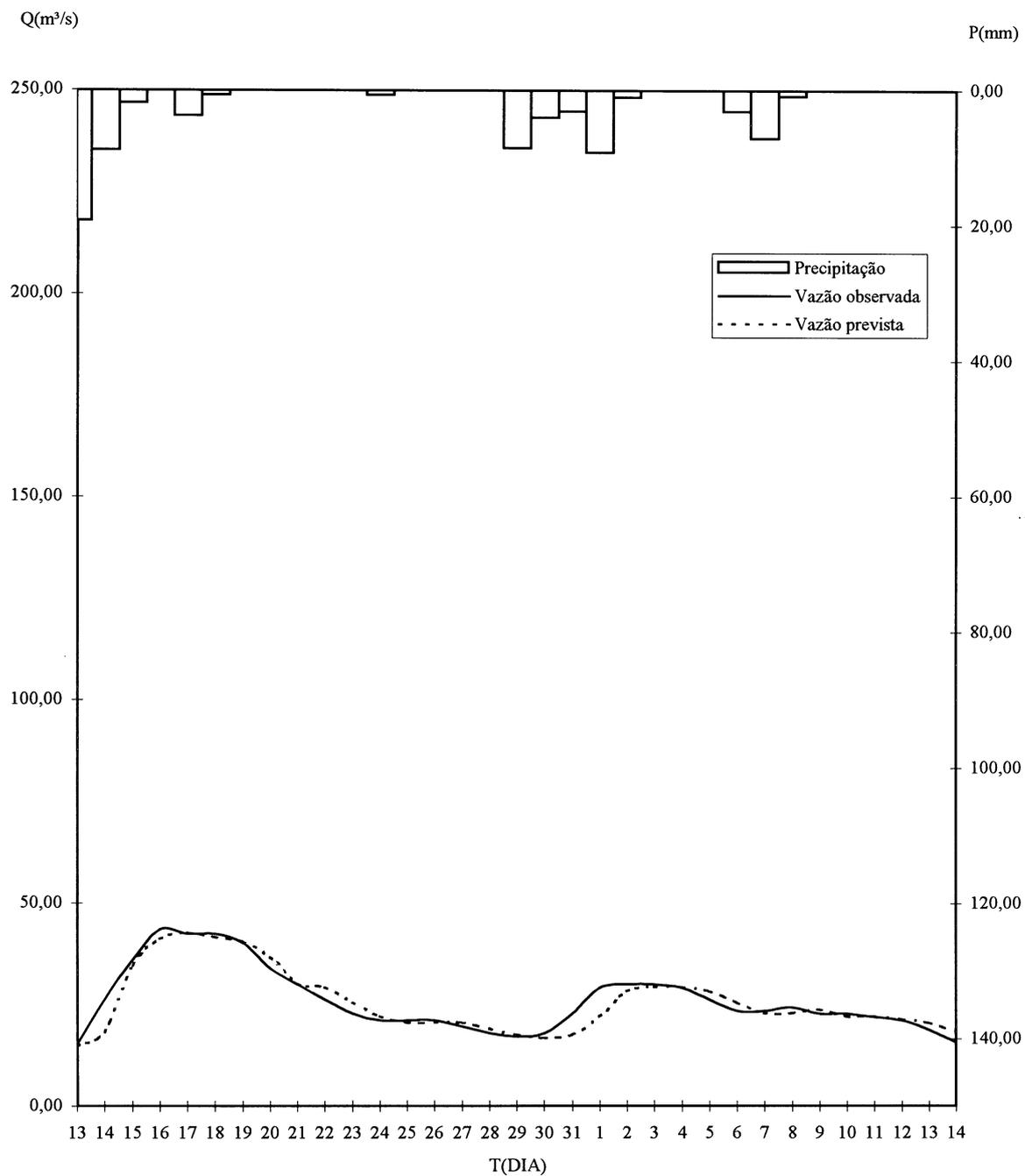


Figura 4.22 – Agosto/1977 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

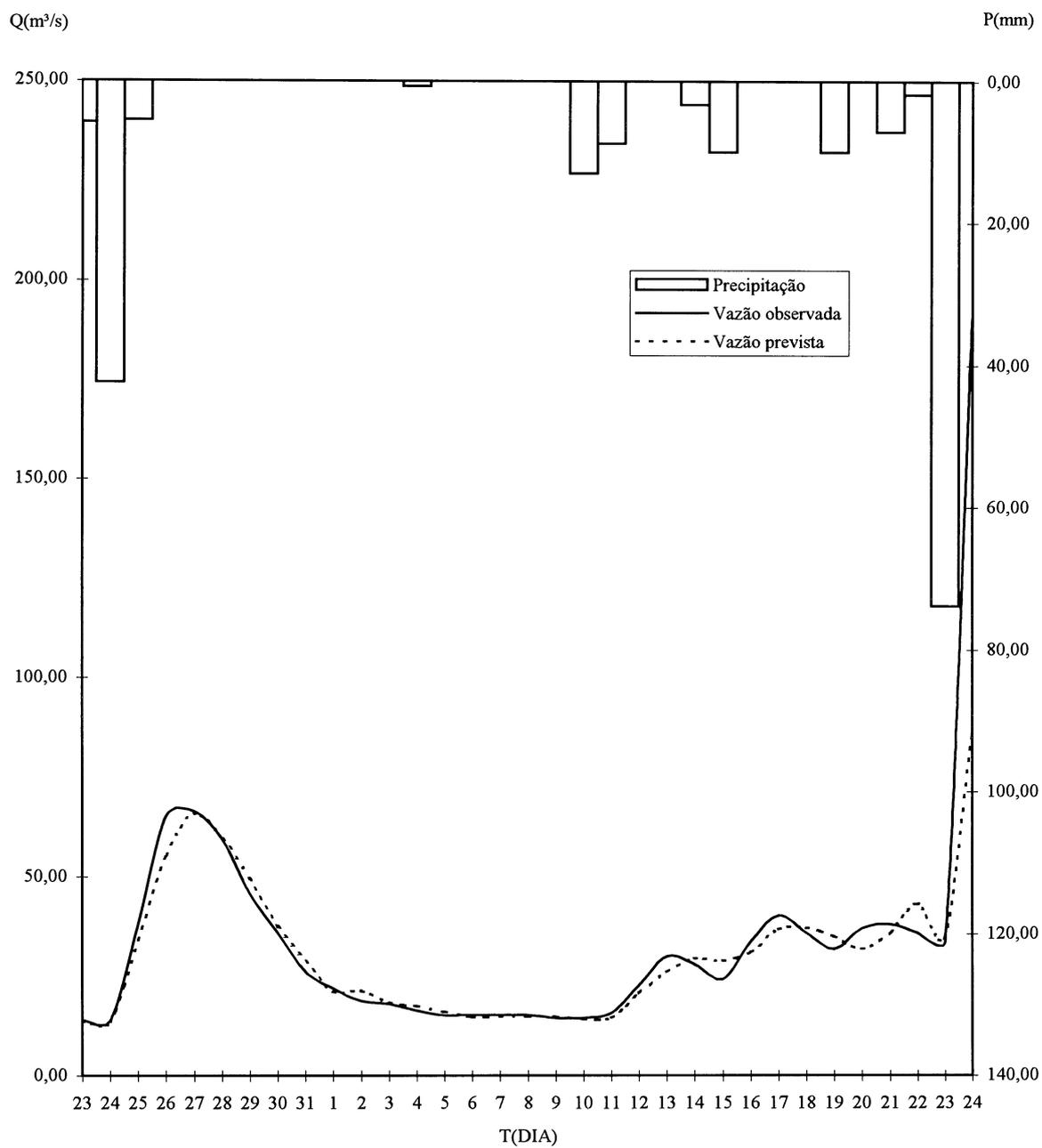


Figura 4.23 – Maio/1982 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h ($c=0,12$).

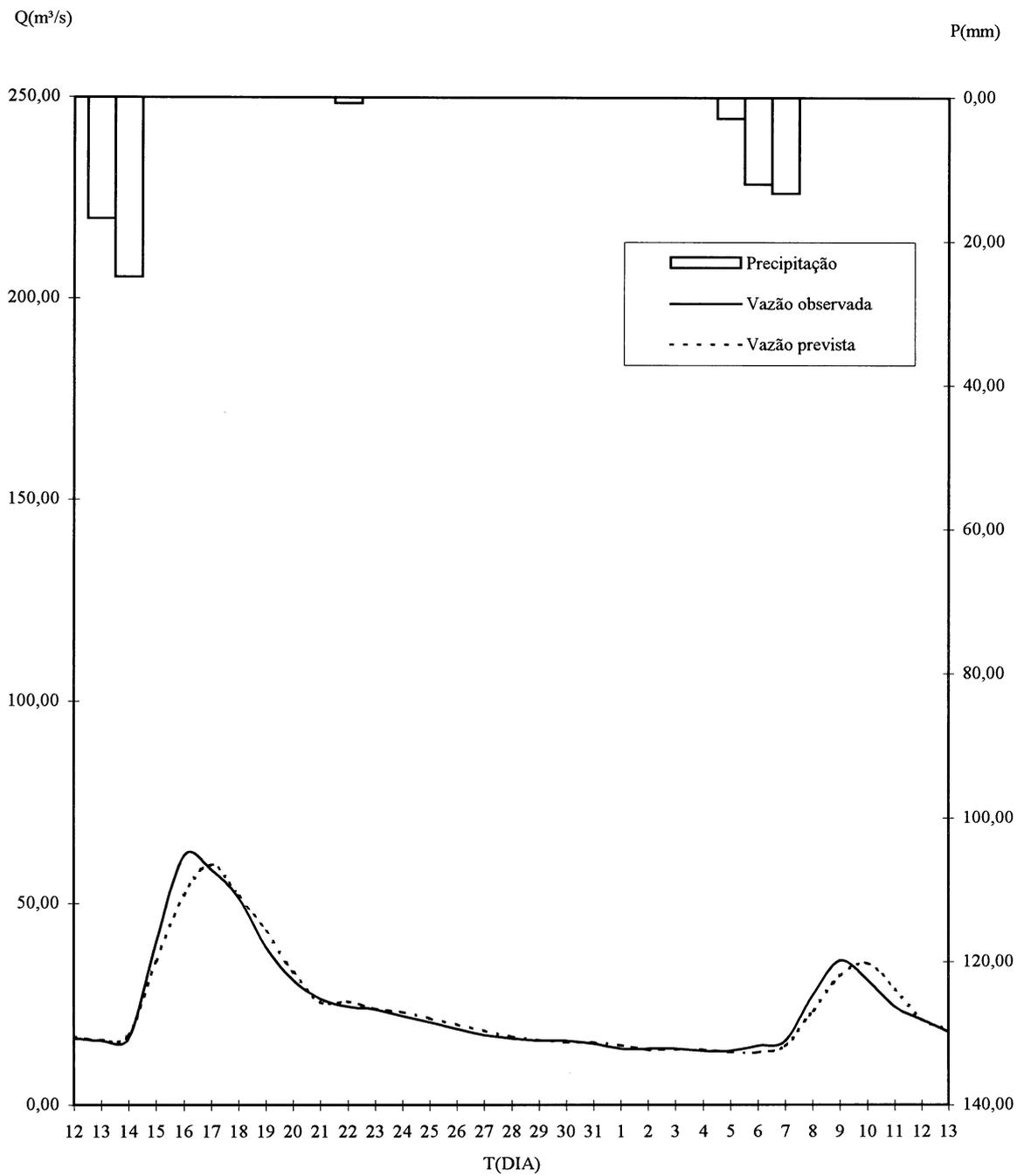


Figura 4.24 – Maio/1991 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 24 h (c=0,12).

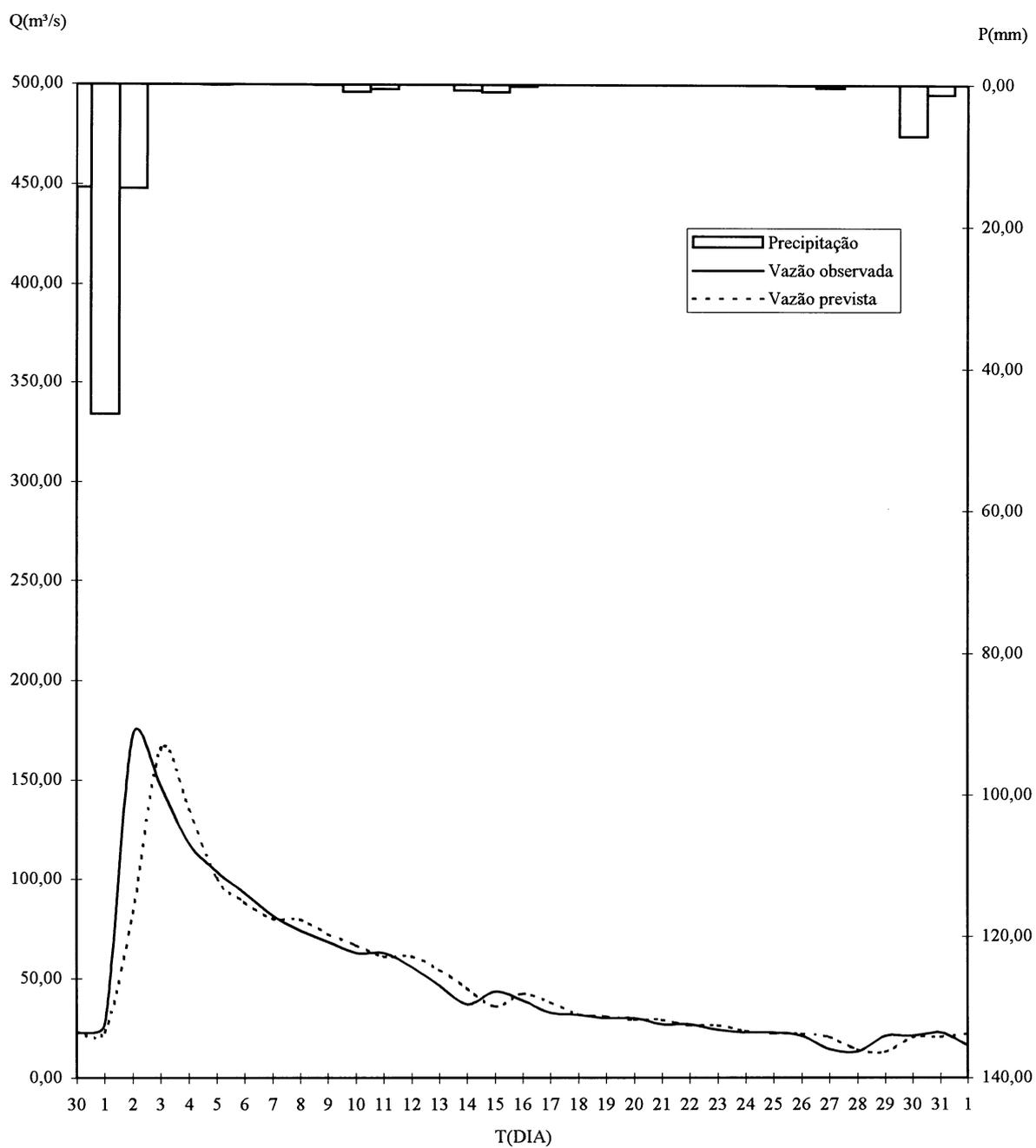


Figura 4.25 – Maio/1940 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$).

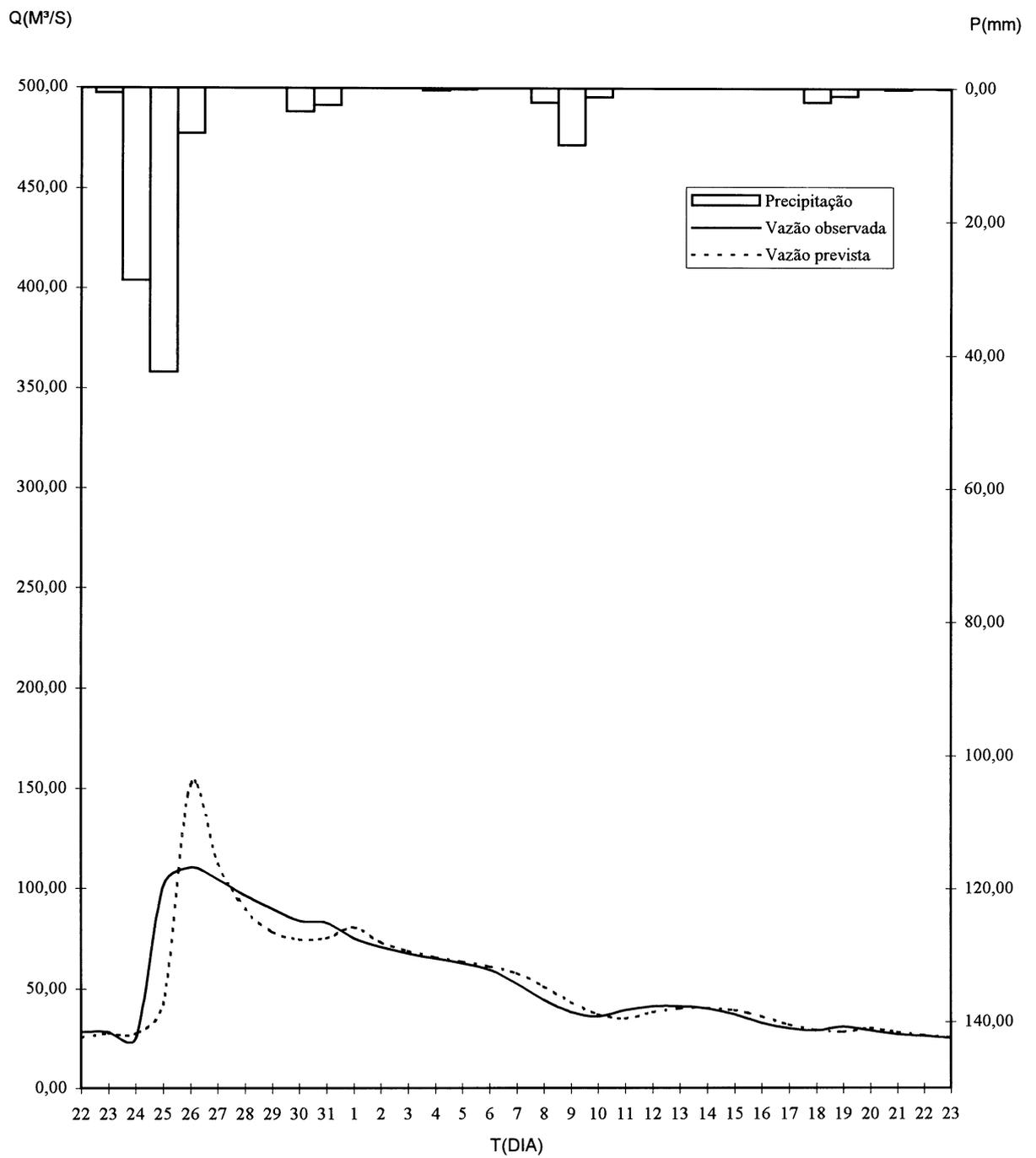


Figura 4.26 – Maio/1953 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$).

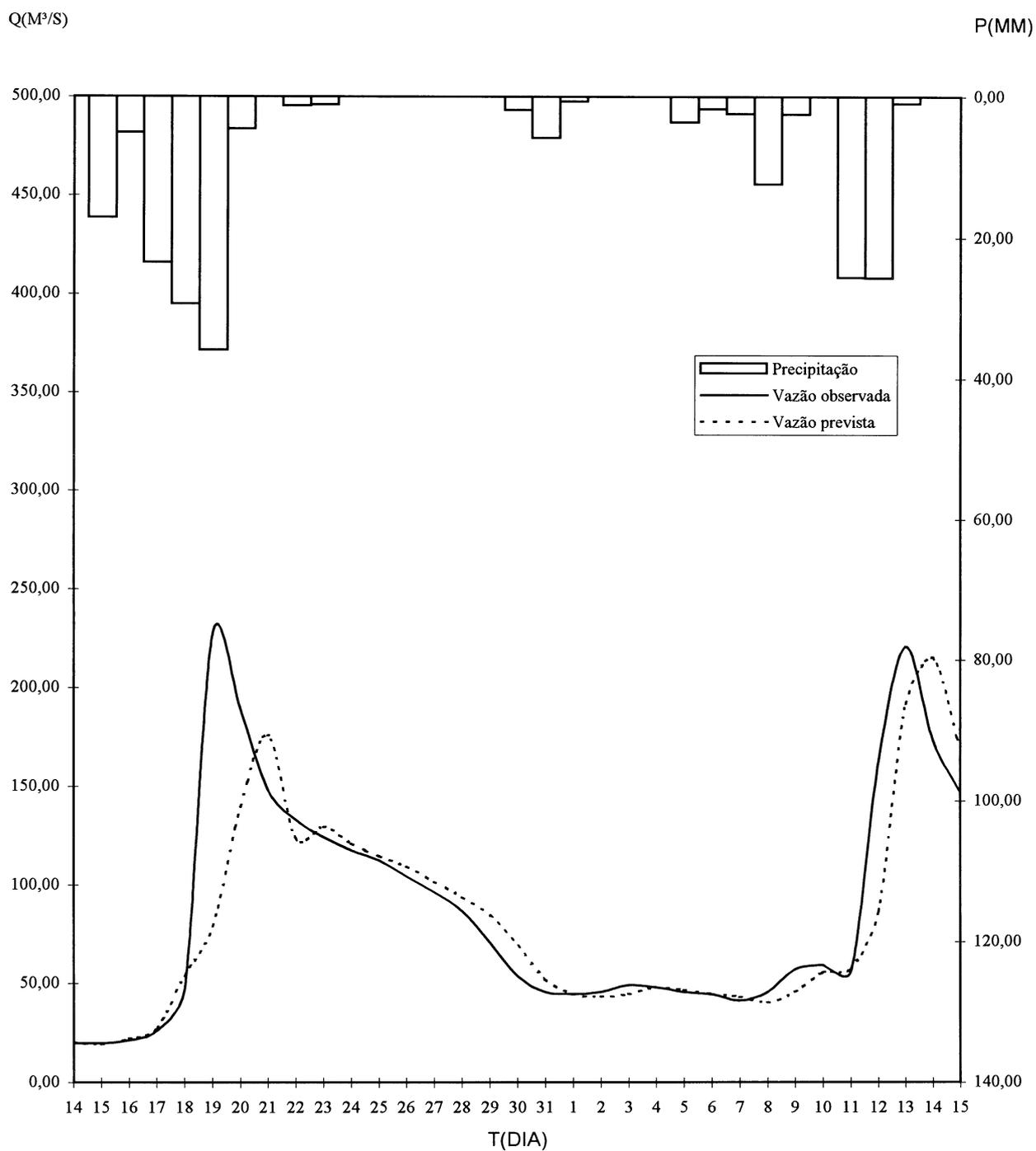


Figura 4.27 – Maio/1955 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$).

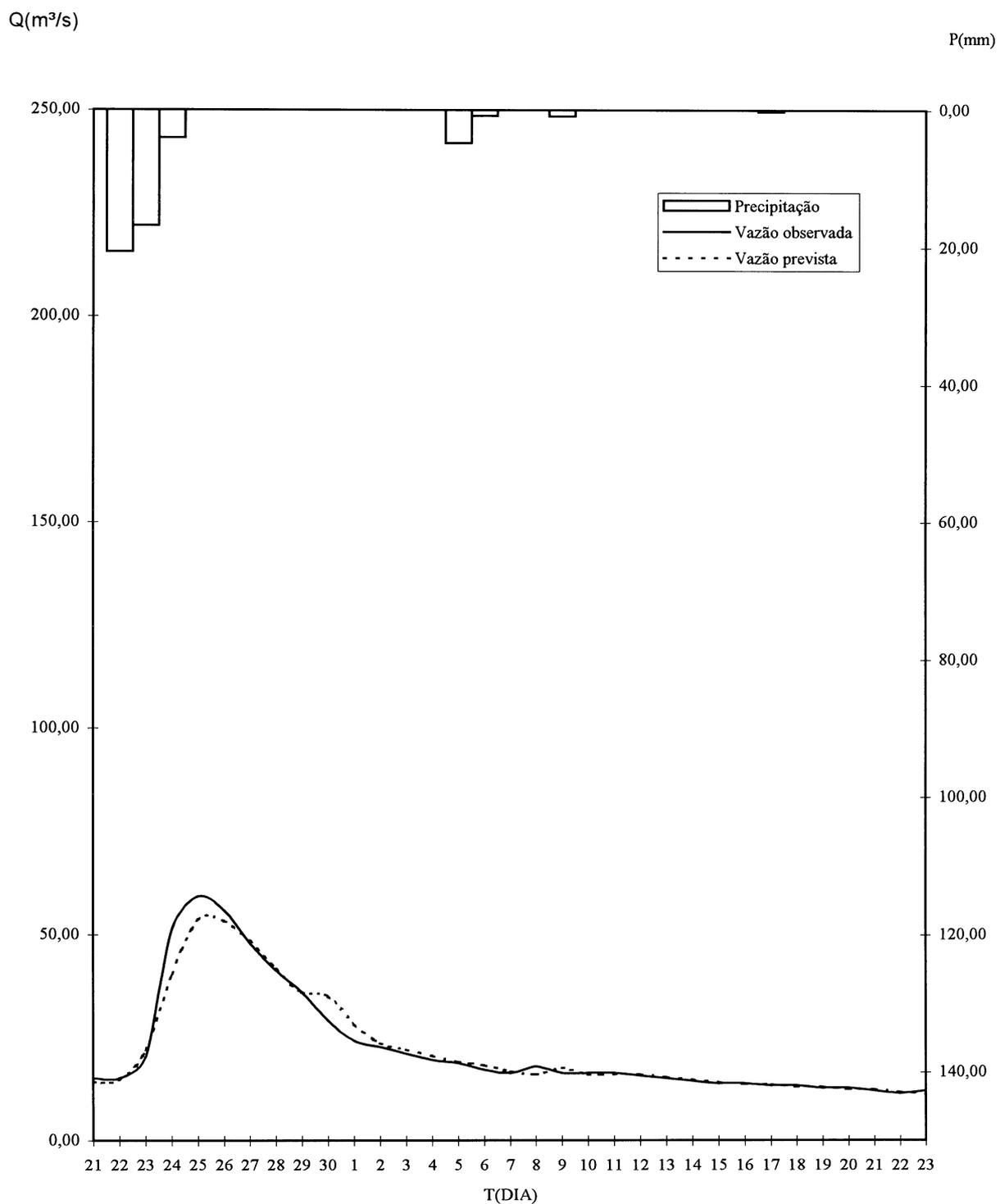


Figura 4.28 – Junho/1959 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$).

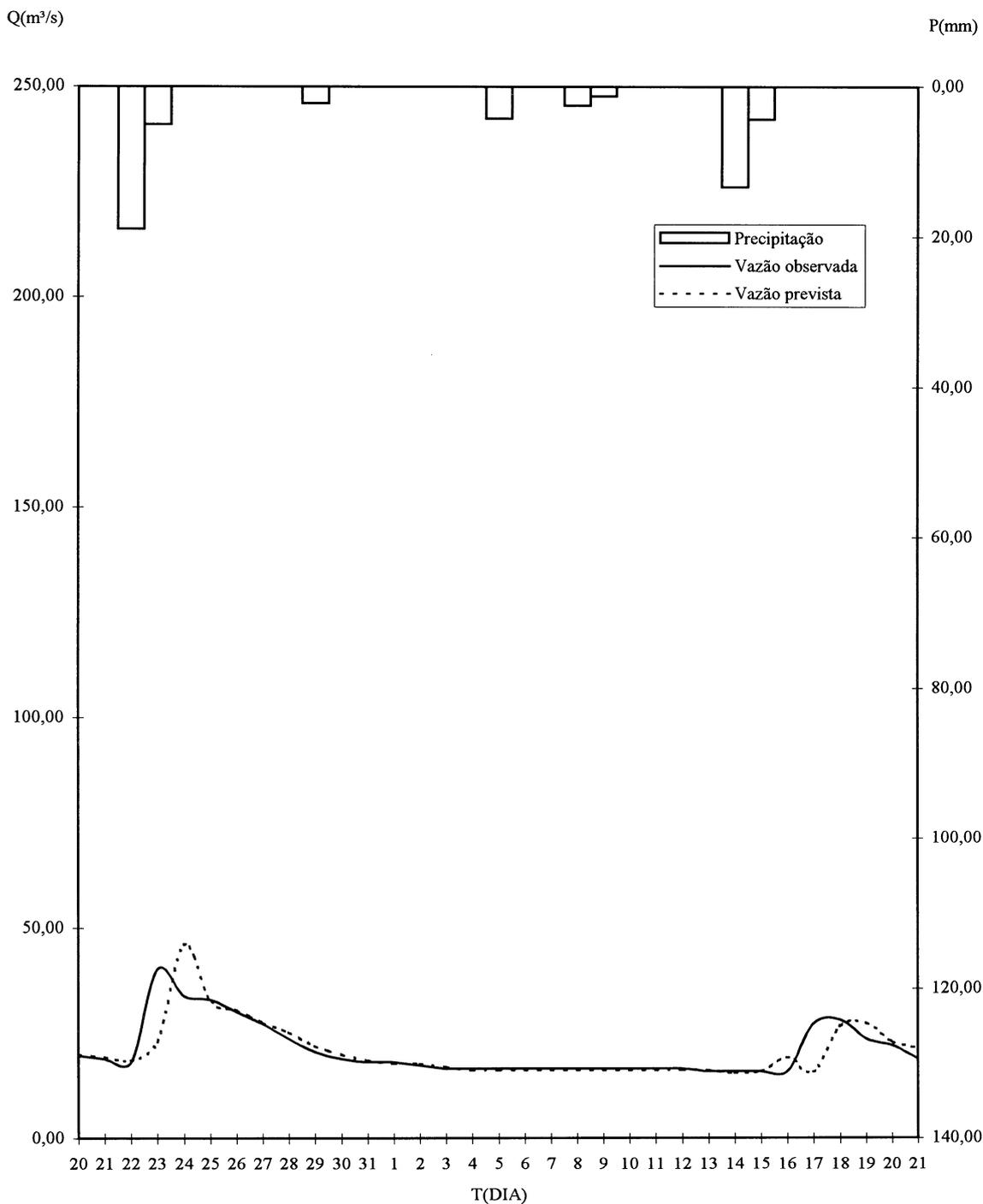


Figura 4.29 – Julho/1966 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h (c=0,12)

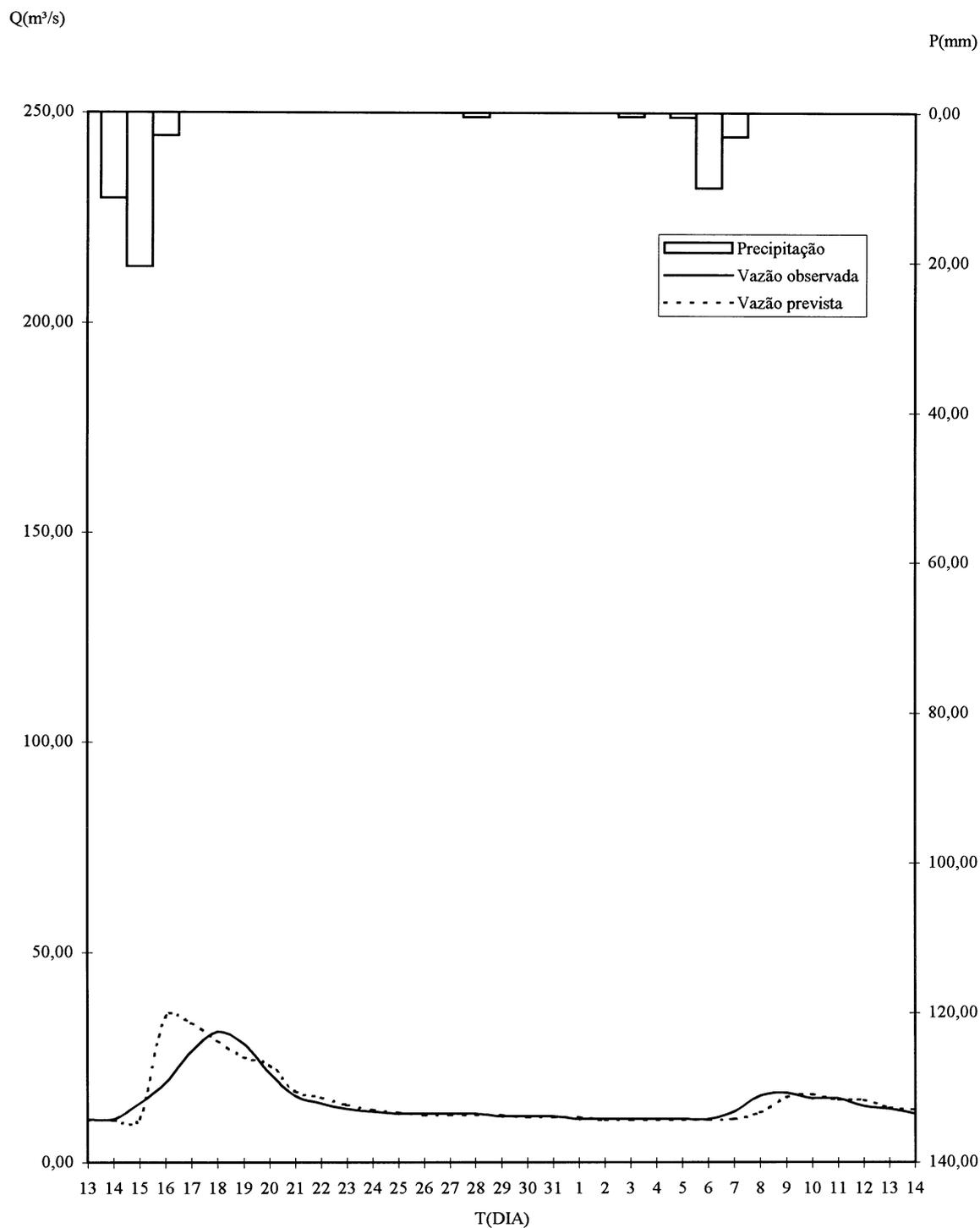


Figura 4.30 – Maio/1968 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$)

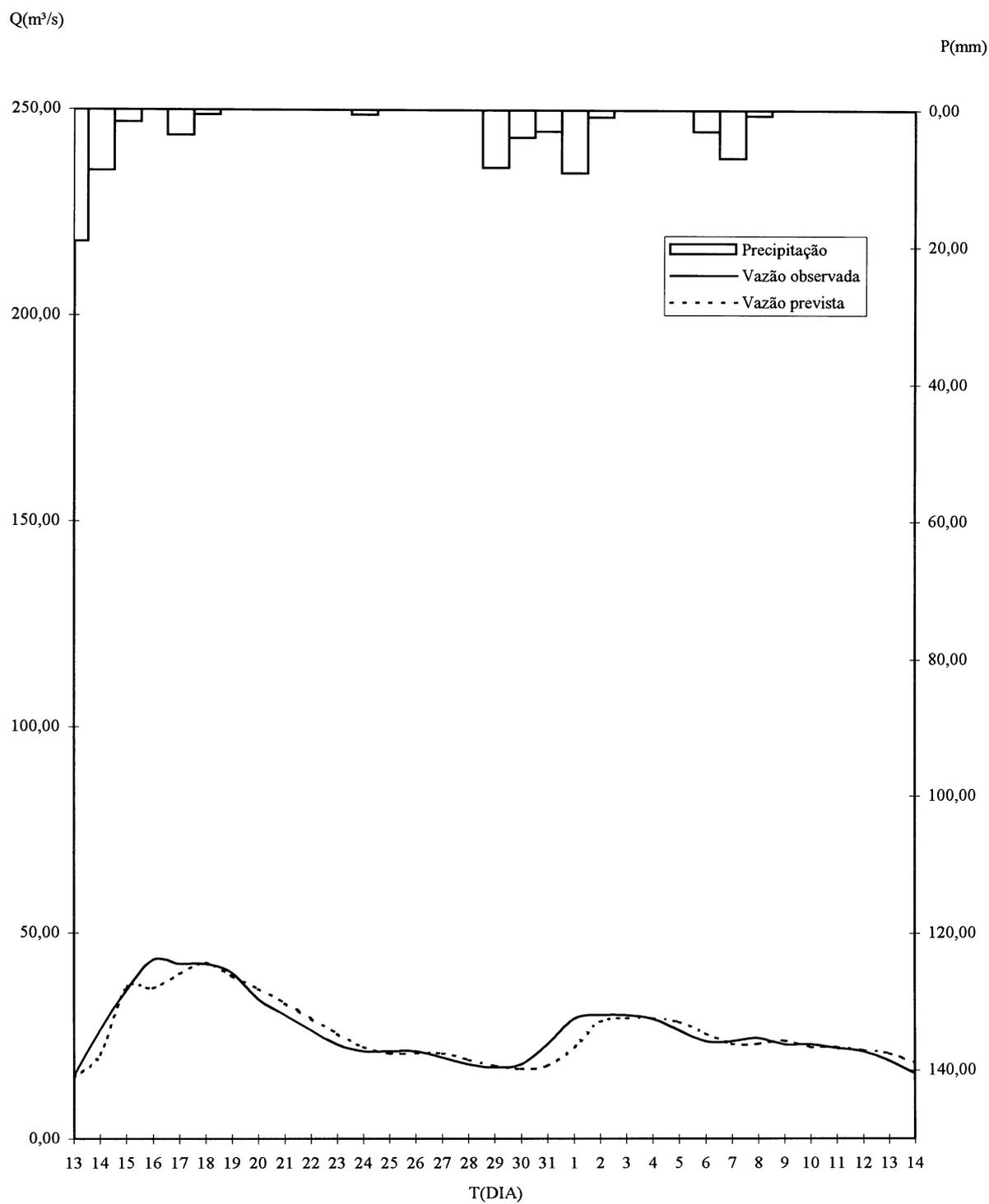


Figura 4.31 – Agosto/1977 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$)

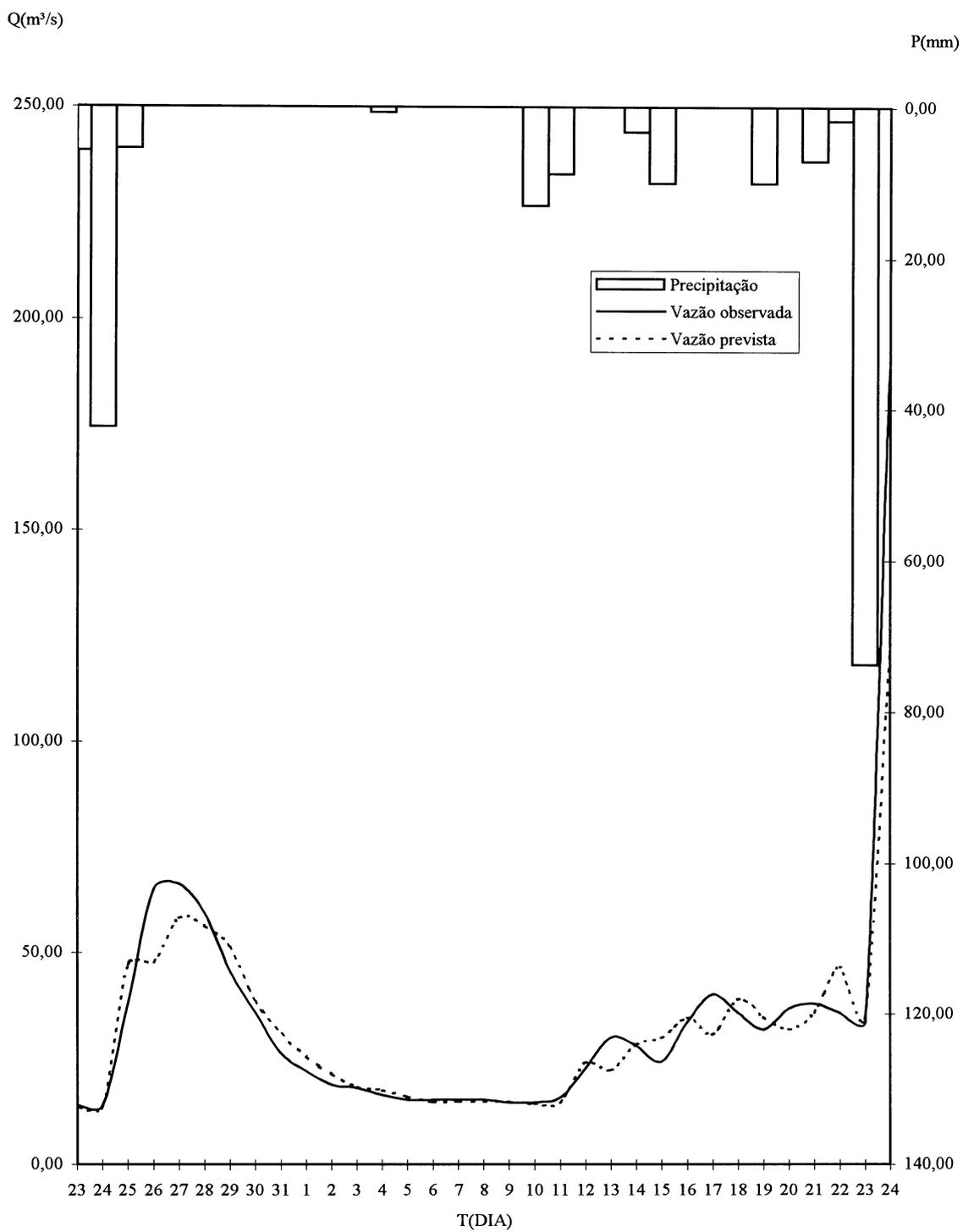


Figura 4.32 – Maio/1982 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$)

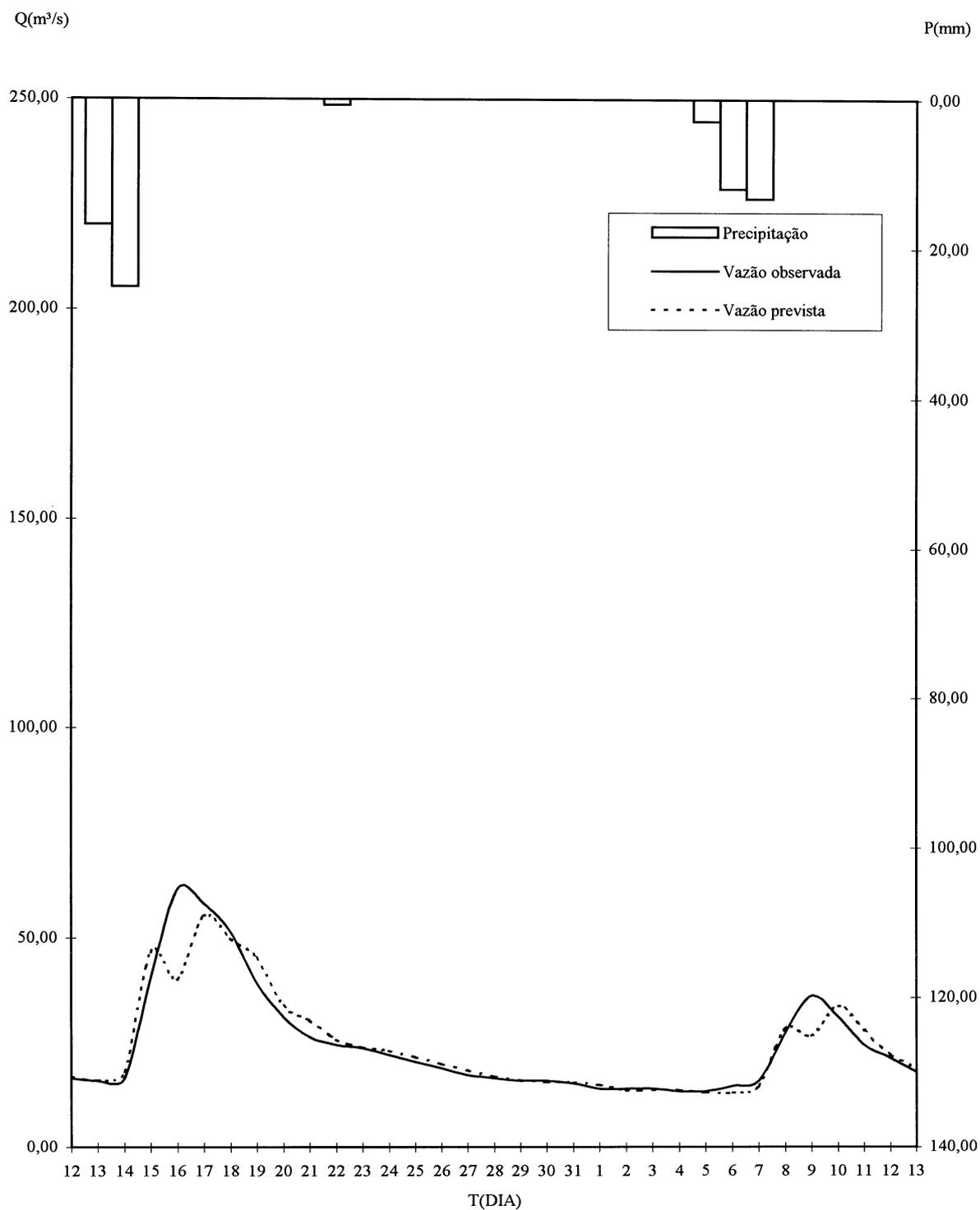


Figura 4.33 – Maio/1991 – Hidrograma resultante da aplicação do modelo para previsão de 48 h ($c=0,12$)

B - PROGRAMAS UTILIZADOS

Program Teste1>(*Le os dados em arquivo e calcula a precipitacao media*)

Uses Crt;

Const

df:Array[1..12] of Integer=(31,28,31,30,31,30,31,31,30,31,30,31);

Type

Mat=array[1939..1995,1..12,1..31] of Integer;

Var

j(*Estacao*), i(*Ano*), k(*Mes*), d, m(*Auxiliar*):Integer;
 q(*Precipitacao*),p1(*Precipitacao media*):Real;
 PPA(*Precipitacao em Porto Amazonas*), PCT(*Precipitacao em Curitiba*),
 PM(*Precipitacao media*):^Mat;
 Texto,Texto1:Text;

Begin

New(PPA);
 New(PCT);
 New(PM);
 Assign(Texto,'c:\tp\ana\Chuva.xls');
 Reset(Texto);
 Assign(Texto1,'c:\tp\ana\Chuva1.txt');
 Rewrite(Texto1);

While Not Eof(Texto) do

Begin
 Readln(Texto,j,i,k,d,q);
 m:=round(q*10.0);
 If (j=1)
 Then PPA^[i,k,d]:=m
 Else PCT^[i,k,d]:=m;
 End;

WriteLn(' Fim da leitura dos dados...');

For i:= 1939 to 1995 do

For k:= 1 to 12 do

Begin
 (*Calculo da precipitacao media*)
 If k=2
 Then

```

If i mod 4=0
  Then df[k]:=29
  Else df[k]:=28;

For d:=1 to df[k] do
  Begin
    If (PPA^[i,k,d]<0) and (PCT^[i,k,d]<0) Then
      PM^[i,k,d]:=0;
    If (PPA^[i,k,d]<0) and (PCT^[i,k,d]>0) Then
      PM^[i,k,d]:=PCT^[i,k,d];
    If (PPA^[i,k,d]>0) and (PCT^[i,k,d]<0) Then
      PM^[i,k,d]:=PPA^[i,k,d];
    If (PPA^[i,k,d]>=0) and (PCT^[i,k,d]>=0) Then
      PM^[i,k,d]:=round(0.33*PPA^[i,k,d] + 0.67*PCT^[i,k,d]);
    p1:=PM^[i,k,d];
    Writeln(Texto1,i,k:5,d:5,PM^[i,k,d]:5);
  End;
End;
Close(Texto);
Close(Texto1);
End.

```

Program Teste2;(*Calcula a precipitacao efetiva-METODO SCS*)

Uses Dos,Crt,Printer;

Const

C = 0.75;

Var

Nmes, y(*Numero de dias*), w,z,n(*Auxiliar*), i,i1,ano, k,k1,mes, d,dia,dia1,
 q,q1(*Precipitacao media*), m(*AMC*):Integer;
 Pm(*Precipitacao media*), m1,Pa(*Precipitacao acumulada*), Fa(*Abstracoes continuas*),
 EVT(*Evapotranspiracao*), Tm(*Temperatura mensal*), cn(*Curve number*),
 cn1(*Curve number AMC(I)*), cn2(*Curve number AMC(II)*), cn3(*Curve number
 AMC(III)*),
 AMC(*Condicoes de umidade antecedente*), s(*Armazenamento*), f(*Precipitacao
 efetiva*), r:real;
 Aux,Bux(*Auxiliares*):Longint;
 Texto2,Texto3:Text;
 Pe:Array[0..2000] of Real;(*Precipitacao efetiva acumulada*)
 Ia:Array[0..2000] of Real;(*Abstracoes iniciais*)

Begin

ClrScr;
 WriteLn;WriteLn;
 WriteLn(Lst);WriteLn(Lst);
 WriteLn(' Calculo da evapotranspiracao');
 WriteLn(Lst,' Calculo da evapotranspiracao');
 WriteLn;WriteLn(Lst);
 Write('Entre com o numero do mes = ');
 ReadLn(Nmes);
 WriteLn(Lst,'Mes = ',Nmes);
 Write('Entre com a temperatura mensal = ');
 ReadLn(Tm);
 WriteLn(Lst,'Temperatura mensal = ',Tm:5:1);

(*Calculo da Evapotranspiracao - Formula de Blanney-Criddle*)

Case Nmes of

1:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*9.52)/31;
 2:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*8.20)/28;
 3:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*8.59)/31;
 4:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*7.78)/30;
 5:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*7.62)/31;
 6:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*7.19)/30;
 7:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*7.51)/31;
 8:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*7.88)/31;
 9:EVT:= (c*(8.12 + 0.457*Tm)*8.14)/30;

```

10:EVT:=(c*(8.12 + 0.457*Tm)*8.90)/31;
11:EVT:=(c*(8.12 + 0.457*Tm)*9.08)/30;
12:EVT:=(c*(8.12 + 0.457*Tm)*9.61)/31;
End;

WriteLn('Evapotranspiracao(mm/dia) = ',EVT:5:2);
WriteLn(Lst,'Evapotranspiracao(mm/dia) = ',EVT:5:2);
WriteLn;WriteLn(Lst);
WriteLn('xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx');
WriteLn(Lst,'xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx');
WriteLn;WriteLn(Lst);
WriteLn('          Calculo da precipitacao efetiva - Metodo SCS');
WriteLn(Lst,'          Calculo da precipitacao efetiva - Metodo SCS');
WriteLn;WriteLn(Lst);
Write('Entre com valor de CN = ');
ReadLn(cn2);
Write('Entre com ano = ');
ReadLn(ano);
WriteLn(Lst,'ANO = ',ano:5);
Write('Entre com o mes = ');
ReadLn(mes);
WriteLn(Lst,'MES = ',mes:5);
Write('Entre com o numero de dias de chuva = ');
ReadLn(y);
Write('Entre com o dia = ');
ReadLn(d);
WriteLn(Lst,'CN = ',cn2:5:1);
WriteLn(Lst);
n:=0;z:=0;w:=0;f:=0;Pa:=0;Ia[w]:=0;Ia[w - 1]:=0;
Pe[z]:=0;Pe[z - 1]:=0;
cn:=cn2;

Assign(Texto3,'c:\tp\ana\Chuva3.xls');
Reset(Texto3);
Aux:= Ano*10000 + Mes*100 + d;
Repeat
  ReadLn(Texto3,i,k,dia,q,m);
  Bux:= i*10000 + k*100 + dia;
Until Bux = Aux;
Write(Lst,'DIA');
Write(Lst,'Pm':6);
Write(Lst,'Pa':8);
Write(Lst,'AMC':8);
Write(Lst,'CN':7);
Write(Lst,'S':8);
Write(Lst,'Ia':7);
Write(Lst,'Fa':7);

```

```

Write(Lst,'Pe':7);
WriteLn(Lst,'f':10);
WriteLn(Lst);

While (n<y) do
  Begin
    AMC:= m/10.0;
    Pm:= q/10.0;
    Pa:= Pa + Pm;
    Write(Lst,dia);
    Write(Lst,Pm:7:1);
    Write(Lst,Pa:10:1);
    Write(Lst,amc:7:1);
    cn1:= (4.2*cn2)/(10 - 0.058*cn2);
    cn3:= (23*cn2)/(10 + 0.13*cn2);
    If (AMC<=36) or (AMC>=53)
      Then Begin
        If (AMC<=36) Then Begin
          cn:= cn1 + (cn2 - cn1)*AMC/36;
          End
        Else Begin
          cn:= cn3;
          End;
        End
      Else
        cn:= cn2 + (cn3 - cn2)*(AMC - 36)/17;
    Write(Lst,cn:7:1);
    s:=((25400/cn) - 254);
    Write(Lst,s:8:1);
    Ia[w]:= 0.2*s;
    r:= Ia[w - 1] + Pm;
    If (Ia[w]>r)
      Then Ia[w]:= r;
    If (Ia[w - 1]>Ia[w])
      Then Ia[w]:= Ia[w - 1];
    If (Ia[w - 1]>r)
      Then Ia[w]:= Ia[w - 1];
    If (Pm=0)
      Then Ia[w]:= Ia[w - 1] - EVT;
    If (Ia[w]<0)
      Then Ia[w]:=0;
    Write(Lst,Ia[w]:7:1);
    Fa:= (s*(Pa - Ia[w]))/(Pa - Ia[w] + s);
    Write(Lst,Fa:7:1);
    Pe[z]:= Pa - Ia[w] - Fa;
    Write(Lst,Pe[z]:10:1);
    f:= Pe[z] - Pe[z - 1];

```

```
    If (f<0) Then f:= 0;  
    If (Pm=0) Then f:= 0;  
    WriteLn(Lst,f:8:1);  
    ReadLn(Texto3,i,k,dia,q,m);  
    n:= n + 1;  
    z:= z + 1;  
    W:= w + 1;  
    End;  
    Close(Texto3);  
End.
```

Program TESTE3;(*MODELO SEM PREVISAO DA CHUVA-FORMA CONTINUA*)

Uses Dos,Crt,Printer;

Const

R=15;(*Retencao*)
 c=0.12;(*Coeficiente de escoamento*)
 B=3.5;

Var

Ano, Mes, d,d1:Integer;
 i,i1,i2,j,j1,j2,k,k1:Integer;(* Auxiliares*)
 q1(*Vazao*),p1(*Precipitacao media*),s,t,A:Real;
 u:Array[0..1000] of Real;(*Ordenadas do Hidrograma Unitario*)
 P:Array[0..1000] of Real;(*Precipitacao*)
 Pe:Array[0..2000] of Real;(*Precipitacao efetiva*)
 Q:Array[0..1000] of Real;(*Vazao*)
 Qb:Array[0..1000] of Real;(*Vazao de base*)
 Qp:Array[0..1000] of Real;(*Vazao prevista*)
 Aux,Bux:Integer;(* Auxiliares*)
 Resposta:Char;
 Texto,Texto1: Text;

(*Ordenadas do Hidrograma Unitario*)

Procedure Ordenada;

Begin

If (k=0) Then u[k]:=0;
 If (k=1) Then u[k]:=6.10;
 If (k=2) Then u[k]:=10.09;
 If (k=3) Then u[k]:=9.49;
 If (k=4) Then u[k]:=7.54;
 If (k=5) Then u[k]:=4.92;
 If (k=6) Then u[k]:=2.97;
 If (k=7) Then u[k]:=1.19;
 If (k=8) Then u[k]:=0;
 If (k>8) Then u[k]:=0;
 End;

Procedure ordenada0;

Begin

Pe[j]:=c*(P[j]-R);
 If Pe[j]<0 then Pe[j]:=0;
 k:=k+1;
 Ordenada;
 i:=i+1;

```

    Qp[i]:=Qb[j]+Pe[j]*u[k];
WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
    j:=j+1;
ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
    P[j]:=p1;
    Q[j]:=q1;
End;

Procedure ordenada1;
Begin
    If P[j-1]>15 then
        Begin
            Pe[j]:=c*P[j];
        end
    Else
        Begin
            Pe[j]:=c*(P[j]+P[j-1]-R);
            If Pe[j]<0 Then Pe[j]:=0;
        End;
    Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-1]*u[k];
    A:=B*Qb[J-1];
    If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;
    If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
    i:=i+1;
    k:=k+1;
    s:=P[j]+P[j-1]-R;
    Ordenada;
    Qp[i]:=Pe[j-1]*u[k]+Pe[j]*u[k-1]+Qb[j];
    If (P[j]<5.0) and (s<0) Then
        Begin
            Pe[j]:=0;
            Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
            Qb[j]:=Q[j];
        End;
    WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
    j:=j+1;
    ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
    P[j]:=p1;
    Q[j]:=q1;
End;

Procedure Ordenada2;
Begin
    Pe[j]:=c*P[j];
    Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-2]*u[k]-Pe[j-1]*u[k-1];
    A:=B*Qb[J-1];
    If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;

```

```

    If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
i:=i+1;
k:=k+1;
Ordenada;
Qp[i]:=Pe[j-2]*u[k]+Pe[j-1]*u[k-1]+Pe[j]*u[k-2]+Qb[j];
s:=P[j-2]+P[j-1]-R;
If (P[j]<5.0) and (s<0) then
    Begin
        Pe[j]:=0;
        Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
        Qb[j]:=Q[j];
    end;
WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
j:=j+1;
ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
P[j]:=p1;
Q[j]:=q1;
End;

```

```

Procedure Ordenada3;
Begin
    Pe[j]:=c*P[j];
    Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-3]*u[k]-Pe[j-2]*u[k-1]-Pe[j-1]*u[k-2];
    A:=B*Qb[J-1];
    If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;
    If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
i:=i+1;
k:=k+1;
Ordenada;
Qp[i]:=Pe[j-3]*u[k]+Pe[j-2]*u[k-1]+Pe[j-1]*u[k-2]+Pe[j]*u[k-3]+Qb[j];
s:=P[j-3]+P[j-2]-R;
If (P[j]<5.0) and (s<0) Then
    Begin
        Pe[j]:=0;
        Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
        Qb[j]:=Q[j];
    end;
WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
j:=j+1;
ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
P[j]:=p1;
Q[j]:=q1;
End;

```

```

Procedure Ordenada4;
Begin
    Pe[j]:=c*P[j];

```

```

Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-4]*u[k]-Pe[j-3]*u[k-1]-Pe[j-2]*u[k-2]-Pe[j-1]*u[k-3];
  A:=B*Qb[J-1];
  If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;
  If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
i:=i+1;
k:=k+1;
Ordenada;
Qp[i]:=Pe[j-4]*u[k]+Pe[j-3]*u[k-1]+Pe[j-2]*u[k-2]+Pe[j-1]*u[k-3]+Pe[j]*u[k-
4]+Qb[j];
  s:=P[j-4]+P[j-3]-R;
  If (P[j]<5.0) and (s<0) then
    Begin
      Pe[j]:=0;
      Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
      Qb[j]:=Q[j];
    end;
WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,
Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
j:=j+1;
ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
P[j]:=p1;
Q[j]:=q1;
End;

Procedure Ordenada5;
Begin
  Pe[j]:=c*P[j];
  Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-5]*u[k]-Pe[j-4]*u[k-1]-Pe[j-3]*u[k-2]-Pe[j-2]*u[k-3]-Pe[j-1]*u[k-
4];
  A:=B*Qb[J-1];
  If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;
  If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
i:=i+1;
k:=k+1;
Ordenada;
Qp[i]:=Pe[j-5]*u[k]+Pe[j-4]*u[k-1]+Pe[j-3]*u[k-2]+Pe[j-2]*u[k-3]+Pe[j-1]*u[k-
4]+Pe[j]*u[k-5]+Qb[j];
  S:=P[j-5]+P[j-4]-R;
  If (P[j]<5.0) and (s<0) Then
    Begin
      Pe[j]:=0;
      Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
      Qb[j]:=Q[j];
    End;
WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,
Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
j:=j+1;

```

```

    ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
    P[j]:=p1;
    Q[j]:=q1;
End;

Procedure Ordenada6;
Begin
    Pe[j]:=c*P[j];
    Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-6]*u[k]-Pe[j-5]*u[k-1]-Pe[j-4]*u[k-2]-Pe[j-3]*u[k-3]-Pe[j-2]*u[k-4]-Pe[j-1]*u[k-5];
    A:=B*Qb[J-1];
    If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;
    If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
    i:=i+1;
    k:=k+1;
    Ordenada;
    Qp[i]:=Pe[j-6]*u[k]+Pe[j-5]*u[k-1]+Pe[j-4]*u[k-2]+Pe[j-3]*u[k-3]+Pe[j-2]*u[k-4]+Pe[j-1]*u[k-5]
    +Pe[j]*u[k-6]+Qb[j];
    s:=P[j-6]+P[j-5]-R;
    If (P[j]<5.0) and (s<0) Then
        Begin
            Pe[j]:=0;
            Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
            Qb[j]:=Q[j];
        end;
    WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,
    Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
    j:=j+1;
    ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
    P[j]:=p1;
    Q[j]:=q1;
End;

Procedure Ordenada7;
Begin
    Pe[j]:=c*P[j];
    Qb[j]:=Q[j]-Pe[j-7]*u[k]-Pe[j-6]*u[k-1]-Pe[j-5]*u[k-2]-Pe[j-4]*u[k-3]
    -Pe[j-3]*u[k-4]-Pe[j-2]*u[k-5]-Pe[j-1]*u[k-6];
    A:=B*Qb[J-1];
    If Qb[j]>A Then Qb[j]:=A;
    If Qb[j]<10 Then Qb[j]:=10.0;
    i:=i+1;
    k:=k+1;
    Ordenada;
    Qp[i]:=Pe[j-7]*u[k]+Pe[j-6]*u[k-1]+Pe[j-5]*u[k-2]+Pe[j-4]*u[k-3]
    +Pe[j-3]*u[k-4]+Pe[j-2]*u[k-5]+Pe[j-1]*u[k-6]+Pe[j]*u[k-7]+Qb[j];

```

```

S:=P[j-7]+P[j-6]-R;
If (P[j]<5.0) and (s<0) then
  Begin
    Pe[j]:=0;
    Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
    Qb[j]:=Q[j];
  End;
WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,
Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
j:=j+1;
ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
P[j]:=p1;
Q[j]:=q1;
End;

Begin

i:=0;i1:=0;i2:=0;j:=0;j1:=0;j2:=0;k:=0;k1:=0;Pe[j]:=0;
Assign(Texto,'c:\tp\ana\dadosd.txt');
Reset(Texto);
Assign(Texto1,'c:\tp\ana\dados1d.txt');
ReWrite(Texto1);

Ano:=1939;
Mes:=9;
d:=1;
Aux:= Ano*10000 + Mes*100 + d;

Repeat
  ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
  Bux:= i1*10000 + j1*100 + k1;
Until Bux = Aux;

While Not Eof(Texto) do
  Begin

    P[j]:=p1;
    Q[j]:=q1;
    Qb[j]:=q1;
    If P[j]>=10.0 Then
      Begin
        Ordenada0;
        Ordenada1;
        Ordenada2;
        Ordenada3;
        Ordenada4;
        Ordenada5;
      End;
  End;

```

```
Ordenada6;
Ordenada7;

        end
Else
    Begin
        Pe[j]:=0;
        Qp[i]:=Q[j]*exp(-0.026);
        Qb[j]:=Q[j];
        WriteLn(Texto1,i1,j1:5,k1:5,q1:10:2,p1:10:1,Qp[i]:10:2,
        Pe[j]:10:1,Qb[j]:10:2);
        j:=j+1;
        ReadLn(Texto,i1,j1,k1,q1,p1);
        P[j]:=p1;
        Q[j]:=q1;
    End;
    i:=0;j:=0;k:=0;
End;

Close(Texto);
Close(Texto1);

End.
```