

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
CURSO DE POS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS
HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL

MODELO PARA ESCOAMENTO NÃO PERMANENTE EM UMA REDE DE CONDUTOS

Adolfo O. N. Villanueva

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre, RS, Março de 1990

MODELO PARA ESCOAMENTO NÃO PERMANENTE EM UMA REDE DE CONDUTOS

Trabalho apresentado como parte dos
requisitos para a obtenção do título de:

MESTRE EM ENGENHARIA

Autor: Adolfo O. N. Villanueva

Professor orientador: Dr. Carlos E. M. Tucci

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar seus agradecimentos

Ao professor Carlos E. M. Tucci, pela orientação

Ao IPII, pelo apoio prestado ao longo do curso

A CAPES, pelo suporte financeiro

A minha família, pelo apoio sem limites que recebi deles

A todas as pessoas que, de muitas formas, com seu aporte pessoal ou técnico, contribuíram para meu trabalho

Modelo para escoamento não permanente em uma rede de condutos

1	Introdução	1
2	Revisão bibliográfica	7
3	Modelo de escoamento em redes de condutos	14
3.1	Estrutura geral do modelo	14
3.2	Equações básicas	16
3.2.1	Fluxo livre sub-crítico	16
3.2.2	Fluxo livre super-crítico	20
3.2.3	Fluxo sob pressão	20
3.2.4	Condições de contorno internas	22
3.3	Solução numérica das equações	25
3.3.1	Esquema de diferenças finitas	25
3.3.2	Algoritmo de iteração	26
3.3.3	Condições de contorno internas	35
3.3.4	Algoritmo de resolução de redes	43
3.3.5	Outros aspectos	50
4	Aplicações	51
4.1	Resultados da literatura	51
4.1.1	Fluxo sob pressão (Sjoberg, 1981)	51
4.1.2	Estabelecimento do fluxo (Abbott, 1982)	53
4.1.3	Comparação com o método das características (Abbott, 1982)	56
4.1.4	Coefficientes de perda de energia (Abbott, 1982)	56
4.1.5	Propagação num conduto com poços de visita (Yevjevich, 1970)	58
4.2	Exemplo de aplicação a uma rede complexa	66
5	Conclusões e recomendações	70
6	Referencias bibliográficas	73
Anexo A	Aspectos computacionais do modelo	A-1

RESUMO

O escoamento em redes de drenagem urbana apresenta uma combinação de diferentes regimes de fluxo, sendo freqüente a passagem de fluxo livre a fluxo sob pressão e viceversa (fluxo misto livre-pressão). Também aparecem alterações pontuais do escoamento, causadas por estruturas especiais (por exemplo, poços de visita). Além disso, a configuração da rede costuma ser complexa, apresentando usualmente malhas fechadas.

Para a simulação duma rede deste tipo foi desenvolvido um modelo baseado nas equações completas de Saint Venant. O modelo utiliza a chamada "fenda de Preissmann" para poder representar fluxo sob pressão com as ditas equações. Para as situações criadas pela presença de estruturas especiais foram desenvolvidos algoritmos adequados as características de cada uma delas. O problema da complexidade da rede foi resolvido mediante a utilização de um algoritmo de eliminação local.

O modelo foi aplicado a diversos casos extraídos da literatura, comparando-se seus resultados com os de equações teóricas e modelos físicos. O desempenho do modelo foi satisfatório em todos os casos. Também é apresentado um exemplo fictício de uso do modelo para a análise e solução de problemas numa rede complexa.

A otimização da resolução da rede, mediante a utilização de um algoritmo para o tratamento de matrizes esparsas, e a incorporação de algoritmos para a simulação de novas estruturas especiais aparecem como as principais necessidades de desenvolvimento futuro do modelo.

ABSTRACT

The flow in urban drainage networks combines different kinds of flow regimes, being usual the transition between free surface and pressurized flow (free surface-pressure mixed flow). Special structures are frequently found, causing punctual alterations of the flow (e. g. chambers). Moreover, the topological configuration of the network is usually complex, closed loops being common.

In order to simulate this kind of networks, a model based on the full Saint Venant equations has been built. To be able to simulate pressurized flow with this equations, the model uses the so called "Preissmann slot". Specially adapted algorithms were developed for the simulation of the most common special structures. To deal with the complex configuration of the network, a local elimination algorithm is used.

Cases appearing in the literature were used to test the model, comparing its results against theoretical equations or physical models. The performance of the model was considered satisfactory in all the tests. A simulated case study is also presented, as an example of the model application to the analysis and solution of problems in complex networks.

The main features for future work on the model seem to be an optimization of the solution of the network, using an sparse matrix algorithm, and the development of algorithms for new special structures.

1 Introdução

1.1 Generalidades

O escoamento numa região urbana geralmente é dividido em duas componentes que, embora ligadas e dependentes uma da outra, são bem diferenciadas. Estas componentes são o escoamento superficial (abrangendo neste caso aquele que ocorre nos telhados, calçadas, ruas, sarjetas, etc., até chegar às bocas de lobo), e o escoamento na rede de condutos de drenagem. Esta última componente é a analisada no presente trabalho.

A finalidade da rede de drenagem é conduzir a água que escoa nas ruas e calçadas para fora da cidade. Quando isto não é adequadamente satisfeito, seja por defeitos no projeto ou pela ocorrência de uma chuva superior à de projeto, ocorrem enchentes. Numa área urbana, as enchentes provocam prejuízos importantes do ponto de vista econômico, social e político, entre outros. Além disso, o custo da construção ou modificação de uma rede é alto.

Os fatores econômicos do controle de enchentes abrangem não só custos mas, também, escolhas. Considerando que a sociedade tem recursos limitados, é desejável que esses recursos sejam usados com a máxima eficiência. O dinheiro público só pode ser gasto uma vez, e existem muitas alternativas para seu uso; por conseguinte, a construção de redes de drenagem urbana é parte de um conjunto de decisões que a sociedade implicitamente impõe aos seus dirigentes.

Certas observações referentes à atitude da sociedade face à drenagem urbana devem ser feitas. Primeiro, a drenagem urbana é considerada necessária. Muita gente concordaria com que hospitais ou escolas seriam um "melhor" investimento dos recursos públicos, mas poucos sugeririam que a drenagem fosse abolida para permitir gastos extras nestas questões mais "humanas". Em segundo lugar, os gastos em drenagem não podem ser ilimitados. Superdimensionamento é desperdício. Um sistema de drenagem que consiga dispor sem problemas de vazões muito maiores que aquelas para as quais foi projetado não deve ser visto como um sucesso e, sim, como desperdício de fundos públicos. Os gastos excessivos

em condutos, excavações, etc. poderiam haver sido utilizados para algum outro objetivo que a sociedade achasse preferível, mesmo tendo que aceitar os problemas ocasionados pela falha do sistema de drenagem em lidar com uma chuva excepcional (Colyer, 1976). Por outro lado, o sistema de drenagem proporciona benefícios indiretos importantes, quando bem projetado. A área urbana se desenvolve de forma ordenada, a salvo de inundações e de prejuízos ao tráfego de pedestres e veículos. Alguns dos benefícios indiretos são (CETESB, 1980) :

- redução do custo de construção e manutenção das ruas;
- melhoria do tráfego de veículos durante as chuvas;
- benefícios à saúde e à segurança públicas;
- menor custo de implantação de parques e áreas de recreação e lazer;
- recuperação de terras inaproveitadas;
- menor custo de implantação de núcleos habitacionais;
- rebaixamento do lençol freático e saneamento das baixadas.

As questões mencionadas mostram claramente a necessidade de dispor de ferramentas capazes de simular corretamente o fluxo numa rede de drenagem, de modo a possibilitar soluções mais eficientes, que levem a um melhor uso dos recursos disponíveis.

1.2 Objetivos e relevância

O objetivo do presente trabalho é desenvolver um modelo capaz de simular as diferentes situações que ocorrem numa rede de condutos de drenagem urbana, com especial atenção à transição de fluxo livre à fluxo sob pressão e viceversa.

A vantagem do modelo apresentado (chamado NÓpres) é a de poder simular uma série de fenômenos que não são levados em conta nos métodos usualmente usados no projeto de redes de drenagem urbana. Isto permite fazer uma verificação mais rigorosa e detalhada do funcionamento da rede.

Os métodos de projeto não conseguem indicar corretamente a frequência de alagamento, dado que só levam em conta fluxos até o limite de conduto cheio. O alagamento ocorre quando a altura extra disponível nos poços de visita tem sido ocupada. Nessas condições, as vazões no sistema podem ser muito

diferentes das de conduto cheio. Há, por conseguinte, necessidade de um método que possa simular o fluxo em condutos sob pressão (Colyer, 1976).

A função da modelagem de fluxo não permanente em redes de drenagem urbana é a simulação e verificação das condições existentes e/ou propostas.

É necessário fazer a distinção entre o objetivo de simulação dos modelos de fluxo não-permanente e o objetivo essencialmente de projeto dos métodos simplificados, que escolhem o tamanho dos condutos a partir de suposições tais como fluxo permanente, distribuição pré-determinada de fluxo em redes malhadas e ausência de efeitos de jusantes. Embora estas ferramentas de projeto tenham a capacidade de fornecer diretrizes, em geral corretas e econômicas, para o dimensionamento dos condutos numa rede nova, só um modelo para simulação de fluxo não-permanente pode verificar a segurança e economia do projeto e identificar situações críticas que requeiram uma maior atenção. No caso de mudança ou expansão de uma rede já existente, o uso de um modelo de fluxo não-permanente é uma parte essencial do processo de planejamento e projeto (Cunge et al. 1980).

As funções principais do modelo são :

- verificação do projeto, para identificar situações que requeiram atenção especial
- simulação da rede sob condições mais críticas que as de projeto
- auxiliar na análise de projetos de mudança ou expansão de uma rede já existente

O projeto de uma rede de drenagem urbana implica na escolha de um tempo de retorno para o evento de projeto (normalmente entre 2 e 10 anos), e, a partir disso, de uma frequência aceitável de ocorrência de enchentes. Dado que as enchentes são inevitáveis é importante poder verificar sua magnitude e quais pontos da cidade serão afetados. Convém lembrar que certas áreas de uma cidade devem ficar protegidas e acessíveis em qualquer situação, por exemplo hospitais (particularmente hospitais de pronto socorro) e bombeiros. Além disso, os fenômenos não contemplados pelos métodos de projeto podem provocar efeitos indesejáveis, o que faz necessária a sua verificação.

No caso de verificação de condições críticas são válidos os comentários anteriores, devendo-se levar em conta que os problemas serão mais graves.

No caso de mudança ou expansão de uma rede já existente é necessário estudar os efeitos das alterações introduzidas, e sua interação com a rede existente, tanto para verificar o projeto da parte nova como para evitar a ocorrência de problemas em áreas onde antes não existiam.

1.3 Resumo do estudo

O modelo desenvolvido baseia-se nas equações completas de Saint Venant, que descrevem o fluxo não-permanente uni-dimensional em canais abertos. A solução analítica das equações não é possível em casos práticos, sendo utilizada uma solução numérica. Existem dois tipos de métodos clássicos de solução numérica destas equações: os baseados nas linhas características e os que utilizam diferenças finitas. Os esquemas de diferenças finitas podem ser classificados em dois tipos: explícitos e implícitos. Esquemas explícitos são aqueles nos quais as variáveis no ponto j , no tempo $t+1$ podem ser calculadas a partir de valores conhecidos em pontos adjacentes (Cunge et al. 1980). Nos esquemas implícitos, todos os pontos do nível $t+1$ devem ser resolvidos simultaneamente, juntamente com as condições de contorno correspondentes. Os esquemas explícitos, embora mais simples na sua formulação e programação, são mais rígidos no que se refere a estabilidade, devendo cumprir a condição de Courant, a que limita as possibilidades de escolha de Δt e Δx . Na prática, isto se reflete na necessidade frequente de trabalhar com intervalos de tempo muito pequenos. Por isto, adotam-se geralmente esquemas implícitos, procurando-se aqueles incondicionalmente estáveis. Nestes, a condição de Courant afeta a precisão, mas não a estabilidade. O esquema utilizado no modelo é o esquema de Preissmann.

Ao se utilizar esquemas implícitos numa rede complexa de canais (ou condutos), a matriz de coeficientes do sistema de equações (chamado aqui sistema geral de equações) é esparsa (e não banda, como nos trechos simples). Por causa disto, os métodos comuns de solução são ineficientes. Para superar esta

dificuldade, dispõe-se de duas alternativas : métodos específicos para matrizes esparsas, como o apresentado por Tucci (1978) e métodos ditos de "eliminação local" (Cunge, 1980). O método apresentado por Tucci minimiza o armazenamento do método de Gauss, além de operar principalmente com os elementos não-zero da matriz. A informação contida na matriz é armazenada em quatro arranjos unidimensionais (Tucci, 1978, 1986). Os métodos de eliminação local consideram a rede composta por duas classes de elementos, trechos e nós, e, num primeiro passo, reduzem a matriz da rede a uma matriz que tem como incógnitas os valores dos tirantes nos nós. A seguir, esta matriz é resolvida e, num procedimento inverso ao do primeiro passo, são calculados os valores das incógnitas em todos os pontos da rede. Como resultado deste procedimento, a matriz resolvida a cada intervalo de tempo é bem menor (o número de equações do sistema é aproximadamente o número de confluências da rede) (Cunge, 1980).

Um dos objetivos principais do modelo é a simulação de uma rede de drenagem sob condições mais críticas do que as de projeto. Nesse caso é previsível a ocorrência de fluxo sob pressão em alguns pontos da mesma. Para resolver estas situações com as equações de fluxo a superfície livre, utiliza-se a dita "fenda de Preissmann" (Cunge, 1964, Chaudry, 1979). A ocorrência de fluxo super-crítico é também uma situação possível, particularmente nas zonas altas da rede. Para se lidar com este problema foram formalmente incorporadas no modelo as equações da analogia de difusão. Quando fluxo super-crítico é detectado, estas equações automaticamente substituem às de Saint Venant.

No decorrer do cálculo aparecem situações nas quais o esquema de diferenças finitas, embora incondicionalmente estável do ponto de vista numérico, comporta-se de forma instável. Não é possível analisar estes casos somente a partir do esquema numérico, já que os problemas aparecem em situações nas quais as equações básicas, ou sua discretização não são válidas (Cunge, 1984). A mais importante destas situações é a passagem do nível da água da fenda para o conduto ou viceversa. O problema é provocado pela grande variação da largura entre o início e o fim do intervalo de tempo. Para resolver este inconveniente (e outros similares) é utilizado um algoritmo iterativo, segundo recomendação de Holly (1981) e Cunge (1984). Certas situações particulares requerem

soluções específicas, que serão apresentadas ao se tratar de cada uma delas.

Numa rede de drenagem urbana existem abundantes pontos singulares, sendo o tipo mais frequente os poços de visita. Estes são também estruturas particularmente complexas do ponto de vista da sua simulação, por apresentarem uma combinação de diferentes fenômenos físicos e numéricos. Os mais frequentes destes são : perdas de carga importantes na entrada e saída, armazenamento e perdas e ganhos de água, e coincidência de um poço de visita com um nó. O modelo tem rotinas para lidar com todas estas situações.

O enfoque seguido no desenvolvimento do modelo foi o de "sistema de modelação", apresentado por Cunge (1980). Sob este ponto de vista, o modelo é uma base, conceitual e computacional, para a simulação de um certo tipo de situações, sendo previsível a introdução de modificações no programa, para adaptá-lo às características particulares de um determinado sistema ou situação.

Além disto, cabe enfatizar que o modelo trabalha com frequência em situações críticas quanto à validade das equações utilizadas ou à sua discretização. Isto faz particularmente desaconselhável a sua utilização num estilo "caixa preta".

O modelo foi submetido à diversos testes, comparando seus resultados com os de modelos físicos, equações teóricas ou outros modelos. Os resultados obtidos foram satisfatórios.

2 Revisão bibliográfica

2.1 Generalidades

As redes de drenagem são, normalmente, projetadas para o escoamento à superfície livre da vazão provocada por uma chuva de projeto. Quando a chuva é maior que a de projeto, as características do escoamento mudam, podendo o fluxo tornar-se sob pressão em certos trechos da rede. Além disso, existindo a possibilidade de fluxo super-crítico, inversão de fluxo, efeitos de jusante e configurações topológicas complexas, a simulação do fluxo não-permanente torna-se um problema não trivial. Várias abordagens têm sido usadas neste problema, entre elas suposições de regime permanente, modelos cinemáticos e de difusão e modelos hidrodinâmicos. Estes últimos, embora mais complexos, aparecem como os mais abrangentes, flexíveis e potentes.

2.2 Descrição do escoamento em uma rede pluvial

O fluxo em condutos de drenagem urbana é sempre não-permanente, e o tirante pode variar desde zero até fluxo sob pressão, sendo também grande o leque de variação das outras condições do fluxo. Suponha-se que o escoamento devido à uma tormenta grande e de longa duração começa num conduto circular. O tirante inicial é pequeno e o fluxo pode ser laminar ou turbulento, dependendo do número de Reynolds. Dado que no início a velocidade é baixa, o fluxo é sub-crítico, não-permanente, não-uniforme e à superfície livre. Como o fluxo muda lentamente com o tempo, curvas de remanso de regime permanente poderiam ser usadas para estimar o perfil da linha de água. Quando as vazões aumentam, o fluxo se torna turbulento, se era originalmente laminar, e pode ocorrer uma transição de sub-crítico à super-crítico se a declividade do conduto é forte. Inversamente, no caso do fluxo ser super-crítico, pode aparecer um ressalto hidráulico. À medida que as vazões e os tirantes aumentem, o escoamento passará de regime livre à fluxo sob pressão. Esta mudança de regime também pode acontecer por efeito do remanso, geralmente provocado por um poço de

visita. Uma vez passado o pico do hidrograma o fluxo sofre um processo aproximadamente inverso (Yen, 1978). No mesmo artigo são identificados cinco tipos de instabilidades hidráulicas que podem aparecer no fluxo em condutos de drenagem urbana.

- instabilidade de tirante quase nulo, que é dominada pelos efeitos de tensão superficial;
- transições entre fluxos super-críticos e sub-críticos;
- ondas superficiais rolantes, dominadas pelo efeito da gravidade, e geralmente associadas com declividades fortes (número de Froude ≥ 2);
- a instabilidade na transição entre fluxo livre e fluxo sob pressão;
- instabilidade causada por "surges" em fluxo sob pressão, devidas à interação entre condutos e confluências ou poços de visita.

2.3 Dimensionamento e verificação de uma rede de condutos pluviais

As diferenças entre métodos de projeto e de simulação numa rede de drenagem urbana é provavelmente auto-explicativa. Os métodos de simulação prevêm o fluxo numa dada rede, com chuva ou outra entrada definida, enquanto os métodos de projeto devem fornecer as dimensões para o sistema que está sendo cogitado. Apesar dos objetivos dos dois tipos de métodos parecerem fundamentalmente diferentes, em muitos casos as diferenças internas entre eles não são muitas. Um método de projeto inclui um processo de simulação, e projeta um sistema de condutos para conduzir à vazão produzida por uma entrada determinada. Um método de simulação pode ser transformado num método de projeto testando alternativas de um sistema (Colyer, 1976). Só os métodos de simulação mais sofisticados são realmente diferentes dos métodos de projeto.

2.3.1 Evolução dos métodos de propagação em redes de drenagem

A maioria dos métodos usados no projeto de redes de drenagem utiliza a suposição de fluxo à superfície livre, de uma vazão de pico escolhida. A vazão de projeto, com uma certa probabilidade de ser superada, é calculada mediante

um método hidrológico para um ponto da rede entre duas bocas de lobo. O conduto é dimensionado para que a vazão de projeto escoe à superfície livre, de forma que a máxima capacidade de escoamento do tubo seja atingida. Esta vazão é, frequentemente, calculada pelo método racional. Métodos simples para o cálculo de fluxo permanente e uniforme são usados para determinar as dimensões do conduto. A suposição de fluxo permanente não leva em conta os seguintes fatores : 1) Armazenamento (que produz atenuação); 2) Fluxos não permanentes em diversos pontos da rede, que interagem mutuamente; 3) Ondas com efeitos dinâmicos não desprezíveis à medida que se propagam na rede, que podem provocar o surgimento de situações indesejáveis. Além disso, em relação ao segundo fator, uma rede de drenagem com declividades pequenas afeta significativamente a evolução das enchentes, atenuando-as, durante tormentas grandes que cubram só uma parte da área e/ou tenham uma distribuição não uniforme da intensidade, duração ou chuva total.

Métodos aproximados de propagação, baseados em simplificações do enfoque de fluxo não permanente, também têm sido utilizados. Estes levam em conta o efeito de atenuação do armazenamento, mas, usualmente, desprezam o efeito dinâmico ao tratar somente os aspectos cinemáticos da onda. Como algumas ondas podem se amplificar e se transformar em "bores" em algumas situações, os métodos simples de propagação, baseados na equação de armazenamento, mesmo com correções, não podem reproduzir a realidade.

O surgimento e a difusão dos computadores tornou possível o uso de equações mais completas para fluxo não-permanente, quando as condições iniciais e de contorno estão bem definidas. Além disso, os progressos em hidrologia urbana e uma melhor compreensão dos fenômenos envolvidos na precipitação, permitem melhores estimativas dos hidrogramas de entrada na rede. Estes dois fatores favorecem a aplicação das equações de fluxo não-permanente na sua forma matemática mais confiável, para a análise de redes de drenagem urbana.

O desenvolvimento histórico dos métodos de projeto e análise de redes de drenagem urbana pode ser classificado em três etapas :

- 1) Abordagem de fluxo permanente, como uma consequência lógica das fórmulas tipo racional para a estimativa das vazões de pico.
- 2) Abordagem simplificada de fluxo não-permanente, baseada principalmente na equação de armazenamento ou em modificações dela, como consequência do enfoque

tipo hidrograma unitário e das limitações dos computadores disponíveis.

3) Abordagem de fluxo não permanente, baseada nas equações completas de conservação da massa e da quantidade de movimento, em métodos avançados de cálculo dos hidrogramas, em computadores mais potentes e em métodos numéricos para a integração de equações diferenciais (Yevjevich, 1975)

2.3.2 Dimensionamento

O critério básico normalmente usado no projeto de uma rede de drenagem urbana é que a vazão de pico provocada por uma tormenta de projeto deve escoar pela rede a superfície livre, ou sob pressão com uma carga baixa, sendo o limite superior aceitável da linha piezométrica o greide das ruas. Normalmente é adotada para o evento de projeto um tempo de recorrência entre 2 e 10 anos (esta recorrência refere-se à tormenta, e não às vazões por ela provocadas). Posteriormente, a rede é verificada com uma tormenta de uma recorrência bem maior (50 ou 100 anos). O mesmo método é geralmente usado no projeto e na verificação.

A grande maioria dos métodos utilizados para propagar a vazão nos condutos adota a simplificação de supor regime permanente, introduzindo ocasionalmente correções por armazenamento. O tempo de traslado das vazões é estimado somando o tempo de chegada da água até a boca de lobo e o tempo de viagem dentro da rede, este último geralmente calculado a partir da "full bore velocity". Estes métodos se baseiam no uso da equação de continuidade. Entre os mais conhecidos podem ser citados o método racional, o método de Chicago, o TRRL e o ILLUDAS.

Existe uma série de métodos (ou modelos) que apresentam características intermediárias entre os já citados e os modelos de simulação mais potentes. A característica básica da maioria destes métodos é a de utilizar alguma forma de cálculo da celeridade da onda, de maneira a levar em conta tanto os efeitos de translação como os de armazenamento. Como exemplos podem ser citados o método de Muskingum, (ou Muskingum-Cunge), o método do time-lag e os métodos adimensionais (Yevjevich, 1970).

Uma listagem bastante abrangente de métodos pode ser achada em Colyer, 1976.

2.3.3 Verificação

A denominação "método de verificação" (ou de simulação) será usada aqui para se referir àqueles modelos que têm capacidade de fazer uma simulação mais rigorosa dos fenômenos físicos que acontecem numa rede de drenagem. Estes modelos permitem fazer a verificação da rede em dois sentidos. Primeiro, pode se estudar o comportamento da rede para a tormenta de projeto, à procura de problemas provocados por aqueles fenômenos que não foram levados em conta no dimensionamento. Segundo, pode se realizar uma melhor análise dos efeitos da tormenta de 50 ou 100 anos, em que o fluxo é bem mais complexo do que no evento de projeto.

Os modelos de verificação podem ser classificados em dois tipos, em função da sua capacidade de simulação hidráulica:

- os que adotam algum tipo de simplificação, como por exemplo onda cinemática para fluxo à superfície livre ou análise grosseira de fluxo sob pressão.
- os que utilizam as equações completas de fluxo não-permanente e representam as diversas situações de fluxo com um mínimo de simplificações.

Modelos simplificados

Casos típicos de modelos deste tipo são o modelo do MIT (Leclerc e Schaake, 1973), o SWMM (Storm Water Management Model), da Environmental Protection Agency e o ISS (Illinois Storm Sewer System Simulation Model) (Sevuk, 1973).

O modelo do MIT utiliza onda cinemática, resolvida mediante um esquema de diferenças finitas, para a propagação do fluxo nos condutos à superfície livre. Quando aparece fluxo sob pressão a vazão que excede a capacidade de condução do conduto cheio é propagada pela superfície ou transformada em volume e armazenada, também na superfície. O SWMM faz um tratamento similar ao anterior, sem a possibilidade de propagar superficialmente os excessos. O ISS propaga nos condutos utilizando as equações completas de Saint Venant, mas não pode representar fluxo sob pressão. O tratamento das confluências está baseado na sobreposição de segmentos em forma de Y.

Modelos de equações completas

A bibliografia a respeito de modelos de simulação de redes de drenagem urbana baseados nas equações completas de Saint Venant é escassa e pouco explicativa, e, embora os primeiros modelos datem de 1973-74, só começou a aparecer no início dos anos 80. A maioria destes modelos apresenta certas características comuns. Fora o modelo apresentado por Song (1983), todos eles utilizam a fenda de Preissmann. Em geral, podem representar redes malhadas e contemplam todos os efeitos de remanso (a diferença dos modelos anteriores, que não podem ou simplificam muito). As equações de fluxo são resolvidas por esquemas implícitos de diferenças finitas e todos dispõem de algum método para lidar com matrizes esparsas. As estruturas especiais que aparecem numa rede de drenagem são representadas, geralmente de forma simplificada, mas contemplando todos os efeitos importantes que elas provocam. Em geral, todos aqueles fenômenos ou situações de fluxo que são importantes estão representados. Podem ser considerados como modelos que têm uma fundamentação física coerente. A seguir são apresentados os modelos desse tipo que aparecem na literatura.

Cunge (1980, 1984) faz referência a algumas características do sistema CAREDas, desenvolvido pela SOGREAH. As equações de fluxo são resolvidas usando o esquema de Preissmann (1961) e um algoritmo de eliminação local. O modelo pode operar qualquer configuração de rede, assim como as diversas situações de fluxo e pontos singulares que normalmente ocorrem em redes de drenagem. Holly (1981) publicou os detalhes do algoritmo iterativo utilizado no modelo.

Hoff-Clausen et al. (Hoff-Clausen, 1981, Abbott, 1982) apresentaram o modelo S11S (System 11 Sewer "Siva"), desenvolvido no Danish Hydraulic Institute. O esquema de 6 pontos de Abbott-Ionescu é usado e a matriz é resolvida pelo mesmo método que no CAREDas. As características do modelo são semelhantes às deste.

Sjoberg (1981) publicou um trabalho sobre os modelos DAGVL-A e DAGVL-DIFF, da Chalmers University of Technology, Suécia. A versão A utiliza as equações completas, com um esquema de 6 pontos para continuidade e de 4 pontos para quantidade de movimento. O sistema de equações é resolvido pelo método double sweep. A versão DIFF emprega as equações de difusão. Ambas as versões só podem

operar redes dendrísticas.

Joliffe (1981) apresentou um modelo que resolve as equações de Saint Venant pelo método das linhas características, para qualquer configuração da rede. As outras potencialidades do modelo não são especificadas. O mesmo autor, em 1984, apresentou uma nova versão do modelo, desta vez usando diferenças finitas e uma técnica de matriz esparsa para resolver as equações de fluxo.

Berezowsky e Luna (1984) apresentaram um modelo similar ao CAREDAS.

Song, Cardle e Leung (1983) apresentaram um modelo para redes de drenagem, com ênfase numa rigorosa representação da frente de enchimento e esvaziamento do conduto.

3 Modelo de escoamento em redes de condutos

3.1 Estrutura geral do modelo

O escoamento nos condutos de uma rede de drenagem urbana ocorre em condições de superfície livre ou sob pressão. No caso de fluxo livre os regimes podem ser sub-crítico ou super-crítico. Quanto às características físicas do sistema de drenagem, podem existir confluências, poços de visita, mudanças de seção e outros tipos de situações que requeiram um tratamento especial (as chamadas condições de contorno internas).

Para representar estas condições, o modelo foi montado sob o princípio de que, a qualquer momento, a maior parte do fluxo pode ser representada a partir das equações de Saint Venant. Para fluxo livre sub-crítico essas equações são usadas diretamente. No caso de fluxo sob pressão, as equações são adaptadas utilizando a denominada "fenda de Preissmann", enquanto para fluxo super-crítico adota-se a simplificação do modelo de difusão.

Quando nenhuma das equações anteriores pode ser utilizada para representar o fluxo tem-se uma situação típica de condição de contorno interna (CCI). O tratamento dado às CCI pode ser dividido em dois casos:

- confluências e fenômenos que acontecem entre as seções de uma confluência;
- situações que afetam seções de um trecho.

No primeiro caso, a CCI não aparece durante o cálculo dos coeficientes ao longo dos trechos. Na etapa de montagem do sistema de equações dos nós a influência da CCI é incorporada nos coeficientes dos nós afetados. Quando a CCI aparece no meio de um trecho, são usadas equações adequadas a situação.

As equações que relacionam duas seções são discretizadas por um esquema implícito de diferenças finitas, o esquema de Preissmann, e aplicadas aos sub-trechos do sistema, resultando no sistema de equações não-linear, aqui chamado "sistema geral de equações". Este sistema produz uma matriz de coeficientes esparsa, que é resolvida mediante a combinação de um método iterativo com um algoritmo de eliminação local. Este último estabelece relações lineares recursivas que convergem para os nós, onde as equações resultantes dos diversos trechos que nele confluem são acopladas mediante

condições de compatibilidade. O sistema de equações resultante deste processo é resolvido e o método passa então a resolver os trechos. Este procedimento minimiza as operações e os erros. A seguir é apresentado um diagrama simplificado de blocos do processo de cálculo do modelo.

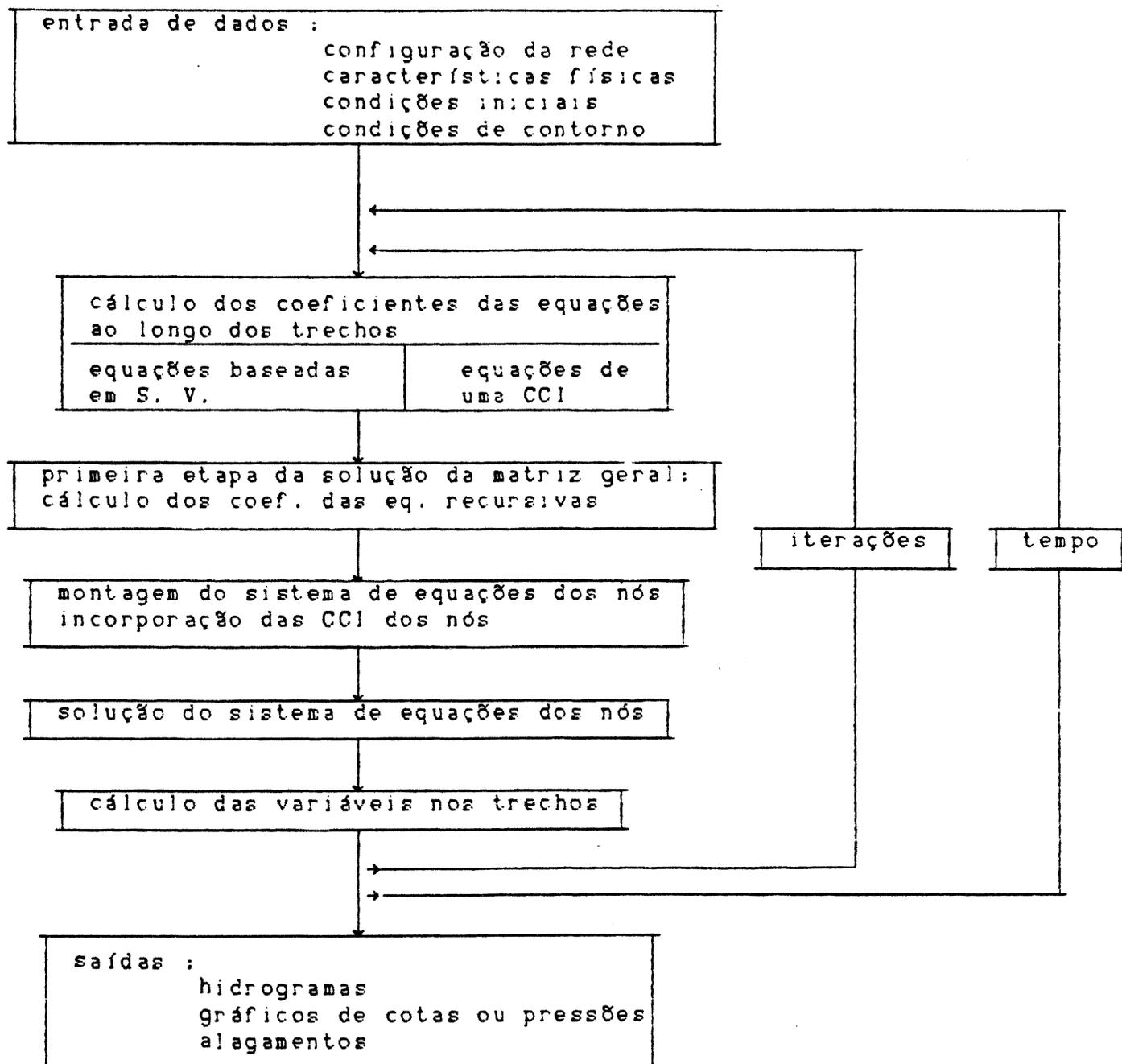


figura 1 Diagrama geral do modelo

3.2 Equações básicas

3.2.1 Fluxo livre sub-crítico

Existem diferentes formas das equações que regem o escoamento, dependendo dos princípios considerados (conservação da energia ou da quantidade de movimento), das variáveis escolhidas ($h-Q$, $y-Q$, $h-V$, etc.), e da forma de derivação das mesmas a partir dos princípios fundamentais. Essas diferentes formas não são equivalentes, nem do ponto de vista teórico nem do ponto de vista da sua utilização em hidráulica computacional. Neste último caso, pode acontecer que equações teoricamente equivalentes apresentem características diferentes na sua aplicação. Por isso, a escolha das equações deve ser feita em função das características do problema (ou tipo de problema) visado (Cunge, 1980).

As equações do fluxo são uma equação de continuidade e uma dinâmica, podendo esta última ser baseada na conservação da energia ou da quantidade de movimento. Nas situações a serem simuladas é previsível a ocorrência de descontinuidades no fluxo, (notadamente no enchimento e/ou esvaziamento de um conduto), o que elimina a possibilidade de utilizar uma equação dinâmica baseada na conservação da energia (Cunge, 1975, 1980, Abbott, 1975, 1979). O sistema de equações fica composto então pelas equações de conservação da massa e da quantidade de movimento. As variáveis dependentes escolhidas foram Q e y (vazão e cota da linha da água). A vazão tem uma variação geralmente mais suave que a velocidade, o que é desejável do ponto de vista computacional. A cota da linha da água, conjuntamente com a cota do fundo permitirão uma melhor representação do perfil batimétrico, especialmente no caso de variações bruscas no fundo.

Essas equações podem ser obtidas por relações integrais ou por relações diferenciais. A diferença básica entre as duas é que as relações integrais não exigem que as variáveis dependentes sejam contínuas e/ou diferenciáveis e que Δx seja infinitamente pequeno (Cunge, 1980).

As simplificações básicas das equações de Saint Venant são (Cunge, 1980):

1- O fluxo é unidimensional.

2- A curvatura das linhas de corrente é pequena e as acelerações verticais são desprezíveis, por conseguinte as pressões são hidrostáticas.

3- Os efeitos de fricção e turbulência podem ser representados por equações análogas às utilizadas em regime permanente.

4- A declividade do fundo é pequena, tal que o seno do ângulo pode ser considerado igual a tangente.

Aplicando o princípio de conservação da massa a um volume de controle entre as seções x_1 e x_2 e para os tempos t_1 e t_2 , e considerando constante a densidade, resulta

$$\int_{x_1}^{x_2} (A_{t_2} - A_{t_1}) dx + \int_{t_1}^{t_2} (Q_{x_2} - Q_{x_1}) dt = 0 \quad (3.1)$$

variação do volume no trecho variação de entrada e saída

onde

Q = vazão

A = área da seção molhada

A conservação da quantidade de movimento para o mesmo volume fica

$$\int_{x_1}^{x_2} [(vA)_{t_2} - (vA)_{t_1}] dx = \int_{t_1}^{t_2} [(v^2A)_{x_2} - (v^2A)_{x_1}] dt + g \int_{t_1}^{t_2} [(I_1)_{x_2} - (I_1)_{x_1}] dt$$

variação da Q. M. no trecho variação de entrada e saída da Q. M. Q. M. da força de pressão

$$-g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho I_2 dx dt + g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} A(S_0 - S_f) dx dt \quad (3.2)$$

Q. M. da força de pressão Q. M. das forças de gravidade e fricção

onde

$v = Q/A$

$$I_1 = \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \sigma(x, \eta) d\eta$$

$$I_2 = \int_0^{h(x)} (h(x) - \eta) \left(\frac{\partial \sigma}{\partial x} \right)_{h=ct.} d\eta$$

h = tirante.

η = variável de integração ao longo do eixo y .

$\sigma(x, \eta)$ = largura da seção transversal, tal que $\sigma(x, h)$ = largura da superfície livre.

S_o = declividade do fundo

S_f = declividade da linha de energia, definida neste caso a partir da fórmula de Manning como

$$S_f = \frac{Q|Q|}{K^2}, \quad K = \frac{AR^{2/3}}{n} \quad (3.3)$$

K = condutância hidráulica

R = raio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad de Manning

As equações 3.1 e 3.2 são a forma integral das relações para fluxo não-permanente baseadas nas hipóteses de Saint Venant.

Assumindo agora que as variáveis dependentes são contínuas e diferenciáveis, pode-se chegar a

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{continuidade}) \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{Q^2}{A} + gI_1 \right] = gA(S_o - S_f) + gI_2 \quad (\text{dinâmica}) \quad (3.5)$$

As equações 3.4 e 3.5 estão escritas na forma chamada de "forma divergente" de equações diferenciais parciais. Se o lado direito das equações é zero, as

mesmas expressam conservação da massa e da quantidade de movimento. Quando o termo da direita é diferente de zero esses termos livres agem como fontes e/ou sumidouros. Avaliando a derivada do termo gI_1 na equação 3.5 chega-se a

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} - S_0 \right) + gAS_f = 0 \quad (3.6)$$

que não é uma forma divergente (Cunge, 1980).

A segunda das equações de Saint Venant é usualmente chamada equação dinâmica, dado que rara vez expressa conservação da quantidade de movimento.

No caso de aparecimento de descontinuidades, as equações integrais são as mais adequadas, dado que suas hipóteses básicas continuam a ser válidas. Das equações diferenciais, as que estão escritas na forma conservativa seriam as que melhor se adaptam ao uso nestes casos. Porém, os termos I_1 e I_2 que aparecem nestas equações complicam a discretização e a utilização computacional das mesmas. Por outro lado, geralmente não se procura uma rigorosa representação da frente mas, principalmente, das condições do fluxo a montante e a jusante da mesma. Também é possível observar que, na maioria dos casos, as descontinuidades são pequenas e de ocorrência ocasional. Este conjunto de fatores faz com que equações como a 3.6 sejam as mais frequentemente utilizadas, fornecendo resultados basicamente corretos, e admitindo-se um certo erro nas zonas próximas às descontinuidades, quando elas existirem.

As equações 3.4-3.6 são as utilizadas no modelo. Essas equações tendo y e Q como variáveis dependentes, e sendo B a largura da superfície livre, ficam

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f = 0$$

Os motivos da escolha foram três :

-Estas equações são as apresentadas por Cunge (1984) e por Holly (1981) em artigos referidos ao sistema CAREDAS da SOGREAH. Com pequenas mudanças são as

usadas em quase toda a bibliografia específica:

- Sua discretização é mais simples, por não aparecer nelas as integrais I_1 e I_2 (Cunge, 1980);
- Embora não as mais adequadas teoricamente para o tratamento de descontinuidades, a experiência mostra que é possível utilizá-las com bons resultados (Cunge, 1980, Bertoni, 1987).

3.2.2 Fluxo super-crítico

Algumas partes de uma rede de drenagem urbana, especialmente as periféricas, podem ter forte declividade, o que pode provocar fluxo super-crítico (e os desagradáveis ressaltos hidráulicos móveis). O tratamento deste tipo de situações, em modelos como o desenvolvido, é mencionado por Abbott (1982) e brevemente apresentado por Sjoberg (1981). O primeiro autor utiliza onda cinemática, e o segundo o modelo de difusão. Joliffe (1987), mostra a utilização destas equações para simular fluxo super-crítico, com bons resultados. Esta alternativa é a utilizada no modelo. A simulação do regime super-crítico com as equações completas de Saint Venant não foi utilizada por que, devido às dificuldades do problema (particularmente no caso de ressaltos hidráulicos móveis), o esforço seria maior que o justificável pela importância do problema no contexto de uma rede de drenagem urbana.

As equações do modelo de difusão são :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{continuidade}) \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} + S_f = 0 \quad (\text{dinâmica})$$

3.2.3 Fluxo sob pressão

As equações de fluxo livre e as de fluxo sob pressão são semelhantes, como é mostrado por Chauhdry, (1979)

fluxo livre :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gASr = 0$$

fluxo sob pressão :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gASr = 0$$

sendo

a = celeridade do golpe ariete

H = altura piezométrica

Isto permite utilizar as equações de Saint Venant para simular ambas situações, recorrendo a um artifício imaginado por Priessmann (1961) : a dita "fenda de Priessmann" (Cunge, 1964, Chaudhry, 1979), que consiste num prolongamento vertical imaginário, de largura muito pequena (da ordem de milímetros ou menos), a partir do topo do conduto (fig. 2)

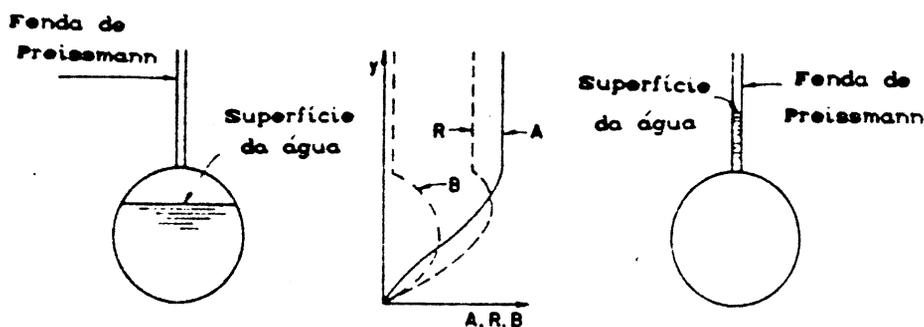


figura 2 Fenda de Priessmann (de Chaudhry, 1979)

Considerando o tirante na fenda como a altura piezométrica e estabelecendo a

relação

$$B = \frac{gA_0}{a^2} \quad (3.11)$$

A_0 = área do conduto cheio

os dois sistemas de equações são equivalentes. A pequena largura impede que o acréscimo de volume seja significativo. Normalmente escolhe-se uma celeridade entre 30 e 50 m/s (por questões de estabilidade e precisão numérica) e em função dela calcula-se a largura da fenda (Cunge, 1984). Embora a celeridade geralmente usada seja bem menor que celeridade real do fluxo sob pressão (da ordem dos 1000 m/s, dependendo do módulo de elasticidade das paredes), satisfaz as necessidades práticas da simulação. O mesmo acontece quanto ao enchimento do conduto. A representação do fenômeno não é rigorosa, mas na maioria das situações é suficiente do ponto de vista de engenharia.

3.2.4 Condições de contorno internas

Uma condição de contorno interna é definida como sendo uma situação de fluxo que não pode ser representada pelas equações apresentadas, pois possui características diferentes daquelas das hipóteses básicas do seu desenvolvimento. Neste caso deve-se recorrer a outras equações para simular estas situações (Cunge, 1980). Numa rede de drenagem urbana isto acontece com frequência. As condições de contorno internas mais frequentemente encontradas são as confluências e os poços de visita, podendo ambas coincidir. O fluxo super-crítico é, de certa forma, tratado também como uma condição de contorno interna.

Confluências

Para as confluências simples (sem coincidência com um poço de visita) adotaram-se as duas equações propostas por Cunge, (1980)

$$\sum Q_j = 0 \quad (3.12)$$

$$y_1 = y_2 = \dots = y_j = \dots = y_n \quad (3.13)$$

sendo j o sub-índice que indica o conduto e n o número total de condutos da confluência.

Poços de visita

Num poço de visita os processos mais importantes são :

- perdas de carga na entrada e na saída
- armazenamento
- intercâmbio de água com a superfície

As perdas de carga foram tratadas considerando-as como sendo pontuais, seguindo o conceito apresentado por Abbott (1982) : "Certos fenômenos hidráulicos acontecem em distâncias tão curtas que podem ser analisados como ocorrendo em pontos discretos do sistema, sujeitos só às exigências de conectividade do algoritmo. Por conseguinte, estes fenômenos são descritos por relações conectando valores das variáveis do fluxo a cada lado de um ponto, usualmente localizados em poços de visita que ligam condutos. Obviamente, é essencial que as descrições contínuas e as discretas estejam acopladas de maneira a constituir um algoritmo homogêneo, de solução rápida e sem iterações."

Quando se produz a coincidência de um poço de visita com um nó, as equações de perda de carga são consideradas como uma condição de contorno interna do trecho. As equações de armazenamento e perdas e ganhos de água são incorporadas nas equações da confluência.

Basicamente, um poço de visita é representado como se mostra na figura 3 para o caso mais simples, um conduto entrando e um saindo.

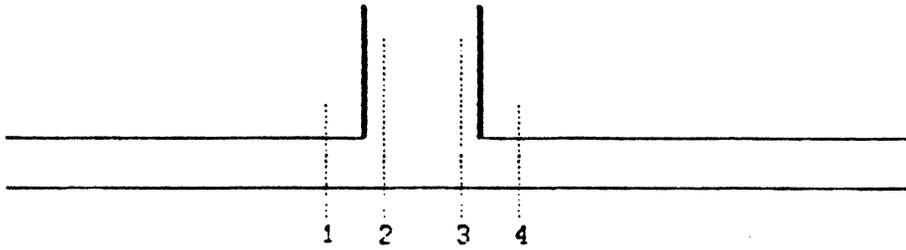


figura 3 Esquema de um poço de visita

As perdas de cargas são consideradas como acontecendo entre as seções 1 e 2 e entre as seções 3 e 4 . O armazenamento e os ganhos e perdas de água são calculados entre as seções 2 e 3 . A equação utilizada para perdas de carga é a de energia, como apresentado por Abbott (1982) e por Sjoberg (1981)

$$y_i + \frac{V_i^2}{2g} = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + h_f \quad (3.14)$$

O termo de perda de carga é calculado em função da diferença de velocidades entre as duas seções no caso de fluxo à superfície livre, ou em função da velocidade no conduto, para o caso de fluxo sob pressão

$$h_f = C_p \frac{(V_c - V_p)^2}{2g} \quad \text{superfície livre} \quad (3.15)$$

$$h_f = C_p \frac{V_c^2}{2g} \quad \text{fluxo sob pressão}$$

(os sub-índices c e p referem-se ao conduto e ao poço de visita, respectivamente)

O cálculo do coeficiente C_p e a técnica utilizada para introduzir as equações no algoritmo são apresentados na seção referente ao tratamento numérico das equações. A equação de continuidade usada neste caso é

$$Q_{i+1} = Q_i \quad (3.16)$$

O armazenamento é contemplado mediante a seguinte equação

$$\Sigma Q_j = \frac{A_h \Delta y}{\Delta t} \quad (3.17)$$

sendo A_h a área horizontal do poço de visita. Quando acontece intercâmbio de água com a superfície, um termo é agregado no somatório das vazões

$$\Sigma Q_j + Q_{i_0} = \frac{A_h \Delta y}{\Delta t} \quad (3.18)$$

O termo Q_{i_0} representa a vazão que entra ou sai da rede pelo poço de visita. Os detalhes referentes ao cálculo de Q_{i_0} são apresentados na seção de tratamento numérico. A equação dinâmica para as seções 2-3 é

$$y_{i+1} = y_i \quad (3.19)$$

3.3 Solução numérica das equações

3.3.1 Esquema de diferenças finitas

Para a solução numérica das equações adotou-se o esquema implícito de diferenças finitas de Preissmann (1961). Este esquema apresenta, entre outras vantagens, as de ser extensamente tratado na literatura e calcular em cada ponto as duas variáveis dependentes, o que simplifica sua utilização (Cunge 1980). Na discretização são usados quatro pontos (fig. 4)

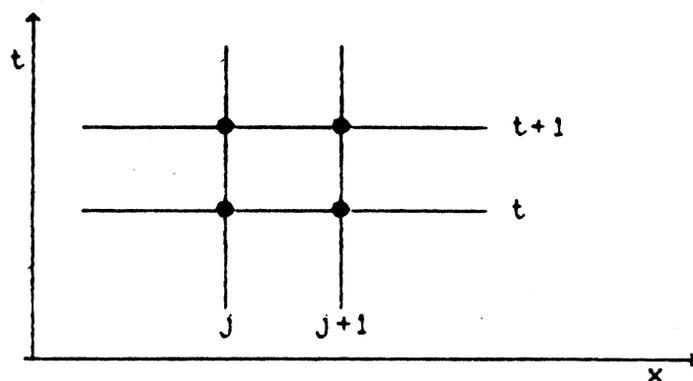


figura 4 Pontos usados no esquema de Preissmann

As funções e suas derivadas são definidas por

$$f(x,t) \cong \frac{\theta}{2} \left[f_{j+1}^{t+1} + f_j^{t+1} \right] + \frac{(1-\theta)}{2} \left[f_{j+1}^t + f_j^t \right]$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \cong \frac{f_{j+1}^{t+1} - f_{j+1}^t + f_j^{t+1} - f_j^t}{2\Delta t} \quad (3.20)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \cong \theta \frac{f_{j+1}^{t+1} - f_j^{t+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{f_{j+1}^t - f_j^t}{\Delta x}$$

sendo θ um coeficiente de peso, $0.5 \leq \theta \leq 1$. Essas equações serão apresentadas ao se tratar do algoritmo iterativo.

3.3.2 Algoritmo de iteração

Definindo $f^{t+1} = f^t + \Delta f$ e introduzindo esta definição e as equações (3.20) nas equações (3.7), chega-se a um sistema não linear de equações que tem como incógnitas Δy , ΔQ , ΔB , ΔA e ΔK (nos pontos j e $j+1$). Para resolver o sistema utiliza-se um algoritmo iterativo.

O método iterativo aqui apresentado é o utilizado pelos sistemas CAREDAH (modelação de redes urbanas) e CARIMA (modelação de rios) da SOGREAH e

publicado por Holly (1981). O algoritmo parte de considerar que o esquema de Priessmann pode ser enfocado como a primeira iteração de um método de tipo Newton (Cunge 1980, 1984, Holly 1981). Neste primeiro passo Δy e ΔQ são os incrementos estimados de y e Q no intervalo de tempo. Nas iterações seguintes, os valores de Δy e ΔQ são correções aos valores y^* e Q^* obtidos no primeiro cálculo e assim sucessivamente. Para obter este resultado, a discretização clássica do esquema de Priessmann é alterada, como é apresentado a seguir. Num processo não-iterativo define-se

$$f^{t+\Delta t} = f^t + \Delta f$$

no processo iterativo a definição é mudada para

$$f^{t+\Delta t} = f^* + \Delta f$$

onde $f^{t+\Delta t}$ é a estimativa na iteração que esta sendo realizada e f^* é a estimativa obtida na iteração anterior. Aplicando esta definição no esquema de Priessmann obtém-se, para a equação de continuidade

$$\frac{1}{2\Delta t} \left(y_{j+1}^* + \Delta y_{j+1} - y_{j+1}^t + y_j^* + \Delta y_j - y_j^t \right) + \frac{2}{\theta \left(P_{j+1}^* + \Delta B_{j+1} + B_j^* + \Delta B_j \right) + (1-\theta) \left(B_{j+1}^t + B_j^t \right)} \quad * \quad (3.23)$$

$$\frac{1}{\Delta x} \left[\theta \left(Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1} - Q_j^* - \Delta Q_j \right) + (1-\theta) \left(Q_{j+1}^t - Q_j^t \right) \right] = 0$$

e a equação dinâmica fica (3.24)

$$\frac{1}{2\Delta t} \left(Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1} - Q_{j+1}^t + Q_j^* + \Delta Q_j - Q_j^t \right) + \left[\theta \left(\frac{Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1}}{A_{j+1}^* + \Delta A_{j+1}} + \frac{Q_j^* + \Delta Q_j}{A_j^* + \Delta A_j} \right) + (1-\theta) \left(\frac{Q_{j+1}^t}{A_{j+1}^t} + \frac{Q_j^t}{A_j^t} \right) \right] - \left[\frac{\theta}{\Delta x} \left(Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1} - Q_j^* - \Delta Q_j \right) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} \left(Q_{j+1}^t - Q_j^t \right) \right] = 0$$

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{\theta}{4} \left(\frac{Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1}}{A_{j+1}^* + \Delta A_{j+1}} + \frac{Q_j^* + \Delta Q_j}{A_j^* + \Delta A_j} \right)^2 + \frac{(1-\theta)}{4} \left(\frac{Q_{j+1}^t}{A_{j+1}^t} + \frac{Q_j^t}{A_j^t} \right)^2 \right] * \left[\frac{\theta}{\Delta x} (A_{j+1}^* + \Delta A_{j+1} - \right. \\
& \left. A_j^* - \Delta A_j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (A_{j+1}^t + A_j^t) \right] + \frac{g}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (A_{j+1}^* + \Delta A_{j+1} + A_j^* + \Delta A_j) + \right. \\
& \left. \frac{(1-\theta)}{2} (A_{j+1}^t + A_j^t) \right] * \left[\theta (y_{j+1}^* + \Delta y_{j+1} - y_j^* - \Delta y_j) + (1-\theta) (y_{j+1}^t - y_j^t) \right] + \\
& g \left\{ \frac{\theta}{2} \left[\frac{(A_{j+1}^* + \Delta A_{j+1}) (Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1}) |Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1}|}{(K_{j+1}^* + \Delta K_{j+1})^2} + \right. \right. \\
& \left. \left. \frac{(A_j^* + \Delta A_j) (Q_j^* + \Delta Q_j) |Q_j^* + \Delta Q_j|}{(K_j^* + \Delta K_j)^2} \right] + \frac{(1-\theta)}{2} \left[\frac{A_{j+1}^t Q_{j+1}^t |Q_{j+1}^t|}{(K_{j+1}^t)^2} + \frac{A_j^t Q_j^t |Q_j^t|}{(K_j^t)^2} \right] \right\} = 0
\end{aligned}$$

Para linearizar estas equações, ΔA , ΔB , e ΔK são expressos em função do resultado da iteração anterior

$$\Delta A = \frac{\partial A}{\partial y} \Big|_{y=y^*} * \Delta y$$

$$\Delta B = \frac{\partial B}{\partial y} \Big|_{y=y^*} * \Delta y$$

$$\Delta K = \frac{\partial K}{\partial y} \Big|_{y=y^*} * \Delta y$$

No caso de ΔB , perto do topo de um conduto circular (aproximadamente o 5 % superior), esta aproximação torna-se ruim, e no 2 % superior, muito ruim. Isto é devido a que o coroamento do conduto está muito próximo de uma horizontal, e, por consequência, a largura varia muito rapidamente. Verificou-se que, para um Δy da ordem de 10% do diâmetro, essa aproximação estimava uma largura negativa. Para um conduto de diâmetro 0,70 m, dependendo da forma em que é calculada a derivada, pode-se estar estimando uma largura de -9 m. Por causa

disto, apareciam problemas de convergência e de estabilidade. Para solucionar este problema decidiu-se mudar a aproximação dentro da faixa perigosa, adotando-se a seguinte equação

$$\Delta B = \frac{B(\alpha) - B(y^*)}{C_B D} \Delta y \quad (3.25)$$

sendo $B(\alpha) = gA_0/a^2$ a largura da fenda correspondente ao valor adotado da celeridade, $B(y^*)$ a largura correspondente a y^* , C_B um parâmetro adimensional variando geralmente entre 0,1 e 0,5 e D o diâmetro. Esta equação é utilizada cada vez que a estimativa produzida pela série de Taylor para um $\Delta y \geq 0,1D$ é negativa. Um problema similar, porém menos grave acontece com a condutância (a condutância estimada é menor que a condutância do conduto cheio). A solução adotada foi similar a anterior

$$\Delta K = \frac{K(D) - K(y^*)}{C_K D} \Delta y \quad (3.26)$$

Sendo $K(D)$ a condutância hidráulica do conduto cheio, $K(y^*)$ a condutância hidráulica correspondente a y^* e C_K um parâmetro da ordem de 0,05 a 0,25.

Além disto os produtos de incrementos (Δf^2 ou $\Delta f \Delta g$) são desprezados e outras linearizações são feitas, como se mostra a seguir

$$\frac{1}{A_j + \Delta A_j} \cong \frac{1}{A_j} \left[1 - \frac{\Delta A_j}{A_j} \right]$$

$$\frac{1}{(A_j + \Delta A_j)^2} \cong \frac{1}{A_j^2} \left[1 - 2 \frac{\Delta A_j}{A_j} \right]$$

(3.2)

$$(Q_j + \Delta Q_j)^2 \cong Q_j^2 + 2Q_j \Delta Q_j$$

$$(Q_j + \Delta Q_j) |Q_j + \Delta Q_j| \cong Q_j |Q_j| + 2|Q_j| \Delta Q_j$$

A linearização do termo $1/B$ da equação de continuidade é descrita a seguir

$$\frac{\theta \left[B_{j+1}^* + \Delta B_{j+1} + B_j^* + \Delta B_j \right] + (1-\theta) \left[B_{j+1}^t + B_j^t \right]}{\theta \left[B_{j+1}^* - B_{j+1}^t + B_j^* - B_j^t \right] + B_{j+1}^t + B_j^t} \left[1 - \frac{\theta \left[\Delta B_{j+1} + \Delta B_j \right]}{\theta \left[B_{j+1}^* - B_{j+1}^t + B_j^* - B_j^t \right] + B_{j+1}^t + B_j^t} \right] = \quad (3.27)$$

Fatorando em função das incógnitas Δy e ΔQ chega-se às duas equações

$$A \Delta y_{i+1} + B \Delta Q_{i+1} + C \Delta y_i + D \Delta Q_i + G = 0 \quad (3.28)$$

$$A' \Delta y_{i+1} + B' \Delta Q_{i+1} + C' \Delta y_i + D' \Delta Q_i + G' = 0$$

As fórmulas para os coeficientes $A, A', B,$ etc. são as seguintes (multiplicando por $2\Delta t$ e fazendo $Q/A = V$)

equações (3.29)

$$A = 1 - \frac{4\Delta t}{R^2 \Delta x} \frac{\partial B_{j+1}^*}{\partial z} \left[\theta^2 \left[Q_{j+1}^* - Q_j^* \right] + \frac{(\theta - \theta^2)}{\Delta x} \left[Q_{j+1}^t - Q_j^t \right] \right]$$

$$B = \frac{4\theta \Delta t}{R \Delta x}$$

$$C = 1 - \frac{4\Delta t}{R^2 \Delta x} \frac{\partial B_j^*}{\partial z} \left[\theta^2 \left[Q_{j+1}^* - Q_j^* \right] + \frac{(\theta - \theta^2)}{\Delta x} \left[Q_{j+1}^t - Q_j^t \right] \right]$$

$$D = -\frac{4\theta \Delta t}{R \Delta x}$$

$$G = \left[y_{j+1}^* - y_{j+1}^t + y_j^* - y_j^t \right] + \frac{4\theta \Delta t}{R \Delta x} \left[\theta \left[Q_{j+1}^* - Q_j^* \right] + (1-\theta) \left[Q_{j+1}^t - Q_j^t \right] \right]$$

$$\text{Sendo } R = \theta \left[B_{j+1}^* - B_{j+1}^t + B_j^* - B_j^t \right] + B_{j+1}^t + B_j^t$$

$$A' = \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-2 \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} B_{j+1}^* (Q_{j+1}^* - Q_j^*) + g(A_{j+1}^* - A_j^*) + g(y_{j+1}^* - y_j^*) B_{j+1}^* - \right. \\ \left. \frac{1}{2} (V_{j+1}^* - V_j^*) B_{j+1}^* + \frac{V_{j+1}^{*2}}{A_{j+1}^*} B_{j+1}^* (A_{j+1}^* - A_j^*) + \frac{V_{j+1}^* V_j^*}{A_{j+1}^*} B_{j+1}^* (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] +$$

$$(\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-2 \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} B_{j+1}^* (Q_{j+1}^t - Q_j^t) + g(A_{j+1}^t - A_j^t) + g(y_{j+1}^t - y_j^t) B_{j+1}^* \right. \\ \left. - \frac{1}{2} (V_{j+1}^* - V_j^*) B_{j+1}^* + \frac{V_{j+1}^{*2}}{A_{j+1}^*} B_{j+1}^* (A_{j+1}^t - A_j^t) + \frac{V_{j+1}^* V_j^*}{A_{j+1}^*} B_{j+1}^* (A_{j+1}^t - A_j^t) \right] +$$

$$g\theta\Delta t \left[\frac{Q_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^2} B_{j+1}^* + \frac{A_{j+1}^* Q_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^3} \frac{\partial K_{j+1}^*}{\partial y} \right]$$

$$B' = 1 + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[2 (V_{j+1}^* - V_j^*) + \frac{2}{A_{j+1}^*} (Q_{j+1}^* - Q_j^*) - \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) \right. \\ \left. - \frac{V_j^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[2 (V_{j+1}^* - V_j^*) + \frac{2}{A_{j+1}^*} (Q_{j+1}^t - Q_j^t) \right. \\ \left. - \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^t - A_j^t) - \frac{V_j^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^t - A_j^t) \right] + 2\theta\Delta t \frac{A_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^2}$$

$$C' = \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-2 \frac{V_j^*}{A_j^*} B_j^* (Q_{j+1}^* - Q_j^*) + g(A_{j+1}^* - A_j^*) + g(y_{j+1}^* - y_j^*) B_j^* \right. \\ \left. - \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) - \frac{V_j^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] + 2\theta\Delta t \frac{A_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^2}$$

$$C' = \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-2 \frac{V_j^*}{A_j^*} B_j^* (Q_{j+1}^* - Q_j^*) + g(A_{j+1}^* - A_j^*) + g(y_{j+1}^* - y_j^*) B_j^* \right. \\ \left. - \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) - \frac{V_j^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] + 2\theta\Delta t \frac{A_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^2}$$

$$C' = \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-2 \frac{V_j^*}{A_j^*} B_j^* (Q_{j+1}^* - Q_j^*) + g(A_{j+1}^* - A_j^*) + g(y_{j+1}^* - y_j^*) B_j^* \right. \\ \left. - \frac{V_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) - \frac{V_j^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] + 2\theta\Delta t \frac{A_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^2}$$

$$-\frac{1}{2} \left[(v_{j+1}^* - v_j^*) B_j^* + \frac{v_j^{*2}}{A_j^*} B_j^* (A_{j+1}^* - A_j^*) + \frac{v_{j+1}^* v_j^*}{A_j^*} B_j^* (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] +$$

$$(\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-2 \frac{v_j^*}{A_j^*} B_j^* (Q_{j+1}^t - Q_j^t) + g (A_{j+1}^t - A_j^t) + g (y_{j+1}^t - y_j^t) B_j^* \right]$$

$$-\frac{1}{2} \left[(v_{j+1}^* - v_j^*) B_j^* + \frac{v_j^{*2}}{A_j^*} B_j^* (A_{j+1}^t - A_j^t) + \frac{v_{j+1}^* v_j^*}{A_j^*} B_j^* (A_{j+1}^t - A_j^t) \right] +$$

$$g \theta \Delta t \left[\frac{Q_j^* |Q_j^*|}{(K_j^*)^2} B_j^* + \frac{A_j^* Q_j^* |Q_j^*|}{(K_j^*)^3} \frac{\partial K_j^*}{\partial y} \right]$$

$$D' = 1 + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[2 (v_{j+1}^* - v_j^*) + \frac{2}{A_j^*} (Q_{j+1}^* - Q_j^*) - \frac{v_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) - \frac{v_j^*}{A_j^*} (A_{j+1}^* - A_j^*) \right]$$

$$+ (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[2 (v_{j+1}^t - v_j^t) + \frac{2}{A_{j+1}^*} (Q_{j+1}^t - Q_j^t) - \frac{v_{j+1}^*}{A_{j+1}^*} (A_{j+1}^t - A_j^t) - \frac{v_j^*}{A_j^*} (A_{j+1}^t - A_j^t) \right]$$

$$+ 2\theta \Delta t \frac{A_j^* |Q_j^*|}{(K_j^*)^2}$$

$$G' = (Q_{j+1}^* + Q_j^* - Q_{j+1}^t - Q_j^t) + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[2 (v_{j+1}^* - v_{j+1}^t) (Q_{j+1}^* - Q_j^*) + \right.$$

$$\left. g (A_{j+1}^* - A_j^*) (y_{j+1}^* - y_j^*) - \frac{1}{2} (v_{j+1}^* - v_j^*) (A_{j+1}^* - A_j^*) \right] + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[2 (v_{j+1}^t - v_j^t) (Q_{j+1}^* - Q_j^*) \right]$$

$$\begin{aligned}
& + 2\left(v_{j+1}^* - v_j^*\right)\left(Q_{j+1}^t - Q_j^t\right) + g\left(A_{j+1}^t - A_j^t\right)\left(y_{j+1}^* - y_j^*\right) + g\left(A_{j+1}^* - A_j^*\right)\left(y_{j+1}^t - y_j^t\right) \\
& - \frac{1}{2}\left(v_{j+1}^t - v_j^t\right)\left(A_{j+1}^* - A_j^*\right) - \frac{1}{2}\left(v_{j+1}^* - v_j^*\right)\left(A_{j+1}^t - A_j^t\right) + (1-\theta^2)\frac{\Delta t}{\Delta x}\left[2\left(v_{j+1}^t - v_j^t\right)\left(Q_{j+1}^t - Q_j^t\right)\right. \\
& \left. + g\left(A_{j+1}^t - A_j^t\right)\left(y_{j+1}^t - y_j^t\right) - \frac{1}{2}\left(v_{j+1}^t - v_j^t\right)\left(A_{j+1}^t - A_j^t\right)\right] + g\theta\Delta t\left[\frac{A_{j+1}^* Q_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{\left(K_{j+1}^*\right)^2}\right. \\
& \left.\frac{A_j^* Q_j^* |Q_j^*|}{\left(K_j^*\right)^2}\right] + g(1-\theta)\Delta t\left[\frac{A_{j+1}^t Q_{j+1}^t |Q_{j+1}^t|}{\left(K_{j+1}^t\right)^2} + \frac{A_j^t Q_j^t |Q_j^t|}{\left(K_j^t\right)^2}\right]
\end{aligned}$$

Equações de fluxo super-crítico

Aplicando a mesma discretização às equações da analogia de difusão usadas para fluxo super-crítico chega-se à fórmula 3.30 para a equação dinâmica (a equação de continuidade é a mesma do caso anterior).

$$\begin{aligned}
& \frac{\theta}{\Delta x}\left[y_{j+1}^* + \Delta y_{j+1} - y_j^* - \Delta y_j\right] + \frac{(1-\theta)}{\Delta x}\left[y_{j+1}^t - y_j^t\right] + \\
& \left\{\frac{\theta}{2}\left[\frac{\left(Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1}\right) |Q_{j+1}^* + \Delta Q_{j+1}|}{\left(K_{j+1}^* + \Delta K_{j+1}\right)^2} + \frac{\left(Q_j^* + \Delta Q_j\right) |Q_j^* + \Delta Q_j|}{\left(K_j^* + \Delta K_j\right)^2}\right] + \right. \\
& \left. \frac{(1-\theta)}{2}\left[\frac{Q_{j+1}^t |Q_{j+1}^t|}{\left(K_{j+1}^t\right)^2} + \frac{Q_j^t |Q_j^t|}{\left(K_j^t\right)^2}\right]\right\} = 0 \quad (3.30)
\end{aligned}$$

As fórmulas resultantes para os coeficientes são

$$A' = \frac{\theta}{\Delta x} - \theta \frac{Q_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^3} \frac{\partial K_{j+1}^*}{\partial y}$$

$$B' = \theta \frac{|Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^3}$$

$$C' = -\frac{\theta}{\Delta x} - \theta \frac{Q_j^* |Q_j^*|}{(K_j^*)^3} \frac{\partial K_j^*}{\partial y}$$

(3.31)

$$D' = \theta \frac{|Q_j^*|}{(K_j^*)^3}$$

$$G' = \frac{1}{\Delta x} \left[\theta (y_{j+1}^* - y_j^*) + (1-\theta) (y_{j+1}^t - y_j^t) \right] + \frac{\theta}{2} \left[\frac{Q_{j+1}^* |Q_{j+1}^*|}{(K_{j+1}^*)^2} + \frac{Q_j^* |Q_j^*|}{(K_j^*)^2} \right]$$

$$+ \frac{(1-\theta)}{2} \left[\frac{Q_{j+1}^t |Q_{j+1}^t|}{(K_{j+1}^t)^2} + \frac{Q_j^t |Q_j^t|}{(K_j^t)^2} \right]$$

Convergência das iterações

O ponto ideal de convergência das iterações é Δy e ΔQ iguais a zero. Na prática é estabelecido um valor máximo aceitável de Δy para interromper as iterações (Cunge, 1984). Em geral adotou-se uma tolerância da ordem de 5 ou 10 cm. Em certas situações as iterações não convergiam, e ficavam oscilando sistematicamente entre dois conjuntos de valores de y e Q . Para solucionar o problema tentou-se utilizar um processo de filtragem nas iterações, definindo a função na próxima iteração n como

$$f^* = f^n = f^{n-1} + \Delta f/2$$

Analisando os resultados obtidos com os dois métodos observou-se que:

-O primeiro método é mais convergente no início, mais lento depois e é vulnerável à já dita tendência a oscilar entre dois valores.

-O segundo método é menos convergente nas primeiras iterações, converge mais rápido depois e é menos vulnerável a problemas de oscilação.

A partir disto optou-se por combinar ambos métodos, iniciando as iterações com o primeiro e, atingido um certo número de iterações (entre 5 e 10) é introduzido o processo de filtragem. A combinação funcionou melhor que qualquer um dos métodos em separado.

3.3.3 Condições de contorno internas

Neste ponto são apresentados os detalhes referentes ao tratamento numérico dado às condições de contorno internas incluídas no modelo. Como já foi mencionado na seção sobre equações básicas, serão tratados aqui os poços de visita e certos aspectos da simulação do fluxo super-crítico.

Poços de visita

Nos poços de visita, o tratamento numérico abrange a discretização das equações utilizadas para representar as perdas de carga e as usadas para o armazenamento e perdas e ganhos de água, o acoplamento destas equações com o algoritmo de resolução de redes quando ocorre coincidência de um poço de visita e um nó e o cálculo pelo modelo dos coeficientes de perda de carga.

A equação de perda de carga foi discretizada utilizando o esquema de Preissmann, e, seguindo o sugerido por Holly, (1981), com $\theta = 1$. Isto quer dizer que é imposto o cumprimento da equação 3.14 a cada intervalo de tempo (e não como uma ponderação entre o início e o fim ^{p. 219} do intervalo de tempo). As linearizações usadas foram as mesmas já mostradas ao se tratar das equações de Saint Venant. As equações discretizadas ficam (o sub-índice p refere-se às seções do poço de visita)

$$Q_i^* + \Delta Q_i - Q_p^* - \Delta Q_p = 0$$

(3.48)

$$y_i^* + \Delta y_i + \frac{(1-C)}{2g} \frac{(Q_i^* + \Delta Q_i)^2}{(A_i^* + \Delta A_i)^2} - y_p^* - \Delta y_p - \frac{1}{2g} \frac{(Q_p^* + \Delta Q_p)^2}{(A_p^* + \Delta A_p)^2} = 0$$

e fornecem os coeficientes

$$A = 0$$

$$B = -1$$

$$C = 0$$

$$D = 1$$

$$G = Q_i^* - Q_p^*$$

(3.49)

$$A' = -1 + \frac{1}{g} \frac{V_p^{*2}}{A_p^*} B_p^*$$

$$B' = -\frac{1}{g} \frac{V_p^*}{A_p^*}$$

$$C' = 1 - \frac{(1-C)}{g} \frac{V_i^{*2}}{A_i^*} B_i^*$$

$$D' = \frac{(1-C)}{g} \frac{V_i^*}{A_i^*}$$

$$G' = y_i^* - y_p^* + \frac{(1-C)}{2g} \frac{V_i^{*2}}{A_i^*} - \frac{1}{2g} \frac{V_p^{*2}}{A_p^*}$$

Embora o termo $Q_i^* - Q_p^*$ possa, teoricamente, ser considerado igual a zero e eliminado da equação, ele foi conservado. O motivo foi que, em certas circunstâncias críticas, a solução do sistema de equações pode não ser boa e aparecer uma diferença entre as vazões. Se a equação estivesse formulada como $\Delta Q_i = \Delta Q_p$, essa diferença permaneceria no restante do cálculo, gerando erros. A conservação dos Q^* da a equação capacidade de autocorreção.

Para o cálculo do coeficiente C de perda de carga adotaram-se as fórmulas apresentadas por Abbott (1982) para as situações apresentadas na figura 5 (a) e (b).

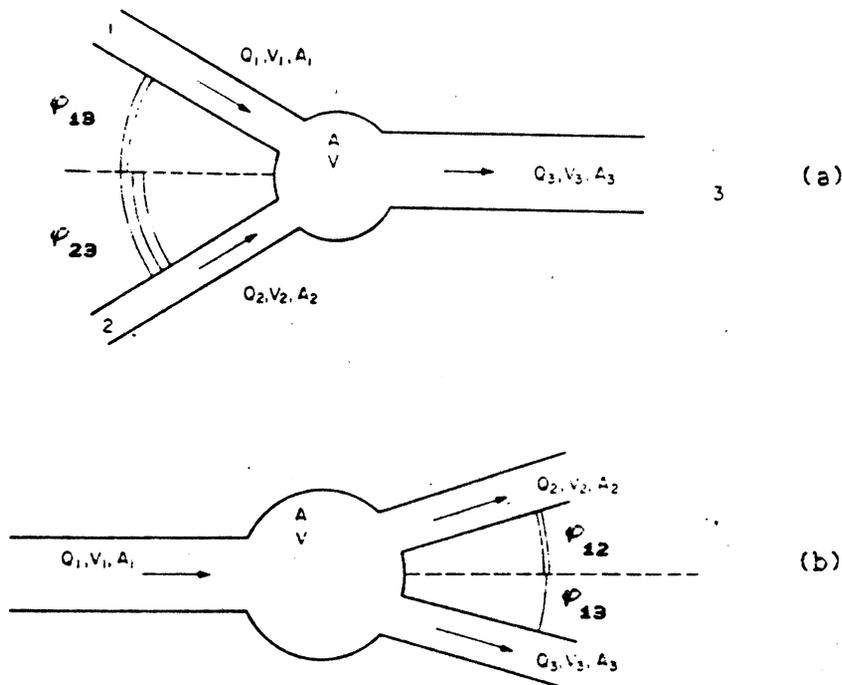


figura 5 Exemplos de poços de visita (de Abbott, 1982)

Coeficiente de perda de carga do conduto 1 fig. 5 (a)

$$C = \left[\frac{P_{13}}{\pi/2} \right]^2 + \zeta_{13} + \alpha \left[1 - \frac{A_1}{\left(\frac{Q_1}{Q_3} \right) A_p} \right]^2 \quad (3.50)$$

Coefficiente de perda de carga na saída fig. 5 (a)

$$C = K_p \left[1 - \frac{A_s}{A_p} \right] \quad (3.51)$$

Coefficiente de perda de carga do conduto 1 fig. 5 (b)

$$C = \frac{Q_2}{Q_1} \left[\frac{\varphi_{12}}{\pi/2} \right]^2 + \zeta_{12} + \frac{Q_3}{Q_1} \left[\frac{\varphi_{13}}{\pi/2} \right]^2 + \zeta_{13} + \alpha \left[1 - \frac{A_1}{A_p} \right]^2 \quad (3.52)$$

Coefficiente de perda de carga do conduto 2 fig. 5 (b)

$$C = K_p \left| 1 - \frac{A_1}{\left(\frac{Q_2}{Q_1} \right) A_p} \right| \quad (3.53)$$

Nestas fórmulas ζ é um coeficiente de perda de energia que expressa a perda de energia cinética resultante de uma diferença de nível entre o conduto i (entrada) e o conduto j (saída).

$$\zeta_{ij} = \frac{(z_j - z_i)(z_j + d_j - z_i - d_i)}{d_i d_j}$$

onde d = diâmetro e z = cota do fundo do conduto.

Segundo Abbott, o coeficiente K_p varia entre 0 e 0,5, dependendo das características da transição entre o poço de visita e o conduto. O valor de α (coeficiente de energia cinética) adotado por Abbott, ou critérios a ele referentes, não são mencionados no trabalho. Na aplicação das fórmulas foi adotado o valor 1.

Para poder usá-las no modelo, as fórmulas foram generalizadas para qualquer número de condutos entrando e saindo, resultando em

$$C_i = \sum_{j=1}^n \left[\frac{\varphi_{ij}}{\pi/2} \right]^2 \frac{Q_{oj}}{Q_{oi}} K + \sum_{j=1}^n \zeta_{ij} + \alpha \left[1 - \frac{\sum Q_{oi}}{Q_{oi}} \frac{A_i}{A_p} \right]^2 \quad (3.54)$$

$$C_i = K_{pi} \left| 1 - \frac{\sum Q_o}{Q_{oi}} \frac{A_i}{A_p} \right| \quad (3.55)$$

onde

Q_o : vazão de saída

Q_{oi} : vazão de entrada

A_i : área molhada do conduto i

A_p : área molhada do poço de visita

K : $\left(\frac{Q_{oj}}{Q_{oi}} \right)^{-1}$ quando só existe um conduto de saída e 1 quando existem varios

Os motivos para usar estas fórmulas foram dois :

-ter disponível no modelo um procedimento para calcular C em função das condições do fluxo.

-fazer a verificação mais objetiva possível do algoritmo que acopla os poços de visita e os nós.

No que diz respeito a esta última questão, a seguir é apresentado o algoritmo e no ponto 4.1.4 o teste realizado.

Depois de definidas as equações a usar na entrada e na saída de um poço de visita a questão seguinte era como incorporar essas equações no algoritmo de cálculo da rede, no caso de coincidência de um poço de visita e um nó. O problema que surgiu foi o de conseguir um acoplamento do algoritmo da rede e o algoritmo dos poços de visita que mantivesse a independência no cálculo dos trechos. A equação de perda de carga tem como variável a velocidade no poço de visita. Essa velocidade foi considerada como sendo igual ao somatório das vazões que entram ou saem do p.v. dividido pela área transversal do mesmo. Para compatibilizar com o resto do algoritmo era necessário que fosse possível calcular essa velocidade a partir dos dados de cada um dos trechos que chegam no p.v., independentemente dos outros. A solução adotada foi supor que a seção do p.v. pode ser imaginada como composta por várias seções, cada uma delas correspondendo a um conduto que entra ou sai do p.v.. Na figura 6 é mostrada a representação de um poço de visita usada pelo modelo

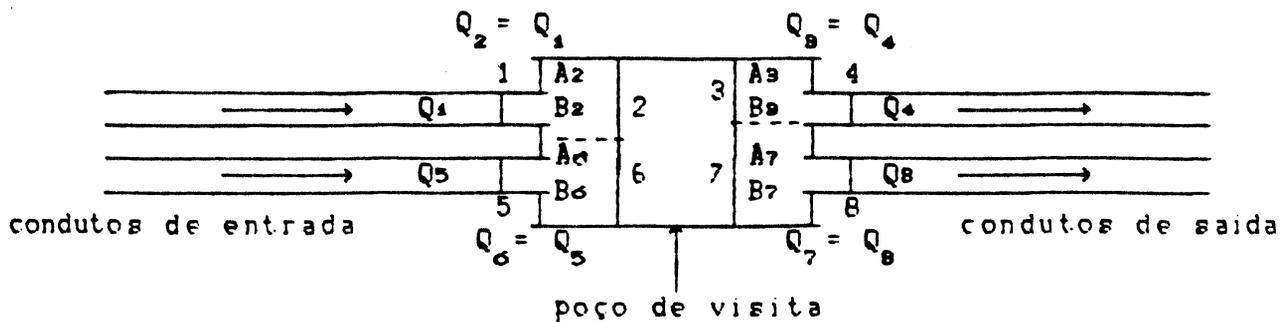


figura 6 Representação de um poço de visita

As equações de perda de carga são formuladas entre as seções 1 - 2, 3 - 4, 5 - 6, e 7 - 8. As equações de confluência relacionam as seções 2, 3, 6 e 7. A área e a largura destas seções é calculada como

$$A_2 = C_{Q2} A_p, \quad B_2 = C_{Q2} B_p \quad (3.56)$$

sendo

$$C_{Q2} = \frac{Q_1}{Q_1 + Q_5}$$

A_p = área transversal do poço de visita

B_p = largura do poço de visita

Q_1 = vazão da seção 1 (fig.6)

Q_5 = vazão da seção 5 (fig.6)

Da mesma maneira são calculados os coeficientes de proporcionalidade para as seções 3, 6 e 7. Generalizando para o caso de um poço de visita com n condutos entrando e m condutos saindo fica

$$C_{Qi} = \frac{Q_i}{\sum Q_j}, \quad i = 1, n \text{ ou } m, \quad j = 1, n \text{ ou } m \quad (3.57)$$

Os coeficientes C_{Qi} são calculados em função das vazões na iteração anterior (ou no intervalo de tempo anterior, se a iteração é a primeira).

Cálculo de Q_{i0}

O termo Q_{i0} é calculado por uma fórmula de vertedouro

$$Q_{i0} = C_v h \sqrt{\Delta H} \quad (3.58)$$

sendo $\Delta H = |y_p - z - y_s|$ se $y_p > z$ e $\Delta H = y_s$ se $y_p < z$

$h = y_s - z$ (a) ou $h = y_p - z$ (b)

y_p = altura de pressão no poço de visita

y_s = tirante da água na superfície do terreno

z = cota da superfície do terreno

C_v = coeficiente de descarga do vertedouro

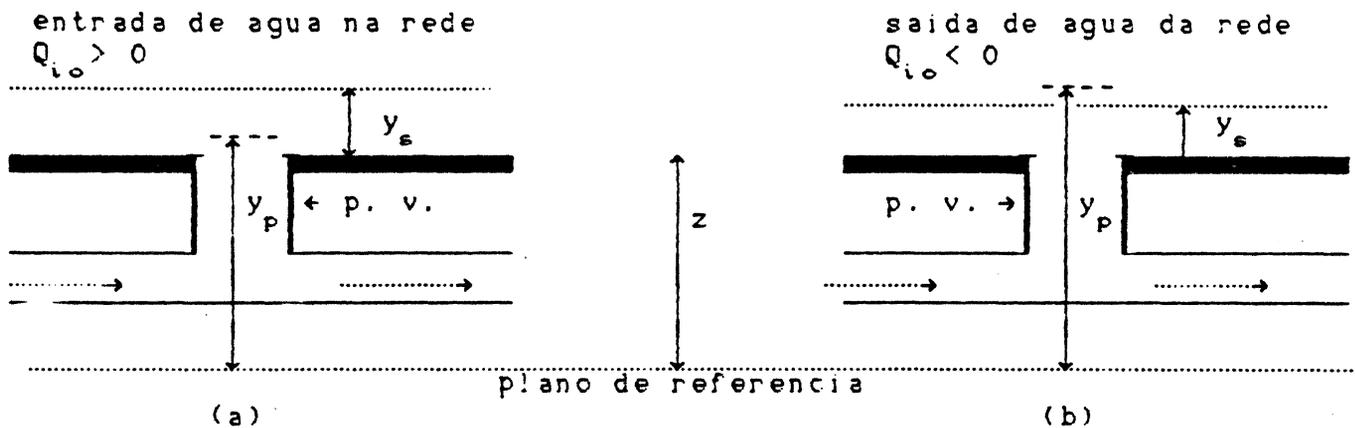


figura 7 Intercâmbio de água com a superfície

O termo Q_{i0} foi linearizado como

$$Q_{i0}^* = Q_{i0}^t + \frac{\partial Q_{i0}}{\partial y} \Delta y^* \quad (3.59)$$

e dessa maneira incorporado na equação (3.18).

O valor de y_s é considerado como sendo constante durante cada intervalo de tempo, e, no fim do intervalo, é atualizado em função do tirante no poço de visita

$$y_{\bullet}^{t+1} = y_{\bullet}^t + \frac{Q_{i_0}^{t+1} \Delta t}{A_s} \quad (3.60)$$

$Q_{i_0}^{t+1}$ é calculado pela equação 3.58 com o valor de y_p^{t+1} e com y_s^t . Como o intervalo de tempo normalmente usado é pequeno (da ordem de 10 a 30 segundos) o erro introduzido é desprezível. A_s é a área de armazenamento superficial correspondente ao poço de visita considerado, que é fornecida ao modelo como dado.

Fluxo super-crítico

A maneira em que o fluxo super-crítico é tratado pode ser vista como uma condição de contorno interna, talvez muito comprida, mas não fundamentalmente diferente dos casos comuns. Para ilustrar o funcionamento do algoritmo considere-se o trecho de canal apresentado na figura 8, com regime sub-crítico entre as seções 1 e 4, super-crítico entre 4 e 8-9 e sub-crítico entre 8-9 e 12.

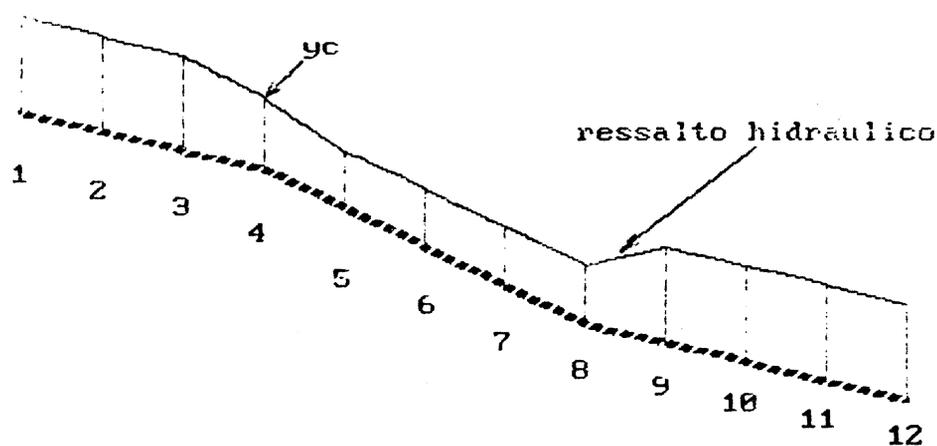


figura 8 Tratamento de fluxo super-crítico

O modelo calculará as seções 1 a 3 e 9 a 12 com as equações completas e as seções 4 a 8 com o modelo de difusão. Mudanças de regime farão que os trechos

passem das equações completas às de difusão e viceversa, acompanhando a evolução do fluxo.

O critério utilizado para escolher as equações a usar é baseado nos quatro pontos do esquema de Preissmann (fig 4). O valor de h nos quatro pontos é comparado com o correspondente h_c . Se, em qualquer um deles, $h \leq h_c$ o modelo de difusão é usado nesse trecho. O tirante crítico é calculado com a fórmula apresentada por Abbott (1982)

$$h_c = \frac{(0.32Q)^{1/2}}{D^{1/4}}$$

Esta fórmula fornece uma melhor aproximação do tirante crítico para condutos circulares, particularmente quando o tirante chega perto do topo do conduto.

3.3.4 Solução do sistema de equações

O sistema de equações resultante da aplicação das mencionadas equações numéricas é resolvido para cada iteração, pelo algoritmo descrito a seguir.

Quando o fluxo em uma rede de canais ou condutos é simulado com um esquema implícito, a existência de confluências e divergências faz que a matriz a ser resolvida em cada intervalo de tempo seja esparsa. Este fato torna os métodos comuns de solução ineficientes (e, eventualmente, imprecisos). Para solucionar o problema pode-se optar por um método específico para matrizes esparsas (como o skyline, apresentado por Tucci em 1978), ou recorrer a um algoritmo de eliminação local (Cunge, 1980). Este último caminho foi o escolhido, por ser o mais utilizado nos modelos do tipo a ser desenvolvido. De fato, é possível acoplar os dois tipos de métodos, o que representa uma vantagem adicional.

Os métodos de eliminação local partem de definir a rede a partir de dois tipos de elementos : trechos e nós. Um nó é definido como o ponto de união de dois ou mais trechos, um trecho sendo então um trecho de canal (ou conduto ou rio) que une dois nós. Na figura 9 é apresentada uma rede com os nós indicados com letras maiúsculas e os trechos em minúsculas.

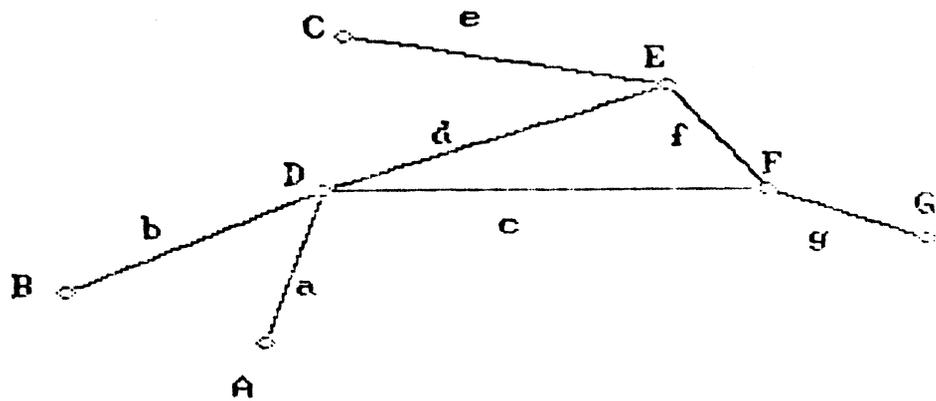


figura 9 Trechos e nós numa rede

A chamada eliminação local procede primeiro a "eliminar", mediante combinações lineares, as incógnitas ao longo dos trechos. A seguir, mediante condições de compatibilidade nos nós, é montado um sistema de equações lineares que tem como incógnitas só valores das variáveis nos nós. As condições de contorno externas são incorporadas neste sistema, mediante um processo apresentado um pouco mais adiante. Este sistema é comparativamente menor e mais fácil de resolver que aquele da rede completa (o aqui chamado sistema geral de equações). Uma vez resolvido este sistema, um procedimento inverso ao de "eliminação" fornece os valores das variáveis ao longo dos trechos. A seguir é apresentado o algoritmo utilizado no modelo, extraído de Cunge (1980).

Montagem do sistema de equações dos nós

Considerando uma parte de uma rede, como apresentado na figura 10

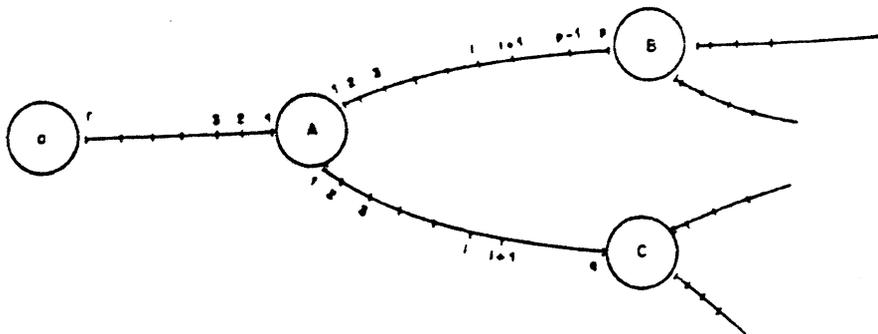


figura 10 Exemplo de resolução de uma rede (de Cunge 1980)

para cada par de pontos é possível escrever as equações de Saint Venant, segundo ficam no esquema de Priessmann

$$A \Delta y_{i+1} + B \Delta Q_{i+1} + C \Delta y_i + D \Delta Q_i + G = 0 \quad (3.28)$$

$$A' \Delta y_{i+1} + B' \Delta Q_{i+1} + C' \Delta y_i + D' \Delta Q_i + G' = 0$$

Trabalhando com o trecho AB, e supondo válida a equação

$$\Delta Q_{i+1} = E_{i+1} \Delta y_{i+1} + F_{i+1} + H_{i+1} \Delta y_p \quad (3.32)$$

onde E, F e H são coeficientes conhecidos, a equação (3.32) expressa a dependência parcial das incógnitas ΔQ e Δy em qualquer ponto $i+1$, do valor de Δy_p adjacente ao nó B. Eliminando nas equações (3.28) e (3.32) ΔQ_{i+1} e Δy_{i+1} chega-se a seguinte equação

$$\Delta Q_i = E_i \Delta y_i + F_i + H_i \Delta y_p \quad (3.33)$$

sendo os coeficientes E_i , H_i , e F_i definidos pelas seguintes fórmulas recursivas

$$E_i = - \frac{(RC' + C)}{(RD' + D)}$$

$$H_i = - \frac{(RB' H_{i+1} + BH_{i+1})}{(RD' + D)} \quad (3.34)$$

$$F_i = - \frac{(RB' F_{i+1} + BF_{i+1} + RG' + G)}{(RD' + D)}$$

$$\text{onde } R = - \frac{(A + BE_{i+1})}{(A + B'E_{i+1})}$$

Os coeficientes E_i , H_i e F_i são conhecidos para os pontos $p-1, p$, eliminando das equações (3.28) ΔQ_p

$$E_{p-1} = S(C - WC')$$

$$H_{p-1} = S(A - WA') \quad (3.35)$$

$$F_{p-1} = S(G - WG')$$

sendo $S = (WD' - D)^{-1}$ e $W = B/B'$

A partir destes coeficientes, numa varredura de B para A é possível calcular os grupos de coeficientes $(E, F, H)_{p-2}, \dots, (E;F;H)_1$, chegando-se à equação

$$\Delta Q_{1AB} = E_{1AB} \Delta y_{1AB} + F_{1AB} + H_{1AB} \Delta y_p \quad (3.36)$$

onde $(E, F, H)_{1AB}$ são coeficientes conhecidos. A equação (3.36) expressa, através do coeficiente H, a influência do ponto p sobre o ponto 1AB, ao longo do trecho AB. Aplicando o mesmo procedimento ao trecho AC, a varredura a partir de q de C para A resulta na equação

$$\Delta Q_{1AC} = E_{1AC} \Delta y_{1AC} + F_{1AC} + H_{1AC} \Delta y_q \quad (3.37)$$

Note-se que as varreduras apresentadas até agora foram de jusante para montante, e as fórmulas são válidas para esse caso. No trecho Aa a varredura correspondente é de montante para jusante e as fórmulas a utilizar são outras, obtidas por um processo similar ao anterior e apresentadas a seguir.

$$E_i = - \frac{(RA' + A)}{(RB' + B)}$$

$$H_i = - \frac{(RD' H_{i-1} + DH_{i-1})}{(RB' + B)} \quad (3.38)$$

$$F_i = - \frac{(RD' F_{i-1} + DF_{i-1} + RG' + G)}{(RB' + B)}$$

$$\text{sendo } R = - \frac{(C + DE_{i-1})}{(C + D'E_{i-1})}$$

$$E_1 = S(A - WA')$$

$$H_1 = S(C - WC') \quad (3.39)$$

$$F_1 = S(G - WG')$$

$$\text{sendo } S = (WB' - B)^{-1} \quad \text{e} \quad W = D/D'$$

O resultado dessa varredura é a equação

$$\Delta Q_{1Aa} = E_{1Aa} \Delta y_{1Aa} + F_{1Aa} + H_{1Aa} \Delta y_r \quad (3.40)$$

No nó devem-se satisfazer as equações de compatibilidade (condições de contorno internas). Adotando inicialmente continuidade de vazões e igualdade de níveis de água é

$$\sum_{k=1}^m Q_k^{t+1} = 0 \quad (3.41)$$

$$y_1^{t+1} = y_2^{t+1} = \dots = y_i^{t+1} = \dots = y_m^{t+1} \quad (3.42)$$

onde k é o índice dos trechos e m o número de trechos que convergem ao nó. Levando em conta que $Q^{t+1} = Q^t + \Delta Q$ e $y^{t+1} = y^t + \Delta y$ e substituindo (3.36), (3.39), (3.40) e (3.42) em (3.41) chega-se a

$$f(\Delta y_A, \Delta y_B, \Delta y_C, \Delta y_a) = 0 \quad (3.43)$$

que é uma equação linear com quatro incógnitas (os Δy nos nós). Aplicando o mesmo procedimento centrado em cada um dos nós chega-se a um sistema de n equações com n incógnitas, sendo n o número de nós (de Cunge, 1980). Ainda falta introduzir as condições de contorno, o que será apresentado no item

seguinte.

Condições de contorno externas

Para introduzir as condições de contorno foram desenvolvidos duas técnicas. A primeira delas considera os pontos onde existem condições de contorno como sendo nós, e, para se obter a equação (3.43) é utilizada a equação resultante da varredura ao longo do trecho e uma equação da forma

$$\Delta Q_{cc} = E_{cc} \Delta y_{cc} + H_{cc} \quad (3.44)$$

Os coeficientes E_{cc} e H_{cc} são obtidos por um procedimento similar ao utilizado para as condições de contorno de montante na utilização do algoritmo dupla varredura junto com o esquema de Preissman (ver Ligget, 1975).

A segunda técnica parte das equações (3.28) para o trecho onde é fixada a condição de contorno e elimina nelas o Δy correspondente à seção da CC mediante uma equação do tipo

$$\Delta y_{cc} = E_{cc} \Delta Q_{cc} + H_{cc} \quad (3.45)$$

Os coeficientes E_{cc} e H_{cc} são obtidos por um procedimento similar ao utilizado para as condições de contorno de jusante na utilização do algoritmo dupla varredura junto com o esquema de Preissman (ver Ligget, 1975). Uma vez feita a eliminação procede-se com as varreduras antes apresentados até se obter o sistema de equações correspondente aos nós (que neste caso não incluem as condições de contorno).

A primeira técnica foi a primeira a ser desenvolvida e é a que esta incorporada no modelo. Esta técnica produz um sistema de equações maior, e parece impor mais rigidamente o cumprimento das condições de contorno, provavelmente pelo fato da influência da CC ser incorporada diretamente no sistema de equações dos nós, sem sofrer um processo de "filtragem numérica" ao longo do trecho, como acontece na segunda técnica. A segunda técnica leva a um sistema de equações menor, o que pode ser uma considerável vantagem em certos casos.

Obtenção dos valores de Δy e ΔQ

Uma vez montado o sistema de equações correspondente aos nós, este é resolvido por qualquer método que seja considerado conveniente. É aqui que pode ser acoplado um método específico para matrizes esparsas, como foi mencionado no início. A resolução do sistema fornece os valores de Δy nos nós. A partir deles e utilizando a equação (3.32) e equações do tipo

$$\Delta y_{i+1} = L\Delta y_i + M\Delta Q_i + N$$

$$L = Z(WC' - C)$$

$$M = Z(WD' - D) \quad (3.46)$$

$$N = Z(WG' - G)$$

$$\text{sendo } Z = (A - WA')^{-1} \text{ e } W = B/B'$$

ou

$$\Delta y_i = L\Delta y_{i+1} + M\Delta Q_{i+1} + N$$

$$L = Z(WA' - A)$$

$$M = Z(WB' - B) \quad (3.47)$$

$$N = Z(WG' - G)$$

$$\text{sendo } Z = (C - WC')^{-1} \text{ e } W = D/D'$$

obtidas a partir das equações (3.28) por eliminação de incógnitas, é possível calcular os valores de Δy e ΔQ em todos os pontos da rede.

É interessante notar que o algoritmo permite tratar cada trecho independentemente dos demais, tanto no cálculo dos coeficientes das equações de Saint Venant como na execução das varreduras. A topologia da rede é utilizada na montagem das equações (3.43) e na montagem do sistema de equações correspondente aos nós. Uma vez conhecidos os Δy nos nós o cálculo torna-se novamente independente.

3.3.5 Outros aspectos

As condições de contorno externas que o modelo tem disponíveis são :

$$-Q = Q(t)$$

$$-y = y(t)$$

$$-Q = Q(y)$$

-saída livre de um conduto ao ar

Para esta última CC tem-se dois casos, correspondendo aos regimes sub-crítico e super-crítico. No primeiro deles o tirante na seção de saída é crítico, devendo-se cumprir nessa seção a equação

$$Q = \frac{D^{1/4} h_c^2}{0.32}$$

Quando o fluxo é super-crítico, a equação usada para a seção de saída é a de Manning.

Para evitar problemas de sobre-elevação da linha de água nas seções imediatamente anteriores a CC adotou-se a precaução de usar um Δx pequeno, e crescendo de jusante para montante, nos últimos 3 ou 4 tramos antes da CC.

Outro ponto a mencionar e o referente ao valor de θ utilizado no modelo. Siguiu-se o critério apresentado por Abbott (1982), segundo o qual, à medida que o fluxo se aproxima do topo do conduto, e do fluxo sob pressão, as condições de escoamento dependem cada vez mais das condições instantâneas de contorno e menos da situação anterior do escoamento. Baseado nisso, Abbot utilizou θ variável, crescendo em função da relação y/D . No modelo é usada uma função similar, limitada entre dois valores que são fornecidos ao modelo para cada simulação (figura 11).

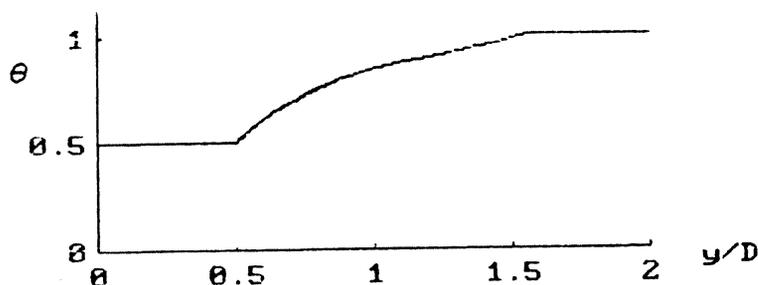


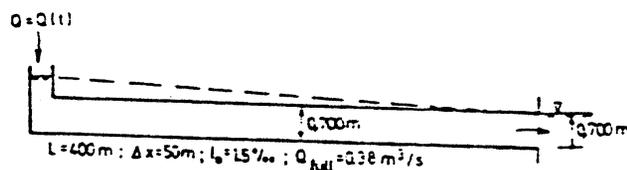
figura 11 Relação θ - y/D usada no modelo

4 Aplicações

4.1 Resultados da literatura

4.1.1 Fluxo sob pressão (Sjoberg, 1981)

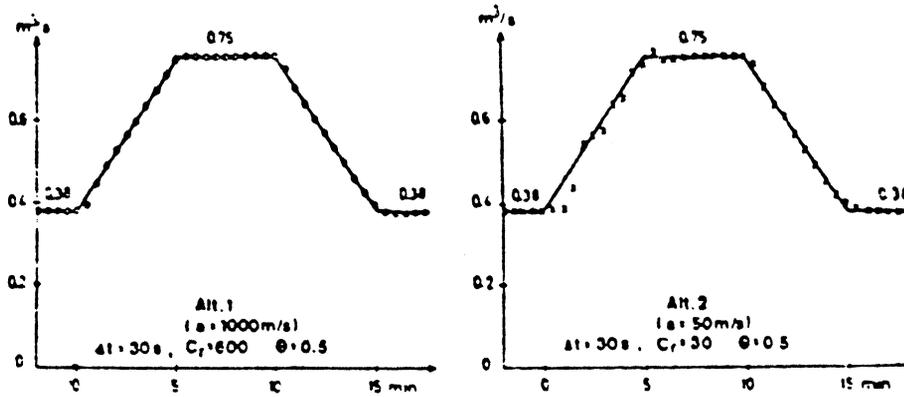
No artigo de Sjoberg referido aos modelos DAGVL-A e DAGVL-DIFF é apresentado um teste sobre a capacidade do primeiro modelo para simular fluxo sob pressão. O teste baseia-se no fato de que, estando o conduto sob pressão em todo seu comprimento, o hidrograma na saída tem que ser igual ao hidrograma na entrada. Simulou-se um conduto de 0.7 m de diâmetro, $l = 0.0015$ e $n = 0.013$, com condições de contorno $Q = Q(t)$ a montante e $h = \text{cte.} = 0.7$ m a jusante (fig. 12). A simulação foi feita para dois valores da celeridade, 50 m/s e 1000 m/s, correspondendo valores do número de Courant de 30 e 600 respectivamente. Os resultados obtidos com o modelo desenvolvido foram de uma qualidade similar aos do modelo DAGVL-A, como se mostra na figura 12. A diferença entre os resultados é devida à função utilizada no modelo desenvolvido para calcular o valor de θ . No caso em que $a = 50$ m/s pode-se observar a existência de diferenças entre a vazão de entrada e a de saída. Isto é devido ao uso de uma celeridade muito mais baixa que a real. No modelo desenvolvido, os valores altos de θ utilizados compensam parcialmente este fato, e por isso as perturbações são menores.



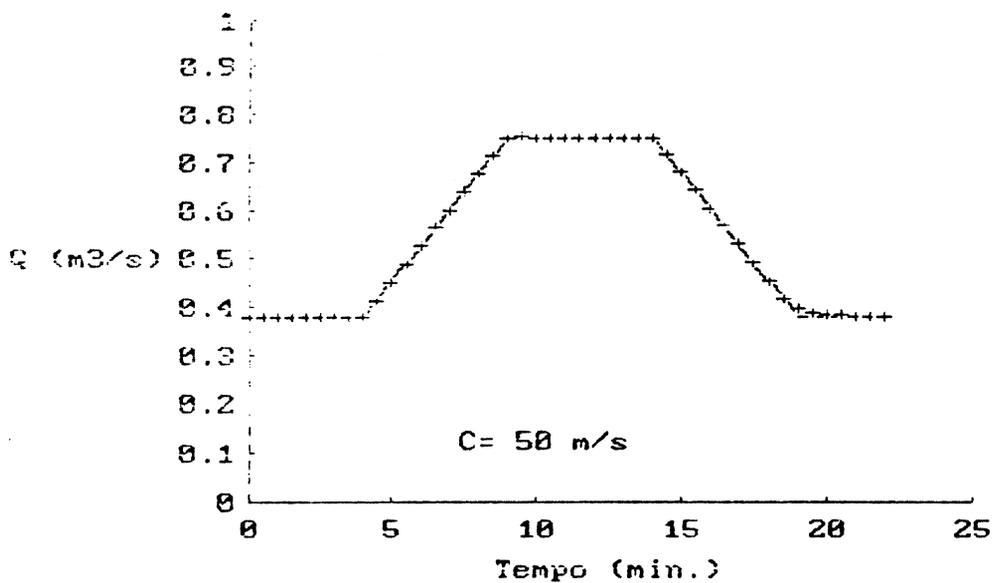
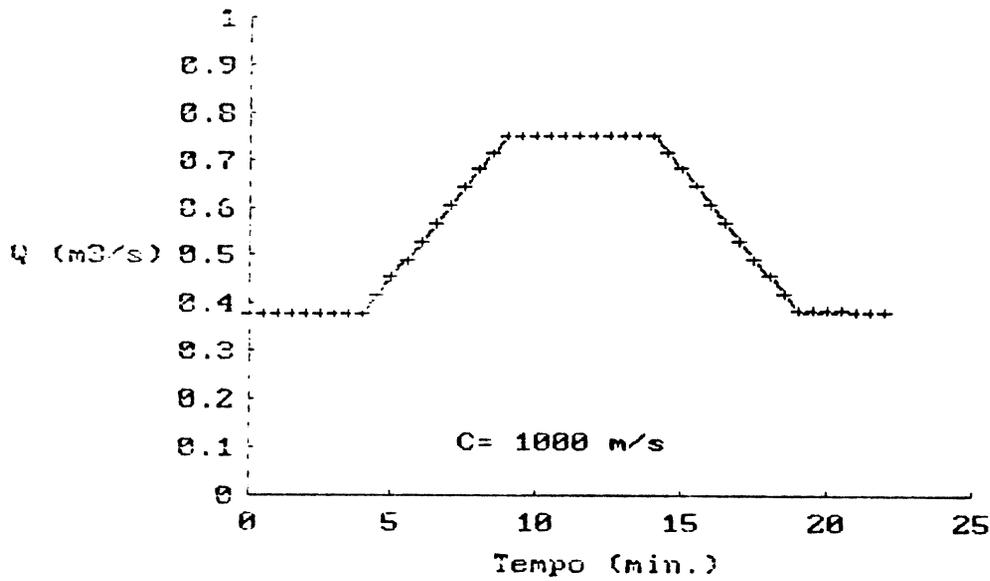
(de Sjoberg, 1981)

figura 12 Teste fluxo sob pressão

DAGVL A
(de Sjöberg, 1981)



Nópres



+ Obs.
- Cal.

figura 13 Resultados Dagvl-A e Nopres

4.1.2 Estabelecimento do fluxo (Abbott, 1982)

O teste é apresentado por Abbott (1982) com o modelo S11S, e consiste na simulação do caso de estabelecimento de fluxo num conduto sob pressão, a partir de um estado estático ($V=0$), até se chegar ao 98 % da velocidade assintótica de regime permanente (v_o). Análises teóricas do fenómeno podem ser encontradas em Rouse (1949) ou em Abbott (1982). A situação inicial é a mostrada na figura 14 (a).

O tempo transcorrido até se alcançar uma determinada velocidade pode ser calculado mediante a seguinte equação

$$t = \frac{L v_o}{2g H_o} \ln \left(\frac{v_o + v}{v_o - v} \right)$$

e, a partir dela, o tempo até se atingir o 98 % da velocidade final é

$$t_{98} = 2.3 \frac{L v_o}{g H_o}$$

No exemplo apresentado por Abbott, o diâmetro é 0.7 m, o comprimento L 500 m e a pressão no extremo de montante 5 m. A velocidade de equilíbrio é 2.806 m/s e o tempo em que é atingida (t_{98}) é de 65.85 segundos. Na simulação de Abbott, o tempo foi entre 66 e 68 segundos, e com o modelo desenvolvido foi entre 64 e 66 segundos. Os valores de B_s (largura da fenda) utilizados nos testes correspondem, aplicando a equação 3.11, às celeridades mostradas na tabela 1.

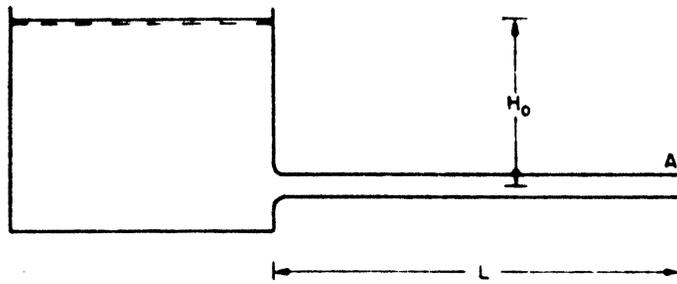
B_s (m)	C (m/s)
0.01	19.5
0.005	27.5
0.001	61.5
0.00025	122.9

tabela 1 Relação entre largura e celeridade

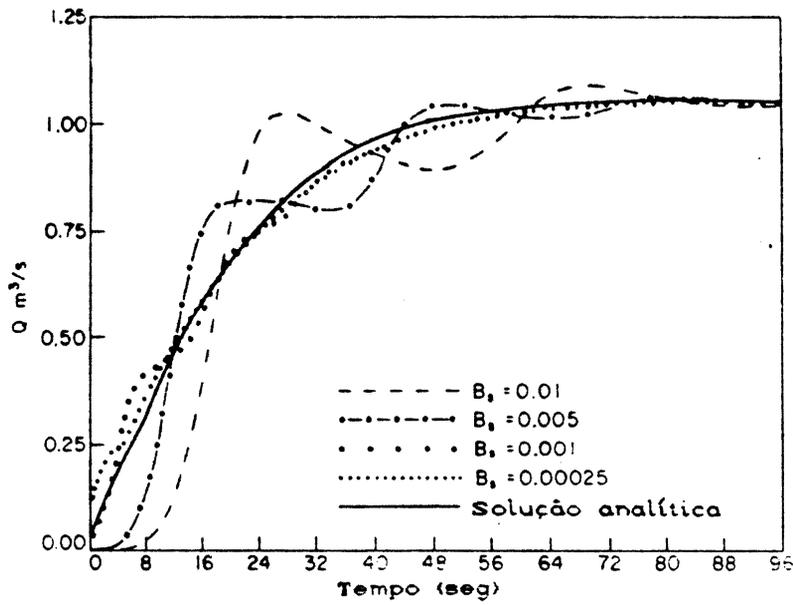
Na figura 14 (b) são apresentados os resultados do S11S e do modelo desenvolvido. A diferença de comportamento entre ambos no início é possivelmente devida a diferentes tempos de abertura do extremo de jusante. A condição de contorno de jusante não é indicada por Abbott, e para a simulação foi adotada a queda brusca da pressão no extremo de jusante. O tempo de queda da pressão foi menor que o tempo de abertura instantânea, e os resultados do modelo são fisicamente consistentes com este fato. Fazendo provas com diferentes tempos de abertura notou-se que, quanto mais brusca a queda da pressão, maior o incremento da velocidade nos primeiros intervalos de tempo. Este efeito diminui ao aumentar a celeridade usada na simulação, e não afeta significativamente o valor de t_{90} calculado pelo modelo.

O teste serve como referência para analisar os valores de celeridade usados na prática. Pode-se ver na figura 14 que, para uma celeridade de 61.5 m/s, a resposta do modelo é muito boa. Este valor da celeridade é bem menor do que a celeridade real, da ordem de 1000 m/s, e muito próximo do valor recomendado para o uso corrente do modelo, da ordem de 50 m/s. O fenômeno de estabelecimento do fluxo exige do modelo maior capacidade de representação da realidade que a maioria das situações usuais nos casos para os quais o modelo foi desenvolvido. Também a combinação de condições iniciais (vazão igual a zero), e condições de contorno (queda brusca da pressão no extremo de jusante) é potencialmente crítica, particularmente em termos de estabilidade. Mesmo assim, o modelo consegue um desempenho satisfatório.

Tanto neste teste como no anterior é possível observar o efeito mencionado por Abbott (1982) ao se referir aos valores de θ a ser usados na simulação (maior importância das condições instantâneas de contorno que das condições iniciais), e como os altos valores de θ contribuem a melhorar o resultado da simulação, no caso de fluxo sob pressão.



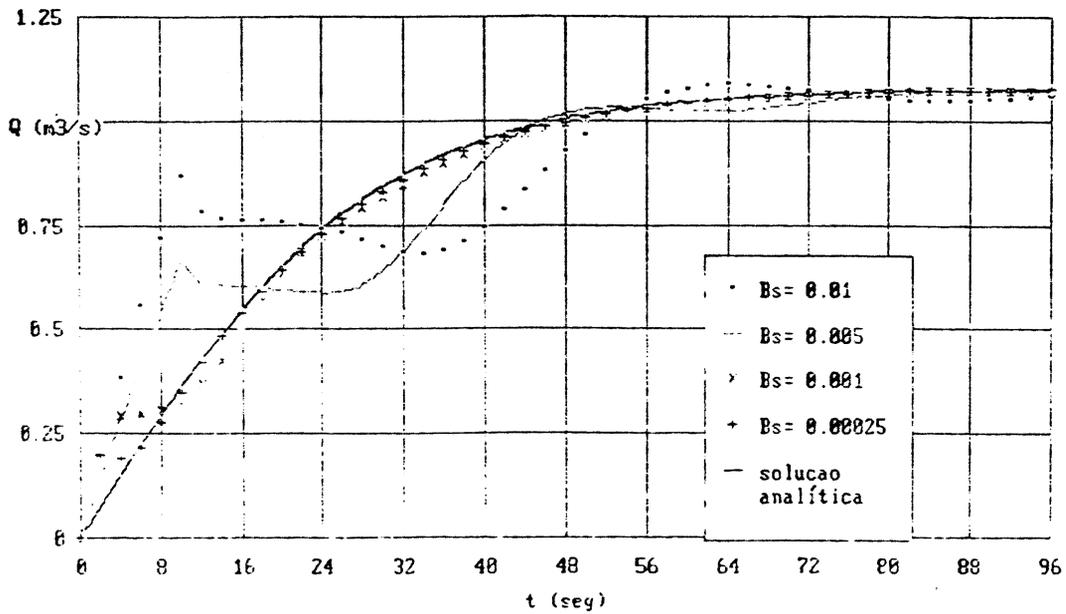
(a)



(de Abbott, 1982)

S115

(b)



Nópres

figura 14 Estabelecimento do fluxo

4.1.3 Comparação com o método das características (Abbott, 1982)

Este teste simula o fluxo num conduto de 9150 m de comprimento, diâmetro 1,82, $I = 0.001$ e n de Manning 0.0125, com uma vazão de base de $0.8 \text{ m}^3/\text{s}$. A condição de contorno de montante é $Q = Q(t)$, e é mostrada na figura 15. A jusante a condição de contorno é queda livre. Os resultados apresentados na figura 15 são do cálculo com o método das características, do S11S e do modelo desenvolvido.

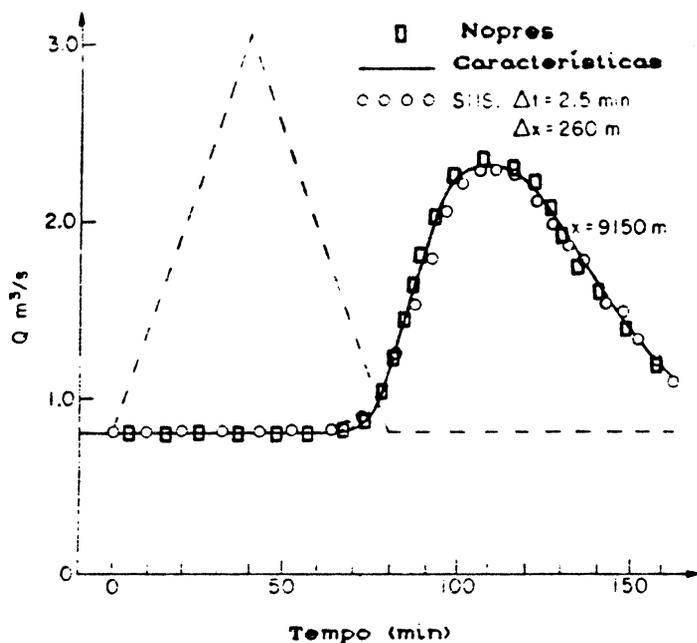


figura 15 Comparação com o método das características

4.1.4 Coeficientes de perda de energia (Abbott, 1982)

O objetivo principal deste teste foi o de verificar o funcionamento do algoritmo que acopla os poços de visita no algoritmo de cálculo da rede. O teste consiste em simular o experimento realizado por Ruus (1970) e comparar os resultados do modelo desenvolvido com os do modelo físico de Ruus e com os do S11S. O aparelho experimental consistia em três condutos, dispostos em forma de Y (um de entrada e dois de saída), sendo que a união entre eles era substituível, para possibilitar o estudo das perdas causadas por diferentes

tipos de junções. Foram medidas as perdas de energia entre o conduto principal e cada um dos condutos de saída, variando as vazões, a distribuição das vazões nos condutos de saída e o tipo de junção. As perdas foram expressas como coeficientes obtidos dividindo a perda de energia pela energia cinética no conduto principal.

Para fazer o teste o mais objetivo possível, foram adotadas as fórmulas de perda de carga apresentadas por Abbott (1982). O motivo é que, manipulando os coeficientes de perda de carga, seria possível obter qualquer resultado desejado, restando validade ao teste. Os resultados são apresentados na figura 16, onde se mostram as curva obtidas por Ruus, as do S11S e os pontos do modelo desenvolvido. A qualidade dos resultados deste último é comparável à dos resultados do S11S. A diferença entre os resultados do S11S e do Nopres é provavelmente devida ao valor de α usado na equação 3.52. O valor de α usado nas simulações foi 1, e, dado que $\alpha \geq 1$ em todos os casos, qualquer valor razoável adotado fará os resultados do Nopres mais próximos aos do S11S.

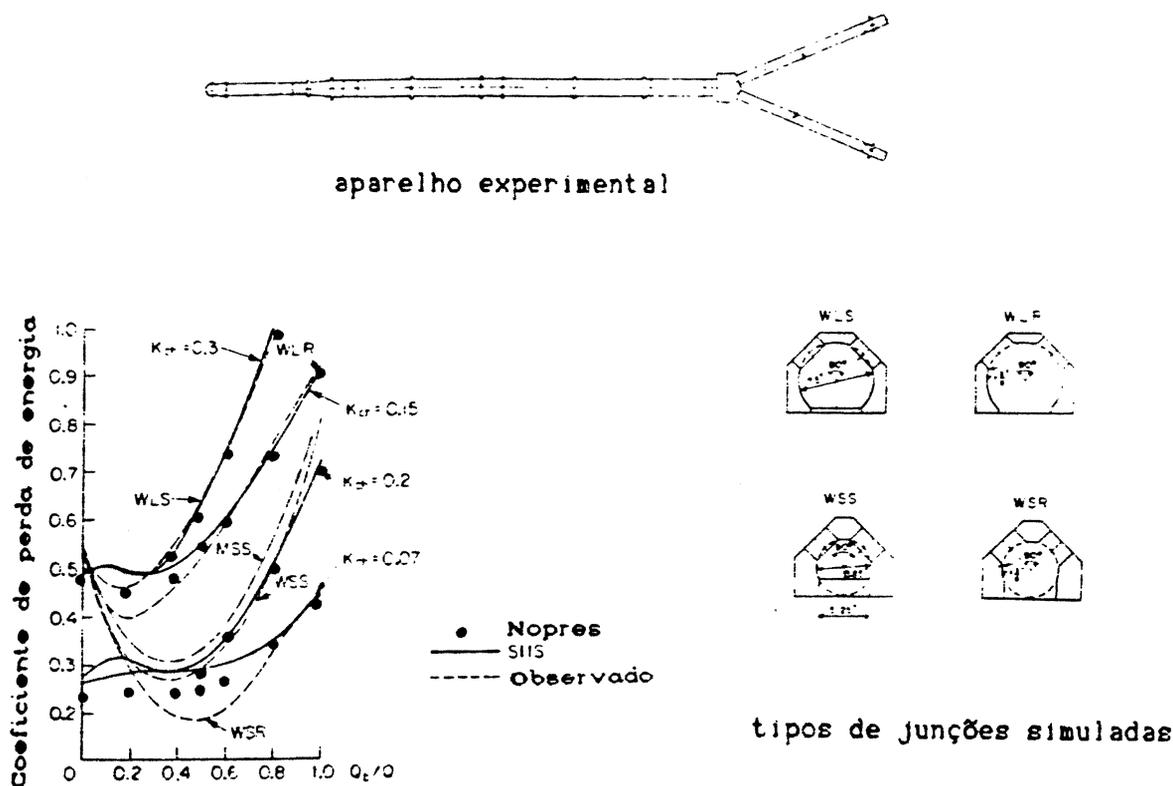


figura 16 Coeficientes de perda de energia

4.1.5 Propagação num conduto com poços de visita (Yevjevich, 1970)

Este teste consistiu em comparar simulações feitas com o modelo desenvolvido com valores observados em experiências num modelo físico, realizadas por Yevjevich em 1970. O aparelho experimental era um conduto de 250 m de comprimento e declividade variável, no qual podia haver até 3 poços de visita, a distâncias aproximadamente regulares. O extremo de montante do conduto era alimentado com uma vazão controlada, e aos poços de visita chegavam condutos também alimentados com vazões controladas. A condição de contorno de jusante era queda livre ou uma relação $h-Q$ conhecida. Foram feitas 3 simulações, correspondendo ao conduto sem poços de visita (execução 090004, Yevjevich, 1970b, pag. 37), com um poço de visita no meio (execução 030002, Yevjevich 1970a, pag. 99) e com 3 poços de visita (execução 079903, Yevjevich 1970a, pag. 97). O n de Manning adotado foi 0.010, correspondente ao f de Darcy-Weisbach de 0.012 citado nos artigos. Para simular o melhor possível as condições reais de uso do modelo escolheu-se não fazer uma calibração rigorosa em função dos valores medidos, ou adaptar as fórmulas dos coeficientes de perda de carga nos poços de visita aos resultados obtidos por Yevjevich no modelo físico feito para tal fim. O valor do coeficiente K_p (da equação 3.53) foi fixado em 0.45, depois de analisadas as características dos poços de visita e os resultados das primeiras execuções do modelo. A seguir são apresentados os três testes, cujos resultados foram de uma qualidade similar à dos obtidos nas simulações feitas por Yevjevich.

Todos os detalhes do aparelho experimental, assim como os referentes às condições de contorno e iniciais (regime permanente em todos os casos) podem ser encontrados nos artigos de Yevjevich (1970), e um esquema do modelo físico, extraído dos artigos mencionados é apresentado na figura 17.

Na primeira simulação (sem poços de visita) a declividade foi 0.00048, e a vazão base $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$. A montante a condição e contorno era um hidrograma triangular e, a jusante, queda livre. Na figura 18 são apresentados perfis da linha de água para 6 tempos diferentes.

No segundo caso simulado tinha-se um poço de visita aproximadamente na metade do conduto, a declividade era 0.00099, dois hidrogramas triangulares, um a montante e um no poço de visita eram as condições de contorno de montante e

queda livre a condição de contorno de jusante. Os resultados são apresentados na figura 19.

Na terceira simulação os três poços de visita estavam localizados a cada 60 m aproximadamente e a declividade era 0.00099. Hidrogramas triangulares entravam pelo extremo de montante e pelos três poços de visita. A jusante a condição de contorno era queda livre. Os resultados são apresentados na figura 20.

$$Q_b = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 0,630 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q(t) \rightarrow$

Caso 1

$$Q_b = 0,430 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 0,850 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_b = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_p = 0,074 \text{ m}^3/\text{s}$$

$q(t)$

$Q(t) \rightarrow$

Caso 2

$$q_b = 0,084 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_p = 0,129 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_b = 0,082 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_p = 0,124 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_b = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_p = 0,136 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_b = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 0,540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$q(t)$

$q(t)$

$q(t)$

$Q(t) \rightarrow$

Caso 3

figura 17 Modelo físico (de Yevjevich, 1970)

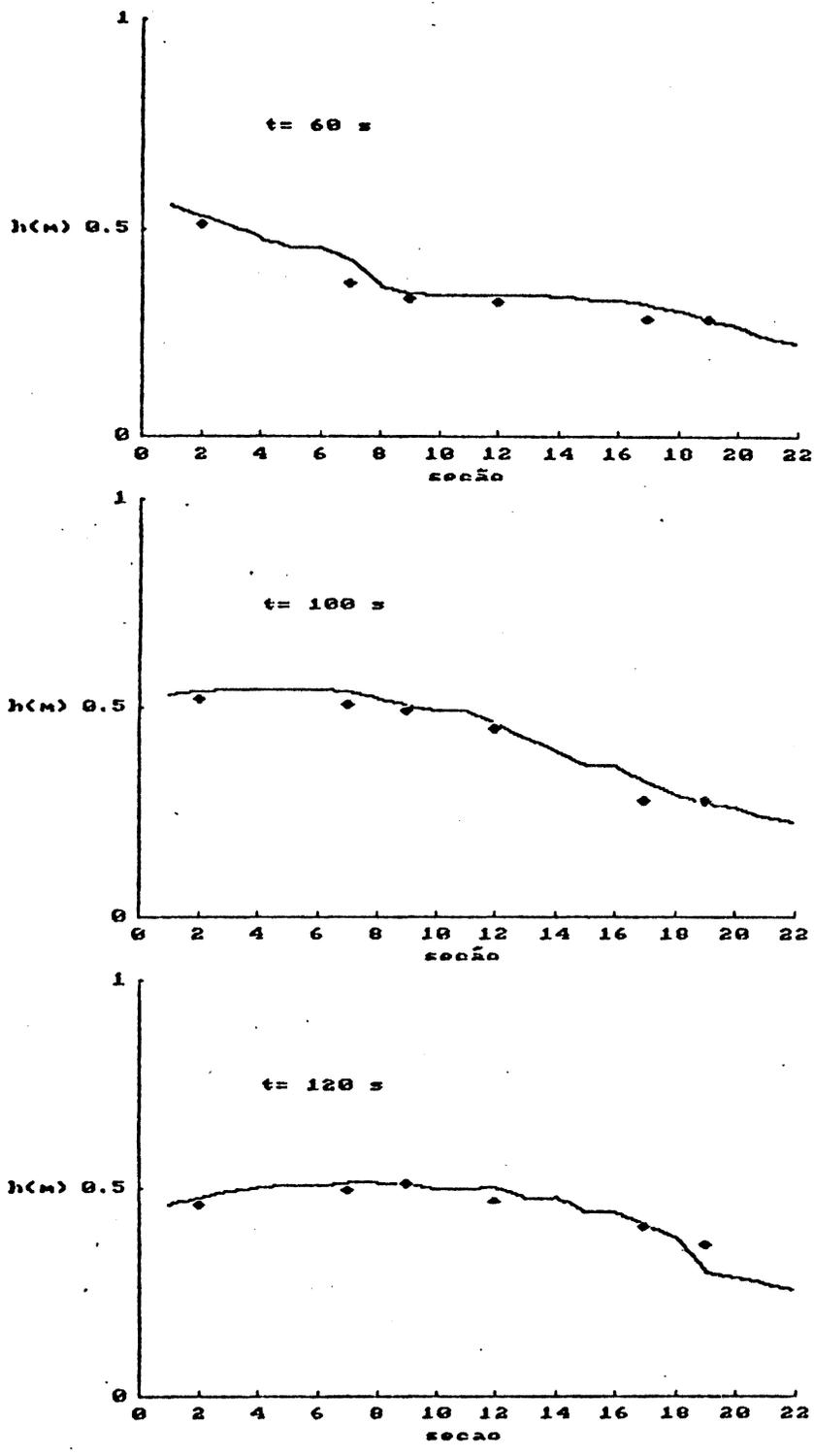


figura 18 Perfís da linha de água (sem poços de visita)

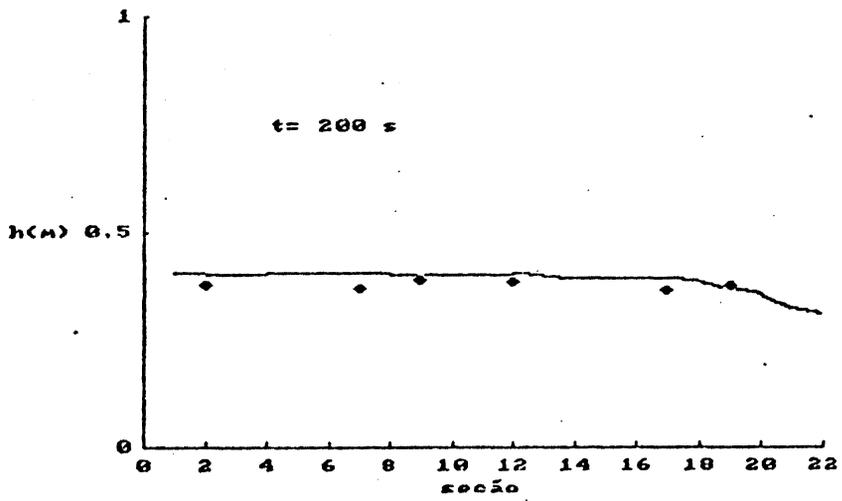
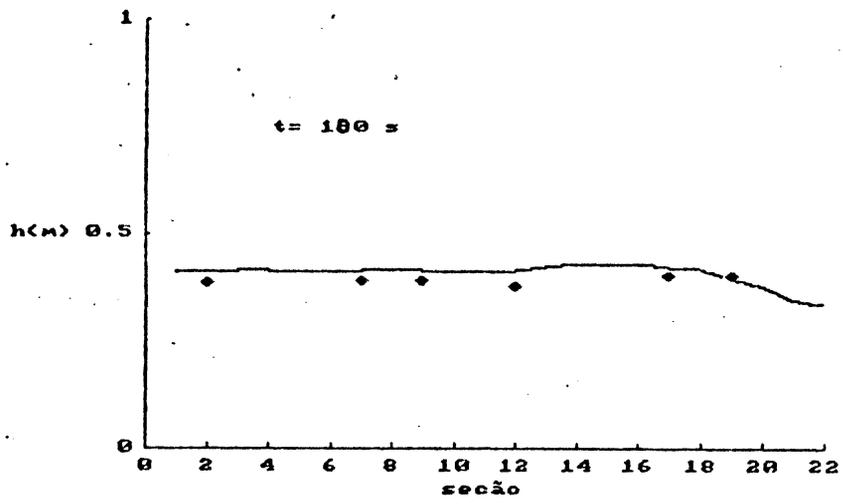
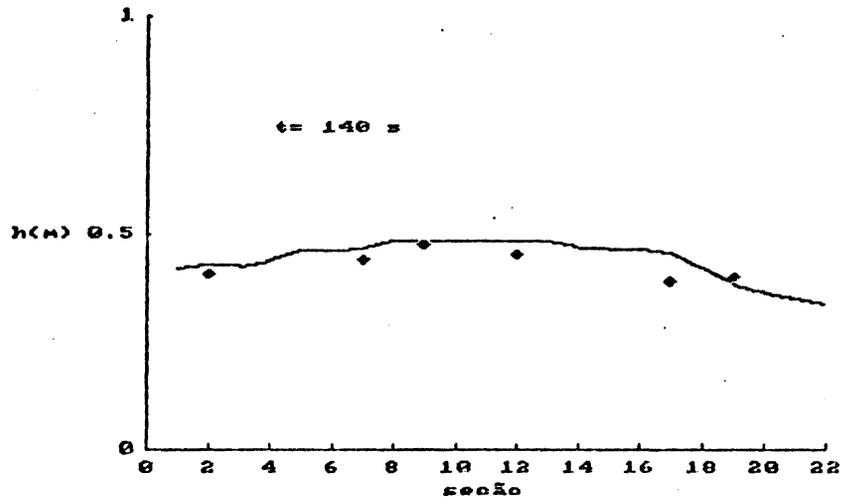


figura 18 (continuação)

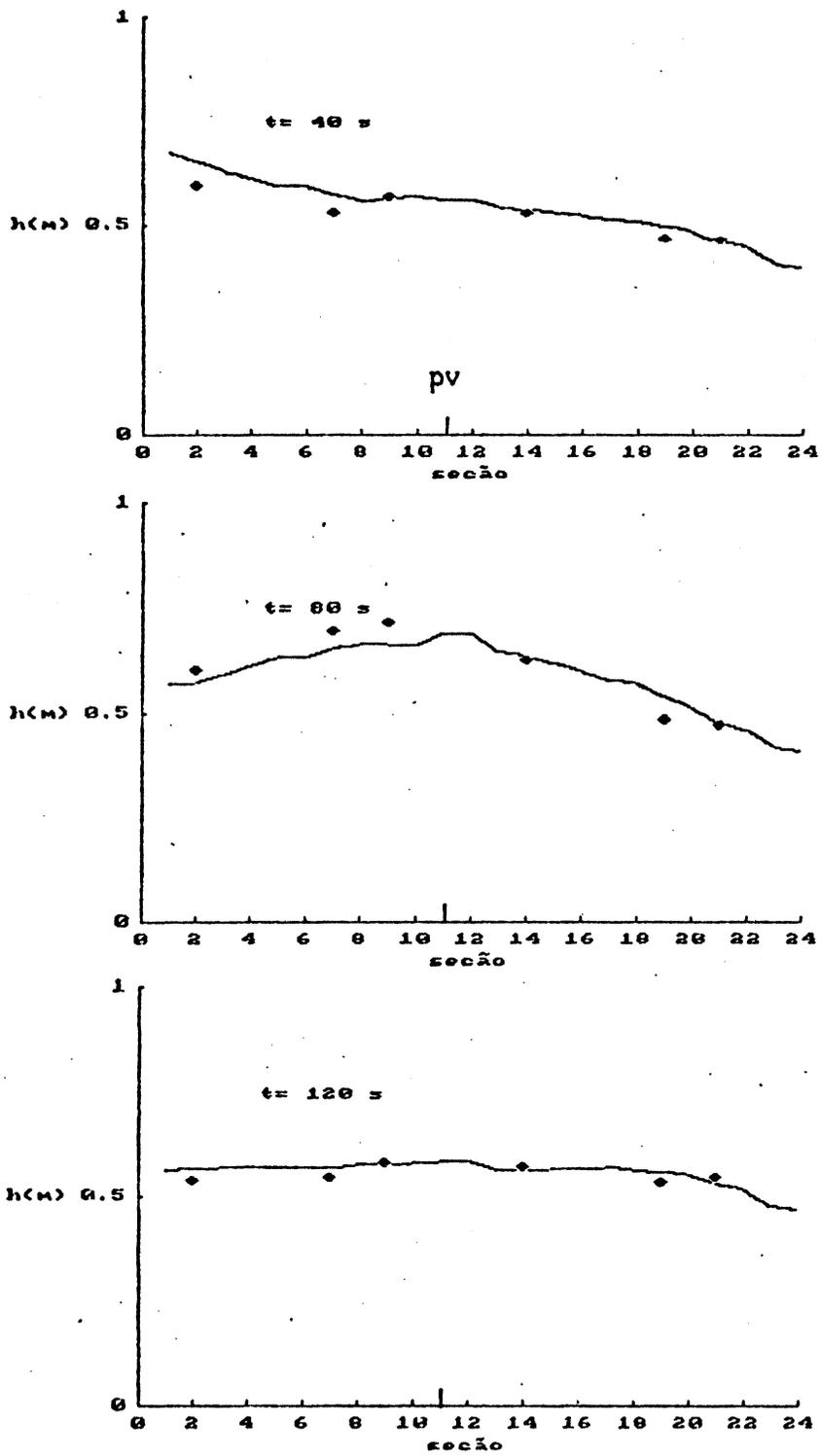


figura 19 Perfís da linha de água (um poço de visita)

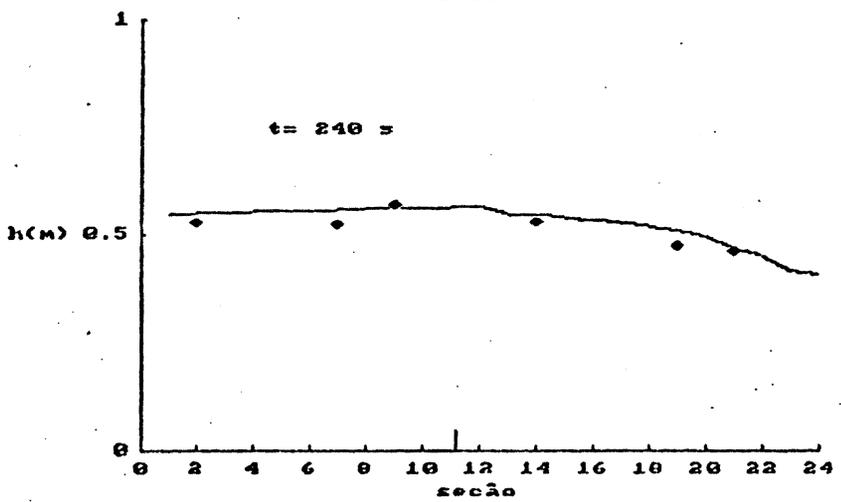
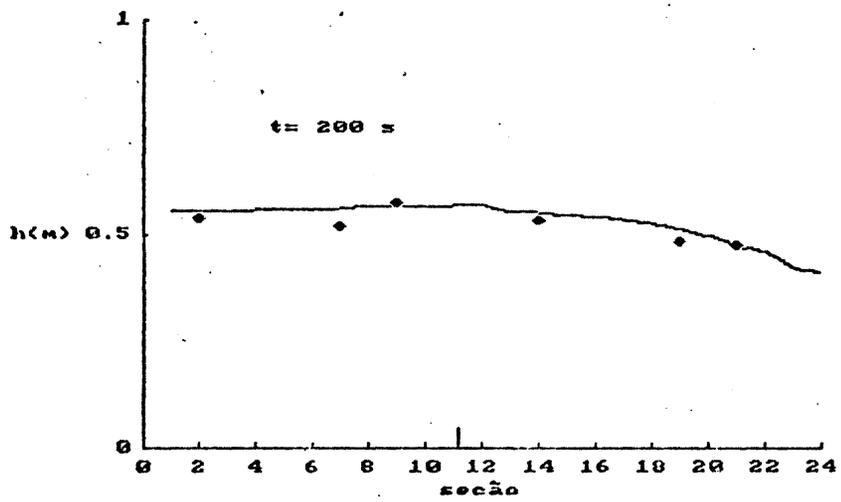
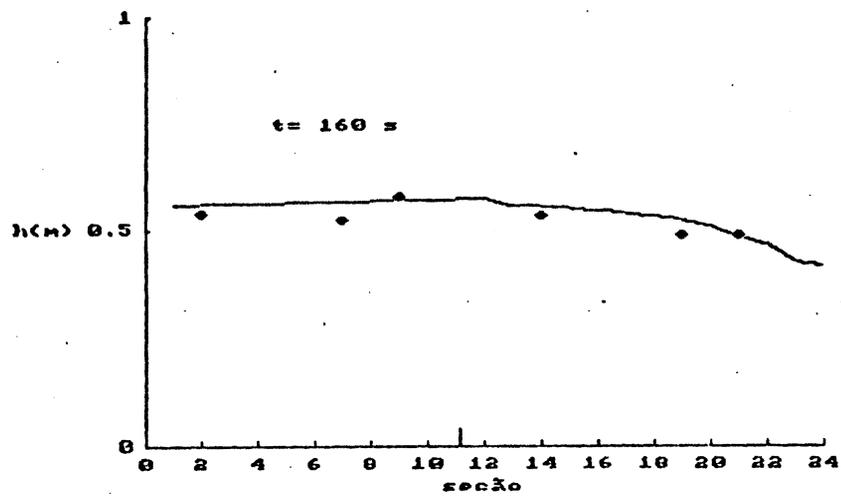


figura 19 (continuação)

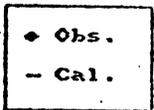
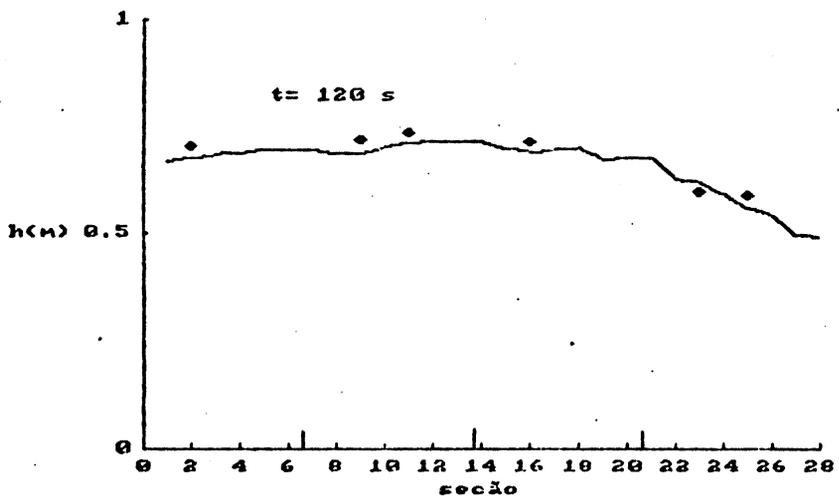
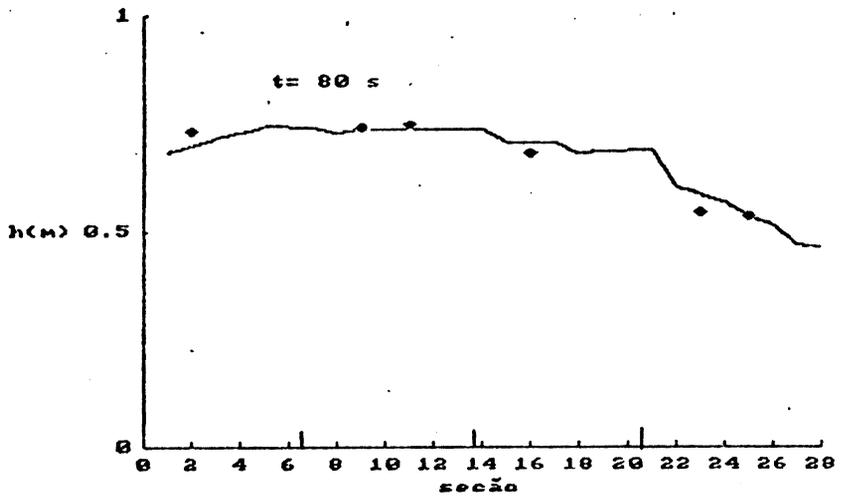
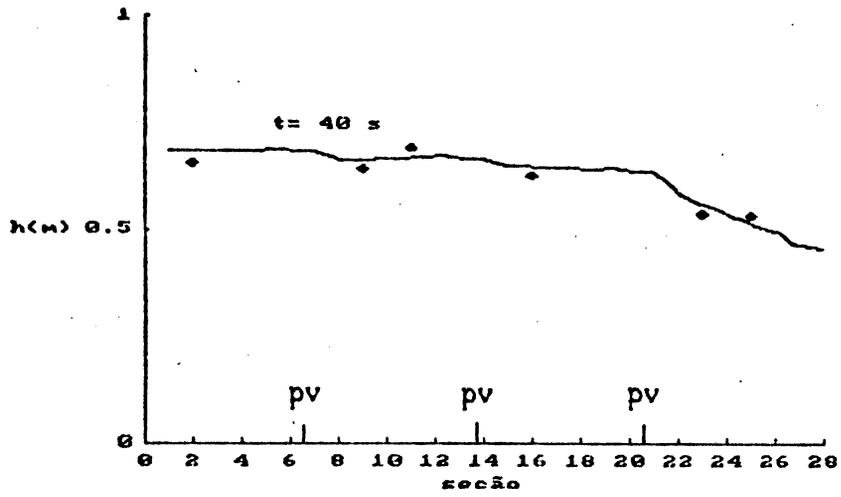


figura 20 Perfís da linha de água (três poços de visita)

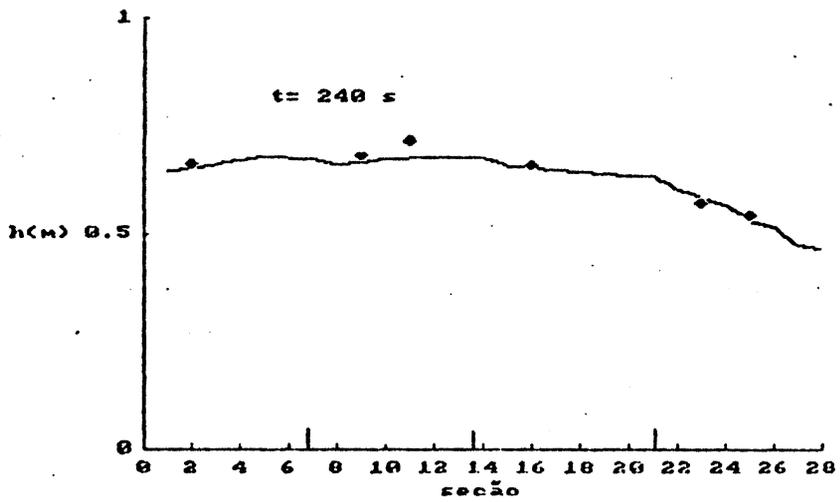
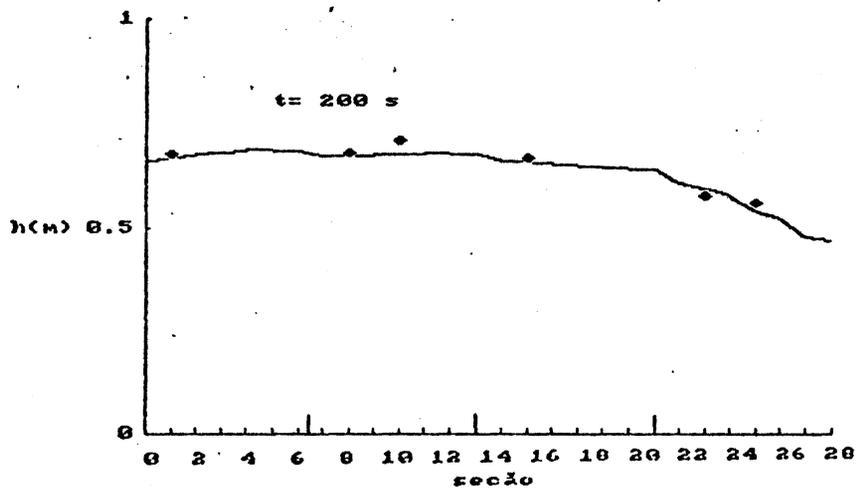
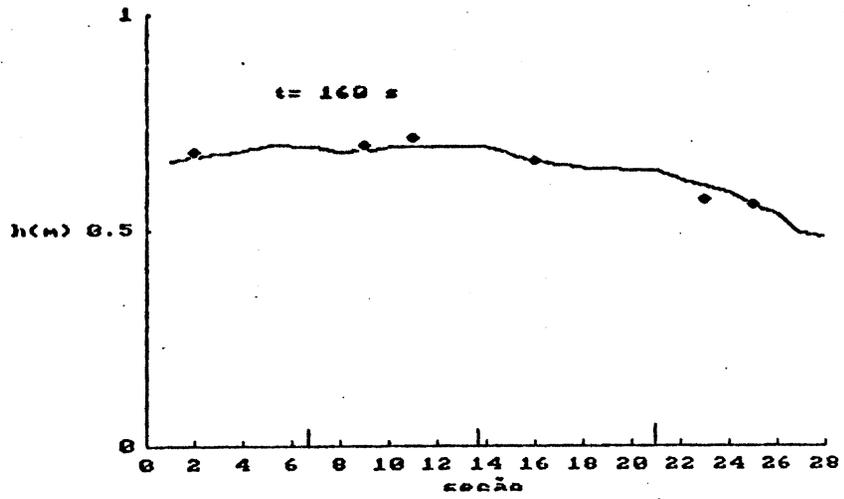


figura 20 (continuação)

4.2 Exemplo de aplicação a uma rede complexa

Para verificar o comportamento do modelo na simulação de redes complexas foram usadas varias configurações, de maneira a checar a lógica dos algoritmos utilizados, frente às diferentes combinações de situações possíveis na operação do modelo (particularmente no caso de poços de visita). Não foi possível achar dados, ou simulações feitas com outros modelos, para comparar os resultados obtidos. A análise dos resultados foi feita controlando a consistência física dos mesmos (linhas de energia, celeridade, balanço de volumes, etc.) em diferentes instantes da simulação. A resposta do modelo foi boa em todos os casos. A seguir é apresentada a simulação de uma das redes utilizadas, conjuntamente com um exemplo fictício de uso do modelo na análise de um problema e de sua solução.

Considerem-se duas redes como as mostradas na figura 21, que drenam bacias adjacentes.

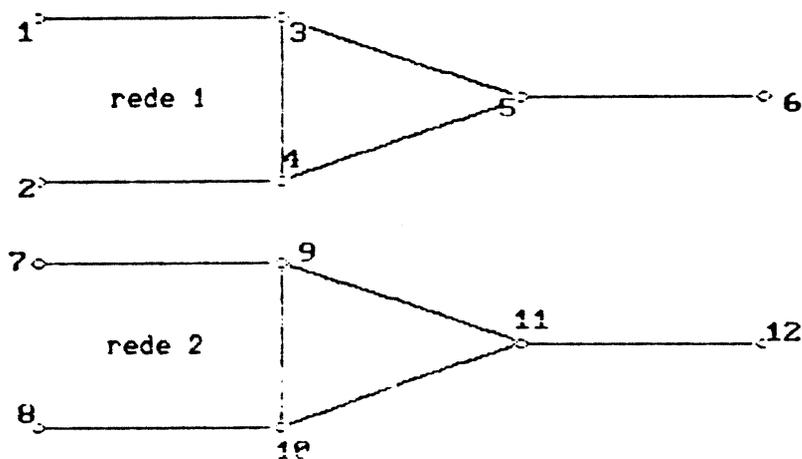


figura 21 Redes de drenagem independentes

Nos pontos 1, 2, 7 e 8 ingressam na rede os hidrogramas resultantes da aplicação da tormenta de projeto à situação atual das bacias. A bacia drenada pela rede 1 apresenta hoje um grau de urbanização bem maior que quando a rede foi projetada, havendo-se transformado numa área comercial suburbana, com um

tráfego de pedestres e carros bastante importante. A bacia drenada pela rede 2, embora mais urbanizada que originalmente, é essencialmente residencial, tendo conservado bastantes áreas verdes. A situação atual foi simulada com o modelo, e os alagamentos que ocorrem nas duas bacias são apresentados na tabela 2. O alagamento na bacia 1 é considerado inaceitável, ainda mais que a recorrência da tormenta de projeto é baixa (2 anos). Na bacia 2, os problemas não são considerados sérios.

poço de visita	h máximo (m)	duração (min)	volume (m ³)
3	0.08	21	80.8
4	0.09	21	87.5
9	0.05	13	54.8
10	0.06	13	64.1

tabela 2 Alagamentos com as redes independentes

Para solucionar o problema considerou-se como a alternativa mais viável conectar as duas redes, como apresentado na figura 22

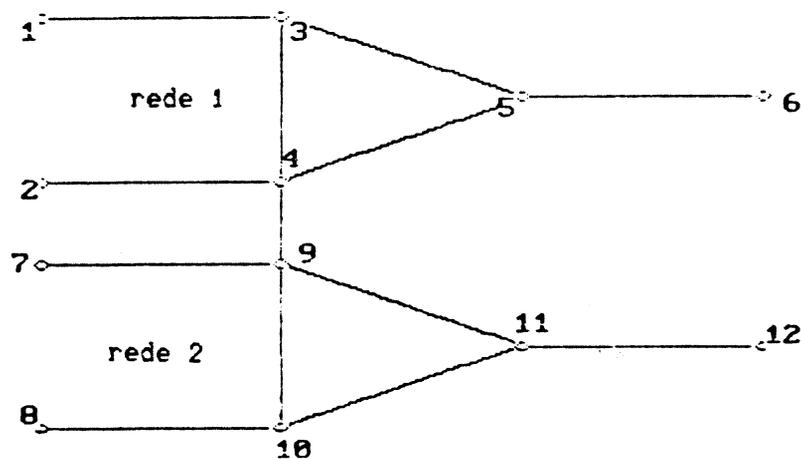


figura 22 Redes conectadas

O modelo foi utilizado agora para testar a nova configuração, procurando verificar tanto a solução do problema na bacia 1 como o não aparecimento de

novos problemas na bacia 2. A análise dos resultados mostrou uma diminuição do problema na bacia 1 sem que a bacia 2 fosse afetada. Concluiu-se que seria possível aumentar a transferência de água, aumentando o diâmetro do conduto. Testada esta nova alternativa, obtiveram-se os resultados apresentados na tabela 3.

poço de visita	h máximo (m)	duração (min)	volume (m ³)
3	0.01	8	14.7
4	0.01	8	15.0
9	0.04	16	44.8
10	0.06	15	56.6

tabela 3 Alagamentos com as redes conectadas

Como se vê, o alagamento na bacia 1 agora é mínimo, sendo que a bacia 2 praticamente não foi afetada.

Para maior segurança verificou-se para a tormenta de 50 anos de recorrência qual a influência da mudança. Os resultados, comparando a situação atual e a projetada, são apresentados na tabela 4.

p. v.	situação atual			redes conectadas		
	h (m)	t (min)	v (m ³)	h (m)	t (min)	v (m ³)
3	0.24	22	241	0.16	21	157
4	0.25	23	249	0.13	20	132
9	0.16	14	164	0.16	17	163
10	0.17	14	171	0.18	16	183

Tabela 4 Alagamentos provocados pela tormenta de 50 anos.

Do ponto de vista da análise do funcionamento computacional do modelo, o caso apresentado apresenta um conjunto bem variado de situações a simular. Durante a simulação o fluxo passa de livre à pressão e viceversa em diferentes trechos da rede, as vezes simultaneamente, as vezes em momentos diferentes. O sentido do fluxo se inverte, em vários trechos, mudando a situação nos poços de visita

(condutos com fluxo entrando passam a ter fluxo saindo do poço de visita e viceversa). Os poços de visita extravazam água para a superfície do terreno, e parte dessa água retorna depois para a rede. Aparecem situações de baixa conectividade em certos trechos (a influência do nó que está num extremo do trecho sobre o nó do outro extremo é muito baixa). Como se vê, ao longo da simulação aparecem diversas situações potencialmente problemáticas, tanto do ponto de vista da lógica dos algoritmos como do ponto de vista da estabilidade numérica. O comportamento do modelo durante as simulações foi bom, não apareceram problemas de lógica ou de estabilidade (o Δt foi de 30 segundos, que pode ser considerado grande), o número médio de iterações manteve-se entre 2 e 2.5 (a mínima média possível é 2), as celeridades e as linhas de energia foram sempre fisicamente consistentes e os erros de volume mantiveram-se sempre entre 1 % e 3 %.

5 Conclusões e recomendações

Foi desenvolvido um modelo capaz de representar fluxo mixto livre-pressão em redes complexas, orientado à simulação de redes de drenagem urbana. A seguir são apresentadas as principais conclusões e recomendações do trabalho realizado.

Conclusões

- A forma das equações de Saint Venant que foi utilizada (equações 3.4 e 3.6) não apresentou problemas na representação das discontinuidades do fluxo. O principal inconveniente provocado pela violação das hipóteses básicas foi devido a grande variação da largura entre o conduto e a fenda, e foi solucionado como é indicado no item 3.3.2.
- A utilização de um algoritmo iterativo para a solução do sistema de equações não é significativamente mais complicada, nem do ponto de vista numérico nem do ponto de vista computacional, e apresenta vantagens importantes no tratamento de situações críticas.
- O modelo pode, no estágio atual, representar os fenômenos mais importantes que ocorrem numa rede de drenagem urbana. Nas recomendações são indicadas quais as questões mais importantes que deveriam ser contempladas no futuro.
- Os resultados obtidos nos testes realizados são considerados bons. O desempenho do modelo nos testes é considerado satisfatório, tanto do ponto de vista da precisão dos resultados como do ponto de vista do comportamento computacional.
- O modelo não inclui a geração dos hidrogramas de fluxo superficial que entrarão na rede. Dado que existem inúmeros modelos e métodos para o cálculo destes hidrogramas, considerou-se mais importante centrar o trabalho na simulação da rede.
- O modelo não fornece uma representação rigorosa da transição entre fluxo livre e fluxo sob pressão. As variações bruscas de pressão provocadas por fenômenos tais como o aparecimento de bolhas de ar ou pressões negativas com conduto cheio não são simuladas pelo modelo. Este fornece valores médios das

pressões provocadas pelo processo.

- O estabelecimento de condições iniciais adequadas melhora os resultados da simulação, evitando principalmente oscilações no início da mesma. A melhor forma de evitar isto é fornecer ao modelo condições iniciais coerentes com as que o mesmo calcularia para a dada situação do fluxo. Em geral isto pode ser conseguido simulando regime permanente durante o período necessário para estabelecer uma condição de fluxo estável.

- Os números de Courant da maioria das simulações realizadas foram altos, da ordem de 30 ou mais (a exceção foram as simulações em regime livre). Este fato não provocou problemas, devido ao alto número de pontos por comprimento de onda (da ordem de 100 a 1000).

- Embora as fórmulas dos coeficientes de perda de carga fossem utilizadas para situações diferentes daquelas para as quais foram propostas por Abbott (1982), seu funcionamento foi satisfatório em todos os casos.

- As formulações adotadas para a troca de água entre a rede e a superfície mostraram um comportamento razoável nos casos em que foram utilizadas, tanto no que se refere à vazão como ao armazenamento superficial. Segundo se ache adequado, ambas podem ser trocadas, a da vazão adotando uma fórmula de orifício e a de armazenamento usando relações altura-volume diferentes da linear que está atualmente incorporada no modelo.

- Contra o inicialmente esperado, adotar um critério mais exigente para parar de iterar (1 ou 2 cm) não melhorou os resultados na maioria dos casos, e, em algumas situações, o excesso de iterações piorou os mesmos. Existe uma situação em que um critério exigente melhora o desempenho do modelo, que é quando as condições iniciais não são muito boas. Neste caso, o modelo é forçado a se ajustar bem mais rapidamente, e a propagação no tempo do efeito das condições iniciais é logo interrompida.

- No que diz respeito a celeridade do fluxo sob pressão, foi possível usar valores mais altos que os esperados, e o modelo manteve-se estável, as vezes melhorando seu desempenho. A influência da celeridade no comportamento numérico do modelo é uma das questões que deve ser analisada mais a fundo no futuro.

Recomendações

- Embora o algoritmo utilizado reduza significativamente a matriz a resolver é necessário otimizar a solução da matriz dos nós. Também seria importante incorporar um algoritmo para melhorar a conformação desta matriz, operando sobre a numeração dos nós.*
- O modelo foi utilizado dentro do leque de pressões e gradiente de pressões usuais em redes de drenagem urbana, seria interessante estabelecer quais os limites do modelo nestes fenômenos.
- A seção utilizada nos testes foi circular, por ser a mais frequente em drenagem urbana. Deveriam ser incorporadas outras formas, tomando cuidado de fazer uma análise detalhada do comportamento da transição entre o conduto e a fenda.
- No que diz respeito às condições de contorno internas, duas questões são de interesse. Primeiro, o desenvolvimento de algoritmos para o tratamento de CCI não contempladas no modelo (prioritariamente o caso de queda do nível da água num poço de visita abaixo da cota de entrada ou saída de um conduto e o caso poços de visita que não coincidam com um nó). Segundo, o problema dos coeficientes zero nas equações 3.28 (equações linearizadas). Quando, para relacionar duas seções, são utilizadas outras equações que não as de Saint Venant, alguns dos coeficientes das equações 3.28 são nulos. Dependendo de quais os coeficientes zerados, isto pode provocar problemas na resolução do sistema de equações. Acredita-se que é possível desenvolver um algoritmo que tome conta do problema, em função de quais os coeficientes zero, e independentemente de qual a CCI que causou o problema. A incorporação de um algoritmo desse tipo facilitaria muito a incorporação de novas CCI ao modelo.
- No tratamento das condições de contorno externas, deve-se ter cuidado que estas não provoquem situações fisicamente incoerentes. Por exemplo, uma condição de $Q = Q(t)$ imposta num extremo de montante pode forçar o modelo a calcular uma cota da linha de água por acima do nível da rua. Nesse caso, deve-se limitar a vazão que ingressa àquela que provoque uma altura aceitável.

6 Referencias bibliográficas

- Abbott, M. B.** (1975) Weak solutions of the equations of open channel flow, cap. 7 em Mahmood e Yevjevich (ed.) Unsteady flow in open channel, Water Resources publications, Fort Collins, Colorado, USA.
- Abbott, M. B.** (1979) Computational hydraulics. Pitman, Londres.
- Abbott, M. B., Havno, K., Hoff-Clausen, N. E. e Kej, A.** (1982) A modeling system for the design and operation of storm-sewer networks, em Abbott, M. B. e Cunge, J. A. (ed.) Engineering applications of computational hydraulics, volume I, Pitman, Londres.
- Berezowsky, M. e Luna, R.** (1984) The development of a modeling system for the simulation of big storm-sewer networks. Proceedings of the third international conference on urban storm drainage. Goteborg, Suecia.
- Bertoni, J. A.** (1987) Modelação unidimensional de uma onda de ruptura de uma barragem pequena, em regime sub-crítico. IPH, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Cetesb** (1980) Drenagem urbana-Manual de projeto. São Paulo, Brasil.
- Chaudhry, M. H.** (1979) Applied hydraulic transients. Van Nostrand, New York, USA.
- Colyer, P., J. e Pethik, R. W.** (1976) Storm drainage design methods. Wallingford Hydraulic Research Station, Inglaterra.
- Cunge, J. A. e Wegner, M.** (1964) Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint Venant par un schema implicite de différences finies. Application au cas d'une galerie tantôt en charge, tantôt á surface libre. La houille blanche, número 1.
- Cunge, J. A.** (1975) Applied modeling of open channel flow, cap. 10 em Mahmood e Yevjevich (ed.) Unsteady flow in open channel, vol 2. Water Resources publications, Fort Collins, Colorado, USA.
- Cunge, J. A., Holly, F. M. e Verwey, A.** (1980) Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman, Londres.
- Cunge, J. A. e Mazaudou, B.** (1984) Mathematical modeling of complex surcharge systems. Difficulties in computation and simulation of physical situations. Proceedings of the third international conference on urban storm drainage. Goteborg, Suecia.

- Hoff-Clausen, N. E., Havno, K. e Kej, A. (1981)** System 11 Sewer-A storm sewer model. Proceedings of the second international conference on urban storm drainage. Urbana, Illinois, USA.
- Holly, F. M., Chevereau, G. e Mazaudou, B. (1981)** Numerical simulation of unsteady flow in storm sewer systems using complete and simplified flow equations. International conference on numerical modeling, Bratislava, Checoeslovaquia.
- Joliffe, I. B. (1981)** Numerical modeling of urban drainage networks. Proceedings of the second international conference on urban storm drainage. Urbana, Illinois, USA.
- Joliffe, I. B. (1984)** Free surface and pressurised flow computations. Proceedings of the third international conference on urban storm drainage, Goteborg, Suecia.
- Joliffe, I. B. (1987)** Translating hydraulic jumps. Proceedings of the fourth international conference on urban storm drainage, Lausana, Suiza.
- Leclerc, G. e Schaake, J. C. (1973)** Methodology for assessing the potential impact of urban development on urban runoff and the relative efficiency of runoff control alternatives. MIT Ralph M. Parsons Laboratory for water resources and hydrodynamics, Report 167, marzo, Massachussets, USA.
- Liggett, J. A. (1975)** Basic equations of unsteady flow. Cap. 2 em Mahmood e Yevjevich (ed.), Unsteady flow in open channel, vol.1. Water Resources publications, Fort Collins, Colorado, USA:
- Preissmann, A. (1961)** Propagation des intumescences dans les canaux et rivieres. First congress of the french asociation of computation, Grenoble, Franca.
- Rouse, H. (ed.) (1961)** Engineering hydraulics. John Wiley & Sons, New York, USA.
- Ruus, E. (1970)** Head losses in wyes and manifolds. Journal of the Hydraulics Division, no. 3.
- Sevuk et al. (1973)** Illinois storm sewer simulation model-user's manual. University of Illinois Water resouces centre, Research report 0073. Illinois, USA.

- Sjoberg, A.** (1981) Network models DAGVL-A and DAGVL-DIFF. Proceedings of the second international conference on urban storm drainage, Urbana, Illinois, USA.
- Song, C. S., Cardle, J. A. e Leung, K. S.** (1983) Transient mixed-flow models for storm sewers. Journal of the Hydraulics Division, vol.109 no.11, nov.
- Tucci, C. E. M.** (1978) Hydraulic and water quality model for a river network. Ph. D. tese, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA.
- Tucci, C. E. M.** (1986) Modelos matemáticos em hidrologia e hidráulica. Ed. Revista brasileira de engenharia, Rio de Janeiro, Brasil.
- Yen, B. C.** (1978) Hydraulic instabilities of storm sewer flows. Proceedings of the international conference on urban storm drainage, Southampton, Inglaterra.
- Yevjevich, V. e Barnes, A. H.** (1970) Flood routing through storm drains: a) Part I Solution of problems of unsteady flow in storm drains. b) Part II Physical facilities and experiments. c) Part III Evaluation of geometric and hydraulic parameters. d) Part IV Numerical computer methods of solution. Hydrology Papers no. 43 a 46, nov., Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA.
- Yevjevich, V.** (1975) Storm-drain networks, cap. 16 em Mahmood e Yevjevich (ed.), Unsteady flow in open channel, vol. 2. Water Resources publications, Fort Collins, Colorado, USA.

Anexo A Aspectos computacionais do modelo

A.1 Estrutura computacional do modelo

O modelo esta composto por um programa principal e 16 rotinas. A seguir são apresentadas as funções de cada uma das componentes do modelo e na figura 22 o diagrama de blocos do modelo.

Programa principal : Executa a leitura de dados, calcula os coeficientes das equações completas e do modelo de difusão, controla os ciclos de tempo e de iterações, faz cálculo de erros de volume e imprime resultados. Chama as rotinas RED, ARSEC, SLOT, GEOME, CHLOSS, SDN, ASQCH, LDE, PLDA e VOLRED.

Rotina RED : monta o esquema da configuração topologica e a numeração das seções a ser usado pelo modelo.

Rotina ARSEC : arma o sistema de equações dos nós, controla a incorporação das condições de contorno e dos poços de visita no sistema de equações. Chama as rotinas CHMBR, BOUND e SIMQ.

Rotina CHMBR : calcula o aporte dos p. v. aos coeficientes dos nós e o soma aos coeficientes.

Rotina BOUND : calcula o aporte das CC aos coeficientes dos nós e o soma aos coeficientes.

Rotina SIMQ : rotina da IBM para solução de sistemas de equações. Resolve o sistema, fornecendo o valor dos Δy nos nós.

Rotina DYDQL : calcula os valores das variáveis ao longo dos trechos.

Rotina SLOT : calcula características geometricas e hidráulicas de condutos fechados, incorporando a fenda de Preissman quando o tirante supera o topo do

conduto. São executados tres ciclos de cálculo, dois a partir de y^* (para poder calcular numericamente as derivadas) e um com y^t .

Rotina SLOT1 : semelhante a SLOT, executa só um ciclo de cálculo a partir de um valor de tirante fornecido como argumento.

Rotina GEOME : rotina desenvolvida por C. Tucci e adaptada ao modelo. Calcula características geometricas e hidráulicas de canais abertos. Do mesmo modo que SLOT, executa tres ciclos de cálculo.

Rotina GEOME1 : semelhante a anterior, para cálculos unicos.

Rotina CHLOSS : calcula os coeficientes de proporcionalidade das seções dos p.v. que coincidem com um nó e os coeficientes de perda de carga com as formulas apresentadas no ponto 3.3.4 Chama a rotina SLOT1

Rotina SDN : calcula os coeficientes A, A', etc com a equação de perdas de carga. Chama as rotinas SLOT e GEOME

Rotina ASQCH : atualiza o armazenamento na superfície da vazão que saiu dos p.v., calcula o tirante de água na superfície.

Rotina LDE : calcula a altura total de energia para as seções e o volume armazenado na rede a cada intervalo de tempo. Chama as rotinas SLOT1 e GEOME1

Rotina PXX : desenvolvida por C. Tucci. Grafica resultados.

Rotina PLDA : grafica perfil do fundo, linha de água e linha de energia em intervalos de tempo especificados como dados.

Rotina VOLRED : Calcula o volume total da rede, usado pelo modelo no cálculo de erros. Chama as rotinas SLOT1 e GEOME1.

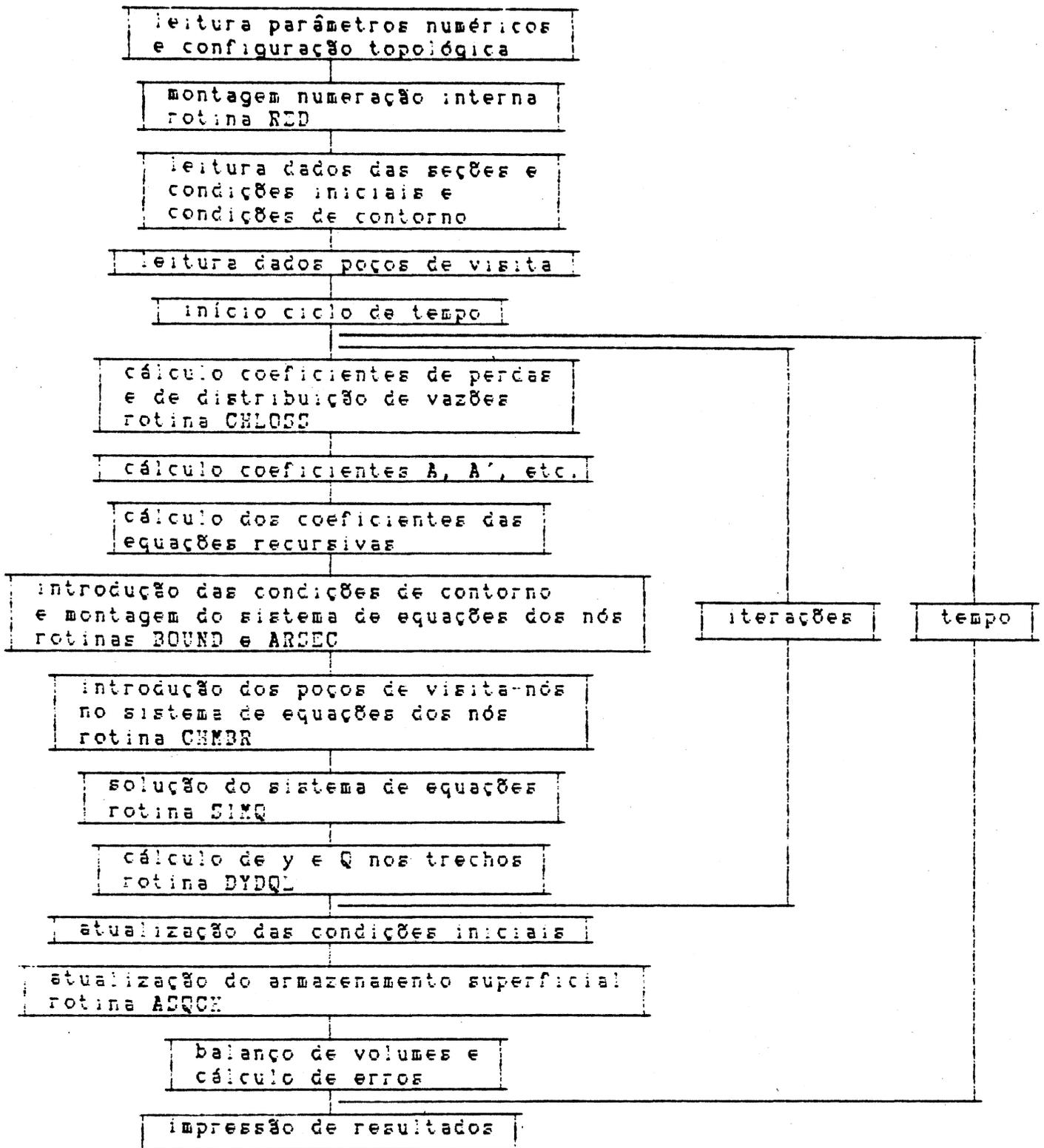


figura 22 Diagrama de blocos do modelo

A.2 Dados necessários

Parâmetros numéricos

Os valores de precisão de fechamento das iterações, limite inferior e superior de θ , número de iterações para introdução do processo de filtragem e número máximo de iterações, (aqui chamados parâmetros numéricos da simulação) devem ser fornecidos ao modelo como dados como dados.

Rede

Os dados referentes a configuração topologica da rede são fornecidos a partir dos trechos, por se considerar que é melhor simplificar o tratamento da informação pelo usuario, ficando o modelo encarregado de processar essa informação e adapta-la ao seu algoritmo. Para cada trecho , a seguinte informação é necessária :

- nós de montante e de jusante
- número de seções do trecho
- existencia ou não de condição de contorno
- em caso de existir CC, tipo da mesma

Seções

Os dados necessários sobre as seções são :

- características geométricas
- tipo de seção (aberta ou fechada, condição de contorno interna)
- forma da mesma (circular, retangular ou definida por tabela)
- coeficiente de rugosidade
- distancia entre seções
- cota de fundo
- condições iniciais

A informação acima listada é fornecida ao modelo em blocos que contem todas as seções de um trecho, um bloco para cada trecho. Cada bloco esta dividido em

dois grupos. O primeiro grupo inclui todas as características físicas da seção. No caso de ter várias seções com as mesmas características geométricas, só é necessário fornecer-las para a primeira delas a aparecer. Para as seções seguintes basta informar o número da primeira e as características geométricas serão automaticamente copiadas. A cota do fundo e as condições iniciais formam o segundo grupo de dados, que devem ser fornecidos necessariamente para cada seção.

Poços de visita

Os dados necessários são :

- características geométricas da seção transversal
- ângulo de entrada dos condutos
- K_p
- cota de extravazamento
- coeficiente de descarga da entrada ou saída de água para a superfície
- área de armazenamento na superfície

As características geométricas da seção transversal são fornecidas junto com os dados das demais seções. O resto dos dados é lido de um arquivo independente.

Condições de contorno

As condições de contorno são fornecidas ao modelo para o trecho em que elas são impostas. O programa determina em qual seção elas devem ser aplicadas e as incorpora no coeficiente correspondente do sistema de equações dos nós.

A.3 Tratamento da configuração topológica da rede

Neste ponto serão tratados aspectos referentes a numeração de nós, trechos e seções, determinação dos condutos que confluem num nó, montagem do sistema de

equações dos nós e a convenção de sinais usada no modelo

Numeração usada pelo modelo

Os trechos e nós são tratados pelo modelo com a mesma numeração fornecida nos dados de entrada. As seções são renumeradas pelo modelo para reduzir a dimensão dos arranjos utilizados. Com o sistema utilizado varios arranjos perdem uma dimensão, e a máxima dimensão usada é 2 (seria 3 sem ele), ganhando velocidade de acesso e espaço de memória. A renumeração é feita aproveitando a característica de independência de cálculo dos trechos que apresenta o algoritmo de resolução da rede. Ao modelo é fornecida uma numeração das seções que, para cada trecho, va de 1 a n (n = número total de seções do trecho). O modelo transforma essa numeração numa numeração acumulada em função do número do trecho, da seguinte maneira : É criado um vetor (NAS(I)) que armazena, para cada trecho I, o número acumulado de seções dos trechos com número de ordem inferior a ele. O primeiro elemento desse vetor, correspondente ao primeiro trecho, tem valor 0. Para obter a nova numeração basta somar à numeração fornecida nos dados o valor de NAS(I) correspondente ao trecho. Como o modelo está organizado para trabalhar a partir dos trechos, o processo de identificação de uma seção é muito simples. Cabe lembrar que a numeração das seções não afeta em nada o processo de resolução do sistema geral de equações.

Determinação do condutos que confluem num nó e montagem do sistema de equações dos nós

A informação fornecida ao modelo indica, para cada trecho, quais os nós de montante e de jusante. Para a montagem do sistema de equações dos nós é necessário organizar essa informação em função dos nós, de modo de poder calcular o coeficiente de cada nó em função da contribuição de cada um dos trechos que nele confluem. Os números dos trechos que confluem num nó são armazenados em dois vetores, um para montante e outro para jusante. A cada nó correspondem 5 elementos de cada um desses vetores (5 é o máximo número de trechos a montante ou jusante de um nó), ordenados em sequência e em correspondência com a ordem dos nós. Dessa maneira, uma vez escolhido um nó, é

simples identificar quais trechos convergem nele e em que direção.

A montagem do sistema de equações é feita num percurso pelos nós, no qual são identificados os trechos que confluem a cada um e somadas as respectivas contribuições. Quando um trecho tem uma condição de contorno, o seu efeito é somado ao coeficiente do nó correspondente (montante ou jusante do trecho, segundo seja a condição de contorno). No caso de existir poços de visita coincidentes com os nós, um novo percurso é realizado, introduzindo nos coeficientes a componente devida aos poços de visita.

Convenção de sinais

A convenção de sinais usada pelo modelo é a seguinte : o fluxo é considerado positivo no sentido crescente da numeração das seções, e independe da numeração dos nós. Num poço de visita são consideradas positivas as vazões que entram e negativas as que saem. A mesma convenção é válida para as vazões que entram ou saem da rede para a superfície.