Alguns Aspectos da Súmula Matemática em Hidrologia* -Exemplos de Aplicação -

PROF. RUBEM LA LAINA PORTO **

1. INTRODUÇÃO

O ciclo da água na natureza, que de forma ampla constitui-se de aplicações sucessivas nas equações da energia e continuidade, apresenta formidáveis dificuldades quando colocado sob forma de problemas práticos de engenharia. Estas dificuldades são devidas geralmente, além da própria complexidade das equações que regem os processos hidrológicos, à insuficiência de dados, aos erros e distorções que sempre acompanham estes dados e às complexas interligações e dependências que ocorrem entre todos os processos envolvidos.

O tratamento de problemas de hidrologia ligados à engenharia envolviam, pelos motivos acima apontados, enorme quantidade de cálculos bem como simplificações por vezes drásticas demais nas equações fundamentais que regem os fenômenos hidrológicos.

À medida, no entanto, que as dificuldades inerentes à velocidade de cálculo foram sendo eliminadas com o advento de computadores de grande capacidade e velocidade, abriram-se novas oportunidades para o desenvolvimento de novas técnicas que permitem hoje um tratamento mais amplo e rigoroso dos problemas de hidrologia.

Dentre as novas técnicas que sur-

(*) Trabalho elaborado no Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo e apresentado no Programa de Mestrado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

(**) Engenheiro do DAEE — Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo e Professor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

giram com o advento do computador destaca-se como uma das que mais têm tido aplicações práticas à engenharia os chamados "Modelos Matemáticos de Simulação", que se propõe abordar nos capítulos seguintes.

A extensão deste campo, mesmo considerando somente os limites da aplicação em hidrologia, é vastíssima, motivo pelo qual o autor decidiu depois de uma parte geral (Capítulos II e III) restringir a análise a um determinado tipo de modelo de simulação, chamado por alguns de modelos "Chuva x vazão" ("rainfall"-"runoff") por outros de "Modelos Matemáticos Paramétricos" ou ainda de "Modelos Matemáticos Determinísticos de Simulação Hidrológica".

O trabalho foi desenvolvido em 7 capítulos a saber:

1. Introdução
2. O Ciclo Hidrológico

Em que se apresenta, além dos aspectos qualitativos e quantitativos clássicos, o conceito comumente utilizado em modelos de simulação hidrológica, qual seja o ciclo hidrológico visto como uma seqüência de níveis de armazenamento ou reservatórios.

3. Aspectos Gerais da Simulação Matemática em Hidrologia

Neste capítulo são apresentados os principais tipos de modelo de simulação como os objetivos que se pode alcançar mediante sua utilização como "ferramenta" do engenheiro.

4. Três Exemplos de Modelos Determinísticos de Simulação Hidrológica

Em que são apresentadas as formulações de três modelos de simulação atualmente em utilização em problemas de engenharia.

5. Exemplos de Aplicação

São apresentados exemplos de aplicação de dois dos modelos descritos no Capítulo IV, analisam-se as discrepâncias com os dados observados e procura-se chegar a breves conclusões sobre cada um deles especificamente.

6. Conclusões Gerais

Em que se relacionam as conclusões de ordem geral a que foi possível se chegar através da experiência adquirida na aplicação dos dois modelos do capítulo anterior.

7. Bibliografia

Onde se relacionam não só as referências diretamente utilizadas no trabalho mas também aquelas que o autor julga de utilidade para aqueles que desejem aprofundar-se mais neste campo.

2. O CICLO HIDROLÓGICO

2.1 - Aspectos qualitativos e quantitativos

2.1.1 - Alguns aspectos qualitativos

Os modelos hidrológicos, objeto do presente trabalho, tratam em última análise da quantificação do ciclo hidrológico no seu todo ou em partes. Por este motivo julgou-se útil rever, neste capítulo, alguns aspectos pertinentes à circulação da água na natureza, visando à facilitar a compreensão do restante do texto e ao mesmo tempo introduzir um conjunto de relações físicas e matemáticas que constituem, de forma geral, o arcabouço dos modelos aqui tratados.

Caracteriza-se como ciclo hidrológico a ocorrência da água na natureza, suas transformações de estado e suas relações com o meio natural.

Tendo em vista o escopo deste trabalho considerar-se-á o ciclo hidrológico como composto de duas fases principais:

a) fase atmosférica, que não será objeto de discussão, aqui, pois se trata de assunto pertinente mais ao campo da Metereologia.

b) fase terrestre, que engloba processos de armazenamento temporário da água, seu movimento e suas transformações de estado.

Os fatores que regulam a fase terrestre do ciclo hidrológico podem ser separados em três grupos principais, a saber:

1) As entradas de água, que abrangem a ocorrência de precipitações atmosféricas ao longo do tempo.

Estas precipitações tem efeito direto sobre o escoamento superficial e a recarga do lençol subterrâneo.

2) As perdas naturais, como evaporação e transpiração, fenômenos regidos principalmente por condições meteorológicas, tipos e densidade de vegetação, tipos de solo e quantidade de água disponível para evaporar.

3) O meio natural, ou seja, o conjunto de características físicas, geológicas e topográficas que atuam diretamente nos processos de armazenamento e transporte da água.

De acordo com os objetivos específicos de cada trabalho, poderá ser dada maior ou menor ênfase a certos aspectos do Ciclo Hidrológico, o que poderá acarretar um número bastante grande de decomposições e esquemas representativos.

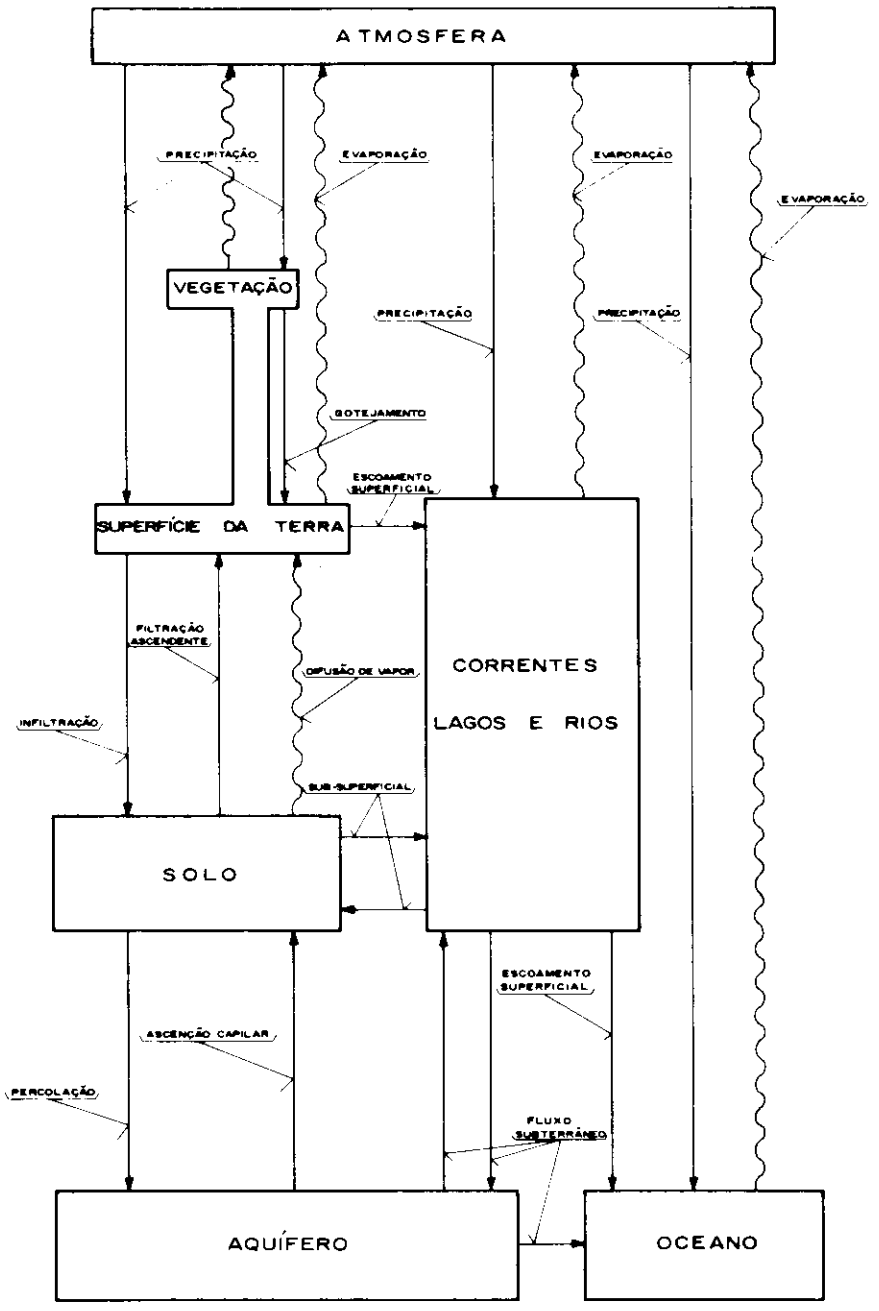
Foi julgada elucidativa a reprodução de dois esquemas do Ciclo Hidrológico (figuras 1 e 2), face à adequação de suas concepções ao tratamento por modelos matemáticos semelhantes aos que serão aqui tratados.

Devido à fácil compreensão será dispensado texto explicativo para a figura (1), observando-se apenas que as setas de linhas retas representam o movimento de água em estado líquido, enquanto que as setas de linhas onduladas representam o movimento da água em estado gasoso.

Na figura 2 os significados dos símbolos são os seguintes:

P — precipitação
E — evaporação
F — infiltração
U — volume de água interceptado pela vegetação
U* — volume máximo possível de ser retido pela vegetação. Admite-se que quando U = U* a água passa a níveis inferiores
V — volume de água retido na superfície do solo
R* — capacidade máxima de armazenamento da superfície do solo. Admite-se que quando R = R* inicie-se o escoamento superficial direto
H — volume de água imediatamente abaixo da superfície do solo onde se processa o escoamento sub-superficial
M — volume de água contido na região do solo sujeita aos efeitos da capilaridade (ZONA AERADA)
M* — capacidade máxima de retenção de água na zona aerada
G — volume de água contido no aqüífero subterrâneo
G* — capacidade máxima do aqüífero subterrâneo
S — armazenamento natural em rios e áreas inundadas
Q_1 — escoamento superficial direto
Q_2 — escoamento sub-superficial
Q_s — escoamento superficial na seção de medição X (já considerado

*** A figura foi baseada em idéia contida na referência (2).**



REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO CICLO HIDROLÓGICO

fig. 1

o efeito de atenuação devido a S)

Q_b — vazão básica

C — eventual ascensão de água do reservatório G para a zona aerada

D — infiltração de água da zona aerada para o reservatório G que se admite ocorrer quando $M \geqslant M^*$

A figura 2 enfatiza a ocorrência de uma série de armazenamentos a que a água está sujeita durante seu processo cíclico.

A maneira de "ver" o ciclo hidrológico como uma seqüência de NIVEIS DE ARMAZENAMENTO constitui na realidade um processo largamente utilizado por certos tipos de modelo, como se verá no capítulo 3. A figura 3 que se descreve a seguir representa basicamente a mesma idéia da figura 2 em forma de fluxograma.

Apenas certa parte de água precipitada atinge diretamente o solo. A parte restante é retida inicialmente pela vegetação, configurando-se então o 1.º NÍVEL de ARMAZENAMENTO ou INTERCEPTAÇÃO (U). Deste NÍVEL, parte da água evapora-se sem jamais atingir o solo (E), enquanto que outra parte passa a níveis inferiores até atingir o solo.

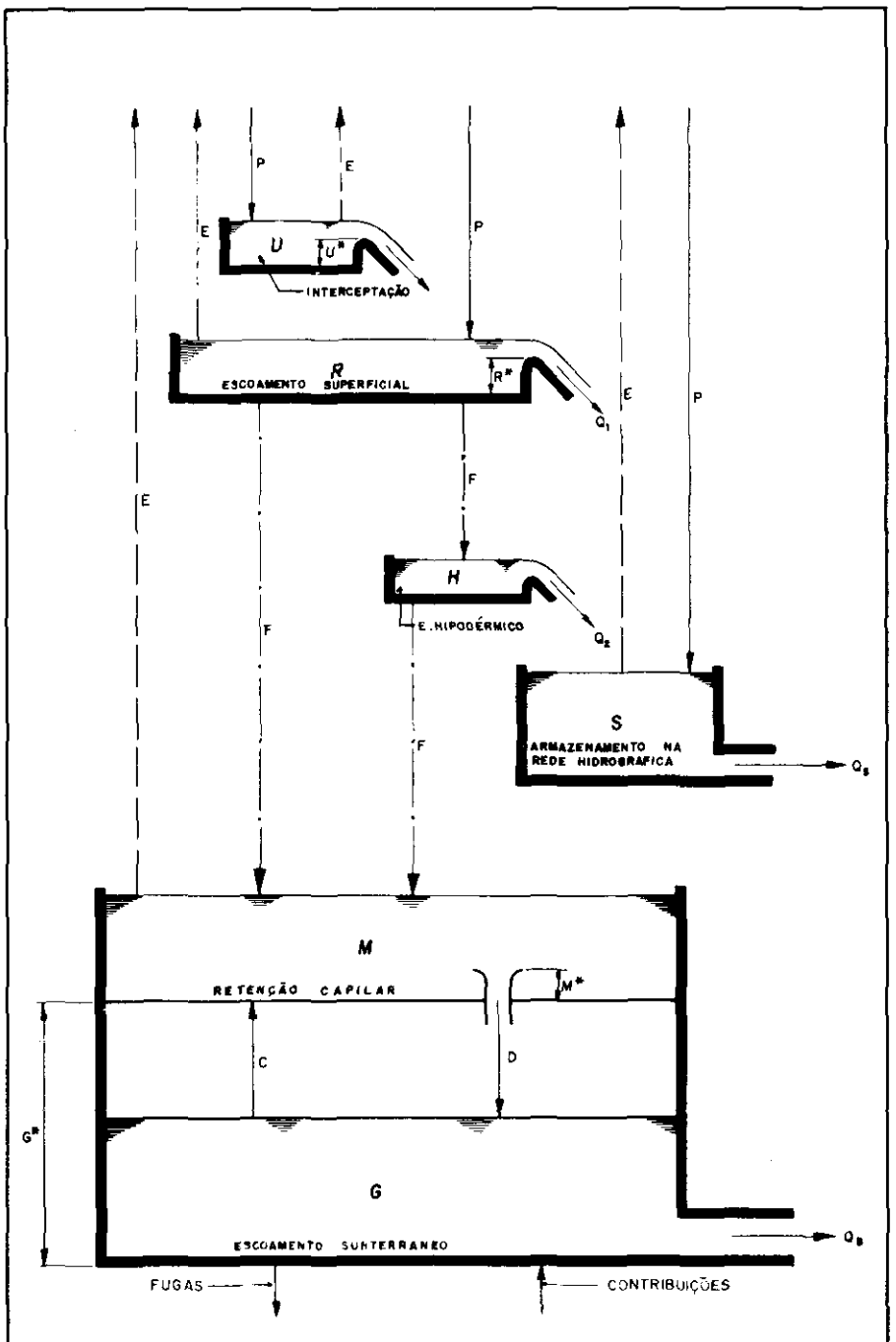
Uma vez no solo, inicia-se o processo de infiltração (F) que irá absorver parte da água disponível; certa quantidade evapora-se (E); o restante constituirá uma lâmina de

água estendida sobre a superfície do solo, que se movimentará em direção a níveis mais baixos, formando enxurradas e pequenos cursos de água até atingir o curso principal. Este processo de retardamento ou *armazenamento temporário* caracteriza o 2.° NÍVEL DE ARMAZENAMENTO (R) que se dá portanto na SUPERFÍCIE DO SOLO. A quantidade de água oriunda deste processo é conhecida na nomenclatura técnica como ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO (Q_1).

Parte da água infiltrada (F) pode escoar imediatamente abaixo da superfície do solo em direção aos canais principais constituindo o que se convencionou chamar de "escoamento hipodérmico" ou "sub-superficial" (Q_2). Este escoamento é retardado em relação ao escoamento superficial direto e associa-se a ele o 3.° NÍVEL DE ARMAZENAMENTO (H).

A quantidade de água restante (F) passará ao 4.° NÍVEL DE ARMAZENAMENTO, que se convencionou chamar de ZONA AERADA (M).

A água retida nesta região está sujeita ao efeito da capilaridade. Parte desta água nesta região poderá subir à superfície e evaporar-se (E), a parte que excede o limite máximo de retenção desta zona (M*) alimentará o LENÇOL SUBTERRÂNEO, ou seja, o 5.° NÍVEL DE ARMAZENAMENTO (G) que, submetido somente à força da gravidade, irá constituir o deflúvio básico dos cursos de água (Q_b). O lençol subterrâneo poderá eventualmente ser alimentado pela rede hidrográfica durante os períodos de cheias e também permitir a passagem de água para o 4.° NÍVEL DE ARMAZENAMENTO (ZONA AERADA) após longos períodos sem precipitação (C). Em alguns casos poderão existir fugas de água para outras bacias subterrâneas bem como contribuições oriundas de aqüíferos de bacias adjacentes.



REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO CICLO HIDROLÓGICO

fig. 2

O escoamento dos cursos de água é composto portanto da contribuição do 2.°, 3.° e 5.° NÍVEIS DE ARMAZENAMENTO, ou seja, respectivamente escoamento superficial direto, escoamento sub superficial e deflúvio básico. Durante o transporte da água na rede hidrográfica verificam-se também armazenamentos devidos à elevação dos níveis de água dentro dos caixões naturais dos rios e várzeas sujeitas a inundações (S).

Este fenômeno embora de importância na formulação dos modelos hidrológicos não será considerado aqui como mais um nível de armazenamento uma vez que será objeto de tratamento especial mais adiante.

2.1.2 - Alguns aspectos quantitativos

☐ Precipitação

A chuva constitui a entrada de água no sistema. Sua distribuição no tempo e no espaço, que pode se constituir em aspecto difícil de quantificar, é um dos principais fatores responsáveis por distorções dos resultados de modelos matemáticos em hidrologia.

Geralmente adota-se a medida registrada em um pluviômetro ou pluviógrafo como sendo igual para certa vizinhança do aparelho medidor e estendem-se os resultados para regiões maiores através dos métodos dos polígonos de Thiessen ou do traçado de isoietas. Recomenda-se nesta fase o máximo cuidado no sentido de identificar, através da experiência e conhecimento dos técnicos envolvidos, possíveis discrepâncias entre os resultados obtidos pelos métodos usuais (Thiessen, isoietas) e a precipitação realmente ocorrida.

Constitui prática recomendável, excluindo-se de início outras considerações, tentar subdividir a bacia hidrográfica objeto de estudos em outras sub-bacias mais ou menos homogêneas.

Outro aspecto importante refere-se à extensão do intervalo de tempo

adotado para subdividir a chuva, uma vez que tal procedimento se impõe para o tratamento em computadores.

A escolha do intervalo de tempo é, em geral, condicionada pelos seguintes fatores:

Objetivos do estudo — Dependendo da grandeza que se deseja reproduzir o intervalo de tempo adotado para subdividir a chuva deverá ser maior ou menor. Por exemplo, se o objetivo principal do estudo for a reprodução de picos de enchente em bacias pequenas, haverá necessidade de intervalos de tempo de poucas horas ou até mesmo minutos. Já a simulação de vazões médias mensais poderá ser feita com precisão aceitável, em alguns casos, com chuvas mensais.

Características físicas da bacia hidrográfica — Principalmente aquelas características que determinam o tempo de concentração da bacia tais como: área de drenagem, coeficientes de forma, declividade, etc.

Dados disponíveis — Evidentemente a adoção de intervalos de tempo pequenos (minutos ou poucas horas) está na dependência da existência e do número de aparelhos registradores (pluviógrafos) na região.

Equipamentos de computação disponíveis — Quanto menor intervalo de tempo, maior o volume de cálculo e portanto, a capacidade do computador e o tempo de computação exigidos serão maiores de forma geral. Tal fator tem influência direta no custo do estudo.

☐ Perdas: evapotranspiração

A evaporação é um processo contínuo que retira água das superfícies quando e onde ela está disponível.

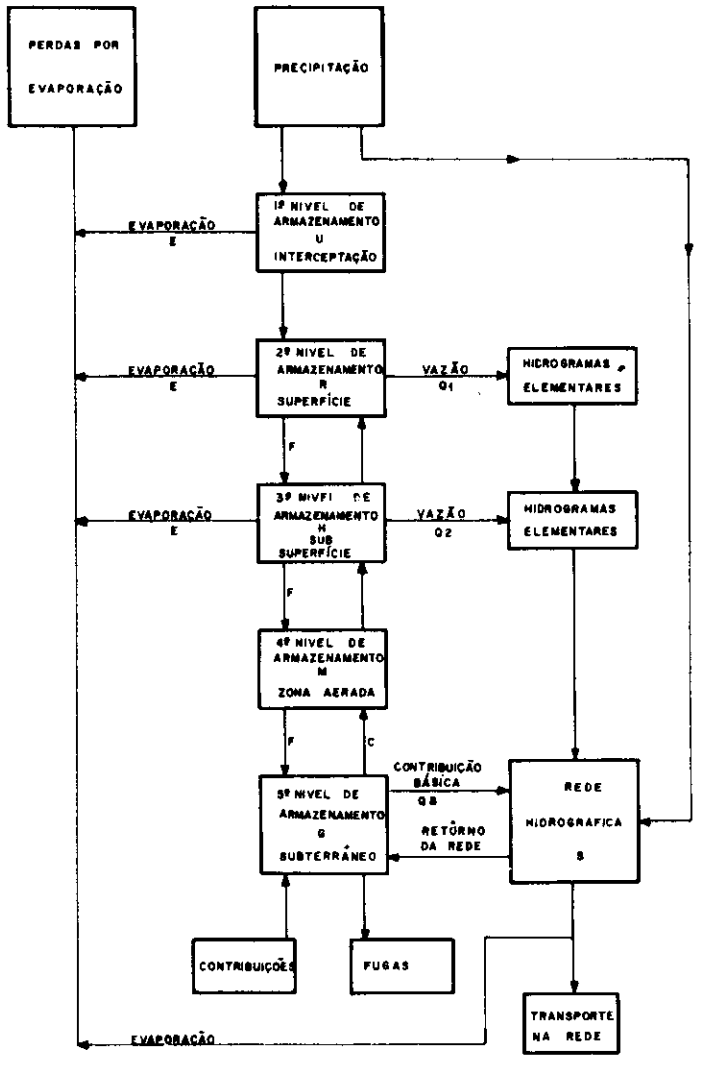
Este fenômeno é regulado por dois fatores principais: evaporação potencial E_p (energia de evaporação) e quantidade de água disponível para evaporar. O primeiro fator depende somente de condições meteorológicas, o segundo depende principalmente do meio físico em que a água se encontra, por exemplo, a superfície de um lago, o solo umedecido, a superfície de folhas, etc. A dificuldade maior está em avaliar a quantidade de água realmente evaporada (evaporação efetiva E_a), uma vez que os aparelhos existentes até o momento medem a evaporação indiretamente e apresentam muitas vezes correlações duvidosas e resultados incongruentes.

Os métodos mais utilizados para avaliação da evaporação valem-se de fórmulas de evaporação (função de fatores meteorológicos) e de medidas obtidas, em tanques tipo A do Weather Bureau dos Estados Unidos ou lisímetros. É importante destacar que durante o processo de calibragem dos parâmetros, ou seja, ajustamento dos valores computados aos realmente observados, é possível proceder a correções e ajustes nos valores de evaporação (e outros) de forma a superar certos erros de medida e avaliação.

Deve ser destacado também que o cuidado a ser tomado com respeito à evaporação é função dos objetivos do estudo. Os estudos que visam ao cálculo de vazões de enchente poderão desprezar totalmente o cômputo da evaporação. Por outro lado, resultados referentes a estudos de balanço hídrico revelam sensibilidade bastante grande aos níveis de evaporação.

☐ Interceptação

Em que pesem os esforços de muitos pesquisadores, não existe ainda uma relação matemática que permita definir em termos práticos uma "função interceptação", que possa ser incorporada aos modelos matemáticos. É intuitivo que a quantidade de chuva interceptada é grandemente influenciada pelo tipo e densidade de vegetação e outras superfícies que possam eventualmente interceptar certa quantidade de água.



ESQUEMA DO CICLO HIDROLOGICO

fig. 3

Aqui novamente o cuidado a ser dedicado à determinação dos valores da interceptação é função dos objetivos do estudo. Como se verá nos capítulos subseqüentes, alguns modelos desprezam totalmente o citado efeito sem introduzir erros sensíveis nos resultados, enquanto outros consideram o fenômeno de forma simplicada, obtendo também resultados compatíveis com os objetivos fixados.

☐ Infiltração

Ao contrário da evaporação e interceptação, quem nem sempre introduzem efeitos sensíveis nos resultados, a taxa de infiltração é sempre importante qualquer que seja o tipo de modelo e os objetivos a alcançar.

Definiu-se F_i como sendo a taxa de infiltração, ou seja, a quantidade de água infiltrada no solo em certo intervalo de tempo. Esta taxa depende grandemente do tipo de solo, de seu grau de umidade inicial e evidentemnte da água disponível para infiltração.

Uma das relações comumente utilizadas em modelos matemáticos é a conhecida fórmula de Horton que estabelece (figura 4).

$$F_i = F_c + (F_o - F_c)\, e^{-kt} \qquad \text{(eq. 1)}$$

onde:

F_i = taxa de infiltração

F_c = valor mínimo da taxa de infiltração

F_o = valor inicial da taxa de infiltração

k = constante relativa ao grau de saturação do solo

t = tempo a partir do início da chuva

A figura 4 ilustra qualitativamente o comportamento da taxa de infiltração para solos diferentes em condições iniciais diferentes.

Geralmente os parâmetros da equação de Horton incluem-se entre aqueles que são determinados mediante ajuste dos valores calculados aos observados.

Após a infiltração, o movimento da água no solo se processa inicialmente através das camadas superiores, onde atuam fenômenos de retenção pelicular e capilaridade, que retêm umidade até que se atinja um valor de saturação (capacidade de campo).

Uma vez atingido este valor inicia-se a percolação em direção às camadas mais profundas, onde a água fica sujeita somente à ação da gravidade.

O movimento da água no subsolo assume grande importância quando um dos objetivos do modelo é estimar a recarga de aqüíferos. Em outros casos, quando os objetivos do estudo referem-se somente à hidrologia de superfície, é suficiente avaliar apenas a água infiltrada (através da fórmula de Horton ou outras), sem entrar em maiores detalhes sobre o movimento de água no subsolo.

☐ Escoamento

A água armazenada em qualquer dos reservatórios temporários (superficial ou subterrâneo) tende a escoar em direção aos fundos de vale, formando córregos e rios cuja vazão é, portanto, o resultado da soma de escoamentos superficiais, subsuperficiais e subterrâneos. Geralmente há uma estreita relação entre a carga hidráulica (H) de uma soleira de reservatório e a vazão efluente deste reservatório.

Considere-se Q_{ij} como sendo a vazão efluente do reservatório j (j pode representar o reservatório superficial, subsuperficial ou qualquer dos vários reservatórios subterrâneos que podem contribuir para um curso de água no tempo i).

Sendo A_j a área do reservatório, que multiplicada pela carga hidráulica (h) representa o volume V_{ij} disponível para escoamento no tempo conclui-se que se mantém estreita relação entre o volume armazenado disponível para escoamento e a contribuição (Q_{ij}) do reservatório para o curso de água (4). Então:

$$\sum_{j=1}^{n} \frac{dV_j}{dt} = \sum_{j=1}^{n} \frac{1}{\theta_j} A_j \frac{dh_j}{dt} = \sum_{j=1}^{n} Q_{ij} \qquad \text{(eq. 2)}$$

$$\sum_{j=1}^{n} V_{ij} = \sum_{j=1}^{n} \int_{i}^{\infty} Q_j\, dt = \sum_{j=1}^{n} \int_{h_1}^{h_2} A_j\, dh \qquad \text{(eq. 3)}$$

onde:

V_{ij} — volume de água disponível para o escoamento no instante i, armazenada no reservatório j.

A_j — área do reservatório j.

h_{ij} — altura da lâmina de água (carga hidráulica).

θ_j — coeficiente de armazenamento que leva em conta o fato de que em meios porosos a água divide o espaço com partículas de solo.

Q_{ij} — vazão do reservatório j no instante i.

Em cada meio o movimento de água obedece, evidentemente, as equações gerais da mecânica dos fluidos (Navier Stokes) que podem, no entanto, assumir formas diferentes. Por exemplo, o escoamento da água no subsolo é tratado pela "LEI DE DARCY", quando o movimento é laminar.

Já o movimento da lâmina de água sobre a superfície do solo (escoamento superficial) requer a integração das equações diferenciais parciais que regem o fenômeno (equação dinâmica e da continuidade) para seu tratamento mais rigoroso.

Esta integração numérica exige no entanto considerável tempo de computação e segundo estudos de LINSLEY (5) leva a graus de precisão incompatíveis com a qualidade dos dados básicos geralmente disponíveis. Em vista deste fato, os modelos hidrológicos adotam geralmente abordagens mais simplificadas baseadas na equação de MANNING (5) ou em princípio do hidrograma unitário, ou mesmo coeficientes empíricos (Snyder, Clark, etc.).

Um hidrograma típico resultante de um bloco isolado de chuva tem a forma mostrada na fig. 5, onde se distinguem um trecho de ascensão, um trecho de vazões de pico e um trecho de recessão.

O trecho de ascensão depende principalmente da quantidade e distribuição da chuva no tempo e no espaço, além de outras característi-

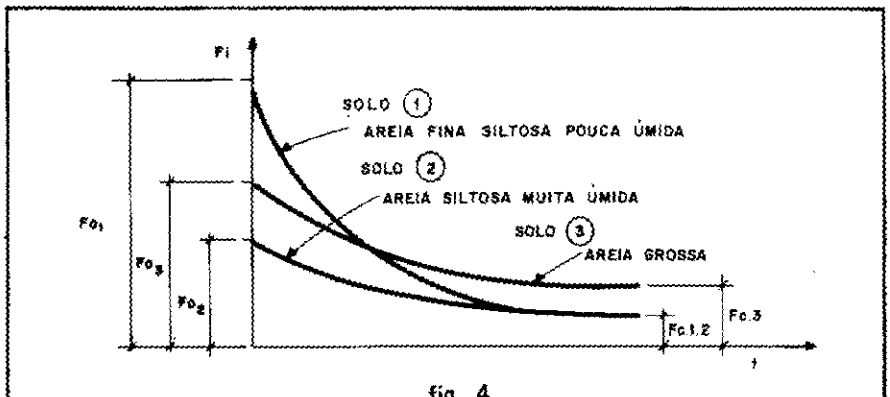


fig. 4

cas da bacia hidrográfica tais como tipo de solo, vegetação, topografia, forma, etc. O ponto de inflexão no tramo descendente assinala o ponto onde o escoamento superficial cessa. A parte restante do tramo descendente é função somente de características da bacia, independente portanto da chuva responsável pelo aumento anterior da vazão. (6).

A curva de recessão obedece à equação geral.

$$Q_t = Q_o \beta_t \qquad \text{(eq. 4)}$$

onde:

Q_o = vazão inicial (qualquer ponto da curva de recessão)

Q_t = vazão após decorridas t unidades de tempo a partir do instante correspondente à vazão Q_o

K = constante de recessão (menor que 1) dependendo da unidade de tempo escolhida

A integração da equação 4 leva a:

$$Vt = \frac{Q_t}{\log_e \beta} \qquad \text{(eq. 5)}$$

onde Vt é o volume de água armazenado na bacia, ainda disponível para o escoamento no tempo t.

Esta equação reafirma a estreita dependência entre volume armazenado e vazão efluente conforme colocado nas equações 2 e 3.

A equação 4 resultaria em uma reta se traçada em papel semilogarítmico, com Q na escala logarítmica. No entanto dificilmente o trecho de recessão de qualquer hidrograma resultará em um segmento de reta como seria de se esperar. Na realidade o trecho descendente é geralmente composto de três ou mais escoamentos (superficial, subsuperficial e subterrâneos), cuja superposição resulta no papel semilogarítmico, em uma curva com declividade decrescente ao longo do tempo. Pode ser verificado no entanto que todos os escoamentos obedecem à mesma forma geral ($Q_t = Q_o K^t$) variando apenas os valores de K. A figura 7 mostra a decomposição de um hidrograma em três escoamentos representados por trechos de retas, correspondentes ao escoamento superficial (K3), ao escoamento subsuperficial (K2) e ao escoamento básico (K1).

As propriedades acima descritas ensejam a possibilidade de analisar o escoamento de um curso de água, fazendo a separação dos diversos tipos de contribuição, inferindo daí valores de parâmetros característicos da bacia hidrográfica, como se verá no capítulo 4.

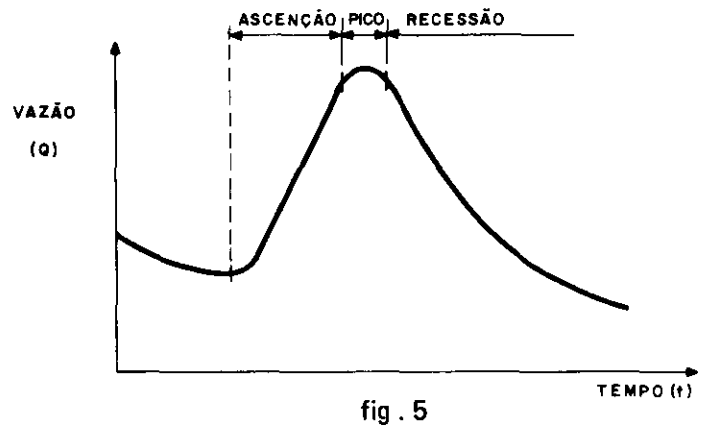


fig. 5

Hidrograma típico devido a uma chuva isolada

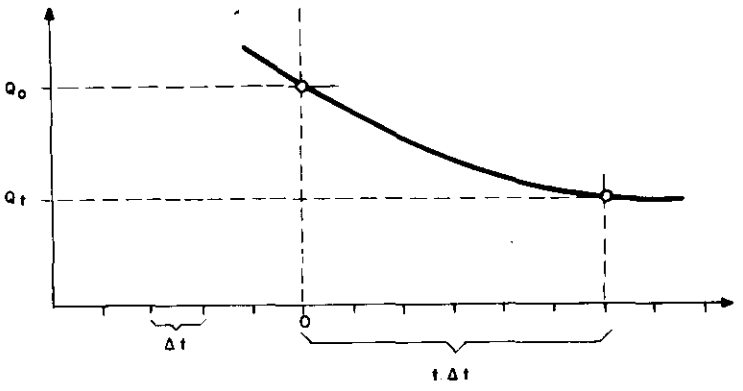


fig. 6

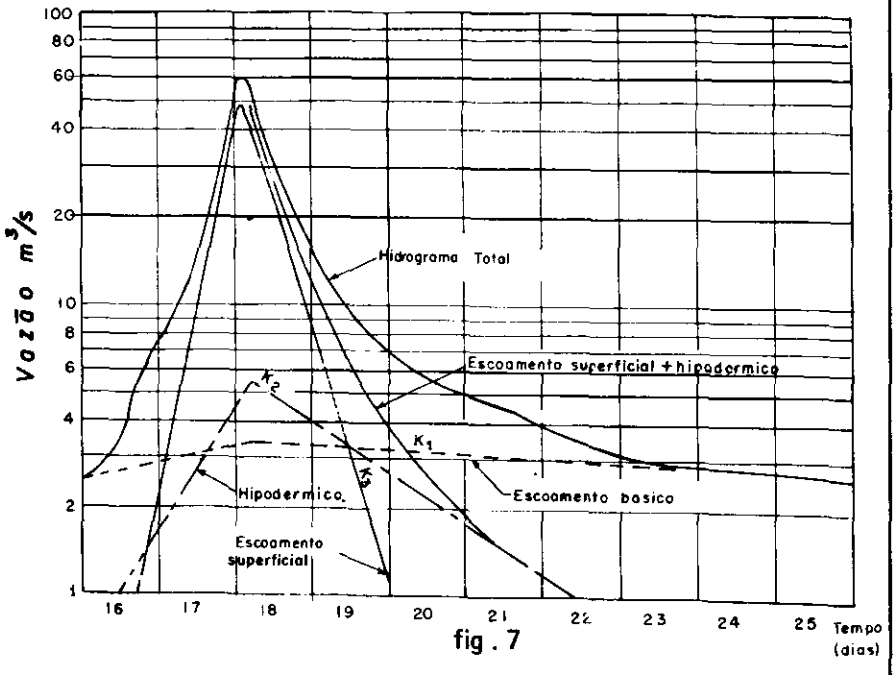


fig. 7

Análise do trecho de recessão de um hidrograma

Transporte na rede hidrográfica

As ondas de enchente sofrem um processo natural de amortecimento quando se propagam pela rede hidrográfica.

Desde que não ocorram certas condições especiais (tais como grandes mudanças nas seções de escoamento ou taxas elevadas de infiltração através das paredes dos canais) o fenômeno pode ser tratado pelas leis da mecânica dos fluidos que governam o escoamento não permanente gradualmente variado conhecidas como sistema de Saint Venant.

$$\frac{\delta Q}{\delta x} + T\,\frac{\delta y}{\delta t} = 0 \qquad \text{(eq.6)}$$

$$\frac{\delta y}{\delta x} + \alpha\,\frac{V}{g}\,\frac{\delta V}{\delta x} + \frac{1}{g}\,\frac{\delta V}{\delta t} = \theta_o - \theta_f \qquad \text{(eq.7)}$$

A equação 6 é uma das formas da equação da continuidade enquanto que a relação 7 conhecida como equação dinâmica, é derivada do princípio de conservação de energia da física clássica.

Nestas equações:

V = velocidade

Q = vazão

x = distância medida ao longo do rio

y = profundidade da seção molhada

T = largura da seção molhada

θ_o = declividade do fundo

θ_f = declividade da linha de energia

A integração exata deste sistema no entanto oferece dificuldades que obrigam a adoção de hipóteses simplificadoras para tratamento através de métodos numéricos.

A grande maioria das aplicações práticas referentes a amortecimento de ondas de enchentes utiliza processos bastante simplificados de cálculo, como por exemplo o "Método de Muskingum". A título de exemplo, expõe-se a seguir uma forma simplificada deste método.

Este método admite que a vazão de saída (Q) de um trecho de rio é proporcional ao volume armazenado (S) a montante da seção de saída, ou seja:

$$Q = KS \text{ ou} \qquad \text{(eq. 8)}$$

$$\frac{dQ}{dt} = K\,\frac{ds}{dt} \qquad \text{(eq. 9)}$$

sendo $ds/dt = I - Q$ onde I é a vazão de entrada de um trecho de um rio.

Tem-se:

$$\frac{dQ}{dt} = K\,(I-Q) \qquad \text{(eq. 10)}$$

Considerando que durante o intervalo $\Delta t = t_2 - t_1$, a vazão de saída varia de Q_1 a Q_2 e que a vazão de entrada varia entre I_1 e I_2 conforme a figura 8 tem-se:

$$\frac{Q_2 - Q_1}{\Delta t} = K\left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) \qquad \text{(eq.11)}$$

esta equação pode ser colocada sob a forma:

$$Q_2 = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{(1/K - \Delta t/2)}{1/K + \Delta t/2)}\,\frac{(I_1 + I_2 - Q_1)}{2} \qquad \text{(eq.12)}$$

fazendo

$$K_s = \frac{1/K - \Delta t/2}{1/K + \Delta t/2} \qquad \text{(eq. 13)}$$

e substituindo na eq. 12 em

$$Q_2 = \bar{I} - K_s\,(\bar{I} - Q_1) \qquad \text{(eq. 14)}$$

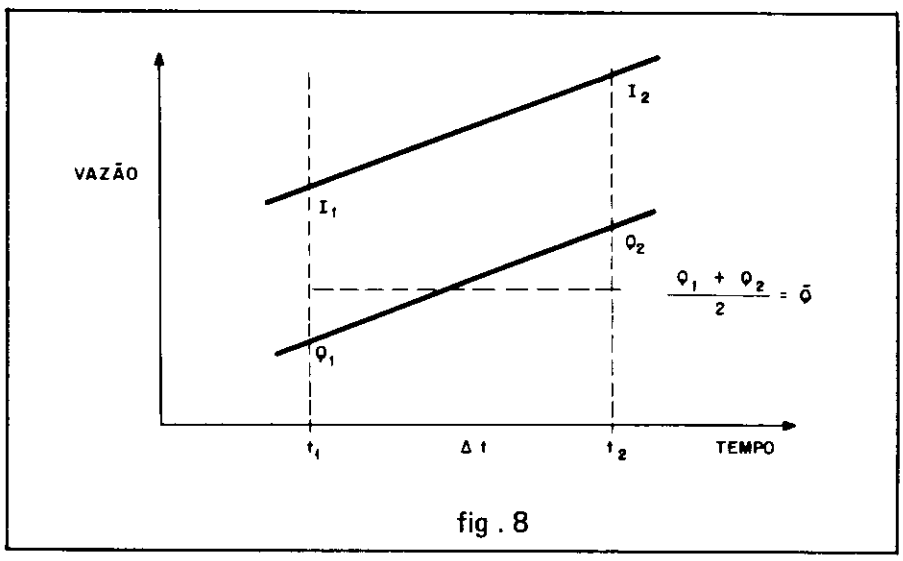


fig . 8

A equação 14 é de fácil aplicação uma vez determinado o coeficiente K_s.

Apesar de sua simplicidade o método demonstrado (e outros de formulação semelhante) tem levado a resultados satisfatórios quando aplicados criteriosamente a problemas de engenharia.

Casos especiais que necessitam uma reprodução mais rigorosa do fenômeno de propagação de ondas de enchente são tratados através de métodos mais próximos das equações fundamentais 6 e 7 que descrevem o fenômeno.

3. ASPECTOS GERAIS DA SIMULAÇÃO MATEMÁTICA EM HIDROLOGIA

3.1 - O advento do computador

O advento do computador constituiu-se, sem dúvida, em fator essencial para o desenvolvimento e aprimoramento de novas técnicas aplicadas à engenharia nas últimas duas décadas. A utilização do computador pelo engenheiro em seus problemas do dia a dia foi gradativa, iniciando-se quase que timidamente até atingir, nos dias de hoje, graus de rebuscamento impossíveis sequer de imaginar há alguns anos atrás.

Embora a separação não seja distinta, é possível destacar duas fases da evolução do uso do computador na engenharia:

Na primeira fase o engenheiro levou ao computador apenas aqueles problemas, que pela quantidade de cálculos que envolviam, além de tediosos, ocupavam demasiadamente um homem educado e treinado para funções mais importantes que a simples repetição de cálculos de rotina.

Os métodos de solução destes problemas no computador eram basicamente os mesmos de que se valia o engenheiro para sua solução "manual". O computador nada mais era portanto do que uma sofisticada régua de cálculo de assombrosa rapidez.

A segunda fase foi propiciada não só pelo desenvolvimento de equipamentos maiores, mais velozes e de menor custo, mas também pela evolução das "linguagens de computador", que, cada vez mais próximas do homem, permitiram o fácil acesso de estudantes e profissionais à máquina.

Nesta fase foi-se concretizando gradativamente a possibilidade de

associar fenômenos físicos, de analisar a influência de variáveis e parâmetros nestes fenômenos, de considerar de forma mais rigorosa as equações que descrevem certos processos e de comparar e ajustar os resultados teóricos destas análises ao dados observados. Gradativamente concretizou-se enfim a possibilidade de "simular" uma realidade física através de um conjunto de relações matemáticas.

Mais especificamente no campo da hidrologia o advento do computador teve efeitos especiais face ao tipo e quantidade de dados normalmente utilizados.

As técnicas tradicionais em hidrologia estiveram sempre limitadas pela velocidade de cálculo imposta por procedimentos manuais.

A análise e avaliação de enormes massas de dados por estes procedimentos resultam, via de regra, em "subaproveitamento" de valiosas informações contidas nestes dados. Exemplo típico desta situação são as técnicas desenvolvidas para a aplicação dos princípios do hidrograma unitário, em que o engenheiro só podia utilizar alguns poucos eventos favoráveis para derivar relações fidedignas de precipitação/escoamento. E quantas vezes períodos consideráveis de dados não apresentavam um só destes eventos!

Como se verá no capítulo 5, a utilização do computador permite a aplicação de técnicas de análise de dados consideradas até há pouco tempo como refinamentos, trazendo como conseqüência direta um melhor aproveitamento dos dados.

É estranho, portanto, que surjam com certa freqüência idéias falsas de que o computador dispense a utilização de observações hidrológicas ou que então seja capaz de "criar" dados.

Na realidade a aplicação de técnicas modernas somente valoriza as observações diretas e não existe ainda nenhum procedimento em hidrologia, por mais sofisticado que seja, que possa fornecer resultados melhores do que os dados em que se baseia.

É necessário também cautela com a falsa impressão de segurança que uma folha de saída de resultados do computador pode gerar. Atrás da "ferramenta", deve despontar sempre o conhecimento técnico e a experiência do profissional conscienciosо preocupado com a análise cuidadosa dos resultados.

Talvez seja este último um dos mais importantes efeitos do advento do computador na engenharia, ou seja, parte do esforço do profissional foi deslocado de uma fase monótona de repetição de cálculos à fase de análise de resultados, que exige do engenheiro muito mais conhecimento e experiência.

3.2 - Modelos de simulação

Dentre diversas definições de simulação, julgou-se como mais apropriada aquela reproduzida por M. M. HUFSCHIMIDT e M. B. FIERING em (7): "Simulation is a process wich duplicates the essence of system or activity without actually attaining reality itself".

Esta definição é de tal forma geral que pode aplicar-se a modelos matemáticos ou físicos, quer a simulação dos mais diversos processos, sejam estes hidrológicos, bioquímicos, estratégicos, políticos, econômicos, etc. Torna-se necessário portanto analisar tais modelos com um pouco mais de profundidade, afim de caracterizar sua importância como uma ferramenta de utilidade na engenharia.

Uma classificação ampla distingue três tipos de modelo de simulação:

Simulação Física: representada na hidráulica e hidrologia pelos modelos em escala reduzida, técnica de larga aplicação desde há muito tempo.

Simulação Analógica: onde um processo hidráulico ou hidrológico é simulado através de correntes elétricas em circuitos eletrônicos, governadas pelas mesmas equações que representam o fenômeno hidráulico.

A aplicação de computadores analógicos em hidrologia tem sido maior nos últimos tempos na integração dos sistemas de equações de Saint Venant, (problemas de "flood routing" por exemplo) e na solução de problemas relativos ao movimento de águas subterrâneas.

Simulação Digital: onde um sistema físico é representado por um conjunto de expressões matemáticas compostas de parâmetros e variáveis. Esta representação deve permitir a possibilidade de ajustar os resultados calculados aos dados observados mediante modificações dos parâmetros, afim de que a representação matemática possa ser melhorada em termos de precisão com que reproduz a realidade física.

É necessário destacar que todos hipóteses simplificadoras que certa os modelos, de forma geral, admitem mente prejudicam a fidelidade da representação. Constitui tarefa do engenheiro a adoção criteriosa destas hipóteses bem como a análise dos seus efeitos face aos objetivos de seu trabalho.

Por outro lado, um modelo cuja estrutura fosse composta apenas por leis físicas, representaria a realidade com fidelidade quase absoluta.

A existência de tal modelo em hidrologia permanecerá muito provavelmente apenas em plano teórico, quer por falta de conhecimento exato de todas as partes componentes do ciclo hidrológico, quer pela quantidade e qualidade dos dados que tal modelo exigiria para fornecer resultados compatíveis com sua formulação teórica.

3.3 - Modelos de simulação em hidrologia

O Ciclo Hidrológico é muito bem conhecido do ponto de vista qualitativo. A evolução deste conhecimento qualitativo em técnicas que permitam a obtenção de resultados quantitativos, constituiu-se sempre em penoso caminho que os hidrólogos vêm percorrendo há muito tempo.

A estocasticidade dos fenômenos hidrológicos, as complexas interrelações entre componentes do ciclo hidrológico, a diversidade de fatores reguladores do processo, a interdependência entre parâmetros e suas variações ao longo do tempo, acrescidas dos erros que sempre acompanham os dados, fazem com que a hidrologia talvez nunca possa ser tratada como ciência exata.

Um processo de simulação impõe-se naturalmente quando se deseja atribuir números a fenômenos hidrológicos. Na realidade quase todas as técnicas hidrológicas tradicionais são modelos de simulação simples, limitados em geral pelas dificuldades de computação.

Costuma-se hoje distinguir dois pontos de vista principais para o enfoque dos fenômenos hidrológicos:

ponto de vista determinístico: que não leva em conta a probabilidade de ocorrência das variáveis que influem no processo hidrológico. Um modelo matemático do tipo determinístico estabelece que uma grandeza hidrológica Y, objeto de interesse, é função de n variáveis $X_1 \ldots\ldots X_n$ e m parâmetros $\gamma_1 \ldots\ldots \gamma m$ $Y = f(X_1 \ldots\ldots X_n\ \gamma_1 \ldots\ldots \gamma\ m)$

A função f é estabelecida durante

a fase de concepção do modelo e pode representar uma lei física ou uma relação empírica. Os parâmetros A_1 ..... A_n são determinados quer por observações diretas quer por ajuste dos resultados do modelo aos dados observados.

Os modelos determinísticos são conhecidos também como "modelos paramétricos" ou "explicativos".

ponto de vista probabilístico: neste tipo de modelo a grande Y é uma variável estocástica cuja distribuição de probabilidade está associada às variáveis (X_1 ..... X_n).

Na realidade, todo fenômeno hidrológico é estocástico, o que porém não invalida a abordagem determinística face a diferentes condições de utilização dos dois tipos de modelo e face também a vantagens e limitações que cada um apresenta em relação ao outro.

Os modelos determinísticos têm maior relação com o sistema físico do que os modelos estocásticos. Podem reproduzir bem fenômenos transientes e geralmente têm flexibilidade para avaliar a influência de modificações físicas no sistema (construção de barragens, canalização de rios, impermeabilização do solo, etc).

Estes modelos requerem no entanto maior número de dados, geralmente trabalham com intervalos de tempo curto (dias, horas ou mesmo minutos) e necessitam maior esforço nas fases de concepção e ajuste de parâmetros).

Já os modelos estocásticos obtêm as respostas do sistema a partir de séries de observações. Tais modelos aplicam-se geralmente a problemas que requerem estudo de séries longas, tais como operação de reservatórios e diversos outros aspectos relativos ao planejamento de recursos hídricos.

É necessário ressaltar que longe de se constituírem "escolas divergentes", os dois enfoques anteriormente descritos são na realidade complementares, uma vez que é possível, inclusive que certos fenômenos estocásticos sejam reproduzidos por modelos determinísticos, quando os dados de entrada são gerados estocasticamente.

O objetivo principal deste trabalho é analisar alguns aspectos relativos a modelos de simulação determinísticos, mais especificamente modelos de transformação chuva/vazão, motivo pelo qual somente este tipo de representação será considerado deste ponto em diante.

3.4 - Modelos matemáticos determinísticos

Os modelos matemáticos determinísticos foram caracterizados, portanto, como um conjunto de relações matemáticas (funções) compostas de variáveis (X_1 .... X_n) e parâmetros (γ_1 .... γ_m). que simulam uma realidade física ou em outras palavras permitem que se obtenha valores quantitativos para a variável Y, que poderá ser qualquer das componentes do ciclo hidrológico.

Um modelo do tipo "chuva/vazão", ou seja, um modelo que reproduz hidrogramas a partir de precipitações, admite como variáveis (X_1 .... X_n) dados de chuva e evaporação. Aos parâmetros são atribuídos valores numéricos que na medida do possível devem traduzir características físicas da bacia.

O resultado final do modelo será uma série de vazões, que poderão ser confrontadas como os valores de vazão observados em uma estação hidrométrica.

Diz-se que o modelo simula adequadamente o comportamento de uma bacia hidrográfica, quando as diferenças entre as vazões calculadas e as vazões realmente observadas ficam contidas em certa faixa de "erro" aceitável.

Os valores numéricos dos parâmetros podem ser estimados de várias formas, quer seja através de dados e observações de campo, quer seja por intermédio de fórmulas empíricas ou ainda através de processos de "ajuste" dos valores de vazão calculados aos observados.

Este ajuste é feito, em geral, por processos de tentativas e erro ou pela aplicação de processos matemáticos de minimização de uma "função critério" que "mede" a discrepância entre os valores calculados e observados (2) (5) (10) (12) (18).

O procedimento usual para utilização dos modelos aqui tratados segue a seqüência de passos.

1.° — escolhe-se (ou contrói-se) um modelo que melhor se adapte às condições locais e aos objetivos do estudo.

2.° — após análise preliminar, seleciona-se uma série de observações (simultâneas) de chuva e vazão.

3.° — esta série de vazões é dividida em dois períodos, que para efeito de referência serão chamadas de "1.° período" e "2.° período".

4.° — admitem-se valores iniciais para os parâmetros a partir de observações de campo, fórmulas empíricas ou intuição baseada na experiência dos profissionais responsáveis pelo estudo.

5.° — simula-se uma série de vazões a partir dos dados de chuva do "1.° período".

6.° — comparam-se os valores obtidos através da simulação com os valores de vazão observados do "1.° período".

7.° — alteram-se os parâmetros, inicialmente admitidos por um dos processos já citados, de modo a reduzir ao mínimo as diferenças entre o hidrograma calculado e o observado. Os parâmetros que minimizaram estas diferenças são aceitos como representativos das condições físicas da bacia.

8.° — com os parâmetros adotados no passo anterior simula-se nova série de vazões, agora com os dados de chuva do "2.° período".

9.° — comparam-se as vazões assim calculadas com os valores observados do "2.° período".

Se o ajuste dos valores comparados no "9.° passo" for considerado satisfatório diz-se que o modelo está "calibrado" ou "ajustado" ou seja que reproduz com fidelidade o comportamento da bacia.

Se por outro lado as discrepâncias forem consideradas inaceitáveis procede-se a uma revisão rigorosa dos seguintes aspectos:

- ☐ qualidade dos dados.
- ☐ valores finais adotados para os parâmetros
- ☐ peculiaridades que o modelo eventualmente não considerou e que se revelem de importância para o processo.
- ☐ hipóteses simplificadoras adotadas no modelo
- ☐ estrutura matemática e fundamentos do modelo

Os passos 6.° e 7.° podem ser executados automaticamente pelo computador, por intemédio de subrotinas de otimização ou então mediante o ajuste manual dos parâmetros através de processos de tentativas e erros.

3.5 - Objetivos dos modelos determinísticos em hidrologia

Os modelos determinísicos em hidrologia são construídos basicamente para simular o comportamento de uma bacia hidrográfica.

Esta simulação implica descrever em termos quantitativos a variação no tempo e no espaço dos fenômenos que compõem o ciclo hidrológico e é baseada em parâme-

tros que devem traduzir numericamente características físicas do sistema.

Os objetivos da construção de modelos em hidrologia poderiam portanto ser resumidos da seguinte forma:

☐ **Quantificação de partes ou do todo do ciclo hidrológico**

Um modelo do tipo chuva/vazão poderá fornecer resultados quantitativos mais significativos do que certas técnicas tradicionais, porque pode analisar a bacia de uma forma global.

Deve-se ressaltar que a quantificação de certos fenômenos é praticamente impossível, a não ser mediante a consideração conjunta de todos os fatores intervenientes. Exemplo típico é o caso da recarga de aqüíferos subterrâneos, que só pode ser calculada quando se leva em conta todo o ciclo hidrológico, através de cálculos de "balanço hídrico". Os capítulos 4 e 5 mostrarão exemplos sugestivos destes aspectos.

☐ **Preenchimento ou extensão de série de dados**

É fato corriqueiro em hidrologia a existência de séries de dados de chuva maiores que os períodos de observação de vazões. É notória portanto a utilidade de um instrumento que possa reproduzir valores de vazão através de dados de chuva, de modo a possibilitar o preenchimento de períodos falhos e a extensão da série de dados.

☐ **Geração de séries sintéticas de vazão**

Séries longas de vazão podem ser sintetizadas a partir de processos estocásticos de geração de chuva.

☐ **Cálculos de vazões de enchentes**

Vazões de enchente podem ser calculadas a partir de chuvas de projeto através de modelos de simulação. Este processo pode considerar os efeitos da distribuição espacial e temporal das tormentas, bem como seu caminhamento ao longo da bacia.

☐ **Projeções de modificações da bacia**

Uma vez que os parâmetros representam características físicas da bacia, eles podem ser alterados de forma a simular o efeito das mudanças na bacia tais como urbanização crescente, alterações no tipo de vegetação predominante, etc.

☐ **Determinação do efeito de obras hidráulicas**

Modelos de simulação em hidrologia podem facilmente incorporar programas e sub-rotinas de computador, de modo a avaliar o efeito da operação e implantação de obras tais como barragens, canalizações, estações de bombeamento e outras.

Em pouco tempo podem ser realizados as mais diversas "experiências" como o modelo para determinar (através de processo de tentativa e erro) o tamanho ótimo de obras, bem como as regras de operação mais eficientes.

☐ **Reconstituir séries de dados naturais em bacias já alteradas pela ação do homem**

Os modelos de simulação podem também simular as condições naturais de bacias já alteradas pelo homem, o que permite portanto a reconstituição de séries de dados naturais.

☐ **Estimativa de características físicas da bacia**

Como já foi dito, os valores dos parâmetros podem ser obtidos indiretamente através de processos de ajuste. Os modelos de simulação hidrológica podem portanto contribuir para aumentar os conhecimentos a respeito de certas características físicas das bacias, cuja determinação direta é muito difícil ou antieconômica.

☐ **Ensino da hidrologia**

Modelos hidrológico têm sido também utilizados com sucesso no ensino da hidrologia em centros avançados (8), uma vez que podem representar o ciclo hidrológico globalmente, oferecendo também a possibilidade de realizar experimentos úteis do ponto de vista didático.

3.6 - Algumas características das estruturas dos modelos hidrológicos determinísticos

O Ciclo Hidrológico pode ser representado matematicamente através de dois tipos de função:

funções de "redução" ou "rendimento": que atuam sobre uma certa quantidade inicial de água repartindo-a pelos diversos tipos de escoamento.

Por exemplo, a chuva é repartida em escoamento superficial, evaporação e infiltração.

funções de "retardamento": que conservam os volumes de água disponíveis para o escoamento em certo intervalo de tempo $\triangle t$, alterando porém sua distribuição no tempo.

Exemplo típico desta classe de funções são os métodos de "flood routing".

A estrutura de um modelo de simulação é composta pois de combinações destes dois tipos de função, de forma a considerar todo o ciclo hidrológico ou apenas parte dele.

O modelo que representa todo o ciclo hidrológico é dito "global" e geralmente utiliza um esquema de reservatórios fictícios, conforme descrito no capítulo 2 (Fig. 2 e 3).

Construir um modelo determinístico global do ciclo hidrológico nada mais é do que exprimir matematicamente as funções de "redução" e "retardamento" das figuras 2 ou 3.

Um modelo que representa apenas parte do ciclo hidrológico é dito "de componente" e geralmente não utiliza a analogia com sistemas de reservatórios, uma vez que não necessita quantificar todas as funções de redução e retardamento.

Nestes modelos é comum, por exemplo, a utilização de relações gerais de escoamento do tipo "hidrograma unitário", em que, através de alguns parâmetros são englobados os efeitos da bacia sobre certa quantidade de chuva, sem necessidade de considerar transferências de água entre "reservatórios".

No capítulo 4 serão descritos em maior detalhe alguns exemplos dos tipos de modelo acima citados. O capítulo 5 mostrará um exemplo de aplicação de cada um dos tipos principais.

No que se refere a estruturas matemáticas dos modelos costuma-se distinguir dois tipos principais:

modelos de estrutura linear em que a resposta de um sistema é relacionada a um impulso através de um operador linear, ou seja, possui as propriedades de superposição e proporcionalidade.

Os modelos que calculam o escoamento superficial através da teoria do hidrograma unitário constituem exemplos típicos do enfoque linear.

Neste caso a relação chuva excedente x escoamento superficial é expressa por:

$$q(t) = \int_0^t u(D,\tau - t)\, h(\tau)\, d\tau \qquad \text{(eq.15)}$$

onde:

$h(\gamma)\, d\gamma$ — é o impulso do sistema linear; representa a chuva excedente.

$u(D,\gamma\ r\text{-}t)$ — são as ordenadas do hidrograma unitário ou seja no caso, o operador linear.

$q(t)$ — resposta do sistema, ou seja, a vazão no tempo **t**.

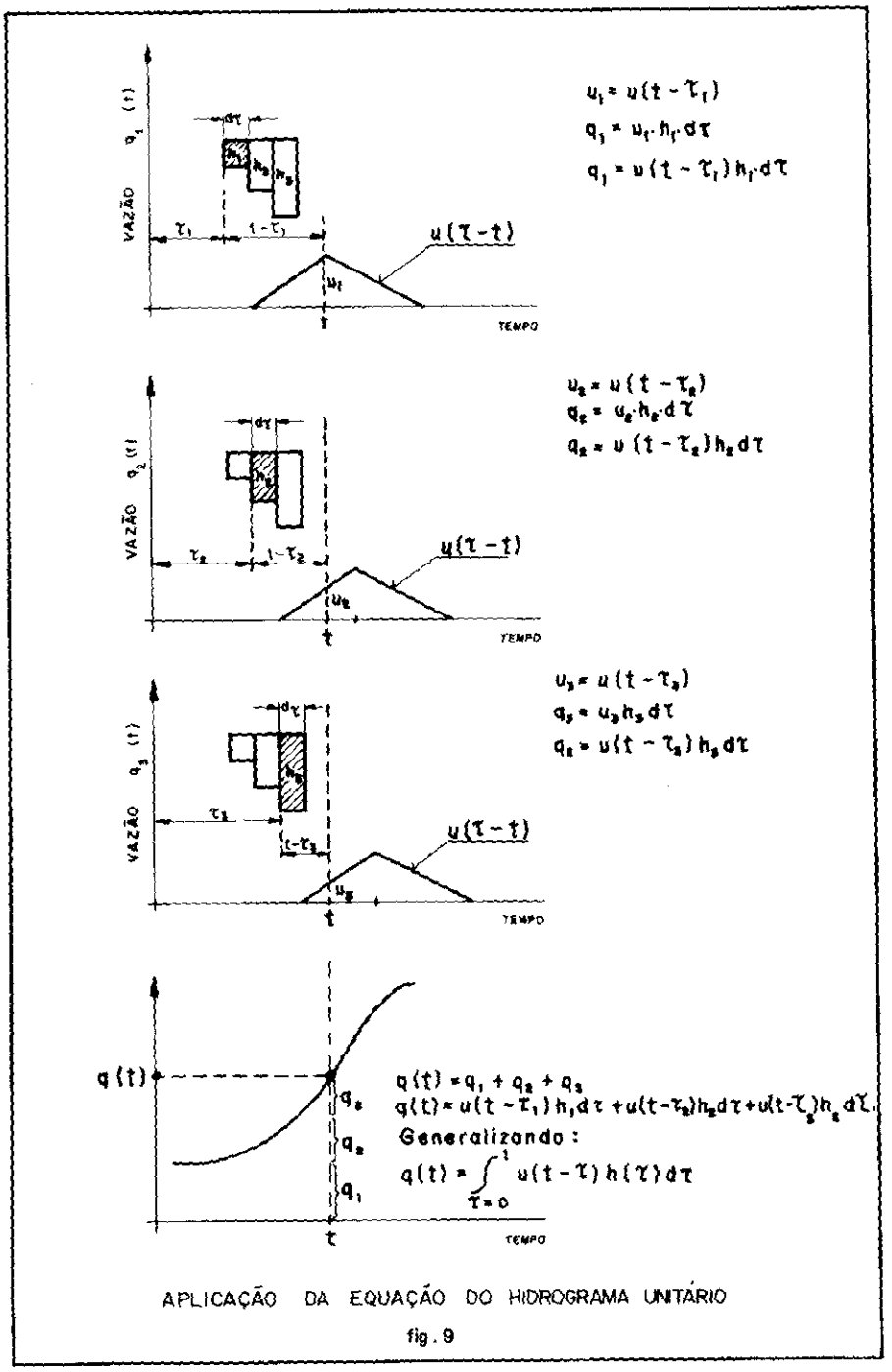
γ — tempo, variável de integração

D — duração da chuva unitária

Quando D = 0 diz-se que u (γ-t) é o hidrograma unitário instantâneo da bacia, conceito este que será utilizado em um dos modelos dos Capítulos IV e V.

A figura 9 ilustra a aplicação de uma equação do tipo eq. 15.

modelo de estrutura não linear em que o impulso relaciona-se aos efeitos através de relações não lineares. Exemplo típico destes modelos são aqueles que consideram que a velocidade de uma lâmina de água sobre a superfície de uma bacia hidrográfica é proporcional à altura desta lâmina, caso em que o tempo de concentração da bacia não mais seria uma constante mas sim sofreria modificações proporcionais à intensidade da chuva.



APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

fig. 9

4. TRÊS EXEMPLOS DE MODELOS DETERMINÍSTICOS

Neste capítulo serão descritas sumariamente as estruturas de três modelos determinísticos de simulação hidrológica, quais sejam:

1. "Stanford Watershed Movel IV"

desenvolvido pelos professores N. H. Crowford e R. K. Linsley da Universidade de Stanford.

A versão IV, aqui abordada, constitui a última edição deste modelo publicada pela referida Universidade em 1966 (5). A partir desta data o modelo foi objeto de várias modificações e aperfeiçoamentos e é atualmente explorado comercialmente.

2. Modelo Mero

O modelo de autoria do Eng. Felix Mero, ed Israel, cujos princípios estão expostos na publicação "An Aproach to Dayly Hydrometereological Water Balance Computation for Surface and Groundwater Basins" (9).

Este modelo está sendo objeto de análise no Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo com vistas à sua aplicação em estudos de água subterrânea (recarga natural de aqüíferos) que a referida entidade vem desenvolvendo.

Por questões de simplicidade, este modelo será referido no texto que se segue como "Modelo Mero".

3. "Flood Hydrograph Package — HEC — 1"

Desenvolvido pelo HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (HEC) do CORPS OF ENGINEERS dos Estados Unidos da América do Norte para aplicação específica a problemas de controle de enchentes (10).

No presente capítulo foi propositadamente mantida a nomenclatura apresentada originalmente pelos autores dos modelos acima citados a fim de facilitar, aos eventuais interessados, a consulta às fontes originais, referências (5) (9) (10).

A fim de facilitar a compreensão do texto resolveu-se assinalar durante o transcorrer do mesmo todos aqueles parâmetros cujos valores são determinados mediante processos de ajuste, com o símbolo * (asterisco).

Informações mais detalhadas sobre os programas de computador dos modelos citados encontram-se no cap VII refs (23) (24) (25).

4.1 - O Stanford Watershed Model IV

Este modelo, cujo desenvolvimento iniciou-se em fins da década de 1950 na Universidade de Stanford, na Califórnia, constitui justificadamente o mais conhecido exemplo de simulação do ciclo hidrológico, quer seja por razões históricas (o primeiro de nosso conhecimento), quer seja pela sua originalidade na época em que foi formulado. Sob o aspecto de aplicação prática, registra-se sua utilização em cerca de 150 estudos de bacias, localizadas em várias partes do mundo, com bons resultados (11).

A estrutura lógica do modelo é ilustrada na figura 10, cuja interpretação detalhada foi julgada desnecessária, tendo em vista as considerações feitas no capítulo II sobre o ciclo hidrológico (figuras 2 e 3).

O esquema da figura 10 pode ser aplicado à bacia toda ou, conforme o caso particular, a segmentos da bacia principal escolhidos em função de suas extensões em área ou outras características físicas. No caso de haver necessidade de divisão em sub-bacia, o comportamento global da bacia principal será dado pelo efeito conjunto da aplicação do modelo a cada uma das sub-bacias.

O modelo aceita como "entrada" ("imput") dados de precipitação e evapotranspiração potencial divididos em intervalos de tempo $\triangle t$.

A cada intervalo $\triangle t$ o computador executa toda a seqüência de cálculos ilustrada na figura 10, partindo de condições iniciais conhecidas ou admitidas.

Ao fim de cada intervalo de tempo obtêm-se os valores de "saída" ("output") bem como as condições iniciais para repetição da seqüência de cálculos correspondentes ao intervalo de tempo subseqüente.

Obtêm-se geralmente como saída valores da recarga do lençol profundo, da evapotranspiração efetiva e da vazão em um ou mais pontos da bacia ao longo de todo o período simulado.

A "zona superior" da figura 10 regula os processos de escoamento superficial, escoamento hipodérmico e infiltração. Na "zona inferior" ocorrem os processos de infiltração lenta e percolação profunda para os canais de escoamento.

A seguir serão descritas, de forma breve, as formulações matemáticas para os vários processos em jogo:

☐ Interceptação

O volume de água interceptada antes de atingir o solo é função principalmente da cobertura vegetal da bacia. O modelo admite que nenhuma quantidade de água possa alcançar o solo antes de encher totalmente o "reservatório de interceptação" cuja capacidade máxima é EPXM*.

Cabe lembrar que, de acordo com a convenção adotada no início do capítulo, EPXM* é um parâmetro a ser determinado.

A água retida por interceptação é constantemente evaporada a uma taxa E_p (evaporação potencial). Após esta redução chamar-se-á de X a quantidade de água que atinge o solo.

☐ Infiltração

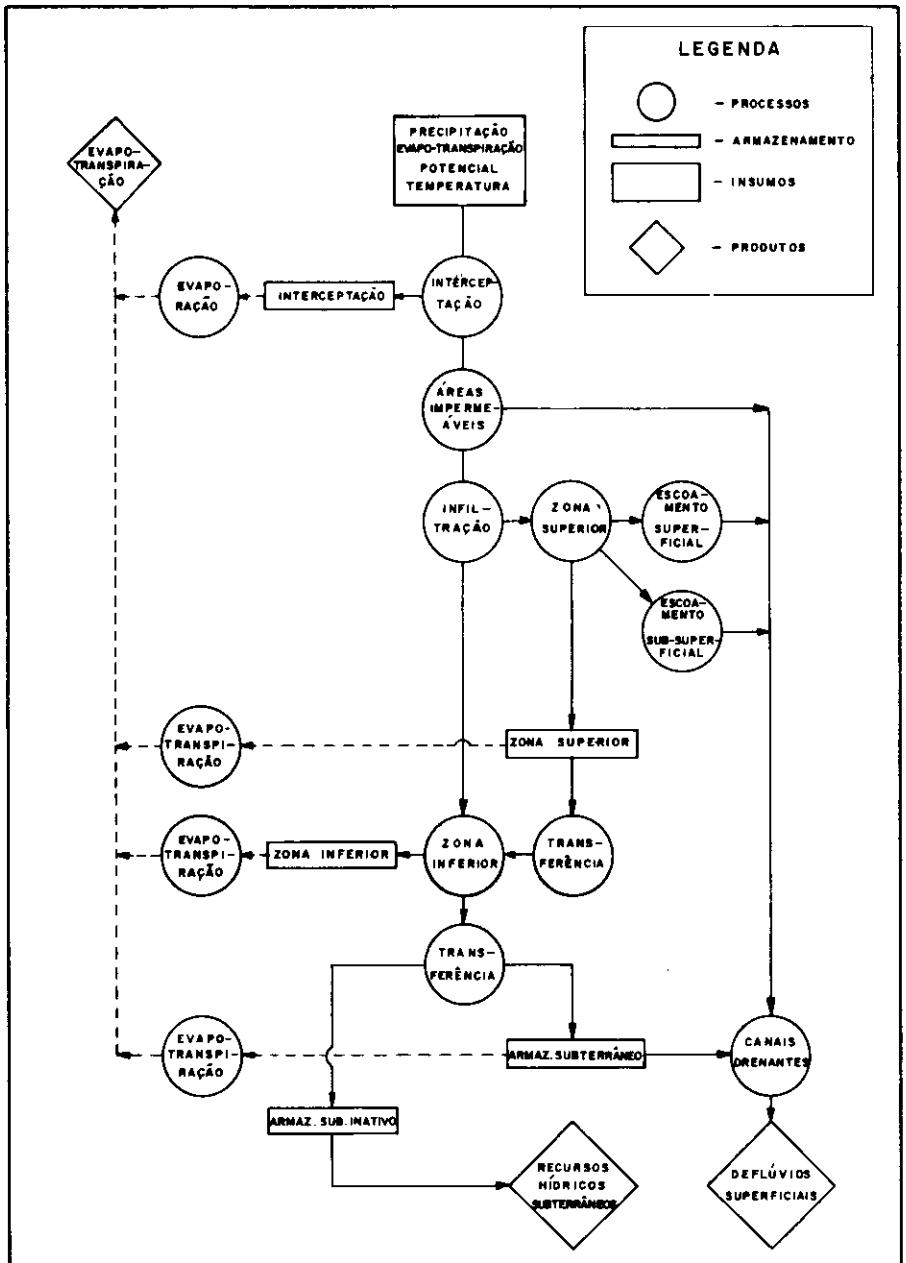
O modelo separa dois tipos de infiltração.

Infiltração Direta — que se processa tão logo a água esteja disponível para infiltrar e

Infiltração Retardada — que se processa a partir das quantidades de água temporariamente armazenadas nas camadas superiores do solo.

☐ Infiltração direta

A capacidade de infiltração em qualquer bacia não é geralmente homogênea em toda área. O modelo leva em conta este fato introduzindo



ESTRUTURA LÓGICA DO STANFORD WATERSHED MODEL IV

fig. 10

o conceito de "distribuição cumulativa de capacidade de infiltração" representado por uma curva que indica no eixo das abscissas a porcentagem da área da bacia que tem uma capacidade de infiltração igual ou menor ao valor indicado no eixo das ordenadas (fig. 11).

O modelo assume que a curva da figura 11 possa ser assimilada a um segmento de reta e ainda divide a infiltração direta em duas porções principais (fig. 12). A parte hachurada com linhas tracejadas contribui para o escoamento hipodérmico, enquanto que a porção inferior (assinalada com linhas cheias) compõe o escoamento profundo.

Nesta figura o simbolo **b** é uma função não linear do grau de umidade armazenada na zona inferior; **c** é um coeficiente maior que a unidade função também do grau de umidade armazenada nas camadas inferiores do solo.

O grau de umidade é definido como sendo o valor da razão LZS/LZSN onde LZS é a quantidade retida na zona inferior em determinado instante e LZSN* é a capacidade nominal de retenção desta zona (+).

O valor de b é dado pelas seguintes relações experimentais:

$$b = CB^{*}/2^{(4.LZS/LZSN)} \quad \text{(eq. 16)}$$

quando LZS/LZSN < 1

$$b = CB^{*}/^{4+2\times(LZS/LZSN)} - 1.0) \quad \text{(eq. 17)}$$

quando LZS/LZSN >

O valor de c é dado por:

$$c = CC^{*}.2^{(LZS/LZSN)}$$

Nestas expressões os símbolos CC* e CB* representam parâmetros a determinar que variam com o tipo de solo.

Desta forma quando uma quantidade de água X atinge o solo, haverá uma separação em três porções conforme indicado no esquema da figura 13 onde:

Y — representa a quantidade de água infiltrada nas camadas mais profundas do solo.

W — é a quantidade retida momentaneamente na região onde ocorre o escoamento hipodérmico.

Z — é a quantidade de água que resta na superfície do solo.

O modelo calcula cada uma destas porções através das expressões matemáticas transcritas no quadro abaixo.

O valor de b regula a quantidade de água que percola em direção às camadas mais profundas, enquanto que o valor de c tem influência na forma do hidrograma na parte correspondente ao escoamento superficial direto e escoamento hipodérmico.

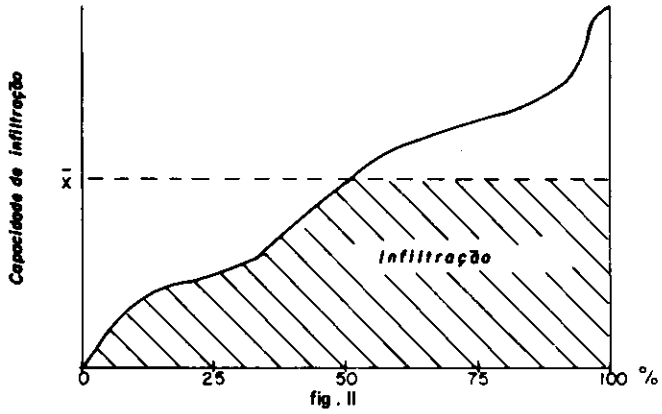


fig. 11

Porcentagem da area da bacia com capacidade de infiltração igual ou menor do que o valor indicado.

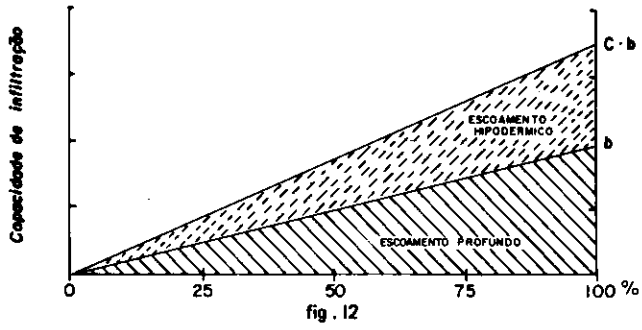


fig. 12

Porcentagem da area da bacia com capacidade de infiltração igual ou menor que o valor indicado.

	ÁREA Y	ÁREA W	ÁREA Z
$X < b$	$X - \frac{X^2}{2b}$	$\frac{X^2}{2b}\left(1 - \frac{1}{c}\right)$	$\frac{X^2}{2b.c}$
$b < X < b.c$	$\frac{b}{Z}$	$X - \frac{b}{2} - \frac{X^2}{2bc}$	$\frac{x^2}{2bc}$
$X > b.c$	$\frac{b}{2}$	$\frac{b}{2}(c - 1)$	$X - \frac{bc}{2}$

(+) **Capacidade nominal de retenção é definida como sendo aquela que permite que 50% da água que chega em certo instante percole 50% seja retida. . . . .**

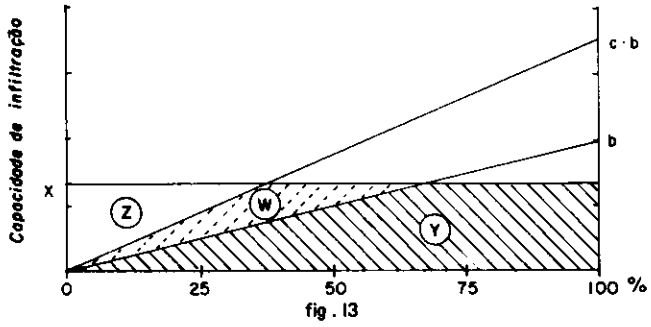
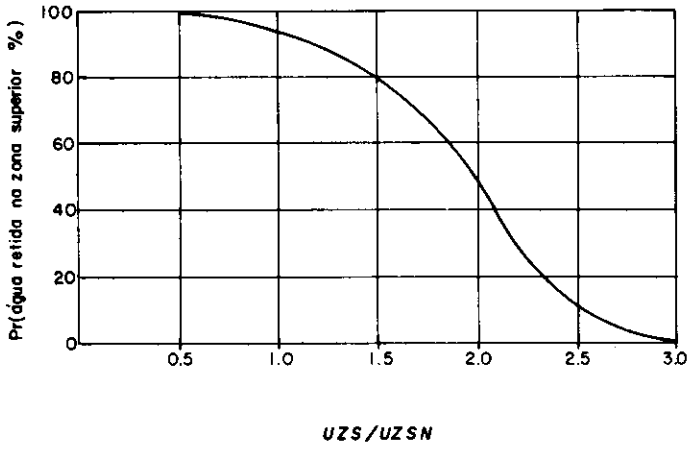


fig. 13

Porcentagem da área com capacidade de infiltração igual ou menor que o valor indicado.



INFILTRAÇÃO RETARDADA

fig. 14

☐ Infiltração retardada

Na figura 13 a área Z representa a quantidade de água que permanece na superfície do solo. Parte desta água constituirá o escoamento superficial; outra parcela será evaporada; a quantidade restante constituirá a infiltração retardada.

O processo de infiltração retardada depende principalmente do grau de umidade armazenado na "zona superior" (fig. 10).

Chamando de Pr a parcela de Z que é retida na zona superior, os autores do modelo adotaram relações matemáticas experimentais para quantificar esta parcela em função da relação UZS/UZSN* onde:

UZS — é quantidade de água efetivamente retida na zona superior

UZSN* — é a capacidade nominal da zona superior (+)

Pr — é a parcela de água retida na zona superior expressa em porcentagem de Z.

A expressão gráfica das relações matemáticas adotadas pelo modelo é mostrada na fig. 14.

Quando o valor da relação de armazenamento da zona superior UZS/UZSN excede o valor da relação de armazenamento da zona inferior LZS/LZSN inicia-se a percolação da água inicialmente retida, regulada pela expressão:

$$PERC = 0.003 . CB^* . UZSN ((UZS/UZSN^*) - (LZS/LZSN^*)) \quad \text{(eq. 18)}$$

onde CB* é um parâmetro já definido e PERC é a taxa de infiltração em polegadas por hora.

☐ Escoamento superficial

A parcela de Z que não evaporou e não infiltrou na zona superior está disponível para escoar sobre a superfície do solo em direção a cotas mais baixas.

O movimento da água sobre a superfície do solo é um fenômeno complexo cuja simulação rigorosa requer a solução das equações da continuidade e quantidade de movimento em suas formas mais gerais.

Tal fato levou os autores do Watershed Model IV a apresentar um modelo simplificado para simular o escoamento superficial, com base na já conhecida fórmula de MANNING.

Tal modelo assume que uma lâmina de água de largura infinita se move sobre o solo em regime de escoamento turbulento regido pela expressão:

$$q = \frac{1.486}{n^*} i^{*1/2} \left(\frac{D}{L^*}\right)^{5/3} \left[1 + 0.6 \left(\frac{D}{De}\right)^3\right]^{5/3} \quad \text{(eq.19)}$$

onde

L^* = comprimento do percurso de escoamento

i^* = declividade da superfície de escoamento

D = água retida sobre o solo, constituindo a lâmina em movimento

n^* = coef. de MANNING

q = vazão média de escoamento superficial em um intervalo de tempo $\triangle t$.

De = água retida sobre o solo quando o escoamento superficial atinge o regime de equilíbrio. Seu valor é dado por:

$$De = 0.000818 \frac{I^{0.6} . n^{0.6} L^{*1.6}}{i^{*0.3}} \quad \text{(eq.20)}$$

Nesta expressão I representa a "taxa de suprimento de água" em polegadas/hora, ou seja, a intensidade da chuva que se precipita sobre a superfície de escoamento.

Para quantificar o escoamento superficial o modelo precisa resolver sucessivamente (intervalo de tempo após intervalo de tempo) a equação de continuidade dada por:

$$D_2 = D_1 + \triangle D - \bar{q}_r \triangle t \quad \text{(eq. 21)}$$

onde

$\triangle t$ = intervalo de tempo adotado

D_2 = água retida sobre a superfí-

cie no fim do intervalo de tempo (t = 2)

D_1 = água retida na superfície no fim do intervalo de tempo anterior (t = 1)

$\triangle D$ = quantidade de água adicionada ao armazenamento já existente.

q = vazão de escoamento superficial.

O modelo resolve esta equação numericamente adotando intervalos de tempo pequenos (da ordem de quinze minutos), a fim de obter certa precisão nos resultados.

Os parâmetros a serem determinados neste modelo de escoamento superficial são o comprimento do percurso de escoamento (L*), o coeficiente de MANNING (n*) e a declividade da superfície de escoamento (i*).

O hidrograma calculado com base nas equações 19, 20 e 21 ainda não leva em conta o efeito de armazenamento sobre a superfície da bacia. Para considerar o referido efeito, os autores recomendaram o método de Clark (10) que será descrito com maiores detalhes no item referente à função de retardamento do modelo HEC-I.

☐ Escoamento hipodérmico

Conforme visto na figura 13, certa parcela W é adicionada à zona de escoamento hipodérmico quando a quantidade de água fica disponível à superfície do solo.

Sendo SRGX a quantidade de água armazenada na zona de escoamento hipodérmico, o escoamento hipodérmico é calculado da seguinte forma:

INTF = LIRC4 . SRGX (eq. 22)

onde

LIRC4 = 1.0 — $(IRC^*)^{1/96}$ (eq. 23)

O parâmetro IRC* é uma característica da curva de recessão do escoamento hipodérmico (ver capítulo 2) definida como a relação entre a vazão de escoamento hipodérmico em qualquer instante pela vazão de escoamento hipodérmico 24 horas antes do referido instante.

☐ Lençol subterrâneo

A quantidade de água disponível para infiltração no lençol subterrâneo é a parcela Y da figura 13 à qual é acrescida a infiltração retardada.

A soma destas duas parcelas constitui a recarga do lençol subterrâneo e é função apenas da quantidade de umidade retida nesta zona, representada pela relação LZS/LZSN*, onde LZS é a quantidade de água efetivamente armazenada em determinado instante e LZSN* é a capacidade de armazenamento nominal definida no item referente à infiltração direta.

As relações matemáticas que definem o processo são resumidas na figura 16.

☐ Deflúvio básico

A contribuição do lençol subterrâneo (GWF) é calculada através de um modelo simplificado, função do gradiente hidráulico do lençol e características da curva de recessão do escoamento básico (figura 15).

GWF = LKK4 (1.0 + KV* . GWS) SGW (eq. 24)

onde SGW é o armazenamento subterrâneo e GWS a declividade da superfície do lençol, que neste modelo é calculada diariamente através da relação:

GWS = 0.97 (WS + recarga do dia anterior)

o parâmetro LKK4 é definido como sendo

LKK4 = 1.0 — $(KK24^*)^{1/96}$ onde

KK24* = é uma característica da curva de recessão definida como sendo a relação entre o escoamento básico em um instante qualquer pelo escoamento básico 24 horas antes deste instante.

Na realidade a relação (IV. 10) que governa GWF nada mais é do que a equação logarítmica da curva de recessão (capítulo 2, eq. 4), ou seja, depois de um período de N dias a vazão básica decresce de $(KK24)^N$.

O parâmetro KV* é introduzido para permitir variações na curva de depleção que a análise dos dados eventualmente indique ser mais condizente com a realidade física.

No modelo o valor de GWF é calculado cada 15 minutos.

☐ Perdas por evapotranspiração

Perdas por evapotranspiração podem ocorrer a partir do reservatório de interceptação, da "zona superior", da "zona inferior", da superfície de rios e lagos e do lençol subterrâneo.

O modelo admite que a evaporação da água no reservatório de interceptação, na "zona superior" e nos rios e lagos se processe com uma intensidade igual à evaporação potencial.

A evapotranspiração da umidade contida na "zona inferior" é calculada introduzindo o conceito de "oportunidade de evapotranspiração" que pode ser definido de forma semelhante ao conceito de distribuição cumulativa de capacidade de infiltração do item de infiltração direta.

A figura 17 (à semelhança da cacacidade de infiltração (indica que é adotada uma distribuição linear de oportunidade de evapotranspiração.

A quantidade retirada por evapotranspiração (E) da "zona inferior" pode ser obtida da figura 17.

$$E = Ep - \frac{Ep^2}{2r} \qquad \text{(eq. 25)}$$

onde

E = evapotranspiração efetiva em polegadas por dia

Ep = evapotranspiração potencial nas mesmas unidades

$$r = K3 \frac{LZS}{LZSN^*} \qquad \text{(eq. 26)}$$

sendo

K3 é um parâmetro a ser determinado e a relação

LZS/LZSN* já foi definida anteriormente no item sobre infiltração direta.

A evapotranspiração do lençol subterrâneo tem menor importância mas é também simulada através do parâmetro K24EL* que indica a porcentagem de área do lençol subterrâneo que está sujeita a uma intensidade de evapotranspiração igual à evapotranspiração potencial.

☐ Transporte na rede hidrográfica

Conforme assinalado no início do capítulo, o modelo pode calcular uma série de vazões em um ou mais locais da bacia hidrográfica (A), chamados "pontos de descarga" (flow-points).

O trecho da bacia localizado a montante de cada um dos pontos de descarga é subdividido em um ou mais segmentos de forma que a cada um destes segmentos corresponda no mínimo uma estação pluviométrica. A extensão de cada segmento pode ser determinada através do traçado de uma rede de Thiessen ou então com base em conhecimentos prévios a respeito da distribuição de chuvas na região.

O esquema da figura 18 mostra um exemplo de subdivisão de bacia.

Neste exemplo as vazões do posto II poderão ser calculadas de duas formas:

1. Simulando a bacia como um todo ou seja determinando um conjunto de parâmetros para toda a área situada a montante do posto.

2. Dividindo a bacia em duas sub-bacias ou seja:

— sub-bacia 1 — área a montante do posto I

— sub-bacia 2 — área intermediária entre I e II

No segundo caso haverá necessidade de determinar dois conjuntos de parâmetros, cada um deles correspondendo a uma sub-bacia.

O hidrograma do posto II seria então calculado da seguinte forma:

a) calcula-se o hidrograma em I com os parâmetros da sub-bacia 1.

b) calcula-se o amortecimento do hidrograma devido ao armazenamento natural do trecho $\overline{I\ II}$.

c) calcula-se a contribuição da sub-bacia 2 com base no conjunto de parâmetros correspondentes a esta área.

d) soma-se o hidrograma amortecido da sub-bacia 1 com o hidrograma correspondente à sub-bacia 2.

O Stanford Watershed Model IV calcula o efeito de amortecimento devido ao armazenamento natural pela aplicação do Método de Muskingum (capítulo 2).

☐ Os parâmetros do modelo de Stanford

O "Stanford Watershed Model IV" opera com 19 parâmetros excluindo-se deste número aqueles relativos aos fenômenos de formação e fusão de gelo.

Alguns destes parâmetros foram assinalados durante o correr das seções anteriores referentes à quantificação dos diversos processos físicos que compõem o ciclo hidrológico. Aqueles que ainda não foram definidos constam do quadro 1.

Assinale-se que 15 destes parâmetros são determinados com certa facilidade diretamente a partir de dados hidrológicos e outras características da bacia ou então, através de indicações fornecidas pelos autores com base em valores experimentais, através de "tabelas guia". A ref. (5) contém todas as informações necessárias à avaliação destes parâmetros.

Restam 4 parâmetros cuja determinação não pode ser feita diretamente. São eles as capacidades nominais de armazenamento (UZSN e LZSN), o índice de infiltração direta (CB) e o índice CC que governa a proporção de escoamento hipodérmico na composição dos hidrogramas.

O parâmetro CC pode ser determinado por tentativas ajustando-se

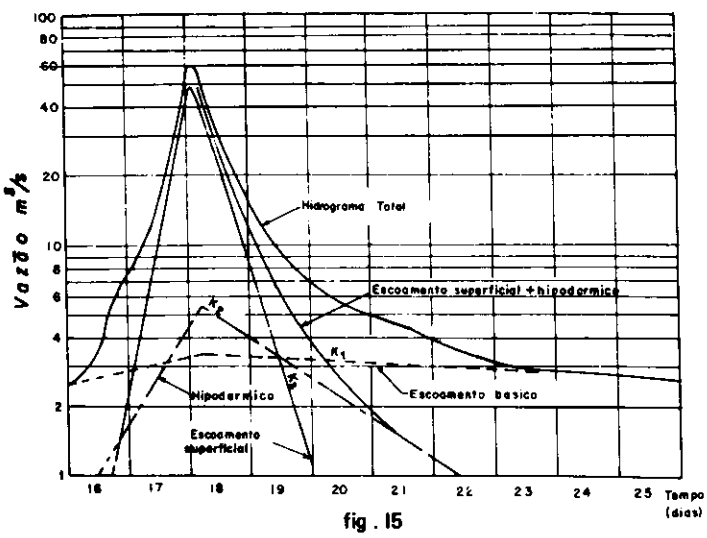


fig. 15

Análise do trecho de recessão de um hidrograma

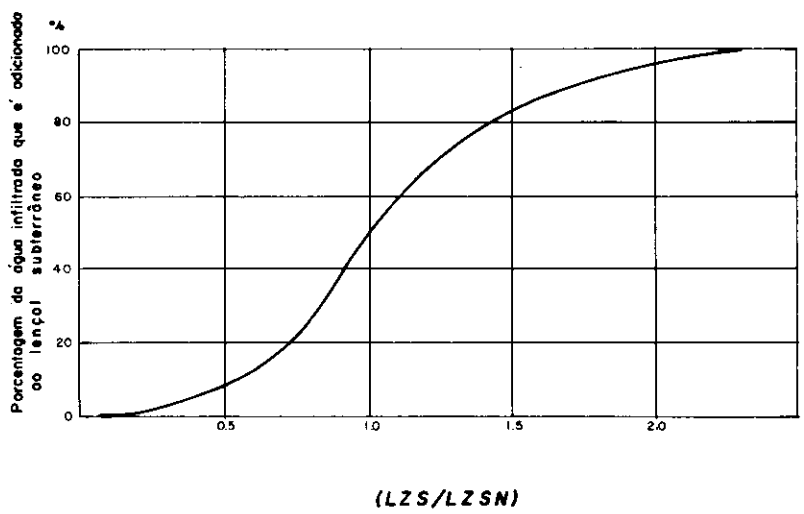


fig. 16

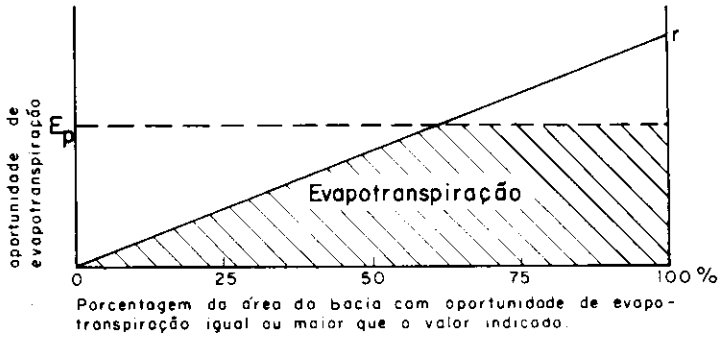


fig. 17

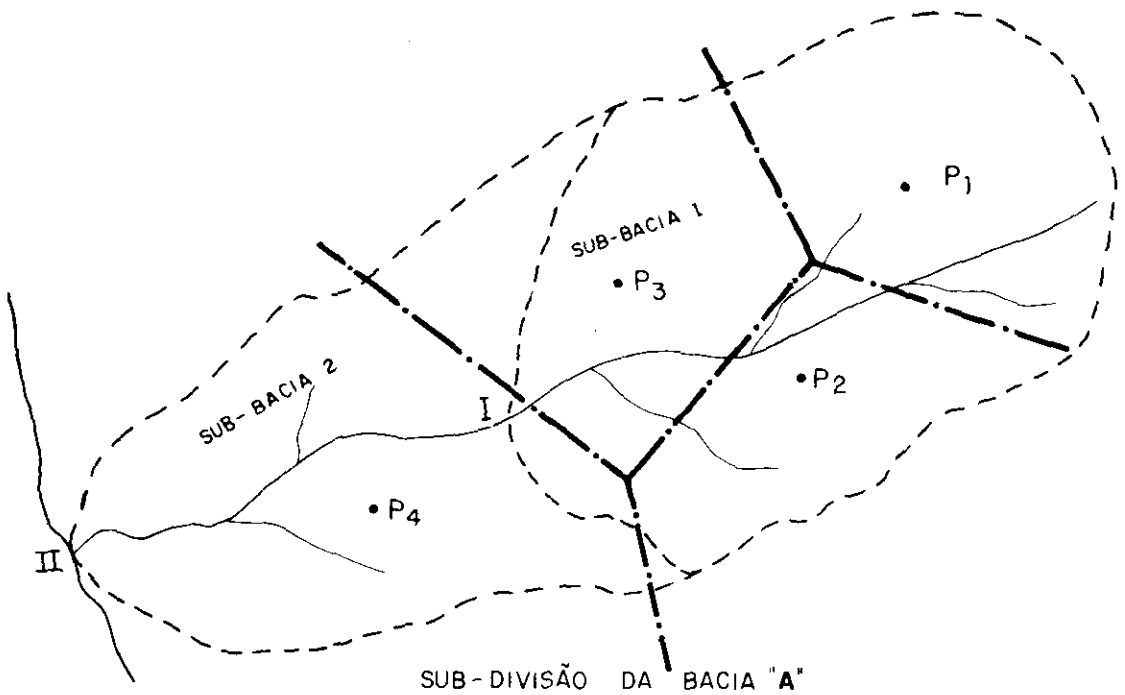


fig. 18

PARÂMETRO	SIGNIFICADO	DETERMINAÇÃO ATRAVÉS DE:
K1	Distribuição da chuva em cada segmento da bacia	Dados hidrológicos
ÁREA	Área de cada segmento da bacia	Mapas ou fotografias aéreas
A	Fração considerada impermeável de " ÁREA "	A = 0 para bacias não desenvolvidas. *Em bacias urbanizadas o valor de A é determinado através de fotografias aéreas ou de curva fornecida em (5)*
EPXN	Capacidade do reservatório de interceptação	Tabela
UZSN	Capacidade de armazenamento nominal da zona superior	Tabelas e procedimentos de otimização
LZSN	Capacidade de armazenamento nominal da zona inferior	Tabelas e procedimentos de otimização
K3	Índice de evaporação efetiva	Tabela
K 24 L	Índice que controla perdas, por evapo-transpiração do lençol profundo	Na grande maioria dos casos K 24 L = 0 o ajuste pode ser feito por tentativas
K 24 EL	Índice que indica a fração equivalente de área do lençol profundo onde a evaporação represente a uma taxa = Ep	Na grande maioria dos casos K 24 EL = 0; o ajuste pode ser feito por tentativas
CB	Índice de infiltração	Tabelas e procedimentos de otimização
CC	Índice de escoamento hipodérmico	Tentativas
L	Comprimento da superfície de escoamento superficial direto	Mapas ou fotografias aéreas
SS	*Declividade da superfície de escoamento superficial direto*	*Mapas*
NN	Rugosidade da superfície de escoamento superficial direto *(número de MANNING)*	Tabelas
ETL	Superfície líquida diretamente exposta à radiação solar *(fração da área total)*	Mapas ou fotografias aéreas
KS1	Índice da fórmula de Muskingum (armazenamento natural)	Dados hidrológicos
IRC	Índice de recessão do escoamento hipodérmico	Dados hidrológicos
KV	Componente variável da recessão do escoamento básico	Tabela e tentativas
KK24	*Índice de recessão do escoamento básico*	*Dados hidrológicos*

Quadro 1

os hidrogramas calculados aos hidrogramas *típicos observados*.

A determinação de UZSN, LZSN e CB é mais difícil porque estes parâmetros não são independentes e seu grau de dependência varia de bacia para bacia.

A avaliação destes valores é feita através de tabelas que indicam aproximadamente as relações existentes entre eles bem como através de subrotinas de computador cujos fundamentos são abordados também em (5).

4.2 - Modelo Mero

De forma idêntica ao modelo de Stanford o "Modelo Mero" adota um "esquema de reservatórios", como, de forma geral, todos os modelos que simulam continuamente o comportamento de uma bacia.

O modelo aceita como entrada valores diários (podem ser adotados outros intervalos de tempo) de precipitação e evaporação, a partir dos quais percorre toda a seqüência da figura 19 que representa o esquema *lógico da simulação*.

Obtêm-se valores diários da vazão *separada em seus correspondentes* (escoamento superficial, hipodérmico e subterrâneo), da recarga do lençol subterrâneo e da evaporação efetiva. São computadas também, após cada intervalo de tempo, as condições de umidade do solo necessárias

aos cálculos correspondentes ao intervalo de tempo seguinte.

A figura 19 indica a seqüência de reservatórios adotada, basicamente semelhante aos esquemas do ciclo hidrológico das figuras 2 e 3. Note-se apenas que a camada de solo compreendida entre a superfície e o lençol profundo é considerada responsável por dois tipos de armazenamento (L1 e L2) que serão discutidos mais adiante.

O tratamento dispensado a cada um dos processos do ciclo hidrológico é o seguinte:

☐ Interceptação

A chuva (P), antes de atingir o solo, é interceptada pelo reservatório de interceptação, cuja capacidade máxima se convenciona chamar de Usat*. Enquanto retida neste reservatório, a água evapora-se a uma taxa Ea (evaporação efetiva).

Desta forma a parcela PN de chuva disponível para infiltração ou escoamento direto será:

$PN = P - \triangle U$ (eq. 27)

sendo

$\triangle U = Usat\text{-}U\text{-}Ea$ (eq. 28)

onde

PN = quantidade de água disponível sobre o solo para infiltrar ou escoar superficialmente.

P = quantidade de água precipitada

U = quantidade de água já armazenada no reservatório de interceptação quando ocorre a precipitação (P).

Ea = evaporação efetiva.

☐ Infiltração

Uma vez sobre o solo a quantidade de água PN poderá infiltrar-se ou escoar superficialmente. A separação destas duas parcelas é feita pela fórmula de Horton.

$fi = fc + (fo - fc)\, e^{-kt}$ (eq. 29)

substituindo-se porém o termo kt por um índice relacionado com o grau de umidade do solo.

$$fi = fc + (fo - fc)\, e\, (c\,\frac{Lsat - L}{Lsat} - 1)$$ (eq. 30)

onde

fi = taxa de infiltração no instante i

fc = taxa de infiltração mínima

fo = taxa de infiltração no início de chuva

K = constante função do tipo de solo

t = tempo a partir do início da chuva

L = quantidade de água efetivamente retida no reservatório do subsolo.

Lsat = capacidade máxima do reservatório do subsolo.

c = coeficiente de retardamento $0 < c < 1$.

A quantidade de água que resta disponível para o escoamento superficial direto no instante i será portanto:

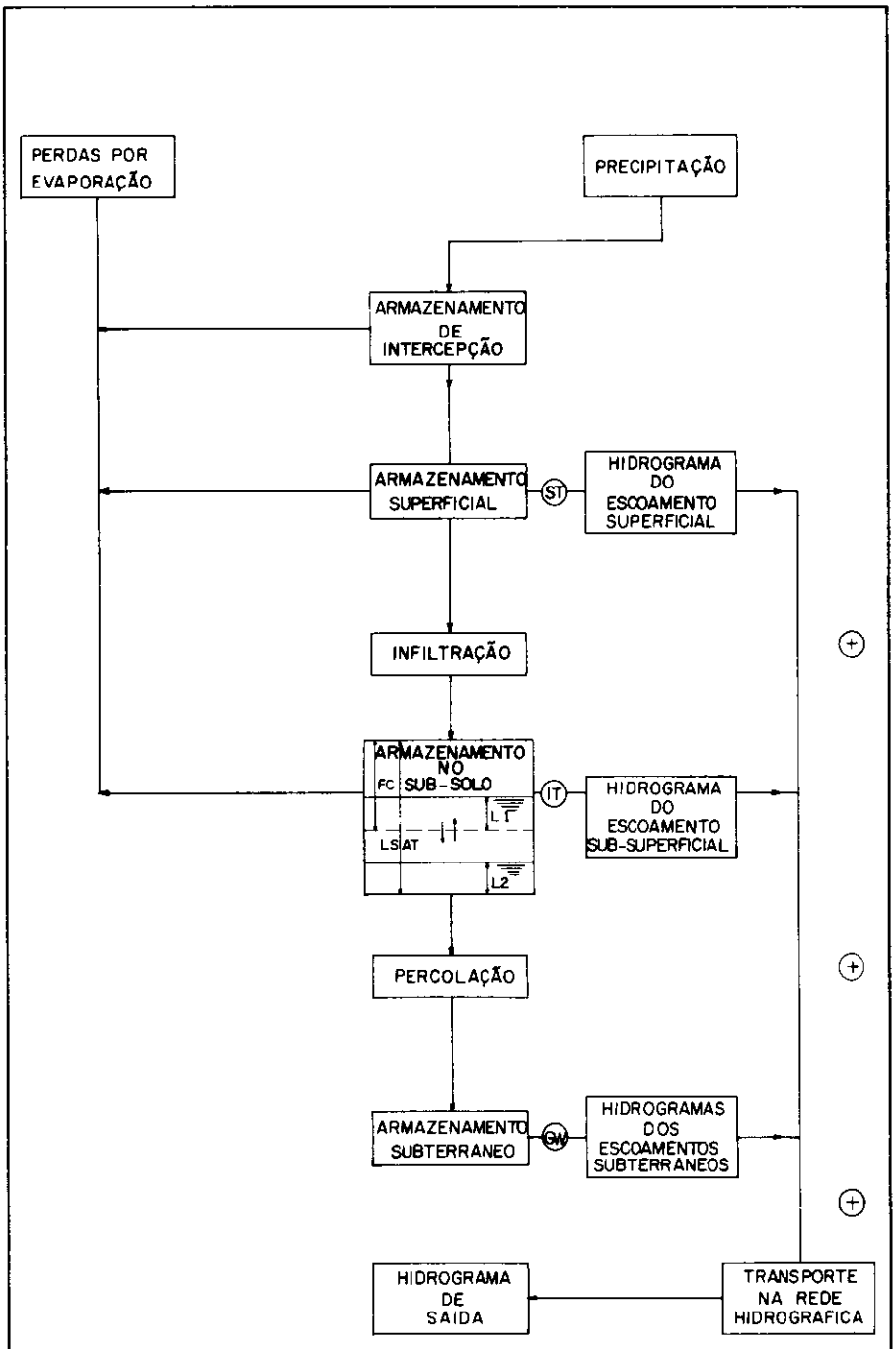
$ST_i = PN_i - fi$ (eq. 31)

A parcela $fi = PN_i - ST_i$ penetra no "reservatório do subsolo" que se entende como o trecho compreendido entre a superfície do solo e o lençol subterrâneo.

A água que penetra no solo é inicialmente retida nas camadas superiores do mesmo por forças de capilaridade e retenção junto às raízes. A quantidade armazenada neste trecho em dado instante é L_1.

Com o aumento de L_1 atinge-se o limite de saturação FC (capacidade de campo) da zona superior a partir do que inicia-se a percolação em direção às camadas mais profundas que armazenam uma quantidade de água L2.

A figura 20 mostra esquematicamente a divisão do reservatório do subsolo em duas fases.



ESQUEMA LOGICO DO MODELO "MERO"

fig. 19

☐ Os processos do "reservatório do subsolo"

Uma vez infiltrada, a quantidade PN—ST será incorporada a um dos armazenamentos L1 ou L2 que obedecem as seguintes relações:

$0 < L1 < FC^*$ (eq. 32)

$FC^* < L2 < Lsat^*$

$L = L1 + L2$

onde

FC = capacidade de campo; maior valor que L1 pode assumir

Lsat = capacidade máxima do reservatório do subsolo.

L = quantidade total de água retida no reservatório do subsolo.

Por hipótese não existirá nenhuma percolação profunda até que se tenha L > FC. Poderá existir no entanto algum escoamento subsuperficial (IF) que o modelo quantifica da seguinte forma em dado instante i:

$$IF_i = \frac{L1}{Lsat}(PN_i - ST_i) \quad \text{(eq. 33)}$$

O acréscimo de umidade, △ L, do solo será portanto:

$$\triangle Li = PN_i - STi - IF_i \quad \text{(eq. 34)}$$

ou seja

$$L(i) = L(i-1) + \triangle Li \quad \text{(eq. 35)}$$

e se

$L < FC$ então $L = L1$

se

$L > FC$ então $L = FC + L2$

Durante os períodos secos o modelo considera que a água evapora do solo proporcionalmente ao seu grau de saturação L/Lsat segundo a relação:

$$Ea = \frac{L}{Lsat} Ep \quad \text{(eq. 36)}$$

Portanto, durante estes períodos o solo perde constantemente umidade ou seja △ L assume valores negativos.

$$\triangle L = -Ea \quad \text{(eq. 37)}$$

portanto

$$L(i) = L(i-1) - Ea \quad \text{(eq. 38)}$$

A recarga do lençol subterrâneo (GW) que se inicia a partir do instante em que L > FC, é quantificada pela expressão:

$$GW = \frac{C1^*}{DM - ND} \cdot \frac{L2^2}{Lsat - FC} \quad \text{(eq. 39)}$$

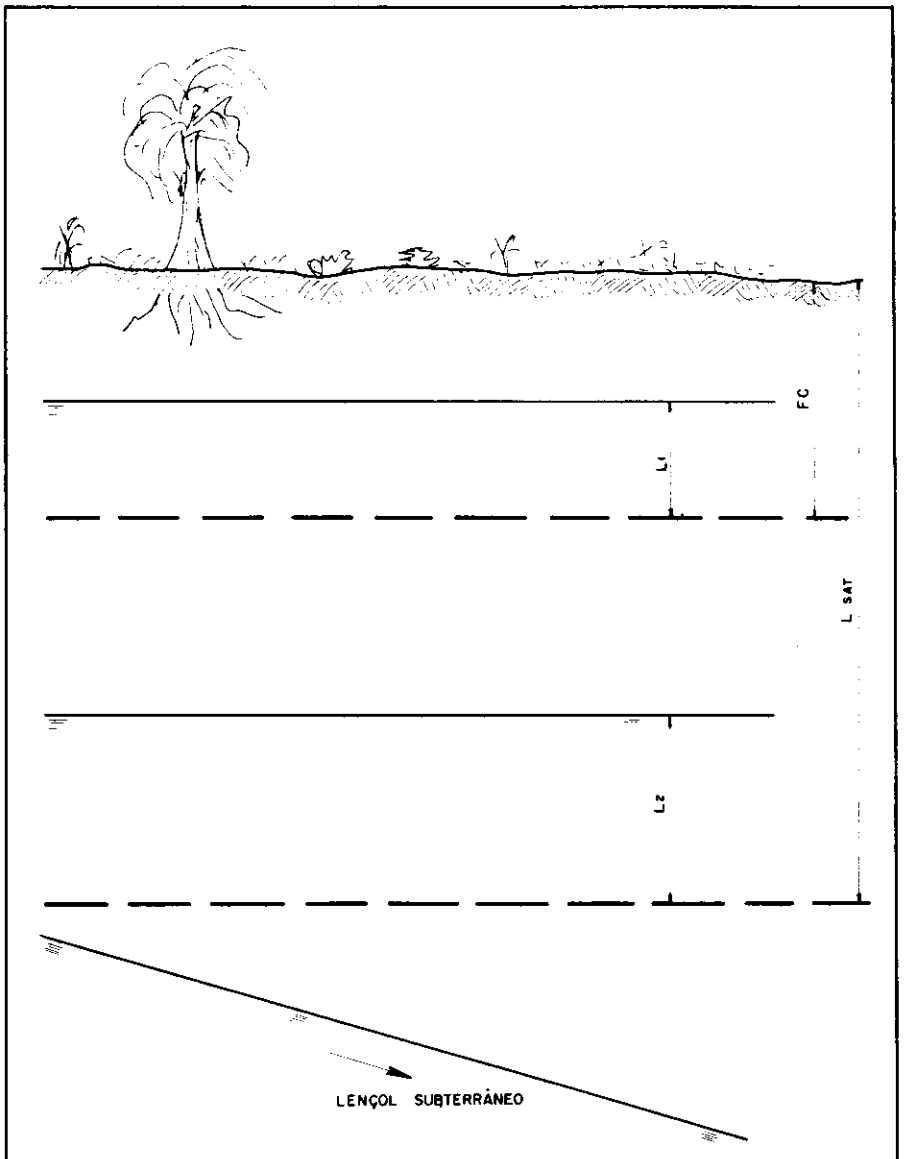
onde o fator C1* / DM — ND representa uma função de retardamento, onde

DM é um tempo de retardamento inicial;

ND é um tempo contado a partir do momento em que L se torna maior do que FC e DM >ND;

C1* é uma constante a ser determinada por tentativas.

A esta altura o modelo já calculou as quantidades ST, IF e GW, ou seja, as parcelas da chuva P que vão constituir respectivamente o escoamento superficial, hipodérmico e subterrâneo. Estas quantidades estão expressas, no entanto, em unidades de altura de lâmina de água (mm) e portanto devem ser transformadas em vazão a fim de simular o comportamento da bacia.



REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO RESERVATÓRIO DO SUBSOLO

fig. 20

☐ Conversão em vazões

Para transformar as quantidades ST, IF e GW em vazões, o modelo admite que a descarga de qualquer dos reservatórios (superficial, subsuperficial e subterrâneo) seja proporcional ao volume acumulado em cada um destes reservatórios.

Transcrevendo as equações 2 e 3 tem-se:

$$\sum_{j=1}^{n} \frac{dV_j}{dt} = \sum_{j=1}^{n} \frac{1}{\theta_j} Aj \frac{dh}{dt} = \sum_{j=1}^{n} Qij \quad \text{(eq. 40)}$$

$$\sum_{j=1}^{n} V_{i_j} = \sum_{j=1}^{n} \int Q_j dt = \sum_{j=1}^{n} \int_{h_1}^{h_2} A_j \, dh \quad \text{(eq. 41)}$$

onde

Vij = volume de água disponível *para o escoamento no instante i no* reservatório j;

A_j^* = área de reservatório j;

hij = altura da lâmina de água;

θj = coeficiente de armazenamento;

Qij = vazão do reservatório j no instante i.

As áreas Aj* dos diversos reservatórios são parâmetros que podem ser determinados pela análise de dados hidrológicos.

O modelo utiliza também certas características dos trechos de recessão dos hidrogramas a fim de transformar os volumes armazenados em vazão.

No capítulo 2 (equação 4) foi visto que no trecho de recessão dos hidrogramas a vazão de cada um dos escoamentos j decresce exponencialmente com o tempo. Esta relação pode ser expressa por:

$$Qij = Qoj\ e^{-1/to} \qquad \textit{(eq. 42)}$$

onde

Qij = vazão do reservatório j no instante i;

to = "tempo característico de depleção".

Esta equação quando integrada entre dois instantes quaisquer fornecerá o volume de água descarregado pelo reservatório j no intervalo de tempo considerado. Quando a integração é feita entre o instante arbitrário i até o infinito o resultado será igual ao volume total de água armazenada no reservatório j no instante i

$$Vi = \int_i^{\infty} Qi\ dt = \Sigma_1^j \int_i^{\infty} Qoj\ e^{-i/toj}\ dt \quad \text{(eq.43)}$$

$$Vi = \Sigma_1^j\ Qij\ toj \qquad \text{(eq.44)}$$

Os tempos característicos de depleção (cada um correspondente a *um dos j reservatórios) podem ser* obtidos mediante a separação dos diversos tipos de escoamento conforme técnica descrita no capítulo 2 figura 7.

O processo conforme descrito a seguir é ilustrado pela figura 21 onde o eixo das vazões está em escala logarítmica.

A separação dos vários tipos de escoamento é feita a partir de longos trechos de recessões dos hidro-

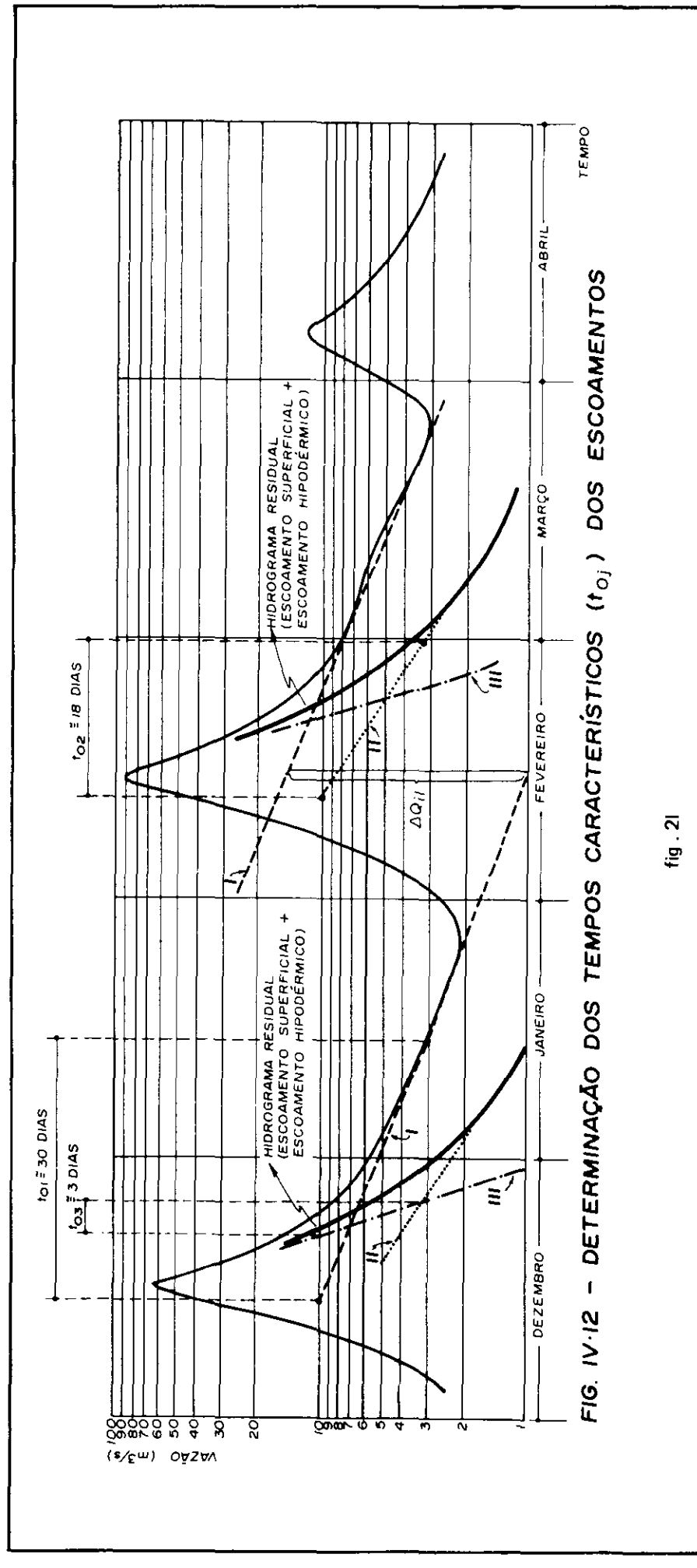


FIG. IV·12 - DETERMINAÇÃO DOS TEMPOS CARACTERÍSTICOS (t_{oj}) DOS ESCOAMENTOS

fig. 21

gramas, uma vez que nestes períodos as vazões mais baixas (correspondentes ao fim do trecho de recessão) alinham-se sensivelmente segundo uma reta.

Inicialmente traça-se a reta I tangente ao trecho do hidrograma que se assimila a uma reta.

Obtém-se assim a reta característica da depleção de um dos escoamentos (no caso o deflúvio básico).

Em seguida subtraem-se das vazões observadas (hidrograma) os valores correspondentes ao escoamento básico (reta I).

Obtém-se um "hidrograma residual" cujo trecho final assimila-se também a uma reta. Traça-se a reta II, tangente ao trecho final do hidrograma residual, que no caso representa outro tipo de escoamento (hipodérmico ou escoamento subterrâneo secundário).

Procede-se analogamente com os outros hidrogramas residuais obtendo-se ao fim da análise j retas cada uma delas representando um tipo de escoamento.

Os valores dos tempos característicos de depleção (toj) podem ser determinados fazendo-se i/to = 1 caso em que:

$$Qij = Qoj\ e^{-i/to} \quad \text{se transforma em:} \qquad (eq.45)$$

$$\frac{Qi}{Qo} = 0.3678 \qquad (eq.46)$$

ou seja:

tempo característico de depleção do reservatório j é definido como sendo o tempo que uma vazão arbitrária inicial Qo do reservatório j demora para assumir um valor Qi = 0.3678 Qo

A técnica de separação de escoamentos conforme descrita acima permite também a determinação da variação de descarga (△ Qij) de cada escoamento após a ocorrência de uma chuva conforme indicado na fig. 21.

A variação de volume (△ Vij) de cada armazenamento pode então ser obtida da seguinte forma:

$$Vij = Qij\ .\ toj - Q(i-1)\ j\ .\ toj \qquad (eq.47)$$

Supondo por simplicidade que só existam três tipos de escoamento (superficial, hipodérmico e básico), as áreas correspondentes a cada um destes armazenamentos serão:

$$A_{ST*} = \frac{\triangle V_{ST}}{S_T} \qquad (eq.48)$$

$$A_{iF*} = \frac{\triangle V_{IF}}{IF} \qquad (eq.49)$$

$$A_{GW*} = \frac{\triangle V_{GW}}{GW} \qquad (eq.50)$$

onde:

A_{ST*} = área do armazenamento correspondente ao escoamento superficial

A_{iF*} = área do armazenamento correspondente ao escoamento hipodérmico

A_{GW*} = área do armazenamento correspondente ao escoamento subterrâneo.

GW = altura da lâmina de água do reservatório subterrâneo

ST = altura da lâmina do reservatório superficial

IF = altura da lâmina de água do reservatório subsuperficial

$\triangle V_{ST}$ = variação de volume do reservatório superficial

$\triangle V_{IF}$ = variação de volume do reservatório subsuperficial

$\triangle V_{GW}$ = variação de volume do reservatório subterrâneo

O conjunto das vazões dos diversos tipos de escoamento (Qij) deriva de variações de volumes que são convertidos em vazão com base nas expressões já conhecidas:

$$Vij = \sum_{j=1}^{n} Qij\ toj = \sum_{j=1}^{n} (V_{(i-1)j} + \Delta\ Vij)\ e^{-1/to} \qquad (eq.51)$$

lembrando (eq. 48), (eq. 49), (eq. 50) e introduzindo os valores Aj*

$$Vij = \sum_{j=1}^{n} (V_{(i-1)} + A_j R)\ e^{-1/toj} \qquad (eq.52)$$

onde:

$$Qij = \frac{1}{\Delta t} \sum_{j=1}^{n} (V_{(i-1)j} + AjRi)\ (1 - e^{-1/toj}) \qquad (eq.53)$$

sendo

Qij = vazão do escoamento j no instante i (m^3/s)

t = número de segundos contidos no intervalo de tempo adotado

R = altura da lâmina de água correspondente a ST, IF ou GW

Aj = área do armazenamento j

Vij = volume do armazenamento j no instante i

A exemplo do "Stanford Watershed Model IV" o modelo Mero pode ser também aplicado a segmentos de bacia caso em que o comportamento total da mesma será simulado pelo conjunto de todas as sub-bacias adotadas.

Para tanto, o "Modelo Mero" pode incorporar também técnicas de amortecimento de ondas de enchente do tipo Muskingum ou outras. O modelo pode incorporar também efeitos de bombeamento ou recarga artificial de lençóis profundos bem como efeitos de operação de reservatórios e reversão de bacias.

PARÂMETRO	SIGNIFICADO	DETERMINAÇÃO ATRAVÉS DE:
A4	Área de drenagem total da bacia hidrográfica	Mapas, fotografias aéreas
A3	Área equivalente do armazenamento responsável pelo escoamento hipodérmico (eqs. 40 e 41)	Análise do hidrograma
A2	Área do aquífero secundário (eqs. 40 e 41)	Análise do hidrograma, geologia da bacia
A1	Área do aquífero principal (eqs. 40 e 41)	Análise do hidrograma, geologia da bacia
to1	Tempo característico de depleção do aquífero principal (eqs. 45 e 46)	Análise do hidrograma
to2	Tempo característico de depleção de aquífero secundário (eqs. 45 e 46)	Análise do hidrograma
to3	Tempo característico de depleção do escoamento hipodérmico (eqs. 45 e 46)	Análise do hidrograma
to4	Tempo característico de depleção do escoamento superficial (eqs. 45 e 46)	Análise do hidrograma
USAT	Capacidade do reservatório de interceptação (Cap. 4)	Análise do hidrograma, cobertura da bacia
FC	Capacidade de campo	Tipos de solo da bacia e cobertura vegetal; ajuste final por tentativas
LSAT	Capacidade máxima de retenção do sub-solo (Cap. 4)	Tipos de solo da bacia; ajuste final por tentativas
Po	Índice mínimo de infiltração do solo (correspondente a fc na fórmula de Horton)	Tipos de solo da bacia
SND	Coeficiente de forma do trecho ascendente do hidrograma, dado por fórmula empírica	Ajuste dos valores calculados aos hidrogramas típicos de enchente
C	Coeficiente da função de infiltração (eq. 30)	Ajuste dos valores calculado aos tempos característicos dos hidrogramas de enchentes
DM	Tempo característico do retardamento da recarga do lençol profundo	Dados de níveis de lençol profundo ou tentativas
C1	Coeficiente e recarga do lençol profundo (eq. 39)	Dados de níveis do lençol profundo ou tentativas

quadro 2

☐ Os Parâmetros do "Modelo Mero"

Os parâmetros mais importantes do "Modelo Mero" foram assinalados com (*) no decorrer da exposição das páginas anteriores.

De forma geral estes valores podem ser obtidos de dados hidrológicos (conforme técnicas já abordadas) ou com base em características geológicas, topográficas e da cobertura vegetal da bacia.

O quadro 2 relaciona a totalidade dos parâmetros necessários e fornece breves indicações de seus significados e processos de determinação.

4.3 - O Flood Hydrograph Package — HEC — 1

Este modelo aplica-se exclusivamente a problemas de controle de enchentes, apresentando em conseqüência estrutura bem mais simples que os trabalhos abordados anteriormente.

Ao contrário dos modelos "Stanford Model IV" e "Mero" que simulam continuamente o ciclo hidrológico, o HEC—1 reproduz somente hidrogramas de enchente ou seja opera com chuvas isoladas. Os escoamentos subterrâneos não são considerados, uma vez que toda ênfase é dada aos processos que ocorrem na superfície do solo; os efeitos da evapotranspiração são desprezados; o escoamento subsuperficial é considerado englobado no escoamento superficial e o deflúvio básico recebe tratamento bastante simplificado.

Por outro lado, o modelo foi desenvolvido objetivando ampla flexibilidade procurando cobrir toda a gama de problemas que surgem em trabalhos relativos a controle de enchentes.

Este fato aliado à simplicidade do modelo, traduzida pelo pequeno número de parâmetros que são automaticamente ajustados pelo computador, fazem com que seu custo operacional seja bastante reduzido permitindo portanto sua aplicação a uma ampla faixa de projetos de controle de enchentes entre os quais se incluem trabalhos de pequeno porte que não justificam grandes gastos em estudos.

A estrutura principal do modelo pode ser separada em três processos distintos:

Função de "Perdas" ou "Redução" que separa certa quantidade de chuva em duas parcelas quais sejam chuva "excedente" que irá constituir o escoamento superficial direto e as "perdas" que englobam as quantidades de água infiltrada e armazenada temporariamente em depressões do solo e na cobertura vegetal da bacia.

Função de "Retardamento" que distribui a quantidade de chuva "excedente" no tempo em forma de hidrograma. Esta função quantifica o tempo de caminhamento de água desde o ponto em que atingiu o solo até um ponto qualquer do curso de água, bem como leva em conta os efeitos de armazenamento temporário da água sobre a superfície da bacia.

Transporte na Rede Hidrográfica que leva em conta o efeito do armazenamento natural nos cursos de água.

De forma semelhante aos modelos descritos anteriormente, o HEC—1 pode considerar uma bacia principal, "A", dividida em várias sub-bacias (fig. 22) e obter o hidrograma final (no ponto III) pela composição dos hidrogramas das sub-bacias depois de levar em conta o amortecimento das ondas de enchentes na rede hidrográfica.

No exemplo da figura 22 a área situada a montante do ponto I é a sub-bacia. 1. A sub-bacia 3 represen-

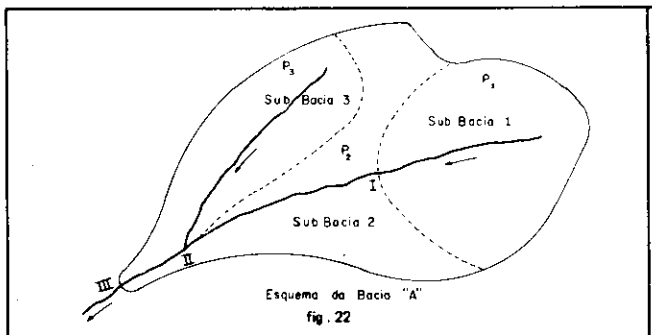
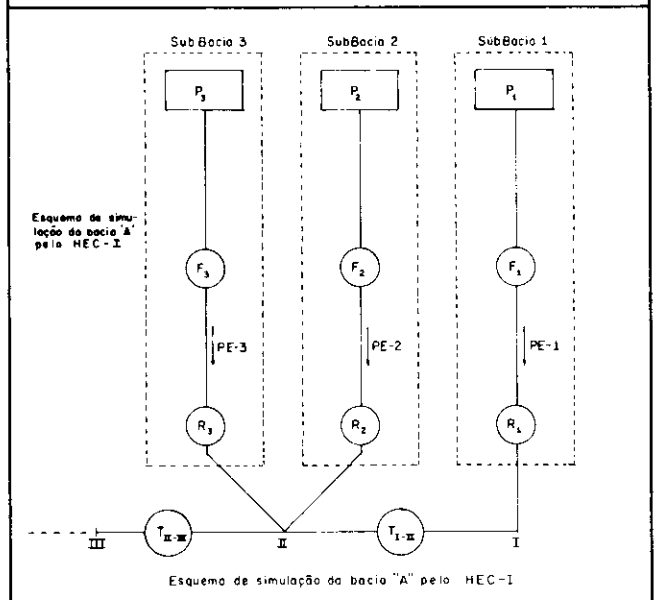
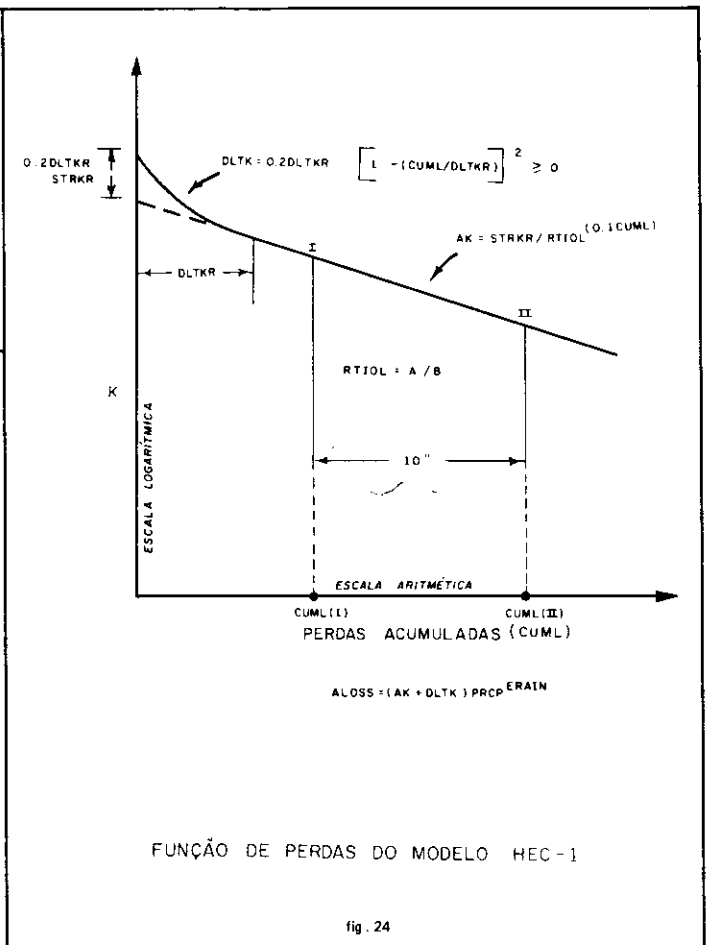


fig. 22



Esquema de simulação da bacia "A" pelo HEC-I

fig. 23



FUNÇÃO DE PERDAS DO MODELO HEC-1

fig. 24

ta a bacia hidrográfica de um afluente ao rio principal que tem a sua foz no ponto II. A sub-bacia 2 é a área intermediária responsável pela contribuição ao trecho I—II do rio principal. O ponto III representa, no caso, o local onde se deseja calcular o hidrograma de enchentes.

O esquema de simulação da bacia "A" é representado pela figura 23

onde:

P_1, P_2, P_3 são as precipitações médias nas sub-bacias 1, 2 e 3

F_1, F_2, F_3 representam as funções de perdas das sub-bacias

P_{E1}, P_{E2}, P_{E3} representam as chuvas excedentes de cada sub-bacia

R_1, R_2, R_3 representam as funções de retardamento das sub-bacias

T_{I-II} e T_{II-III} representam as funções de amortecimento da onda de enchente nos trechos I—II e II—III respectivamente.

☐ Função de perdas

O HEC—1 admite uma função de perdas do tipo:

$L = KP^E$ representada pela fig. 24

onde:

L = taxa de perdas (mm/hora ou pol/hora)

P = intensidade de precipitação (mm/hora ou pol/hora)

E = expoente variando entre 0 e 1 que depende principalmente da heterogeneidade do solo e da cobertura vegetal da bacia, bem como da distribuição espacial de chuva.

K = coeficiente que depende das perdas acumuladas (CUML) fig. 24.

Esta função é colocada sob forma ligeiramente diferente a fim de considerar o trecho não linear da figura 24 utilizando a mesma nomenclatura do HEC—1, a nova formulação da função de perdas será:

$$ALOSS = (AK + DLTK)\ PRCP^{ERAIN} \qquad \text{(eq. 54)}$$

onde

ALOSS = taxa de perdas (L)

PRCP = intensidade da precipitação (P)

ERAIN = expoente variando entre 0 e 1.0 (E)

AK + DLTK = K coeficiente que varia com a quantidade de água acumulada no solo

O termo AK representa o trecho retilíneo da curva da figura 24 e é dado por:

$$AK = STRKR^*/RTIOL^{*\,0.1\,(CUML)^{1.5}} \qquad \text{(eq. 55)}$$

onde

CUML é a quantidade de água acumulada no solo

STRKR* é o valor de AK para CUML = 0

ou seja o valor obtido no eixo das ordenadas pelo prolongamento do trecho retilíneo da função de perdas.

RTIOL* é a relação entre dois valores A e B de AK tais que CUML (II) — CUML (I) = 10 polegadas

O valor de DLKT, responsável pelo trecho não retilíneo da função de perdas é dado por:

$$DLTK = 0.2\ DLTKR^*\ \ 1 - (CUML/DLTKR^*)^2 \quad \text{para } 0 < CUML < DLTKR^* \qquad \text{(eq. 56)}$$

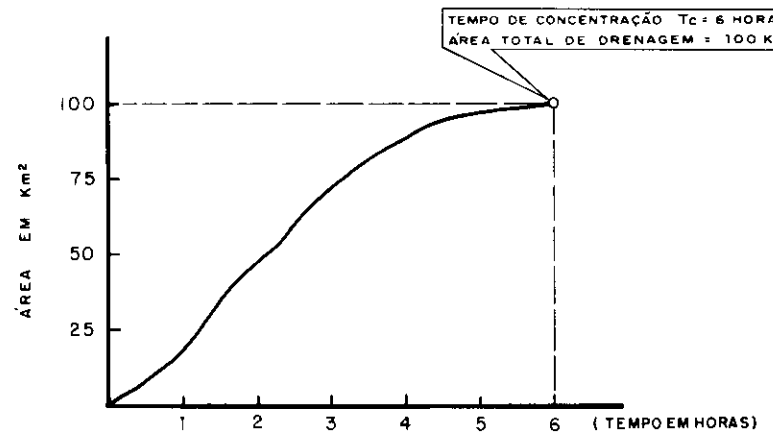
$$DLTK = 0 \text{ para } CUML > DLTKR^*$$

O parâmetro DLTKR* corresponde ao valor de CUML no ponto de tangência.

☐ Função de retardamento

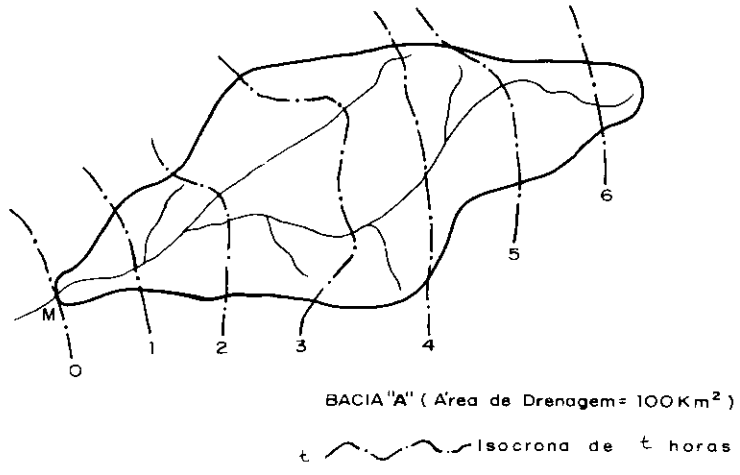
Uma vez deduzidas as "perdas" da quantidade de precipitação total a "chuva excedente" fica disponível para constituir o escoamento superficial direto. A distribuição desta quantidade de água ao longo do tempo é feita pelo método de Clark (10) através da curva "tempo-área" da bacia (fig. 25).

A curva "tempo-área" indica no eixo das ordenadas a área da bacia que em dado instante t (indicado no



CURVA TEMPO ÁREA DA BACIA "A"

fig. 25



TEMPOS DE PERCURSO DA BACIA "A"

fig. 26

eixo das abcissas) está contribuindo com escoamento superficial direto na seção M. Nesta curva após ter decorrido o tempo t_c (tempo de concentração) toda a área de drenagem da bacia A está contribuindo com escoamento superficial em M.

A determinação da curva "tempo-área" é feita mediante o traçado de linhas isócronas (lugar geométrico dos pontos de igual tempo de percurso) para o que é necessário estimar a velocidade de escoamento da água nos cursos de água e na superfície do solo (fig. 26).

Quando a curva tempo-área não é fornecida, o HEC—1 executa os cálculos com uma curva sintética dada pelas seguintes expressões adimensionais:

$$AI = T^{1.5}/0.707 \quad (0 < T < 0.5) \qquad \text{eq. 57)}$$

$$1\text{-}AI = (1\text{-}T)^{1.5}/0.707 \quad (0.5 < T < 1.0) \qquad \text{(eq. 58)}$$

onde

AI — parcela da área de drenagem que contribui com escoamento superficial no instante T expressa em porcentagem da área total

T — tempo expresso em fração do tempo de concentração t_c ($T = t/t_c$)

As ordenadas da curva tempo-área multiplicadas pela chuva excedente fornecem um hidrograma em que não é levado em conta o efeito do armazenamento na bacia.

Para "amortecer" o hidrograma assim calculado o HEC—1 adota um esquema semelhante ao método de Muskingum abordado no capítulo II colocado sob a forma:

$$0_2 = CA \,.\, I + CB \,.\, 0 \qquad \text{(eq. 59)}$$

$$CA = \triangle t\, R + \triangle t/2 \qquad \text{(eq. 60)}$$

$$CB = 1 - CA \qquad \text{(eq. 61)}$$

onde o valor 1/K da equação 13 é substituído por R* (coeficiente de armazenamento da bacia).

Nas equações 59 e 60 tem-se:

0_2 = vazão no fim do intervalo de tempo $\triangle t$

0_1 = vazão no início do intervalo de tempo $\triangle t$

$\triangle t$ = intervalo de tempo adotado para o cálculo do caminhamento

I = volume de água correspondente a um intervalo $\triangle t$ no hidrograma calculado sem o amortecimento da bacia (curva tempo-área x chuva excedente)

CA = parâmetro função de R* e $\triangle t$

R* = coeficiente de armazenamento da bacia (em horas).

☐ Transporte na rede hidrográfica

O HEC—1 incorpora 5 diferentes métodos para levar em conta o efeito de armazenamento na rede hidrográfica, podendo o usuário escolher qualquer um deles em função dos dados disponíveis e dos aspectos particulares de cada problema. Dentre estes métodos são utilizados na grande maioria dos casos o já citado método de Muskingum (eq. 13 e 14) e o método conhecido pelo nome "MODIFIED PULS".

O "MODIFIED PULS" adota um esquema semelhante ao utilizado para o cálculo do caminhamento da onda de enchente em reservatórios e necessita dos seguintes dados:

- armazenamento no caixão do rio em função do nível de água (curva cota-volume)
- vazão em função do nível de água (curva chave)
- hidrograma, I(t), no início do trecho em que se está considerando o caminhamento da onda.

O método utiliza somente a equação da continuidade na seguinte forma:

$$I\,dt = 0dt + dv \qquad \text{(eq. 62)}$$

$$I = 0 + \frac{dv}{dt} \qquad \text{(eq. 63)}$$

onde

I = vazão de entrada no trecho de rio

0 = vazão de saída do trecho de rio

dv = incremento do volume armazenado no trecho de rio durante o tempo t

Considerando sucessivos intervalos de tempo $\triangle t$ e colocando a equação 63 em termos finitos tem-se:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \frac{0_1 + 0_2}{2} + \frac{V_2 - V_1}{\Delta t} \qquad \text{(eq. 64)}$$

onde

I_1 e I_2 vazões de entrada no início e fim de intervalo de tempo $\triangle t$ respectivamente

0_1 e 0_2 vazões de saída no início e fim do intervalo de tempo $\triangle t$ respectivamente

V_1 e V_2 volume armazenado no caixão do rio no início e fim do intervalo $\triangle t$ respectivamente.

Fazendo $I = I_1 + I_2/2$ e o reagrupamento os termos da equação 64 tem-se:

$$\left(\frac{0_2}{2} + \frac{V_2}{\Delta t}\right) = \left(\frac{0_1}{2} + \frac{V_1}{\Delta t}\right) + I - 0_1 \qquad \text{(eq. 65)}$$

que permite a determinação de 0_2 mediante a utilização das curvas cota x volume e altura x vazão.

☐ Vazão básica

O HEC—1 calcula as vazões básicas dos hidrogramas de forma bastante simplificada uma vez que as mesmas, de forma geral, não têm significado quando comparadas com as vazões máximas instantâneas que são, no caso, o principal objetivo da simulação.

A vazão básica Q_2 no fim de um intervalo de tempo $\triangle t$ é calculada pela expressão:

$$Q_2 = Q_1 \,.\, RTIOR^{-0.1} \qquad \text{(eq. 66)}$$

onde

Q_1 = vazão no início do intervalo $\triangle t$

RTIOR = razão entre a vazão em um instante qualquer i no trecho de recessão e a vazão em um instante i, 10 intervalos de tempo mais tarde.

Verifica-se que o modelo calcula as vazões básicas pelo prolongamento do trecho de recessão do período anterior ao início da chuva. Não é levado em conta o efeito da recarga do lençol durante a chuva.

☐ O ajuste de parâmetros

A maioria dos parâmetros necessários ao cálculo de um hidrograma de enchentes foram assinalados no decorrer das seções anteriores em que se relaciona apenas aqueles que deverão passar por um processo de ajuste, uma vez que os demais são obtidos diretamente sem qualquer dificuldade a partir de dados hidrológicos e características físicas da bacia (por exemplo: áreas de drenagem, características de curvas de recessão, etc.).

O HEC-1 é dotado de uma subrotina de otimização automática de parâmetros que dá sucessivos incrementos a cada um dos parâmetros, testando em seguida, o valor de uma função critério. Os parâmetros são considerados ajustados quando o valor da função critério atinge seu valor mínimo ou seja qualquer novo incremento que se dê a qualquer dos parâmetros aumenta o valor da função critério.

A função critério adotada pelo modelo é a somatória dos quadrados das diferenças entre os valores calculados e observados. A fim de conseguir uma reprodução mais precisa dos picos de enchente, os valores, altos de vazão são multiplicados por um coeficiente que lhes dá maior peso no processo de otimização.

5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

5.1 - Preliminares

Neste capítulo serão aplicados, a título de exemplo dois dos modelos descritos no capítulo 4, quais sejam o modelo "Mero" e o HEC-1. O "Stanford Watershed Model IV" não pôde, infelizmente, ser testado face a dificuldades inerentes à linguagem de programação e à capacidade do equipamento de computação disponível.

O principal objetivo da aplicação dos dois modelos acima citados foi adquirir uma compreensão global do funcionamento dos modelos bem como tentar caracterizar a interação chuva x comportamento da bacia.

Por este motivo as aplicações foram feitas em caso que não necessitassem a utilização de métodos de amortecimento de ondas de enchente em canais naturais uma vez que a diversidade e complexidade destes métodos, aliadas à falta de dados, geralmente necessários a estes tipos de cálculo, certamente introduziriam dispersões tais que impediriam a análise objetiva do processo "chuva x bacia hidrográfica" propriamente dito.

Há que se observar também que em virtude de problemas relativos a equipamento houve necessidade de introduzir algumas adaptações no HEC-1. Estas adaptações basearam-se na publicação (12) também do U.S. Corps of Engineers e introduziram alguns melhoramentos para facilitar o ajuste de parâmetros através do console do computador IBM 1130. Estas modificações não alteraram os princípios básicos do modelo podendo existir entretanto alguma diferença de nomenclatura de menor importância entre os parâmetros apresentados no capítulo 4 e as folhas de saída do computador que serão apresentadas a seguir neste capítulo.

5.2 - Local da aplicação dos modelos

Escolheu-se para aplicação dos modelos a bacia do rio Atibaia (posto de Atibaia) no período que abrange os anos hidrológicos de 1964/65 até 1967/68 (fig. 27).

As razões que motivaram a escolha desta bacia foram, entre outras:

- não existe a montante de Atibaia qualquer modificação introduzida pelo homem que pudesse alterar o regime hidrológico do rio.
- os dados fluviométricos e pluviométricos já se encontram publicados por entidades oficiais tendo sofrido portanto, pelo menos, uma depuração preliminar.
- a distribuição dos pluviômetros na região é homogênea.
- existe em Itatiba, cidade próxima a Atibaia, outro posto fluviométrico cujos dados poderiam servir de controle aos resultados obtidos.
- a geologia, pedologia, topografia e ocupação do solo da bacia são conhecidas.

5.3 - Breve descrição da bacia

A bacia do rio Atibaia a montante da cidade do mesmo nome apresenta uma área de drenagem de 1130 km² aproximadamente com terras pertencentes aos municípios de Atibaia, Bom Jesus dos Perdões, Nazaré Paulista e Piracaia.

Segundo o mapeamento de solos realizado pelo Ministério da Agricultura constata-se que a maioria da área contém solos autóctones do sistema cristalino compostos de rochas ferro magnesianos, granitos, gnaises, filitos, micaxistos, quartsitos e calcários.

Os principais tipos de solos são latosol vermelho amarelo-orto, latosol vermelho amarelo-fase rosa, latosol - fase substrato granito, gnaise e podsolico vermelho amarelo orto.

Toda a região situa-se próximo à Serra da Mantiqueira apresentando portanto declividades elevadas.

A ocupação do solo indica em números aproximados as seguintes porcentagens:

pastagens	— 41%
florestas e reflorestamento	— 20%
cobertura residual	— 27%
culturas diversas, banhados, estradas, etc.	— 12%

Os principais tributários do rio Atibaia são os rios Cachoeira e Atibainha; a altitude aproximada da cidade de Atibaia é de 800 m acima do nível do mar.

5.4 - Dados disponíveis

Foram utilizados para aplicação dos modelos os seguintes dados:

- Boletim Fluviométrico n.º 24 do Ministério das Minas e Energia — Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica; (13); Estação n.º 23-46-4 PF (Atibaia) e Estação n.º 22-46-5 PF (Itatiba).
- Boletim Pluviométrico n.º 2 do Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo postos E3-15, E3-75, E3-76 e E3-99 (14).
- Dados de Evaporação do Instituto Agronômico de Campinas (não publicados).
- Dados Fluviométricos do Departamento de Águas e Energia do Estado de São Paulo em Itatiba (não publicados).

5.5 - plicação do "Modelo Mero"

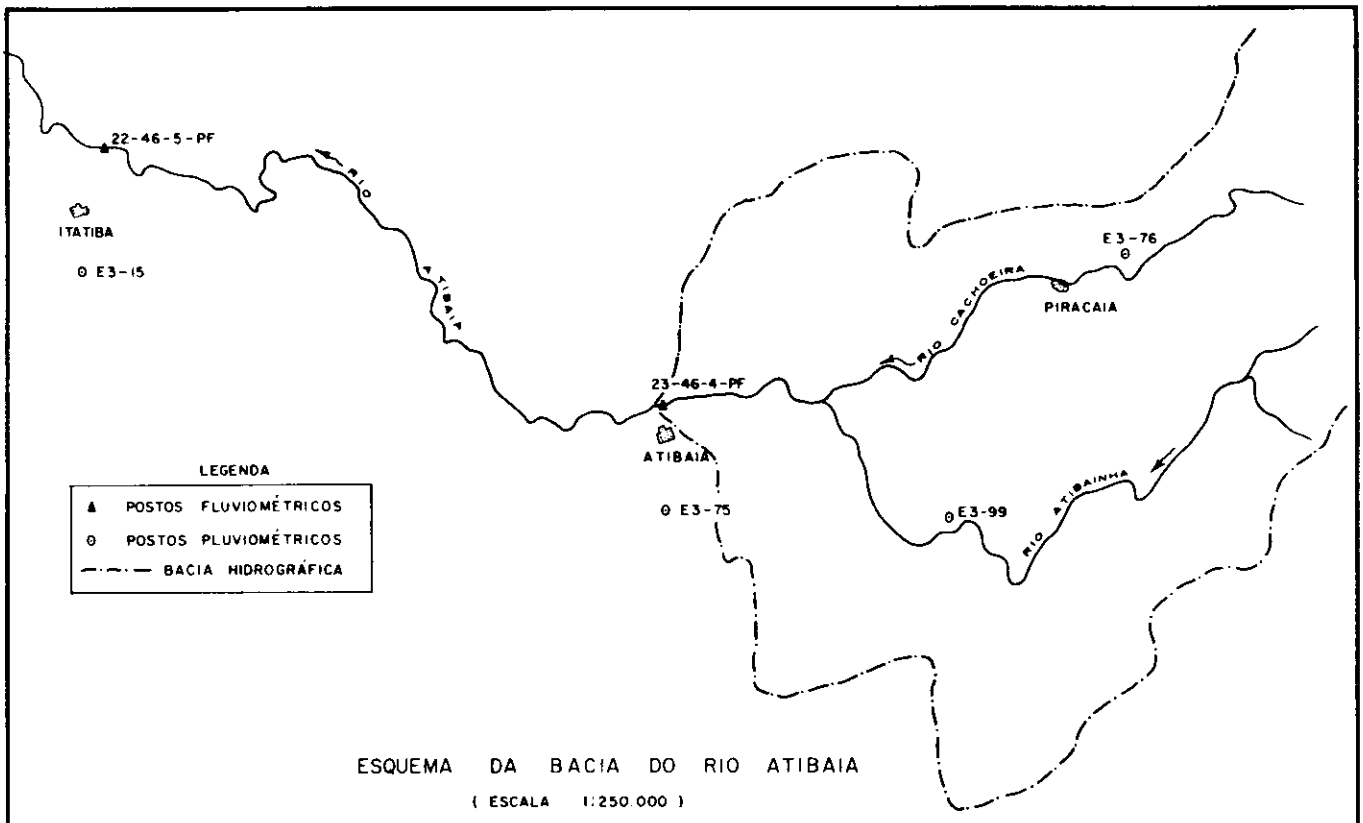
Inicialmente foram calculados os parâmetros passíveis de determinação através de dados hidrológicos e características topográficas e geológicas da bacia. Os parâmetros restantes foram estimados da forma que o autor julgou mais condizente com as características da bacia.

Feito o primeiro processamento do modelo pelo computador foi possível, através das análises dos resultados, corrigir os erros mais grosseiros nas estimativas dos parâmetros.

O acerto dos valores dos parâmetros prosseguiu de forma sistemática iterativa até que não se obtivessem mais melhorias sensíveis nos resultados. Procurou-se então analisar com maior profundidade as causas das discrepâncias que não foram possíveis de eliminar mediante o ajuste de parâmetros.

A figura 28 indica os valores finais dos parâmetros que foram utilizados para a simulação dos 4 anos. A fig. 29 indica os hidrogramas calculados e observados no ano hidrológico de 66/67 enquanto que a ilustração 30 reproduz as folhas de saída do computador para o ano 66/67 com o seguinte significado das colunas:

1 — ano
2 — mês
3 — dia
4 — vazão total
5 — escoamento superficial direto
6 — escoamento hipodérmico
7 — contribuição do aquífero principal
8 — contribuição do aquífero secundário
9 — média ponderada das chuvas sobre a bacia
10 — recarga do lençol profundo
11 — água retida na camada superior do solo (L_1) Valor máximo $L_1 = FC$
12 — água retida no subsolo (L)



ESQUEMA DA BACIA DO RIO ATIBAIA

(ESCALA 1:250.000)

fig. 27

```
RUN NO. 39          POSTO FLUVIOMETRICO        23-46-4PF DNAE          DATE - 14/12/72
                  MULTY-LAYER  HYDRO-METEROLOGICAL  WATER-BALANCE   COMPUTATION
*------------------------------------------------------------------------------------*
          ***    P A R A M E T E R S   F O R   C O M P U T A T I O N S ***
*------------------------------------------------------------------------------------*
NAME OF TRIBUTARY RIVER BASIN                          RIO ATIBAIA EM ATIBAIA
*------------------------------------------------------------------------------------*

RAINFALL INDEX  STATION  CODE          E3-15//E3-75//E3-99//E3-76
(A4) -TOTAL DRAINAGE AREA  (SQKM)                      1133.000
(A1) -MAIN GROUNDWATER CATCHM.(SQKM)                    630.000
(A2) -SEC. GROUNDWATER CATCHM.(SQKM)                    253.000
(A3) -EQUIV. SEMIPERV. AREA   (SQKM)                    250.000
     -EXCESS  AREA            (SQKM)                      0.000

* DEPLETION  CHARACTERISTICS(DAYS), SOIL-WATER  AND  RUNOFF  PARAMETERS.
t01 -MAIN GROUNDWATER FORMATIONS                        235.000
t02 -SECND GROUNDWATER   FORMATIONS                      20.000
t03 -HYPODERMIC  FLOW  FORMATIONS                         5.000
t04 -SURFACE   FLOW  FORMATIONS                           3.000
USAT -RAIN INTERECPT. DEPTH  (MM)                         8.000
 FC  EQUIV FIELD CAPACITY  (MM)                          56.000
LSAT -EQUIV.SOIL-SATURATION  (MM)                       140.000
 DM -GROUNDWATER  DELAY  (DAYS)                          20.000
 CI -GROUNDWATER RELEASE  COEF.                           0.400
 PO -STORM RUNOFF THRESHOLD 1 (MM)                        5.000
 PO -STORM RUNOFF THRESHOLD 2 (MM)                        3.000
  C -STORM RUNOFF REGULATING COEF.                        0.060
     INNITIAL  BASE-FLOW 1   (CMS)                        8.000
     INNITIAL  BASE-FLOW-2   (CMS)                        7.000
 CI -STORM  DELAY  FACTOR                                 1.500
*------------------------------------------------------------------------------------*

RO= 0.0042 0.0487 0.1812 0.2834          CO=  7.291  2.928  0.220 13.113  1.283

PCOF =    0.000   0.260   0.370   0.370          LFILE= 504

*------------------------------------------------------------------------------------*
   RAINFALL DATA   START  AT YEAR    TOTAL(YEARS)

        RECORDED              1964        4
USED IN THIS RUN              1964        4
(12 MONTHS/YEAR)

                    PARÂMETROS FINAIS DO MODELO MERO
```

fig. 28

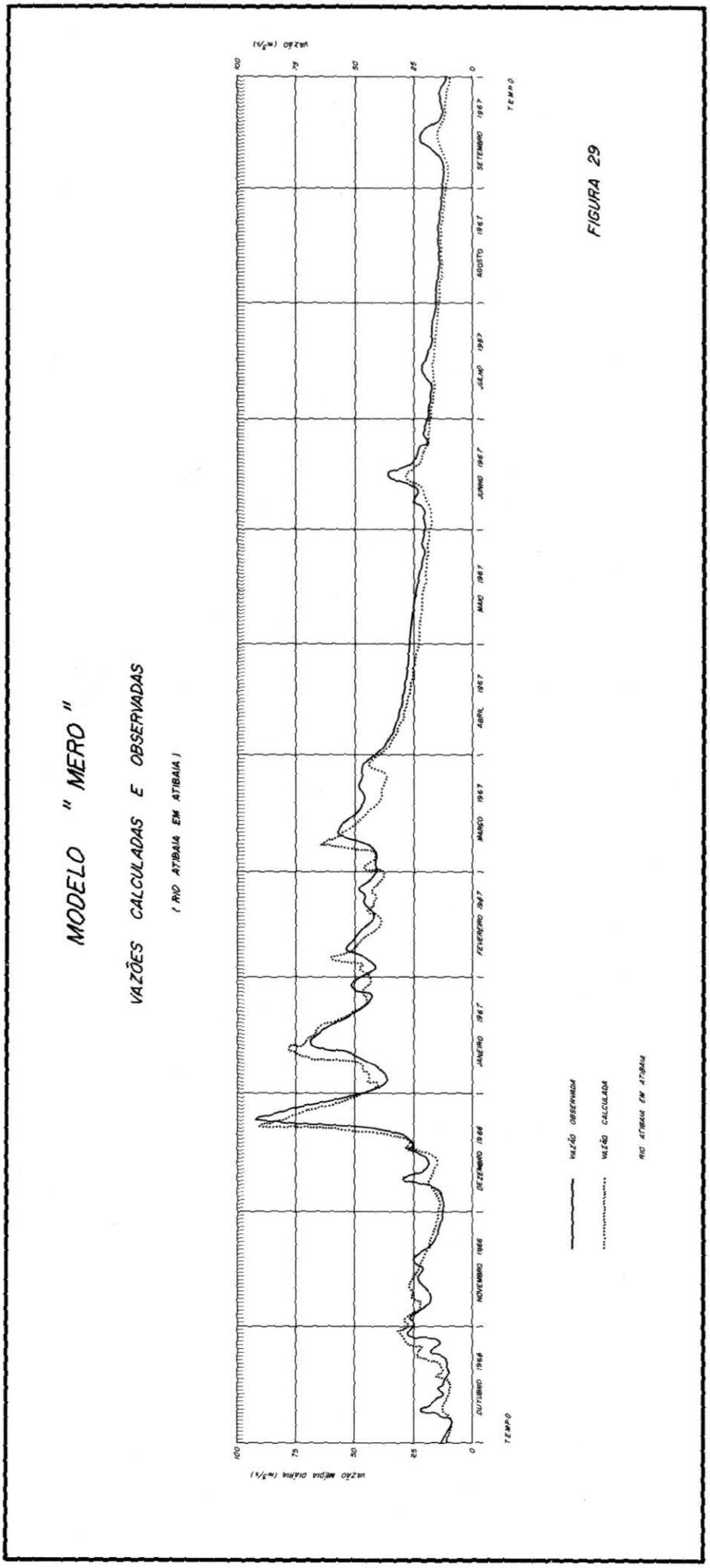


FIGURA 29

5.6 - Discussões e conclusões sobre o "Modelo Mero"

O "Modelo Mero" foi ajustado com dados fluviométricos do DNAEE (13) que utiliza para o período 61/68 uma curva chave obtida com 36 medições que abrangem a faixa que vai de 10,7 m³/s até 39,3 m³/s. A partir deste último ponto as vazões são obtidas no trecho extrapolado da curva. Os dados pluviométricos foram obtidos da referência (14).

As análises preliminares dos resultados do "Modelo Mero" indicaram discrepâncias maiores em períodos que sucediam enchentes, fato que indicava possíveis mudanças na curva chave, devidas a alterações nas condições hidráulicas locais que controlam a relação cota descarga.

Tais mudanças foram plenamente confirmadas uma vez que se verificam variações da ordem de 10% nas medições efetuadas na leitura da régua a cerca de 2.0 m durante o período 61/68 ou mais precisamente:

Tais variações indicam que a adoção de uma única curva chave para o período 61/68 introduziu erros nos valores observados cujas magnitudes são de difícil avaliação principalmente considerando que a secção de medição extravaza a altura dos 3,0 m (leitura da régua) e que após a vazão correspondente a esta altura (ou seja 39,3 m³/s) todas as vazões são obtidas na parte extrapolada da curva.

As tentativas de separar as diversas curvas válidas durante o período 61/68 resultaram infrutíferas face ao pequeno número de medidas de vazão.

A análise dos postos de Itatiba (um deles operado pelo DNAEE e outro pelo DAEE) confirmaram plenamente a conclusão anterior de que as observações de Atibaia estão eivadas de erros hidrométicos que ultrapassam 10% devidos a alterações da curva chave.

Além das discrepâncias devidas à curva chave notou-se também que a distribuição das chuvas pelos três postos considerados é extremamente irregular. Foi impossível identificar qualquer correlação entre as chuvas uma vez que não existe nenhuma tendência de distribuição padronizada conforme se pode verificar pela figura 31 (a), (b), (c) que indicam a faixa de dispersão existente entre as medidas de chuva nos postos pluviométricos existentes (assinaladas com . x △) e a média ponderada, admitida pelo modelo (assinalada com ⊖).

RUN NO. 39 POSTO FLUVIOMETRICO 23-46-4PF DNAE DATE - 14/12/72

SINGLE BASIN HYDRO-METEOROLOGICAL RUN-OFF COMPUTATION

YEAR	MO	DAY	TOT FLOW (CMS)	STORM (CMS)	INTFLOW (CMS)	SPRG 1 (CMS)	SPRG 2 (CMS)	PAIN (MM)	GW.REC (MM)	SL.ST 1 (MM)	SL.ST 2 (MM)
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
1966	10	1	10.238	0.120	1.679	8.438	0.000	0.00X	0.00X	49.54X	0.00
1966	10	2	9.955	0.177	1.374	8.402	0.000	0.00X	0.00X	48.48X	0.00
1966	10	3	9.735	0.242	1.125	8.366	0.000	0.00X	0.00X	47.46X	0.00
1966	10	4	9.317	0.064	0.921	8.331	0.000	0.00X	0.00X	46.47X	0.00
1966	10	5	9.145	0.094	0.754	8.295	0.000	0.00X	0.00X	45.51X	0.00
1966	10	6	9.008	0.129	0.617	8.260	0.000	0.00X	0.00X	44.57X	0.00
1966	10	7	9.369	0.148	0.994	8.225	0.000	11.52X	0.00X	51.97X	0.00
1966	10	8	11.893	0.708	2.989	8.191	0.003	16.72X	0.02X	56.00X	8.55
1966	10	9	13.437	0.967	4.300	8.158	0.011	6.84X	0.05X	56.00X	9.55
1966	10	10	11.920	0.255	3.521	8.125	0.019	0.00X	0.05X	56.00X	7.90
1966	10	11	11.377	0.376	2.882	8.092	0.025	0.00X	0.04X	56.00X	6.31
1966	10	12	10.965	0.514	2.360	8.059	0.031	2.94X	0.04X	56.00X	5.65
1966	10	13	10.131	0.135	1.932	8.026	0.037	3.84X	0.05X	56.00X	5.26
1966	10	14	9.815	0.200	1.582	7.993	0.039	0.00X	0.03X	56.00X	3.77
1966	10	15	9.569	0.273	1.295	7.960	0.040	1.55X	0.01X	56.00X	2.79
1966	10	16	9.098	0.072	1.060	7.926	0.039	0.00X	0.00X	56.00X	1.41
1966	10	17	8.905	0.106	0.868	7.893	0.037	1.58X	0.00X	56.00X	0.50
1966	10	18	15.500	1.725	5.608	7.908	0.259	25.15X	1.56X	56.00X	20.36
1966	10	19	13.480	0.454	4.631	7.923	0.470	5.42X	1.57X	56.00X	19.47
1966	10	20	13.053	0.671	3.833	7.927	0.621	0.00X	1.21X	56.00X	16.53
1966	10	21	12.726	0.916	3.165	7.921	0.721	0.00X	0.91X	56.00X	13.93
1966	10	22	14.668	0.803	4.498	8.029	1.337	22.03X	4.55X	56.00X	27.98
1966	10	23	21.065	1.922	8.540	8.233	2.369	17.65X	7.68X	56.00X	33.66
1966	10	24	24.090	2.624	10.143	8.353	2.970	0.00X	5.01X	56.00X	27.16
1966	10	25	20.729	0.691	8.304	8.422	3.310	0.00X	3.39X	56.00X	22.19
1966	10	26	19.785	1.021	6.799	8.463	3.500	1.25X	2.46X	56.00X	18.69
1966	10	27	28.527	3.276	11.905	8.710	4.635	24.79X	9.13X	56.00X	31.55
1966	10	28	28.438	1.383	11.743	9.070	6.240	19.04X	12.82X	56.00X	35.81
1966	10	29	30.533	2.042	12.132	9.279	7.078	7.15X	7.99X	56.00X	29.93
1966	10	30	31.214	2.788	11.567	9.395	7.460	2.85X	5.09X	56.00X	24.90
1966	10	31	27.354	0.735	9.495	9.477	7.646	5.28X	3.85X	56.00X	22.10
			MONTHLY TOTALS								
			(MCM)	(MCM)	(MCM)	(MCM)	(MCM)	(MM)	(MM)		
1966		OCT	41.044	2.215	12.323	22 279	4.226	175.69	67.62		

fig. 30

EXEMPLO DE APLICAÇÃO - MODELO MERO

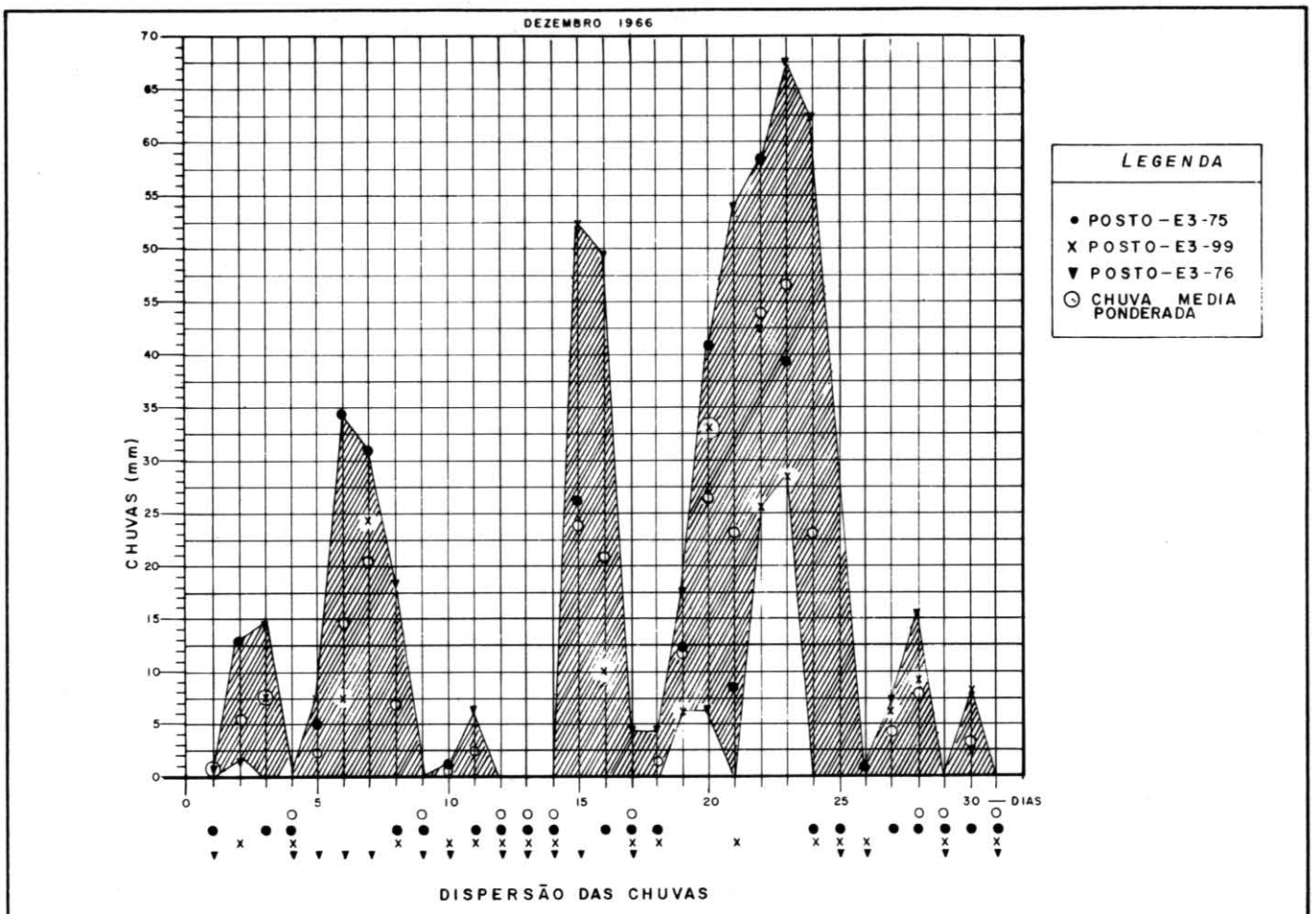


fig. 31 - A

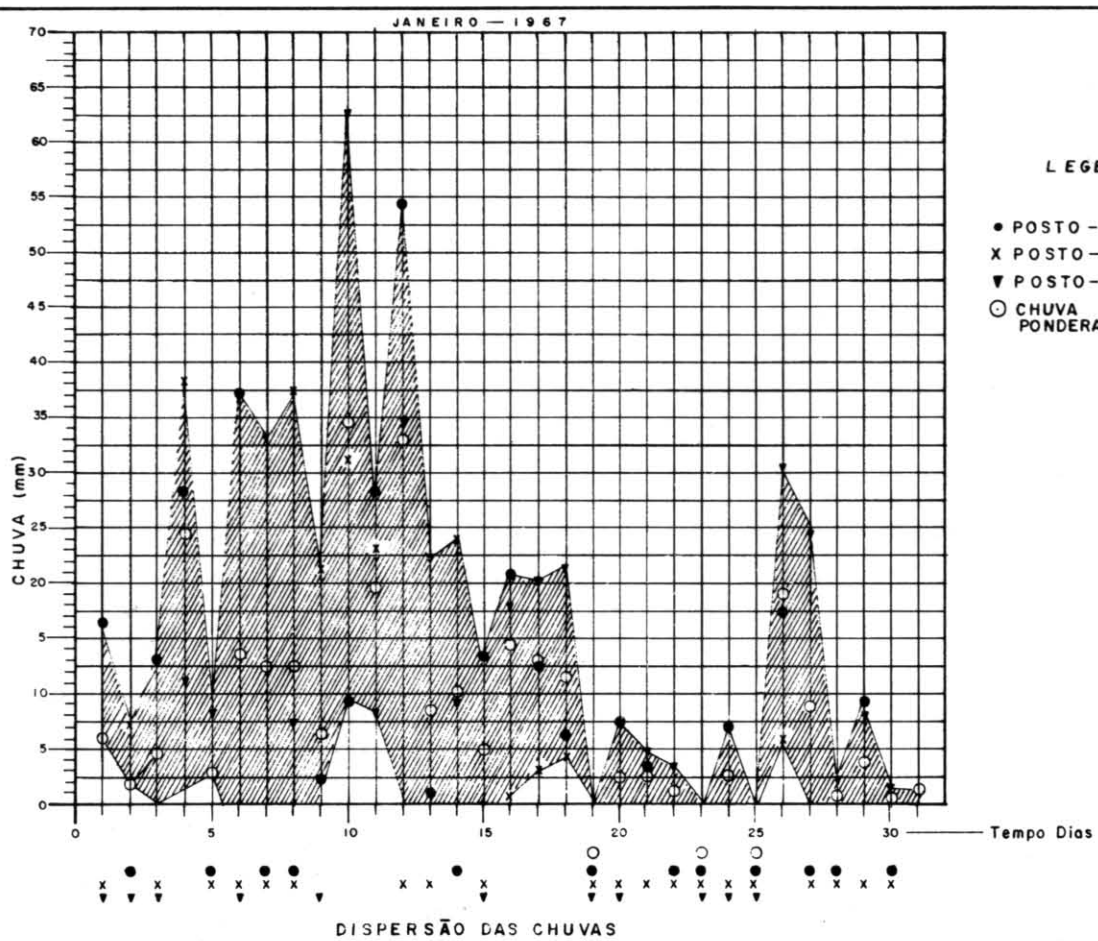


fig. 31 - B

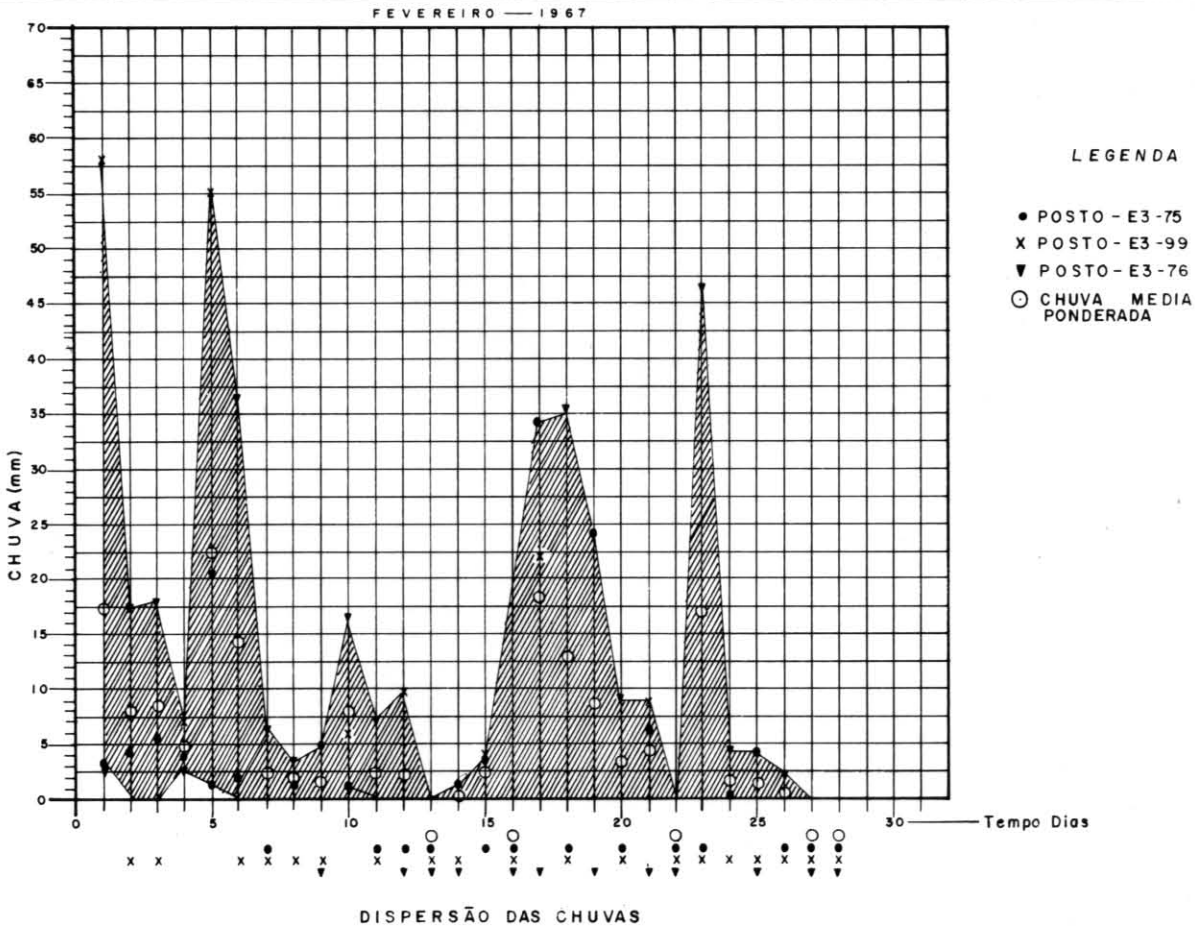


fig. 31 - C

Estas dispersões que chegam a ser superiores a 100% influenciam o escoamento de duas maneiras:

influência direta: marcante nos períodos de cheias uma vez que durante estes períodos o escoamento superficial é extremamente sensível à distribuição das chuvas.

influência indireta: devida a irregularidades na infiltração sobre toda bacia.

O efeito destas variações é minimizado pela lentidão do processo de infiltração bem como pelo efeito de armazenamento das camadas subterrâneas, que contribuem para o escoamento básico, de onde se conclui que a irregularidade das chuvas instantâneas não tem efeito significante nesta parte do escoamento.

De forma geral, no entanto, os valores das vazões médias mensais colocaram-se dentro de uma faixa de discrepância de 10%, bem como as descargas instantâneas colocaram-se em faixas compatíveis com a qualidade dos dados e os aspectos já apontados referentes à distribuição das chuvas na bacia conforme figura 31. A figura 32 mostra a faixa de dispersão dos resultados.

Medição N.º	data	cota	vazão
128	05/12/61	2,00	22,2
129	05/12/61	2,00	22,7
130	05/12/61	2,00	22,8
136	05/12/64	1,98	21,1
146	25/04/66	2,00	20,4
147	25/04/66	2,00	21,7
156	06/02/68	1,89	21,6
157	16/02/68	1,88	21,7

5.7 - Aplicação do modelo HEC-1

Como o modelo HEC—1 aplica-se somente a trechos isolados dos hidrogramas anuais, mais especificamente àqueles correspondentes a vazões de cheia, foram escolhidos durante o período 64/65 a 66/68 algumas enchentes típicas para aplicação do modelo.

O ajuste dos parâmetros é feito automaticamente por rotina incluída no programa, de tal forma a minimizar as discrepâncias entre as vazões calculadas e observadas.

O ajuste é geralmente bom embora os parâmetros não permaneçam os mesmos para todas as cheias, influenciados que são pelas condições antecedentes do solo principalmente.

A figura 33 mostra as folhas de saída do computador enquanto que a figura 34 mostra os valores observados e calculados para as mesmas enchentes.

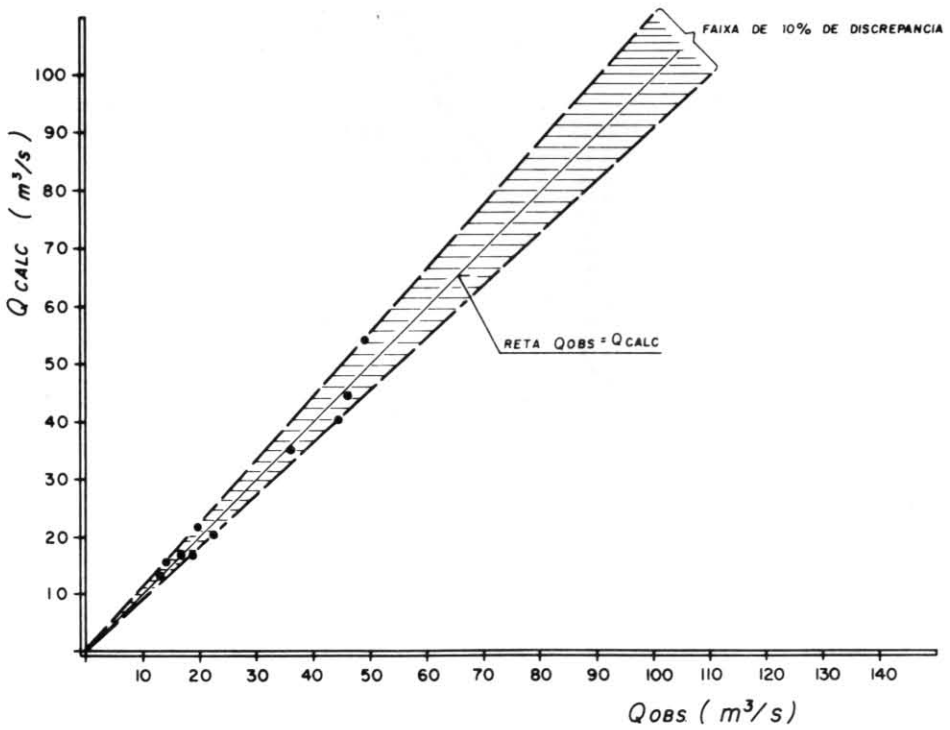
A figura 33 indica também o hidrograma unitário para chuva de duração de 12 horas derivado da enchente mostrada em 33.

5.8 - Discussões e conclusões

Geralmente os valores calculados ajustam-se muito bem aos valores observados conforme se vê na figura 33 onde a diferença entre os picos foi inferior a 1% e os volumes totais dos hidrogramas diferem da ordem de 6%.

As maiores discrepâncias verificam-se em geral no fim do tramo descendente devido principalmente a:

1. processo automático de ajuste que confere pesos maiores às vazões



VAZÕES MÉDIAS MENSAIS (CALCULADA × OBSERVADAS)

ANO HIDROLÓGICO 66/67

fig. 32

```
----------------------------------------------------------------------------------------------
                    HIDROGRAMA DE CHEIAS        RIO ATIBAIA        DEZEMBRO 1966
----------------------------------------------------------------------------------------------

                                          DADOS  DE  ENTRADA

NHT      M      IPNCH      NCLRK
  1      0          0          0

DA        TR        VAR1       VAR2      VAR3      VAR4      VAR5      VAR6      VAR7      QRFCSN
1131.83  720.     82.00       0.00      0.00      0.00      0.00      0.00      0.70       20.

FLAG1     FLAG2     FLAG3     FLAG4     FLAG5     FLAG6     FLAG7     FLGNH1    FAGNH2    RTIOR
 1.00      0.00      0.00      0.00      0.00      0.00      0.00      0.00      0.00      1.30

                                          DADOS  DE  ENTRADA

NP     VARNH1     VARNH2     STROTQ      NQO       IQA       RQA       IQB       RQB       N
42      0.00       0.00      19.00       42         0       0.00        0       0.00      1

VAR(6) SET TO ZERO AND FROZEN

                                       MUDANÇA NOS DADOS DE ENTRADA

NP     VARNH1     VARNH2     STROTQ      NQO       IQA       RQA       IQB       RQB       N
42      0.50       0.50      19.00       42         0       0.00        0       0.00      1

DA        TR        VAR1       VAR2      VAR3      VAR4      VAR5      VAR6      VAR7      QRFCSN
1131.82  720.     82.00       1.00      1.50      0.00      2.00      0.00      0.70       20.

FLAG1     FLAG2     FLAG3     FLAG4     FLAG5     FLAG6     FLAG7     FLGNH1    FLGNH2    RTIOR
 1.00      0.00      0.00      0.00      0.00      1.00      0.00      0.00      0.00      1.30

VALORES FINAIS DA OTIMIZAÇAO

DA        TR        VAR1       VAR2      VAR3      VAR4      VAR5      VAR6      VAR7      QRFCSN
1131.82  720.     82.00       1.64      1.05      0.00      1.00      0.00      0.69       20.

FLAG1     FLAG2     FLAG3     FLAG4     FLAG5     FLAG6     FLAG7     FLGNH1    FAGNH2    RTIOR
 1.00      0.00      0.00      0.00      0.00      1.00      0.00      0.00      0.00      1.29

 UNIT HGR,NO= 60      LAG=      83.669      C+=0.443
   0.15      0.45      0.75      1.03      1.28      1.50      1.66      1.65      1.51      1.38
   1.26      1.15      1.05      0.96      0.88      0.80      0.73      0.67      0.61      0.56
   0.51      0.47      0.43      0.39      0.36      0.33      0.30      0.27      0.25      0.23
   0.21      0.19      0.17      0.16      0.14      0.13      0.12      0.11      0.10      0.09
   0.08      0.07      0.07      0.06      0.06      0.05      0.05      0.04      0.04      0.03
   0.03      0.03      0.02      0.02      0.02      0.02      0.02      0.01      0.01      0.01

NP     VARNH1     VARNH2     STARQ       NQO       STRTK
42      0.27       0.11      19.00       42         0       0.00        0       0.00      0.27

                                   EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO HEC-1
```

fig. 33

PERÍODO	CHUVA	PERDAS	EXCESSO	Q CALC	Q OBS.
1	12.98	10.19	2.79	18.	19.
2	12.50	9.19	3.30	19.	20.
3	9.00	7.47	1.52	21.	22.
4	8.88	7.36	1.52	23.	24.
5	0.00	0.00	0.00	25.	25.
6	0.00	0.00	0.00	27.	25.
7	0.68	0.68	0.00	29.	24.
8	0.58	0.58	0.00	29.	25.
9	6.48	5.98	0.50	29.	26.
10	6.00	5.49	0.50	29.	26.
11	14.48	10.17	4.31	28.	26.
12	14.00	9.93	4.06	29.	28.
13	10.38	8.10	2.28	31.	30.
14	10.00	7.96	2.03	33.	37.
15	22.58	13.95	8.63	37.	44.
16	22.50	13.86	8.63	43.	49.
17	22.58	13.95	8.63	51.	52.
18	22.58	13.95	8.63	60.	57.
19	9.78	7.75	2.03	70.	68.
20	9.50	7.72	1.77	78.	83.
21	0.00	0.00	0.00	85.	91.
22	0.00	0.00	0.00	89	91.
23	0.18	0.18	0.00	90.	89.
24	0.18	0.18	0.00	87.	85.
25	2.00	2.00	0.00	83.	81.
26	2.00	2.00	0.00	77.	78.
27	3.78	3.78	0.00	71.	73.
28	3.50	3.50	0.00	66.	70.
29	0.00	0.00	0.00	61.	68.
30	0.00	0.00	0.00	56.	65.
31	1.50	1.50	0.00	52.	62.
32	1.50	1.50	0.00	48.	57.
33	0.00	0.00	0.00	44.	52.
34	0.00	0.00	0.00	41.	48.
35	3.50	3.50	0.00	38.	44.
36	3.50	3.50	0.00	35.	42.
37	0.88	0.88	0.00	32.	39.
38	0.88	0.88	0.00	30.	38.
39	2.78	2.78	0.00	28.	37.
40	2.78	2.78	0.00	26.	36.
41	12.98	9.43	3.55	24.	34.
42	12.68	9.38	3.30	24.	33.
TOTAL	270.29	202.22	68.07	1913.	2022.

fig . 34

de pico provocando portanto um ajustamento melhor nas partes mais altas do hidrograma.

2. tratamento simplificado que o modelo confere às vazões básica e hipodérmica.

Tais críticas adquirem menor importância ao se considerar que o objetivo primordial do modelo é o estudo de vazões de enchente. Críticas maiores são feitas ao fato de que o modelo trata o processo chuva excedente x vazão de forma linear quando se sabe hoje que quanto maior a intensidade da chuva, menor a base do hidrograma o que acarreta portanto picos maiores.

Em que pesem estas críticas, o modelo vem sendo largamente utilizado nos Estados Unidos da América do Norte e outros países não só pelo "Corps of Engineers" mas também por numerosas outras entidades, com bons resultados.

Como já foi dito, os parâmetros que o modelo determina para enchentes diversas são diferentes, o que obriga o usuário a adotar determinados valores quando desejar utilizar o modelo para chuvas de projeto, ou condições diferentes daquelas já ocorridas quando da aplicação do modelo.

6. CONCLUSÕES GERAIS

Além das conclusões específicas sobre os modelos "Mero" e "HEC—1" contidas em discussões e conclusões sobre o Modelo Mero acredita-se que é possível, com base na experiência adquirida no ajustamento destes dois modelos, relacionar algumas conclusões de caráter geral que se aplicariam a grande parte dos modelos determinísticos de simulação hidrológica, quais sejam:

1. A simulação do ciclo hidrológico (em seu todo ou em partes) permite hoje que se atinjam os objetivos relacionados em grau de precisão condizente com a qualidade dos dados hidrológicos disponíveis em que pesem ainda longos caminhos de pesquisas a percorrer. Trata-se portanto de eficiente e poderosa ferramenta de trabalho que o hidrólogo moderno não deve ignorar.

2. A sofisticação e o rigor da formulação matemática do modelo deve manter sempre estreito compromisso com os objetivos do problema de engenharia e também com a qualidade dos dados disponíveis.

3. Dada uma certa massa de dados (qualquer que seja sua qualidade e quantidade) é sempre possível obter melhores resultados mediante a aplicação de técnicas modernas do que mediante as técnicas tradicionais pelos seguintes motivos:

- redução do tempo necessário aos cálculos de rotina trazendo como conseqüência direta a redução dos custos dos estudos.
- possibilidade de análise e crítica de elevado número de situações diferentes em tempo reduzido.
- a aplicação de técnicas modernas libera apreciável quantidade de tempo do engenheiro, geralmente desperdiçado em cálculos rotineiros, para as fases de análise dos dados e resultados acarretando conseqüentemente melhor aproveitamento de recursos humanos.

4. O fato de que modelos matemáticos possam ser operados por engenheiros com poucos conhecimentos e prática em hidrologia em momento nenhum deve dispensar a presença do hidrólogo concencioso, capaz e experiente, para evitar a perigosa dissociação entre os resultados de saída de um computador e os fenômenos físicos, que ocorrem na natureza. É essencial que antes e durante a aplicação de modelos matemáticos, o hidrólogo mantenha estreito contacto com a bacia em estudo, bem como com os dados hidrometereológicos, geológicos e topográficos e as condições em que foram obtidos.

5. As pesquisas referentes a modelos matemáticos em hidrologia vêm desenvolvendo-se ultimamente em ritmo acelerado em todas as partes do mundo. Não caberia aqui portanto indicar diretrizes para pesquisas, uma vez que praticamente todos caminhos possíveis de serem pesquisados devem estar sendo objeto de estudos no momento em alguma parte do mundo. Não podemos deixar de registrar, no entanto, nossa convicção de que em países subdesenvolvidos ou em vias de desenvolvimento deve ser dedicada atenção especial à relação "modelo x qualidade de

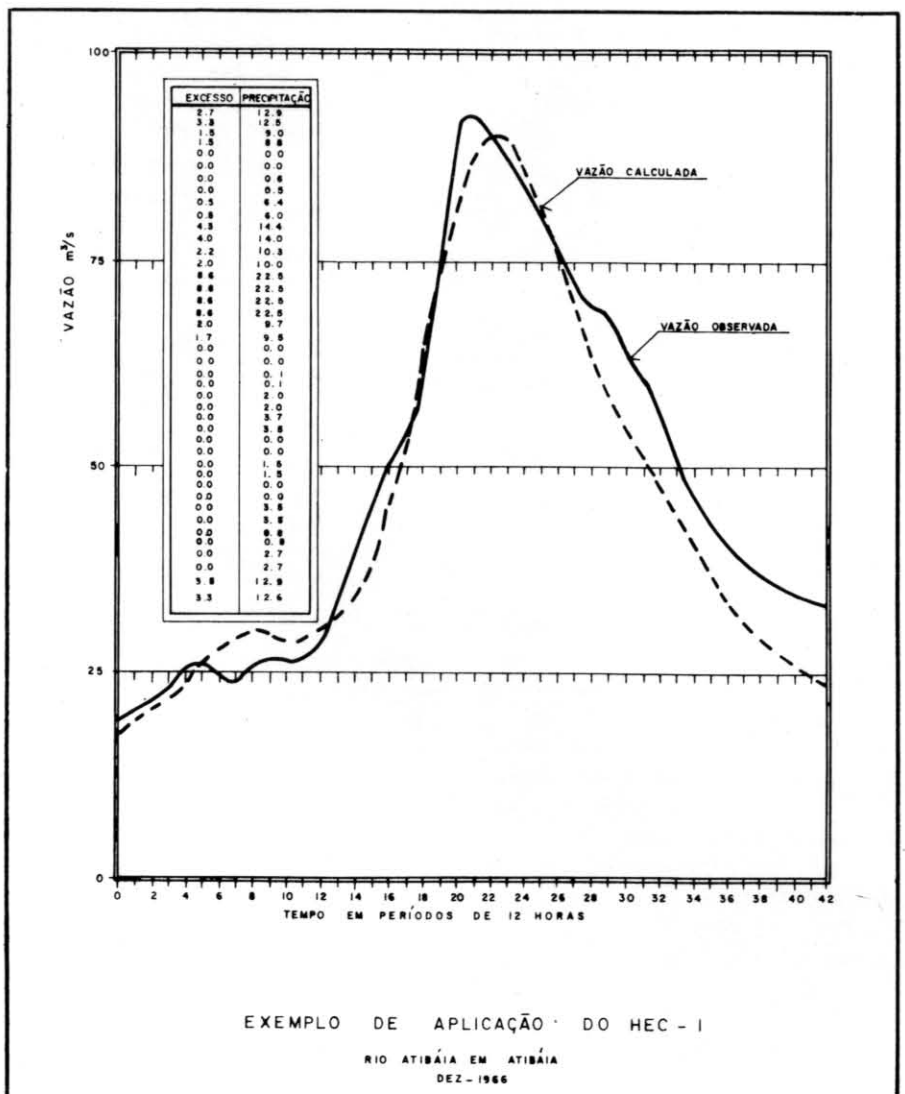


fig. 35

dados" muito mais do que a possíveis sofisticações que possam ser introduzidas nas estruturas matemáticas dos modelos.

Devem também ser incentivadas as publicações a respeito, bem como intercâmbio de informações de experiências brasileiras visando ao aceleramento e desenvolvimento destas técnicas em toda sua potencialidade.

Não é possível encerrar este trabalho sem deixar registrada uma homenagem ao trabalho ingrato e quase sempre despercebido daqueles que coletam e processam os dados hidrológicos, bem como juntar a esta homenagem o incentivo para que estes dados estejam sempre evoluindo em qualidade e quantidade, uma vez que eles não se constituem um objetivo por si só, mas sim devem acompanhar o desenvolvimento das técnicas que neles se baseiam e deles se utilizam.

7. BIBLIOGRAFIA

7.1 - Referidas no texto

(1) **Eagleson P. S.** — Dynamic Hydrology, Mc Graw Hill, 1970.

(2) **Dawdy, D. R e O'donnel, T** — Mathematical Models of Catchement Behaviour, Journal of Hydraulic Division ASCE, julho 1965.

(3) **Roche, M** — Les Divers Types des Models Deterministes, La Houille Blanche n.° 3, fevereiro de 1971.

(5) **Linsley, R. K, Crawford, N. H.** — Digital Simulation in Hydrology, Technical Report n.° 39, Stanford University, julho 1966.

(6) **Linsley, R. K, Kohler, M. A., Paulhus, J. L. H.** — Hydrology for Engineers, Mc Graw Hill, 1958.

(7) **Hufschmidt, M. M., Fiering, M. B.** — Simulation Techniques for Design of Water Resource System, Haward University Press 1966.

(8) **Linsley, R. K** — Digital Simulation in Hydrology and its Role in Hydrologic Education, The Progress of Hydrology, Proceedings of The First International Semnar for Hydrology Professors, Uniservity of Illinois, julho 1969.

(9) **Mero, F** — An Approach To Daily Hydrometeorological Water Balance Computations For Surface and Ground Water Basins, Seminario Delft, 1969.

(10) **Hydrologic Engineering Center,** — Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development, Requirements and General Procedures Vol. I U. S. Army Corps of Engineers, outubro 1971.

(11) **Hermann, R. M.** — Simulação Hidrológica, Conferência no Instituto de Engenharia Sanitária do Estado da Guanabara sob os auspícios da SURSAN, agosto de 1972.

(12) **Hydrologic Engineering Center** — Unitgraph and Los Rate Optimization, Computer Program 23-52-L211, U. S. Army Corps of Engineers

(13) **Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica,** Boletim Fluviométrico N.° 24, 1970.

(10) **Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo,** Boletim Fluviométrico N.° 4, 1970.

7.2 - Outras referências

(15) **Chow, V. T.** — Rand book of Applied Hydrology — Mc Graw Hill, 1960.

(16) **Chow, V. T.** — Open Channel Hydraulics — Mc Graw Hill, 1959.

(17) **Henderson, F. M.** — Open Channell Flow — Mc Millan Company, 1966.

(18) **Societé Hydrotechnique de France** — Les Models Matematiques en Hydrologie de Surface, La Houille Blanche n.°s 2 e 3 de 1971.

(19) **International Hydrological Decade** — The Progress of Hydrology (Vs. I, II e III), Proceedings of The First International Seminar for Hydrology Professors, University of Illinois, Julho 1969.

(20) **International Association of Scientific Hydrology (IASH/AIHS)** — The Use of Analog and Digital Computers in Hydrology, Proceedings of the Tucson Symposium, IASH/AIHS, 1969.

(21) **Anderson, J. A.** — Runoff Evaduation and Stream flow Simulation by Computer, NORTH PACIFIC DIVISION U. S. — ARMY CORPS OF ENGINEERS, Maio 1971.

(22) **Eagleson P. S., Perkins, F. E., Harley, B. M.** — A modulad Distributed Model of Catchement Dynamics, Report 133 Massachusetts Institute of Technology, Dezembro.

(23) **Mero, F, Preparation of Hydrological Data for Flood Control Unit** — Tahal Consulting Engineers Ltd, Ministery of Water and Power of Iran, 1971.

7.3 - Informações sobre os programas de computador

Tendo em vista o possível interesse dos leitores na aplicação dos modelos exemplificados julgou-se útil fornecer aqui algumas informações sobre os respectivos programas de computador.

7.3.1 - Stanford Watershed Model IV

A referência (5), disponível na Universidade de Stanford na Califórnia, contém todo o desenvolvimento teórico do assunto, bem como tabelas para facilitar o ajuste dos parâmetros, descrições das sub-rotinas utilizadas, exemplos de aplicação e a listagem do programa de computador. Este relatório não está escrito sob a forma de manual de utilização do programa e a linguagem de programação utilizada é pouco comum no Brasil (Balgol). A Aplicação prática deste modelo a partir dos elementos contidos na referência (5) deverá apresentar consideráveis dificuldades. O equipamento utilizado foi um computador "Borroughs" de grande capacidade.

Existem nos Estados Unidos da América do Norte algumas versões, em geral simplificadas, deste modelo escritas em "FORTRAN IV" para computadores também de grande porte. Não é do nosso conhecimento, entretanto, nenhum manual destas versões.

O Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo pretende publicar brevemente um manual completo de uma destas versões com todos os elementos necessários ao entendimento e utilização do programa. A referida versão deverá necessitar de um equipamento do porte do IBM/370 com cerca de 360 K de memória principal e compilador FORTRAN IV.

Posteriormente a publicação da referência (5) o Stanford Watershed Model IV foi objeto de aperfeiçoamentos e atualmente é explorado comercialmente.

7.3.2 - Flood Hydrograph Package HEC—1

Este modelo, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (609 Second Street, Davis, Califórnia, U.S.A.) pode ser facilmente aplicado a partir das informações contidas em (10). Nesta referência este modelo é apresentado na sua forma mais genérica e completa em FORTRON IV e necessita de equipamento de grande porte (CDC 6600, IBM/370 ou similar).

Nesta dissertação foi utilizado o programa contido na referência (12) (escrito em FORTRAN II para equipamentos de porte médio) que é entretanto bastante limitado quando comparado com as possibilidades oferecidas pelo modelo contido na referência (10). O Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo possui versão em FORTRAN IV para o IBM/1130 com 16 K de memória principal.

7.3.3 - Modelo Mero

Este modelo foi concebido para computadores de pequeno e médio porte (tipo IBM/1130) e face às limitações impostas pelo equipamento não existe versão generalizada para aplicação direta a problemas diversos de engenharia de recursos hídricos. A referência (9) trata dos aspectos teóricos do modelo; a referência (23) contém o programa básico ao qual devem ser adicionadas sub-rotinas e modificações de acordo com as variações de cada problema e os objetivos a alcançar.

Em função destes aspectos não foi desenvolvido, até o momento, um manual de utilização do modelo.