

## Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Detenção

Rodrigo de Melo Porto

Departamento de Hidráulica e Saneamento - Escola de Engenharia de São Carlos. Av. Trabalhador São Carlense, 400 – Centro, Caixa Postal 359 São Carlos – SP. - rodrigo@sc.usp.br

Recebido: 10/02/03 – revisão: 03/09/03 – aceito: 10/10/03

### RESUMO

Neste trabalho apresenta-se uma metodologia de cálculo, simples e prática para pré-dimensionamento ou avaliação de bacias de detenção constituídas de órgãos extrarasores com orifício, vertedor retangular ou os dois funcionando simultaneamente. O método é baseado na usual técnica de propagação através do reservatório que associa a equação do armazenamento hidrológico com aquelas que descrevem o escoamento através das estruturas evacuadoras. As equações foram rearranjadas em termos de cinco parâmetros adimensionais que descrevem a natureza hidrológica/hidráulica/topográfica do problema. Um modelo computacional foi elaborado para resolução das equações diferenciais correspondentes usando um esquema implícito de diferenças finitas. Os valores adimensionais máximos das principais variáveis de projeto foram postos em forma de gráficos, para várias combinações dos parâmetros adimensionais. O uso dos gráficos é ilustrado através de exemplos de aplicação de pré-dimensionamento de uma estrutura de controle no meio urbano. Os gráficos desenvolvidos são particularmente indicados para análises expeditas em fase de pré-dimensionamento.

**Palavras-chave:** drenagem urbana; bacia de detenção; adimensionalização.

### INTRODUÇÃO

O desenvolvimento urbano brasileiro nos últimos 50 anos foi caracterizado pela transferência de populações do campo para os núcleos urbanos e das pequenas cidades para as cidades de médio e grande porte. Esse processo acelerado de urbanização não pôde ser acompanhado pelo Poder Público, no sentido de prover as cidades com infraestrutura adequada para o atendimento das várias demandas de moradia, transporte, saneamento, drenagem urbana, etc.

Em consequência desta urbanização indiscriminada e descontrolada, aliada à ausência ou precariedade de mecanismos legais que estabeleçam parâmetros para o uso e ocupação do solo urbano, bem como precária infraestrutura de drenagem, grande número das cidades de porte médio e grande do país enfrentam hoje sérios problemas de drenagem urbana, com consequentes prejuízos econômicos e perdas humanas.

Segundo Braga (1998), esta combinação de fatores gera problemas de inundação causados principalmente por:

- rápido crescimento da população urbana;
- falta de planos de longo prazo;
- baixo nível de conscientização da população para o problema;

- utilização precária ou mesmo ausência de medidas não estruturais;
- manutenção inadequada dos sistemas de controle das cheias.

A crescente impermeabilização dos terrenos das bacias urbanas potencializa as consequências das chuvas, pelo aumento das vazões máximas, dos volumes escoados superficialmente e a diminuição dos tempos de pico dos hidrogramas. O controle destas águas leva, cada vez mais, à implantação de obras hidráulicas complexas e onerosas.

Tais intervenções de caráter estrutural são basicamente de dois tipos, canalização e contenção. O primeiro tipo tem como finalidade promover o afastamento rápido dos picos de vazão pelo aumento da velocidade dos escoamentos e o segundo tem como filosofia promover o retardamento dos escoamentos e consequente redução das vazões máximas. São duas abordagens bem distintas, a primeira, na maioria dos casos, só transfere o problema de inundação para os trechos de jusante e tem interferência grande sobre o meio urbano e a segunda uma interferência localizada com controle pontual do escoamento.

Atualmente, a concepção e instalação de dispositivos que favoreçam a retenção/detenção dos escoamentos, em escala micro e macro, é o conceito largamente usado em vários países e que começa a se disseminar no meio

técnico nacional. Tem como filosofia básica promover a redução do pico de cheia, através da laminação do hidrograma, pelo armazenamento temporário e conveniente do volume escoado. Tal finalidade vem sendo estendida para associá-la também a outros propósitos, como fazer uso dos espaços para lazer, recreação ou mesmo melhoria da qualidade da água pelo controle de sedimentos e poluentes. A intervenção para o controle do escoamento, pelo aumento do tempo de trânsito pelos terrenos da bacia, pode ser feita, basicamente, em três escalas,

- no lote,
- no loteamento, ou
- na bacia.

## OBJETIVO DO TRABALHO

O estabelecimento de práticas não convencionais em drenagem urbana, como o planejamento, projeto e construção de bacias de detenção ainda é incipiente em nosso país, a despeito de inúmeros problemas de inundações em nossas cidades, com grandes prejuízos econômicos e ambientais.

Este trabalho tem como objetivo básico trazer uma pequena contribuição ao assunto, de modo a auxiliar equipes técnicas de prefeituras de cidades de médio e pequeno porte, no processo de pré-dimensionamento ou verificação do desempenho de uma bacia de detenção/retenção, com orifício inferior e soleira vertente superior.

A ideia do trabalho nasceu após ter recebido algumas consultas de colegas envolvidos com problemas de drenagem urbana, nas prefeituras da região, fazendo a irresponsável pergunta: “*qual o volume necessário para se construir um piscinão?*”, sem fornecer qualquer outra informação. Para isto foi desenvolvido um método gráfico, baseado em cinco adimensionais que levam em conta a natureza hidráulica/hidrológica/topográfica do problema, para análise preliminar de dimensionamento ou verificação de uma bacia de detenção com dois órgãos extravasores, um orifício e um vertedor retangular (bacia dual). De modo simples e rápido, bastando para isto estabelecer o ajuste do hidrograma de projeto pela função gama, o volume necessário a armazenar pode ser estimado, para uma determinada razão de atenuação adotada e dimensões geométricas dos órgãos extravasores pré-fixadas, sem necessidade do uso de modelos computacionais. É possível também, com o uso dos gráficos aqui apresentados, fazer análise de avaliação em estruturas de detenção existentes.

Evidentemente, tal metodologia é recomendada na fase inicial de planejamento e análise prévia de alternativas de projeto.

## MÉTODO PROPOSTO

O processo físico da influência de uma bacia de detenção em um sistema de macro-drenagem urbana pode ser analisado matematicamente, de forma simples, pela equação da continuidade, desde que se conheçam as características topográficas do sítio de implantação, as características hidráulicas da estrutura extravasora e o hidrograma de projeto estabelecido para um determinado período de retorno, através de um método de transformação chuva-vazão.

Embora o problema seja simples, ele envolve uma série de parâmetros que interferem na análise da solução e a adoção de uma metodologia adimensional para o tratamento matemático é conveniente por abranger vários aspectos do mesmo problema.

Do ponto de vista do projeto da bacia de detenção os dois elementos mais importantes são a redução do pico de vazão, devido ao reservatório e o volume necessário para atender aquela redução. O desenvolvimento de uma relação funcional simples entre estes dois parâmetros, para propósitos preliminares de projeto, a despeito de o problema poder ser tratado com metodologias numéricas mais sofisticadas, é o objetivo deste trabalho.

A relação funcional, função de desempenho, é deduzida da solução da equação adimensional que descreve o trânsito da onda através da estrutura, adotando-se uma equação geral representativa dos possíveis hidrogramas afluentes à bacia de detenção, típicos em pequenas e médias bacias urbanas. É analisada a influência do aspecto do hidrograma afluente e da conformação topográfica da bacia sobre a função de desempenho, para bacias com dois tipos de extravasores, vertedor retangular ou orifício, na primeira parte, e em complementação é apresentada uma metodologia adimensional para análise rápida com propósitos de pré-dimensionamento de uma bacia dual, com extravasor inferior tipo orifício e superior tipo vertedor retangular.

## TRABALHOS ANTERIORES

A literatura apresenta vários métodos gráficos, semi-analíticos e numéricos para o problema de estimativa do volume necessário da bacia. Dentre os métodos gráficos destacam-se o de Hager e Sinniger (1985), aplicado aos reservatórios naturais nos Alpes suíços, Horn (1987), para reservatórios prismáticos com descarregadores tipo vertedores ou orifícios, Akan (1989), que generalizou o estudo de Horn utilizando o hidrograma padrão do S.C.S para múltiplos períodos de retorno, Porto (1989), com um método gráfico adimensional e direto para a determinação da vazão máxima efluente e do máximo armazenamento, para propósitos preliminares de projeto de bacias de de-

tenção com tubulação extravasora circular. Este último método se baseia em uma relação de três parâmetros adimensionais que descrevem as características do hidrograma de entrada, da topografia do reservatório e do órgão extravasor. O hidrograma de entrada é expresso por uma função do tipo gama. Dal'Forno (1996), desenvolveu um modelo semi-analítico aplicado com referência às bacias rurais do Rio Grande do Sul.

Os trabalhos de Akan (1989) e (1990) apresentam um método prático para dimensionamento da bacia de detenção e das estruturas de extravasão, para vários períodos de retorno, nas opções de bacia simples, uma única saída, e bacia dual, constituída de orifício e soleira vertente.

Os métodos de Akan são baseados na técnica usual do propagação pelo reservatório e acopla a equação de armazenamento hidrológico com as equações que descrevem o escoamento pelas estruturas de saída. As equações são rearranjadas em termos de vários parâmetros adimensionais. Os resultados apresentados em forma gráfica são produto de criteriosa escolha de combinações entre os vários parâmetros dimensionais. Esta metodologia é indicada para dimensionamentos ainda preliminares, onde se deseja maior precisão do que a fornecida pelos métodos anteriormente descritos.

Dois procedimentos são descritos, usando os gráficos, para projetar reservatórios de detenção, levando em conta vazões de pico com três períodos de retorno. O primeiro procedimento é simplificado e resulta em um projeto conservador, já o segundo requer uma abordagem de tentativas, resultando num projeto mais econômico.

O ponto fraco da metodologia de Akan (1989) está no fato de que os gráficos foram gerados por um hidrograma de aspecto único, correspondente ao hidrograma unitário dimensional de U.S. Soil Conservation Service, (McCuen, 1982). Isto, como será mostrado adiante, compromete a precisão do método, além do que o adimensional usado para exprimir a relação de volumes carece de significado físico.

No trabalho de 1990, Akan desenvolveu estudos visando obter soluções para o cálculo do volume de armazenamento como função do grau de amortecimento desejado (razão de atenuação), levando em conta uma estrutura hidráulica única de controle, ou um orifício no fundo ou uma soleira vertente.

## EQUAÇÕES ADIMENSIONAIS E PARÂMETROS

A equação básica que descreve o trânsito do hidrograma pelo reservatório, e que fornece o balanço de volumes ao longo do tempo, é dada por:

$$i(t) - q(t) = \frac{dv}{dt} \quad (1)$$

onde  $i(t)$  é a vazão afluente,  $q(t)$  a vazão efluente em função do tempo e  $dv/dt$  a taxa de variação do volume de água armazenado na bacia.

O volume da água  $v$  na bacia é função da altura  $h$  medida com relação a um plano de referência e da configuração do reservatório e de modo geral pode ser escrita como:

$$v = b \cdot h^c \quad (2)$$

onde os parâmetros  $b(m^3 \cdot c)$  e  $c(-)$  refletem o aspecto do reservatório e podem ser determinados através do levantamento da curva cota-volume. Em geral o valor de  $c$  encontra-se na faixa de 1 (paredes verticais em reservatórios artificiais), até 2,5 ou até 1,5 em topografias urbanas. Uma análise estatística do valor de  $c$  em 224 reservatórios naturais na região oeste do Rio Grande do Sul é relatada em Dal'Forno (1996).

A solução da equação (1) requer o conhecimento da relação entre o volume armazenado, e consequentemente do nível d'água na bacia, e a vazão efluente pelo órgão descarregador. Tal relação é dada por:

$$q = k \cdot h^d \quad (3)$$

em que o coeficiente  $k$  depende do aspecto e tamanho da estrutura de descarga, e adotado constante independente da carga  $h$ . O expoente  $d$  depende somente do tipo do descarregador e assume valores de  $d = 1,5$  para vertedores retangulares,  $d = 2,5$  para vertedores triangulares e  $d = 0,5$  para orifícios, como nos descarregadores constituídos por tubulações circulares.

A combinação das equações (2) e (3) permite estabelecer a relação entre o volume armazenado e a vazão efluente, na forma:

$$v = b \cdot k^{-\alpha} q^\alpha \quad (4)$$

na qual  $\alpha = c/d$  é o parâmetro adimensional que une uma característica topográfica do reservatório com o expoente da lei de descarga do extravasor.

A adimensionalização da equação (1) pode ser feita em função dos seguintes termos:

$$I = \frac{i}{i_p}; Q = \frac{q}{i_p}; V = \frac{v}{vol} \text{ e } T = \frac{t}{t_p} \quad (5)$$

em que  $i_p$  e  $t_p$  são, respectivamente, a vazão máxima de entrada e o tempo de pico do hidrograma afluente e  $vol$  o seu volume.

### Hidrograma afluente

Devido à grande variabilidade dos fatores hidrológicos, topográficos e geológicos das bacias hidrográficas, não há uma relação geral para o hidrograma afluente  $i(t)$ . Uma aproximação comumente utilizada em estudos desta natureza é representar o hidrograma de projeto por uma expressão matemática do tipo distribuição Gama, que tem a forma:

$$i(t) = At^n e^{-Bt} \quad (6)$$

em que  $A$  e  $B$  são constantes e  $n$  um parâmetro que reflete o aspecto do hidrograma, denominado fator de aspecto. As constantes  $A$  e  $B$  podem ser determinadas uma vez que as características físicas do processo são tais que, para  $t = t_p$ , tem-se:

$$i(t) = i_p e^{\left[ \frac{di(t)}{dt} \right]_{t=t_p}} = 0 \quad (7)$$

A derivação da equação (6) permite determinar-se as constantes  $A$  e  $B$ , que são:

$$A = \frac{i_p \cdot e^n}{t_p^n} \quad \text{e} \quad B = \frac{n}{t_p} \quad (8)$$

Deste modo o hidrograma é representado por:

$$i(t) = \frac{i_p \cdot e^n}{t_p^n} t^n e^{-n\left(\frac{t}{t_p}\right)} = i_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^n \cdot e^{n\left(1 - \frac{t}{t_p}\right)} \quad (9)$$

e de forma adimensional, como:

$$I(T) = \frac{i(t)}{i_p} = T^n e^{n(1-T)} \quad (10)$$

Porto (1989) e (1998) mostrou que, na faixa de valores  $4 \leq n \leq 12$  o volume do hidrograma, com uma precisão condizente com o objetivo da metodologia, é dado por:

$$vol = \sqrt{\frac{2\pi}{n}} i_p \cdot t_p \quad (11)$$

### BACIAS DUAIS - COM DUPLO SISTEMA DE EXTRAVASÃO (ORIFÍCIO + SOLEIRA)

O método proposto para tal sistema, baseado em 5 adimensionais, é a extensão e generalização do trabalho de Akan (1989) e está calcado no desenvolvimento de um modelo matemático computacional que utiliza um esquema implícito de diferenças finitas para a resolução da equação de trânsito, equação (1), em uma bacia de detenção dual, constituída de um vertedor retangular como extravasor superior e uma estrutura tipo orifício como extravasor inferior.

Neste tipo de estrutura, esquematicamente mostrada na Figura 1, a altura d'água  $h$  é medida com referência à linha de centro do orifício inferior e a distância vertical entre o orifício e a soleira do vertedor é denotada por  $h_v$ .

No caso particular em que  $h \leq h_v$  o escoamento afluente se dá somente pelo orifício e pode ser descrito por:

$$q_o = C_d A_o \sqrt{2gh} = Kh^{0.5} \quad (12)$$

em que  $C_d$  é o coeficiente de vazão do orifício, assumido constante e independente da carga  $h$  e  $A_o$  a área do orifício.

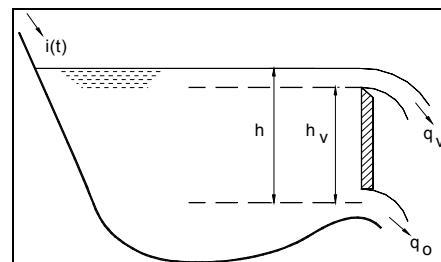


Figura 1. - Esquema de uma bacia dual.

Substituindo a equação (12) na equação (1) e usando a equação (2), a equação da continuidade torna-se:

$$i - \frac{K}{b^{0.5/c}} v^{0.5/c} = \frac{dv}{dt} \quad (13)$$

Se em um instante qualquer  $h > h_v$  ambos, o vertedor e o orifício, estarão descarregando. A vazão pelo vertedor retangular pode ser expressa por:

$$q_v = J(h - h_v)^{1.5} = C_{dv} \sqrt{2g} L_s (h - h_v)^{1.5} \quad (14)$$

em que  $C_{dv}$  é o coeficiente de vazão assumido constante e independente da carga sobre a soleira e  $L_s$  a largura da soleira.

Usando a equação (2) a descarga pelo vertedor torna-se:

$$q_v = J \left( \frac{v^{1/c}}{b^{1/c}} - h_v \right)^{1.5} \quad (15)$$

Para ambas estruturas operando a equação da continuidade pode ser escrita na forma:

$$i - \frac{K}{b^{0.5/c}} v^{0.5/c} - J \left( \frac{v^{1/c}}{b^{1/c}} - h_v \right)^{1.5} = \frac{dv}{dt} \quad (16)$$

### Adimensionalização das relações básicas

A adimensionalização das equações (12) a (16) pode ser feita em função dos termos de (5), mais:

$$H = \frac{h}{h_v} \quad \text{e} \quad \text{vol} = \sqrt{\frac{2\pi}{n}} i_p t_p \quad (17)$$

#### a) orifício

Substituindo os termos adimensionais na equação (13), e desenvolvendo-se, torna-se:

$$\frac{I}{\sqrt{\frac{2\pi}{n}}} - \frac{K}{i_p} \left( \frac{i_p t_p}{b} \right)^{0.5/c} \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{(0.5/c-1)} \cdot V^{0.5/c} = \frac{dV}{dT} \quad (18)$$

$$\text{Fazendo } P = \frac{K}{i_p} \left( \frac{i_p t_p}{b} \right)^{0.5/c} \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{(0.5/c-1)} \quad (\text{I}),$$

adimensional função das características do orifício, do hidrograma afluente e da topografia do sítio, pela equação (3.7) vem:

$$\text{Fazendo } P = \frac{K}{i_p} \left( \frac{i_p t_p}{b} \right)^{0.5/c} \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{(0.5/c-1)} \quad (\text{I}),$$

adimensional função das características do orifício, do hidrograma afluente e da topografia do sítio, pela equação (10) vem:

$$\frac{T^n e^{n(1-T)}}{\sqrt{\frac{2\pi}{n}}} - P \cdot V^{0.5/c} = \frac{dV}{dT} \quad \text{para } H \leq 1 \quad (19)$$

#### b) vertedor

Substituindo os termos adimensionais na equação (16), e  $K = 0$ , somente vertedor, desenvolvendo-se, vem:

$$\frac{I}{\sqrt{\frac{2\pi}{n}}} - \frac{J^{2/3} \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{1/c} (i_p t_p)^{1/c}}{b^{1/c} \cdot i_p^{2/3} \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{2/3}} \frac{h_v}{h_v} V^{1/c} - \frac{J^{2/3} \cdot h_v}{i_p^{2/3} \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{2/3}} = \frac{dV}{dT} \quad (20)$$

$$\text{Fazendo } B = \frac{\left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} i_p \cdot t_p \right)^{1/c}}{b^{1/c} \cdot h_v} \quad (\text{II}), \text{ adimensional}$$

que leva em conta o hidrograma afluente, a topografia do local e o desnível geométrico entre a linha de centro do orifício e a soleira do vertedor e  $E = \frac{J^{2/3} \cdot h_v}{i_p^{2/3} \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{2/3}}$  (III), adimensional que inclui as características do vertedor e do hidrograma afluente, a equação diferencial básica torna-se:

$$\frac{T^n e^{n(1-T)}}{\sqrt{\frac{2\pi}{n}}} - [B \cdot E \cdot V^{1/c} - E]^{1.5} = \frac{dV}{dT} \quad (21)$$

#### c) bacia dual

A combinação das equações (19) e (21) leva à equação da continuidade na forma geral:

$$\frac{T^n e^{n(1-T)}}{\sqrt{\frac{2\pi}{n}}} - P \cdot V^{0.5/c} - [B \cdot E \cdot V^{1/c} - E]^{1.5} = \frac{dV}{dT}$$

para  $H > 1$  (22)

O adimensional  $H$ , em qualquer situação, é dado por:

$$v = b h^c \rightarrow h = \left(\frac{v}{b}\right)^{1/c} \rightarrow H \cdot h_v = \left[ \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \frac{i_p t_p}{b} \right]^{1/c} V^{1/c} \quad (23)$$

portanto:

$$H = \frac{1}{h_v} \left[ \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \frac{i_p \cdot t_p}{b} \right]^{1/c} V^{1/c} \text{ daí: } H = B \cdot V^{1/c} \quad (24)$$

A resolução da equação diferencial (22), através de um esquema implícito de diferenças finitas, partindo da condição inicial correspondente à bacia vazia,  $V = 0$  para  $T = 0,001$ , impõe para se poder inicializar a integração numérica e posterior determinação do ponto de máximo  $V^* = \max\{V(T)\}$  e o correspondente valor de  $T$ , pode ser realizada para várias combinações dos 5 adimensionais,  $n$ ,  $P$ ,  $B$ ,  $E$  e  $c$ .

### Vazões descarregadas

Conhecendo-se os valores da integração  $V = V(T)$ , os correspondentes valores da vazão descarregada pelo orifício, pelo vertedor e pela combinação dos dois podem ser determinados como:

#### a) orifício

$$q_o = \frac{K}{b^{0,5/c}} v^{0,5/c} \therefore Q_o \cdot i_p = \frac{K}{b^{0,5/c}} \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} i_p t_p \right)^{0,5/c} V^{0,5/c}$$

$$Q_o = \frac{K}{i_p \cdot b^{0,5/c}} \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} i_p \cdot t_p \right)^{0,5/c} V^{0,5/c} \quad (25)$$

o que leva a:

$$Q_o = \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \cdot P \cdot V^{0,5/c} \quad \text{para } H \leq 1 \quad (26)$$

#### b) vertedor

$$q_v = J(h - h_v)^{1,5} \rightarrow Q_v \cdot i_p = J \left[ \frac{v^{1/c}}{b^{1/c}} - h_v \right]^{1,5}$$

$$\rightarrow Q_v = \left[ \frac{J^{2/3} v^{1/c}}{b^{1/c}} - J^{2/3} h_v \right]^{1,5} \frac{1}{i_p}$$

$$Q_v = \left[ \frac{J^{2/3} \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{1/c} (i_p \cdot t_p)^{1/c}}{b^{1/c} \cdot i_p^{2/3}} \frac{h_v}{h_v} V^{1/c} - \frac{J^{2/3} \cdot h_v}{i_p^{2/3}} \right]^{1,5}$$

$$Q_v = \left[ B \cdot E \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{2/3} V^{1/c} - E \cdot \left( \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \right)^{2/3} \right]^{1,5} \text{ daí: } \quad (28)$$

$$Q_v = \sqrt{\frac{2\pi}{n}} \cdot [B \cdot E \cdot V^{1/c} - E]^{1,5} \quad \text{para } H > 1 \quad (29)$$

#### c) bacia dual

A combinação das equações (26) e (29) fornece a vazão total efluente da bacia para as duas estruturas funcionando e é dada por:

$$Q = \sqrt{\frac{2\pi}{n}} P \cdot V^{0,5/c} + \sqrt{\frac{2\pi}{n}} [B \cdot E \cdot V^{1/c} - E]^{1,5} ; \text{ e } H > 1 \quad (30)$$

### Relações funcionais

Os pontos de máximo das equações (19) ou (22), (24) e (26) ou (30) obedecem às relações funcionais seguintes:

$$V^* = \max\{V(T)\} = \frac{v_p}{\sqrt{\frac{2\pi}{n}} \cdot i_p t_p} = \Phi[n, P, B, E, c] \quad (31)$$

$$Q^* = \max\{Q(T)\} = \frac{q_p}{i_p} = \Psi[n, P, B, E, c] \quad (32)$$

$$H^* = \max\{H(T)\} = \frac{h_p}{h_v} = \Theta[n, P, B, E, c] \quad (33)$$

em que  $v_p$  é o máximo volume de água armazenada na bacia,  $q_p$  a vazão de pico efluente da bacia e  $h_p$  a máxima altura d'água atingida na bacia, acima da referência, linha de centro do orifício.

### DESENVOLVIMENTO DOS GRÁFICOS

As relações funcionais das equações (31) a (33) podem ser obtidas numericamente com o uso do modelo computacional desenvolvido, usando como dados valores de  $n$ , parâmetro de aspecto do hidrograma, valores de  $c$ , parâmetro topográfico e dos adimensionais  $P$ ,  $B$  e  $E$ .

Como saída o modelo fornece  $V$ ,  $Q$  e  $H$  para diferentes valores de  $T$ . Evidentemente os valores de  $V^*$ ,  $Q^*$  e  $H^*$  são valores importantes por serem pontos de máximos de  $V$ ,  $Q$  e  $H$ .

Foram escolhidos 5 valores de  $\underline{n}$ ,  $n = 4, 5, 6, 8$  e 10, três valores de  $c$ ,  $c = 1,0, 1,25$  e  $1,50$  e fixadas diferentes combinações dos adimensionais  $P$ ,  $B$ , e  $E$ .

A avaliação numérica foi dividida em dois casos. O primeiro para  $H^* \leq 1$  que corresponde à situação em que somente o orifício está funcionando, caso em que o nível d'água permanece abaixo da cota da soleira do vertedor. O segundo caso quando  $H^* > 1$ , que corresponde a uma bacia dual.

### Gráficos para bacia simples - $H^* \leq 1$

Utilizando no modelo matemático as equações (19), (24) e (26), valores de  $P$  entre 0,2 e 3 e  $\underline{n}$  entre 4 e 10, resultam os gráficos das Figuras 2 a 4, que relacionam  $Q^*$ ,  $V^*$ ,  $\underline{n}$ ,  $c$  e  $P$ . Esta situação independe dos adimensionais  $B$  e  $E$ .

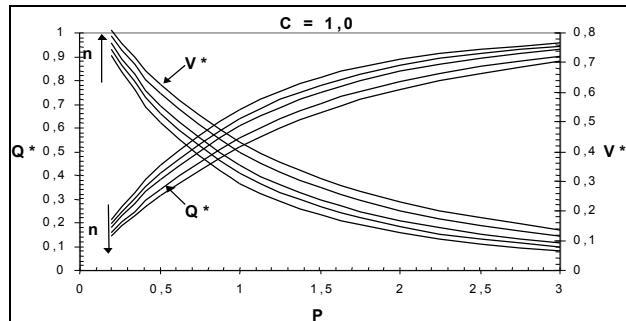


Figura 2. Variação de  $Q^*$  e  $V^*$  com  $P$  e  $n$  para  $H^* \leq 1$   $c = 1,0$

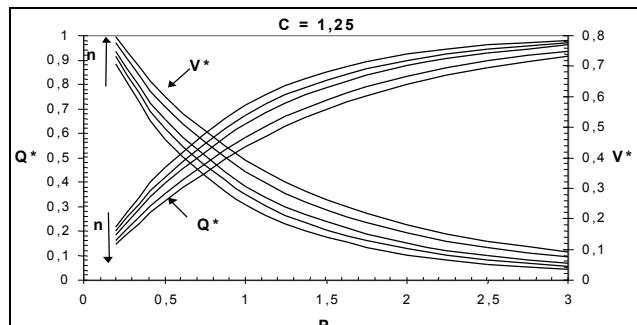


Figura 3. Variação de  $Q^*$  e  $V^*$  com  $P$  e  $n$  para  $H^* \leq 1$   $c = 1,25$

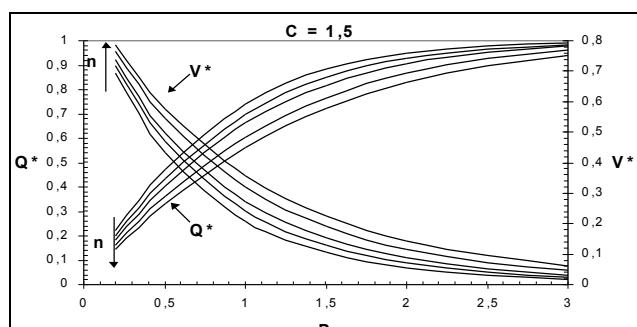


Figura 4. Variação de  $Q^*$  e  $V^*$  com  $P$  e  $n$  para  $H^* \leq 1$   $c = 1,5$

### Gráficos para bacia dual - $H^* > 1$

Esta situação corresponde ao caso em que ambos, o orifício e o vertedor descarregam simultaneamente durante uma parte do processo de trânsito do hidrograma pela bacia. Para uma dada relação  $I = f(T)$ , hidrograma de entrada,  $Q^*$ ,  $V^*$  e  $H^*$  variam com quatro parâmetros,  $c$ ,  $P$ ,  $B$  e  $E$ .

Nas figuras seguintes são apresentados alguns gráficos gerados para três valores de  $c$  e alguns valores de  $P$  e  $E$ , nos quais  $T^*$  é o tempo adimensional em que ocorrem os máximos de  $Q$ ,  $V$  e  $H$ . Comentários sobre os gráficos

As combinações escolhidas entre os adimensionais  $c$ ,  $P$  e  $E$  mostram a influencia do aspecto do hidrograma de entrada no processo de trânsito. Observa-se que quando o adimensional  $E$  aumenta, fixados  $c$  e  $P$ , as curvas de  $Q^*$  e  $V^*$ , respectivamente, tendem a se juntar, mas o mesmo efeito não aparece nas curvas de  $H^*$  e  $T^*$ , como mostrado, por exemplo, nas Figuras 6 e 8. Este fato mostra que no trabalho de Akan (1989), no qual o autor usou um único hidrograma de entrada, em forma tabular, e correspondente ao hidrograma padrão do S.C.S, a frase “pequenas diferenças no aspecto do hidrograma de entrada não devem afetar significativamente os resultados” deve ser aceita com reservas. De fato, mesmo nas combinações em que o valor de  $\underline{n}$  é irrelevante na definição das curvas de  $Q^*$ , como nas Figuras 6 e 8, as outras curvas, principalmente  $T^*$  e  $H^*$ , são sensíveis ao valor de  $\underline{n}$ . Em outros gráficos desenvolvidos este fato se repetiu, para  $E \geq 1,5$ .

Portanto, os gráficos gerados são uma extensão e generalização dos apresentados por Akan (1989) e com uma precisão muito superior para uso nas análises preliminares de projeto, em situações em que alto grau de acurácia não é requerido.

Embora somente uma faixa limitada de combinações entre os parâmetros adimensionais de projeto tenha sido gerada, Figuras 5 a 10, ela deve cobrir algumas situações práticas. Outras combinações podem ser facilmente levantadas.

### APLICAÇÃO AO SISTEMA DE MACRO DRENAGEM DA CIDADE DE SÃO CARLOS

Como exemplo de aplicação do uso dos gráficos desenvolvidos será feita uma avaliação, em nível de planejamento, do estabelecimento de uma bacia de detenção na parte alta da bacia do Córrego do Gregório, via d'água que corta o centro comercial da cidade de São Carlos, S.P e que, nos últimos tempos, tem provocado prejuízos ao comércio local. A área de drenagem do Córrego do Gregório, no limite de jusante da cidade, é de

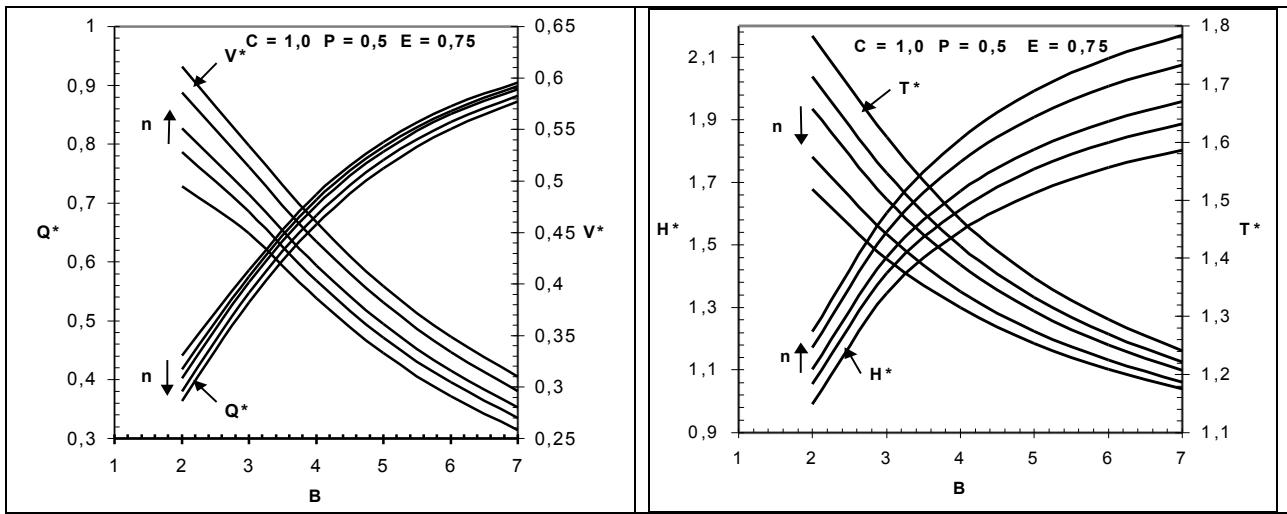


Figura 5. -  $c = 1,0$  ;  $P = 0,5$  ;  $E = 0,75$

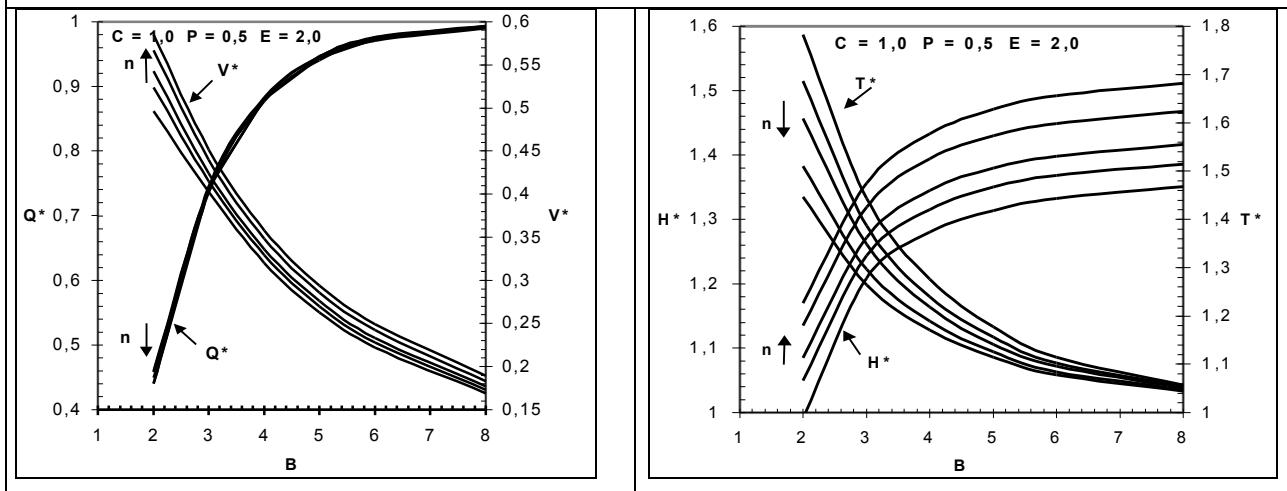


Figura 6. -  $c = 1,0$  ;  $P = 0,5$  ;  $E = 2,0$

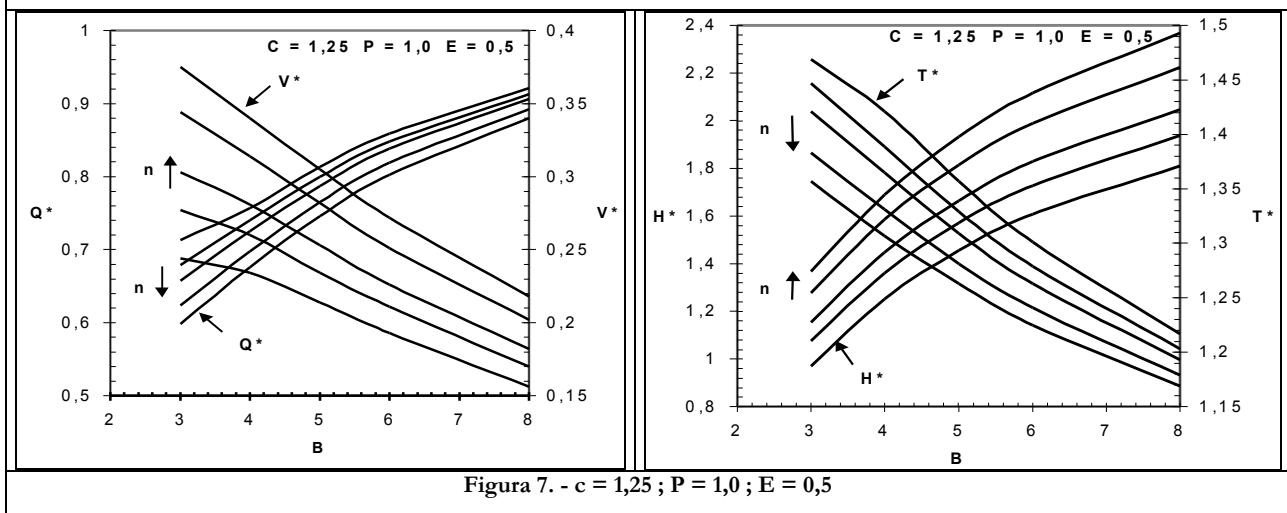


Figura 7. -  $c = 1,25$  ;  $P = 1,0$  ;  $E = 0,5$

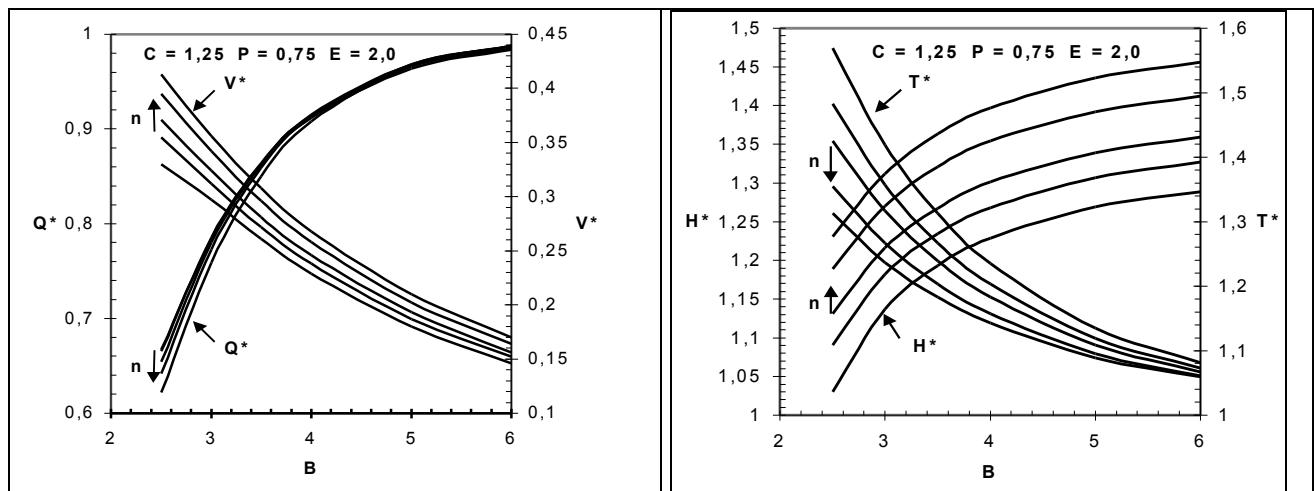


Figura 8.-  $c = 1,25$  ;  $P = 0,75$  ;  $E = 2,0$

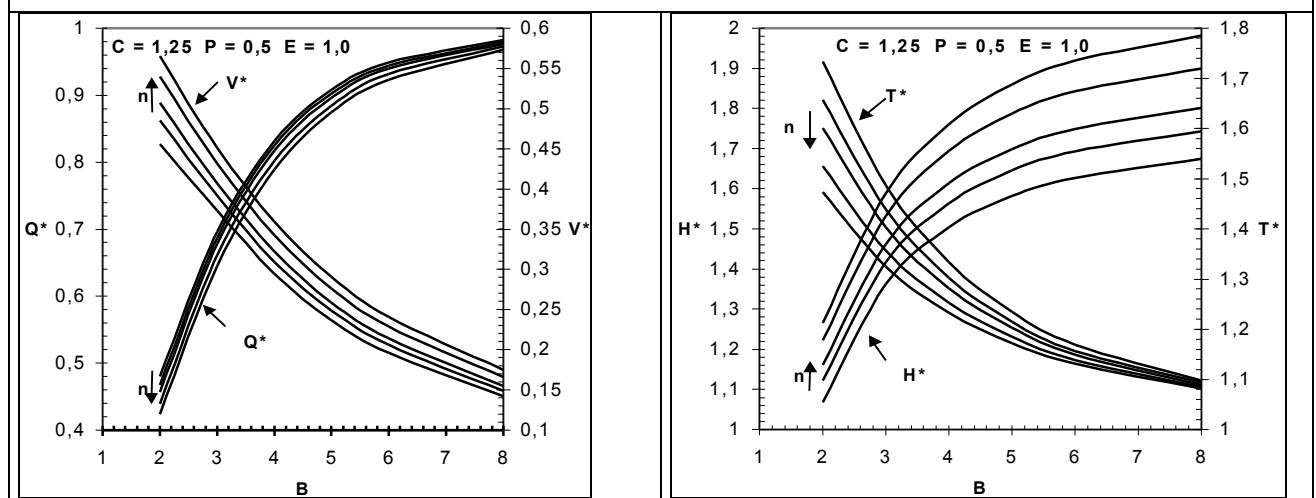


Figura 9. -  $c = 1,25$  ;  $P = 0,5$  ;  $E = 0,5$

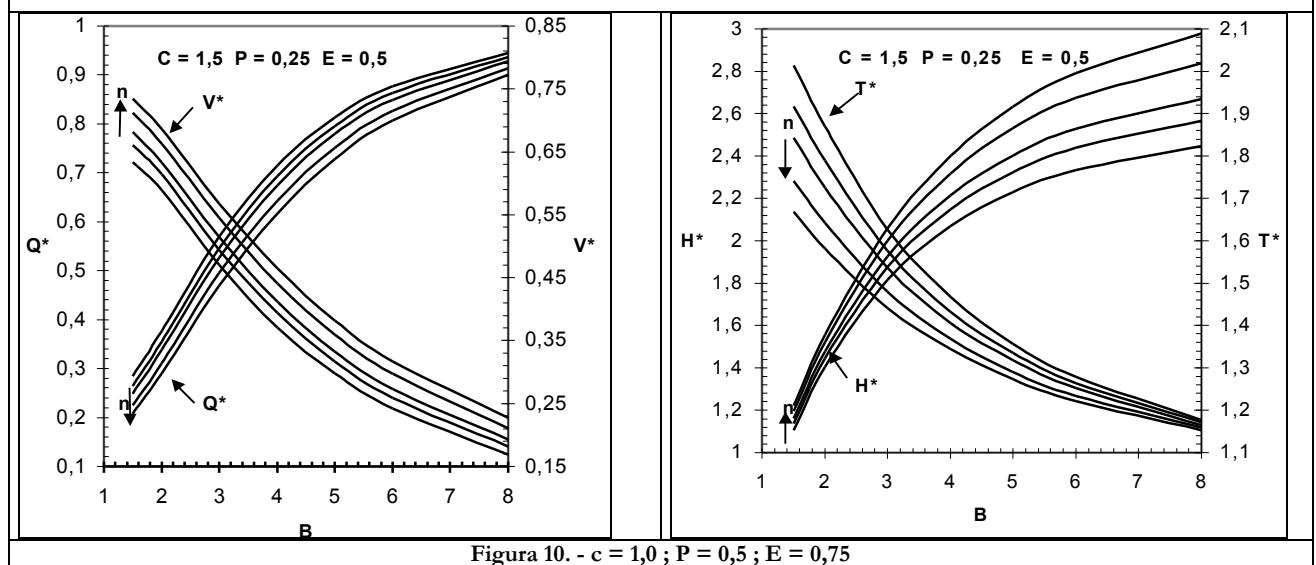


Figura 10. -  $c = 1,0$  ;  $P = 0,5$  ;  $E = 0,75$

15,6 km<sup>2</sup>, sendo que, aproximadamente, 75% está na área urbana ocupada, Figura 11.

O objetivo é analisar as dimensões necessárias e o grau de amortecimento de uma bacia dual, predimensionada com o uso dos gráficos desenvolvidos, para hidrogramas de projeto com períodos de retorno de 10 e 25 anos, e controlando uma área de cerca de 5 km<sup>2</sup>, a montante da seção 6.3 mostrada na Figura 11.

Atualmente uma parte da sub-bacia ainda encontra-se em estado natural, porém o vetor de urbanização da cidade tem crescido na direção da zona leste, o que irá consequentemente aumentar os picos de vazão na região central.

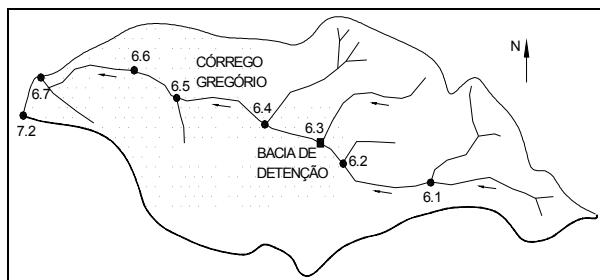


Figura 11. Caracterização da macro-drenagem da bacia do Córrego do Gregório.

### Modelo hidrológico EESC

O modelo de transformação chuva-vazão utilizado foi desenvolvido especificamente para a área da cidade de São Carlos, abrangendo as bacias dos córregos do Gregório e do Monjolinho, com área de drenagem, até a passagem da linha férrea, de 76 km<sup>2</sup>.

O modelo é composto de três partes. Na primeira, define-se computacionalmente a configuração da rede de drenagem, acoplando-se todas as sub-bacias de cabeceiras e intermediárias a nós ou seções da rede de canais. Na segunda, com os principais parâmetros hidrológicos básicos de cada sub-bacia, realiza-se a transformação chuva-vazão por meio de metodologia estabelecida, a do Soil Conservation Service. Na terceira, considera-se a capacidade de transporte dos canais, levando-se em conta o propagação de propagação, realizado pela técnica da onda cínemática. Maiores detalhes do modelo são apresentados em Righetto, Porto & Villela (1993).

A aplicação do modelo, para períodos de retorno da chuva de 10 e 25 anos e duração de 1 hora, gerou na seção estabelecida para implantação da bacia de detenção, seção 6.3 na Figura 11, os hidrogramas mostrados nas Figuras 12 e 13. Por simples inspeção visual o hidrograma gerado pela função gama, com fator de aspecto  $n = 6$ , foi

escolhido para representar os hidrogramas de projeto no uso da metodologia desenvolvida neste trabalho.

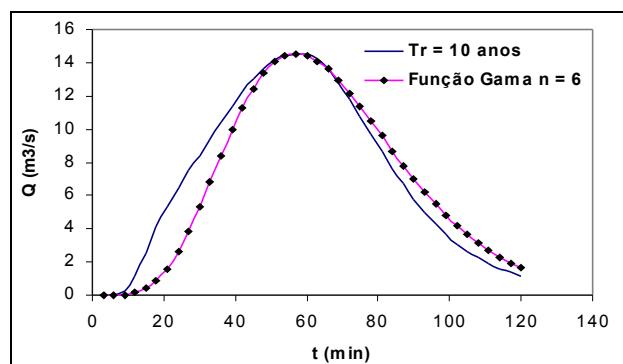


Figura 12. Hidrograma de projeto na seção 6.3, para  $Tr = 10$  anos.

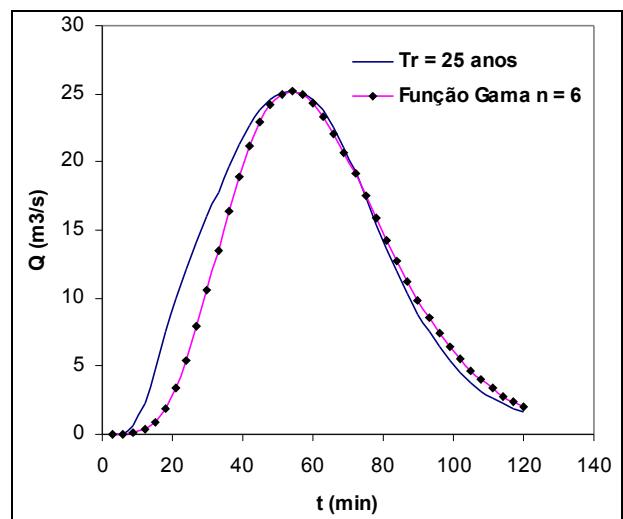


Figura 13. Hidrograma de projeto na seção 6.3, para  $Tr = 25$  anos.

### Aplicação da metodologia

Como critério de pré-dimensionamento da estrutura foi estabelecido que, até a vazão de pico do hidrograma com recorrência de 10 anos, somente o orifício colocado no fundo funcionaria, para garantir uma razão de amortecimento de 50%, isto é,  $Q^* = 0,50$ . A dimensão da carga hidráulica sobre o orifício, nesta condição, foi assumida igual ao parâmetro  $h_v$ , estabelecendo a cota da soleira do vertedor.

Os dados extraídos dos hidrogramas de projeto são:

$$Tr = 10 \text{ anos} - i_p = 14,55 \text{ m}^3/\text{s} - t_p = 3420 \text{ s e } n = 6$$

$$Tr = 25 \text{ anos} - i_p = 25,17 \text{ m}^3/\text{s} - t_p = 3240 \text{ s e } n = 6$$

### Primeira parte - somente o orifício funcionando.

Estabeleceu-se para o parâmetro geométrico  $b$  o valor  $7500 \text{ m}^3 \cdot \text{c}$ , o que significa que, sendo uma bacia com paredes verticais, a área em planta é de  $7500 \text{ m}^2$ . Evidentemente que a disponibilidade de área e de local com topografia favorável é sem dúvida o maior empecilho à implantação de uma bacia no meio urbano.

### Bacia com paredes verticais

Adotando  $C_d = 0,60$ , coeficiente de descarga do orifício, para  $c = 1,0$  e  $Q^* = 0,50$ , a sequência de cálculos é a seguinte:

- com  $Q^* = 0,50$  e  $n = 6$  na Figura 2 tira-se:  $P = 0,75$  e  $V^* = 0,44$
- usando  $P = 0,75$ ;  $i_p = 14,55 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $t_p = 3420 \text{ s}$ ;  $b = 7500 \text{ m}^2$  e  $c = 1,0$ , do adimensional  $P$ , expressão (I) obtém-se:  $K = 4,188$ , na equação (12) para  $q_o = 0,50 \cdot i_p = 7,27 \text{ m}^3/\text{s}$ , tem-se  $h_{\max} = 3,018 \text{ m}$  e também a área do orifício,  $A_o = 1,577 \text{ m}^2$ . Da equação (2) o volume máximo armazenado vale  $V_{\max} = 22635 \text{ m}^3$ .

### Segunda parte - Bacia dual

- considerando o hidrograma de projeto para um período de retorno de 25 anos, com  $i_p = 25,17 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $t_p = 3240 \text{ s}$  e os resultados do item anterior, fazendo  $h_v = h_{\max} = 3,018 \text{ m}$ , pelas expressões (I) e (II), tiram-se os adimensionais  $P = 0,542$  e  $B = 3,687$ .
- o terceiro adimensional  $E$ , expressão (III), depende de  $J$  e consequentemente da largura arbitrária do vertedor e do coeficiente de vazão  $C_{dv}$ . Portanto o método de cálculo, a partir deste ponto, é conduzido por experimentação dos valores da largura da soleira  $L_s$ , pois não há solução única para o problema. Evidentemente os valores do volume máximo e da altura d'água máxima gerados são decisivos para a escolha de  $L_s$ . Quanto menor for  $L_s$  mais eficiente na laminarização do hidrograma é a estrutura, porém as dimensões geométricas crescem. A título de exemplo, seja  $L_s = 1,50 \text{ m}$ , daí  $E = 0,749$ , para  $C_{dv} = 0,48$ .
- com os três adimensionais calculados,  $P = 0,542$ ,  $B = 3,687$  e  $E = 0,749$  escolhe-se entre os gráficos gerados aquele em que os valores de  $P$  e  $E$  mais se aproximam dos valores calculados.
- o gráfico da Figura 5, com  $c = 1,0$ ,  $P = 0,50$  e  $E = 0,75$  pode ser usado. Para  $B = 3,687$  e  $n = 6$ , tira-se  $Q^* = 0,65$ ,  $V^* = 0,44$ ,  $H^* = 1,62$  e  $T^* = 1,42$  e consequentemente, todos os parâmetros máximos do trânsito do hidrograma pela bacia podem ser determinados, tais como:  $q_p = 0,65 \cdot 25,17 = 16,36 \text{ m}^3/\text{s}$  –  $V_p =$

$$0,44 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \pi}{g}} \cdot 25,17 \cdot 3240 = 36719 \text{ m}^3 - t_p = 1,42 \cdot 3240 = 4600 \text{ s} - h_p = 1,62 \cdot 3,018 = 4,90 \text{ m}.$$

- a precisão do gráfico, a despeito dos valores de  $P$  e  $E$  calculados não serem exatamente iguais aos da Figura 5, pode ser verificada na comparação com resultados exatos determinados pelo programa computacional para  $c = 1,0$ ,  $P = 0,542$ ,  $B = 3,687$ ,  $E = 0,749$  e  $n = 6$ , na Tabela 1.

Tabela 1. – Comparação de resultados.

	Programa	Gráfico
$Q^*$	0,661	0,65
$V^*$	0,430	0,44
$H^*$	1,585	1,62
$T^*$	1,419	1,42

A maior diferença percentual ocorre no cálculo de  $H^*$ , o que, no caso, levou a uma diferença de cerca de 0,10 m na altura d'água, perfeitamente aceitável dentro dos propósitos da metodologia.

- dimensões principais calculadas da bacia: volume útil  $36719 \text{ m}^3$ , altura d'água máxima 4,90 m, largura do vertedor 1,50 m, área do orifício  $1,577 \text{ m}^2$ .
- outras soluções podem ser geradas facilmente fixando um valor diferente de  $Q^*$  na primeira parte e investigando valores de  $L_s$  que levem a uma altura d'água aceitável.

A Figura 14 mostra o resultado do cálculo computacional, desenvolvido através do modelo matemático, do trânsito do hidrograma com período de retorno 25 anos, pela bacia de detenção pré-dimensionada.

A Figura 15 apresenta a curva de vazão da bacia.

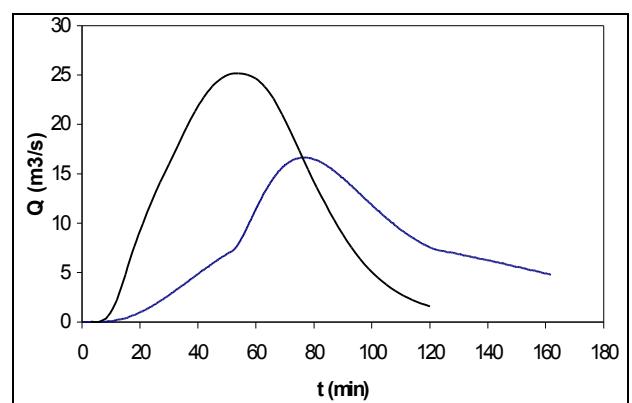


Figura 14. Hidrogramas afluente e efluente à bacia de detenção.

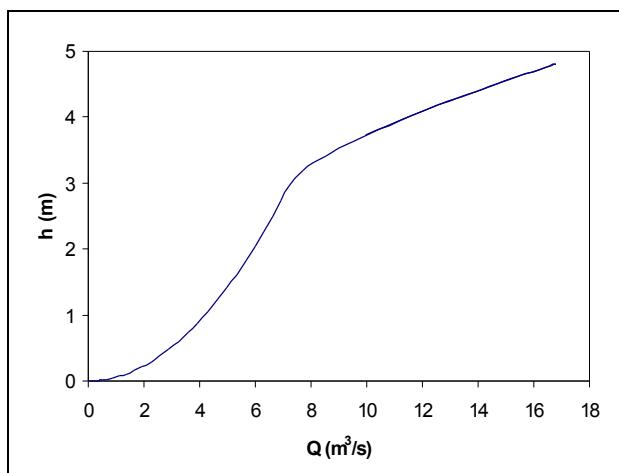


Figura 15. Curva de vazão da bacia de detenção.

Bacia com parâmetro topográfico  $c = 1,25$ 

Nas mesmas condições da aplicação anterior, porém adotando-se o parâmetro topográfico  $c = 1,25$  e fixando  $b = 5000 \text{ m}^{2,75}$  outra alternativa de estrutura pode ser avaliada. Para  $Q^* = 0,50$  e  $n = 6$  a Figura 3. fornece  $P = 0,70$  e  $V^* = 0,435$ , o que leva de modo análogo a  $K = 4,007$ ,  $A_o = 1,508 \text{ m}^2$ ,  $h_{\max} = 3,297 \text{ m}$  e  $v_{\max} = 22151 \text{ m}^3$ , quando somente o orifício trabalha.

Na segunda parte, pelas expressões (I) e (II), os adimensionais valem  $P = 0,48$  e  $B = 2,883$ . Adotando  $L_s = 2,00 \text{ m}$  o terceiro adimensional, pela expressão (III), vale  $E = 0,992$  e, portanto pode-se utilizar o gráfico da Figura 9, aproximando-se  $P = 0,48$  para  $P = 0,50$ .

Os resultados do gráfico são:  $Q^* = 0,66$ ,  $V^* = 0,415$ ,  $H^* = 1,44$  e  $T^* = 1,41$ , contra valores exatos do programa computacional  $Q^* = 0,665$ ,  $V^* = 0,408$ ,  $H^* = 1,461$  e  $T^* = 1,407$ , demonstrando mais uma vez uma precisão compatível com os propósitos.

As dimensões principais calculadas da bacia são: volume útil  $34633 \text{ m}^3$ , altura d'água máxima  $4,75 \text{ m}$ , largura do vertedor  $2,00 \text{ m}$ , área do orifício  $1,508 \text{ m}^2$ .

## BACIA DE DETENÇÃO DA PRAÇA CHARLES MILLER – SÃO PAULO

Para solucionar os históricos problemas de inundações na Av. Pacaembu, cuja galeria principal de deságüe que liga a Praça Charles Miller até o Canal do Saneamento próximo ao Rio Tietê, com extensão de 3000 m, já tinha capacidade de vazão bastante inferior à necessária, foi estudada e proposta uma solução não convencional pela implantação de um reservatório subterrâneo, para o amortecimento dos picos de enchente.

As características da bacia hidrográfica do córrego Pacaembu são bastante peculiares. Cerca de 70% da área que drena para a galeria, no trecho mais crítico até o Tietê, situa-se acima da Praça Charles Miller. A área de drenagem na praça é de  $2,22 \text{ km}^2$  e até o final da bacia  $3,15 \text{ km}^2$ , Canholi (1995).

Estudos hidráulico-hidrológicos de campo, para a calibração do modelo chuva-vazão utilizado, levaram a uma vazão de pico com período de retorno de 25 anos de  $43 \text{ m}^3/\text{s}$ , tempo de pico de 46 min, e hidrograma conforme a Figura 16.

A solução final resultou em um reservatório retangular, com estrutura de controle das vazões de saída composta por um orifício de fundo retangular de  $1,0 \text{ m}$  de base e  $0,5 \text{ m}$  de altura, uma soleira intermediária na cota  $742,40 \text{ m}$  com  $2,0 \text{ m}$  de largura e uma soleira superior, na cota  $744,00 \text{ m}$  para atender excessos de vazão. A cota de fundo do reservatório é  $737,75 \text{ m}$  e os coeficientes hidráulicos adotados foram, Canholi (1995).

Coeficiente de vazão do orifício  $C_d$  orifício = 0,65

Coeficiente de vazão do vertedor  $C_d$  vertedor = 2,15

Assumindo conforme a Figura 17, por simples inspeção visual, um fator de aspecto da função gama (Equação 9),  $n = 9$  para substituir o hidrograma de projeto da Figura 16, para o qual o volume a ser reservado para armazenamento é de  $74000 \text{ m}^3$ , com vazão máxima efluente de  $13 \text{ m}^3/\text{s}$  e tempo de pico de 80 min, os parâmetros adimensionais do método proposto podem ser calculados, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2. – Cálculo dos adimensionais do método (expressões I, II e III) e coeficiente K da Equação 12

$n$	$c$	$b$	$i_p (\text{m}^3/\text{s})$	$t_p (\text{s})$	$h_v (\text{m})$	Área orifício ( $\text{m}^2$ )	$C_d$ orifício	Largura vertedor (m)	$C_d$ vertedor
9	1	12250	43	2760	4,4	0,5	0,65	2	2,15
$\sqrt{\frac{2\pi}{n}}$	K	B	P	E	Vol ( $\text{m}^3$ )				
0,836	1,439	1,840	0,114	1,069	99162				



Figura 16. – Hidrograma de projeto da bacia da Praça Charles Miller Canholi (1995)

Na Tabela 2  $h_v = 4,4$  m é a diferença de cotas entre a soleira do vertedor (742,40 m) e a linha de centro do orifício retangular (738,00 m). Os valores calculados dos adimensionais  $P = 0,114$  e  $E = 1,069$  estão próximos daqueles utilizados para gerar os gráficos da Figura 18,  $P = 0,10$  e  $E = 1,0$ , portanto, utilizando estes gráficos para  $B = 1,84$ , tem-se:  $Q^* = 0,30$ ,  $V^* = 0,77$ ,  $H^* = 1,44$  e  $T^* = 1,62$ .

Isto resulta nos seguintes parâmetros de anteprojeto:

a)  $-Q^* = 0,30 = \frac{q_p}{i_p} \therefore q_p = 0,30 \cdot 43 = 12,90 \text{ m}^3/\text{s}$ , contra uma vazão máxima efluente de projeto igual a 13  $\text{m}^3/\text{s}$ .

b) -

$$V^* = 0,77 = \frac{V_p}{\sqrt{\frac{2\pi}{n} i_p \cdot t_p}} \therefore V_p = 0,77 \cdot 99162 = 76354 \text{ m}^3$$

contra um volume máximo de projeto a ser retido pelo reservatório de 74000  $\text{m}^3$ .

c)  $-H^* = 1,44 = \frac{h_p}{h_v} \therefore h_p = 1,44 \cdot 4,4 = 6,34 \text{ m}$ , que

corresponde a uma altura máxima no reservatório de  $h_{\max} = 6,34 + 0,25 = 6,59 \text{ m}$ , contra uma altura máxima de projeto de 6,25 m (744,00 – 737,75).

d)  $-T^* = 1,62 = \frac{t_{pe}}{t_p} \therefore t_{pe} = 1,62 \cdot 46 = 74,5 \text{ min}$ , contra

um tempo de pico da vazão efluente de projeto de 80 min.

Conforme se pode observar a maior discrepância, em termos absolutos, entre os valores de projetos e os gerados pelos gráficos da Figura 18, está no volume a ser retido, cerca de 3,0% maior que o especificado no projeto.

Isto é devido à aproximação do hidrograma da Figura 16 pela função gama. Para efeito dos objetivos do método proposto os resultados são bastante razoáveis.

### Comentários

A metodologia gráfica desenvolvida viabiliza o projeto preliminar de um reservatório de detenção, na ausência de especificações preliminares de suas dimensões, sem necessidade de se gerar, via computador, o trânsito do hidrograma pelo reservatório, a cada alternativa proposta. Basta, para isto, se dispor do hidrograma de projeto, correspondente a um determinado período de retorno, e approximá-lo pela função gama, definindo seu fator de aspec-to  $n$ .

Evidentemente que as variáveis hidrológicas, os parâmetros hidráulicos da estrutura, as características fisiográficas da bacia e os períodos de retorno estabelecido,

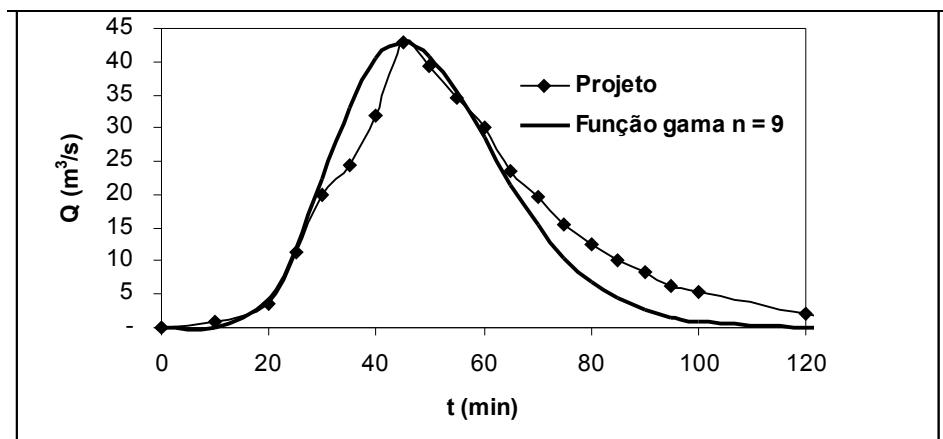


Figura 17. – Comparação do hidrograma de projeto com a função gama

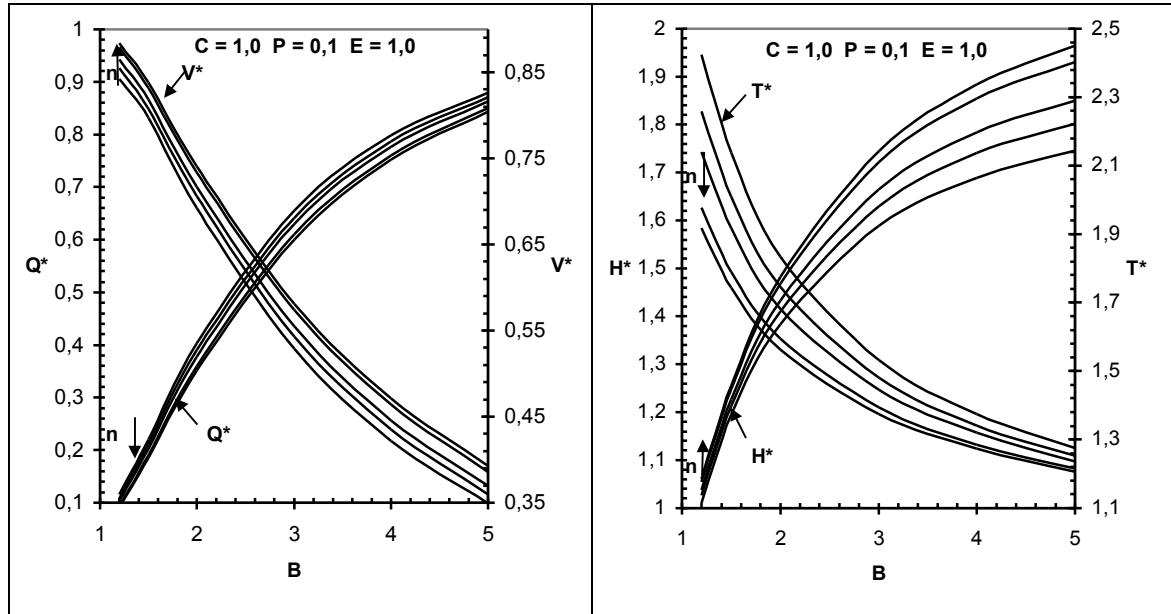


Figura 18. –  $c = 1,0$  ;  $P = 0,1$  ;  $E = 1,0$  para  $n$  de 4 a 9

são importantes na definição do volume reservado. Porém, é interessante a determinação preliminar da ordem de grandeza da relação entre o volume reservado e a área de drenagem que se pretende controlar, como indicador da exequibilidade da solução, tendo em vista as disponibilidades de área e outras necessidades preliminares no planejamento da obra, como, por exemplo, o aspecto topográfico do sítio.

Para o exemplo apresentado, a área da bacia do Córrego do Gregório, a montante da seção escolhida, seção 6.3 da Figura 11, totaliza cerca de 5 km<sup>2</sup>, e para um volume necessário médio da bacia de detenção de 36676 m<sup>3</sup>, média das duas alternativas propostas, a relação volume necessário/área controlada vale 73,4 (m<sup>3</sup>/ha).

## CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido para a elaboração da metodologia de cálculo apresentada permite estabelecer as seguintes conclusões.

Diferentemente do que preconiza Akan (1989), o aspecto do hidrograma de projeto, dado pelo fator  $n$ , influencia os resultados para uma bacia dual, mesmo nos casos em que a combinação dos adimensionais  $P$  e  $E$  é tal que as curvas de  $Q^*$  (razão de atenuação) como função do adimensional  $B$  são indistinguíveis aos valores de  $n$ .

Nos casos em que o adimensional  $E$ , que reflete a posição e a largura do vertedor, assume valores maiores que 1,5 a 2,0 a determinação do adimensional  $B$ , fixada a

razão de atenuação, independe da forma do hidrograma de projeto, dada pelo fator de aspecto  $n$ .

O cotejo da metodologia desenvolvida neste trabalho com os resultados de um caso real, elaborado com técnicas computacionais, demonstrou a precisão dos gráficos, para uso preliminar em verificação ou anteprojeto de uma bacia de detenção dual.

Embora somente um conjunto limitado de combinações entre os adimensionais  $c$ ,  $P$ , e  $E$  tenha sido objeto de análise numérica, os gráficos apresentados nas Figuras 5 a 10 cobrem uma faixa que representa muitas situações práticas.

A metodologia proposta atende ao critério de cálculo em que o hidrograma de projeto, para um período de retorno menor, é controlado pelo orifício e o hidrograma correspondente ao período de retorno maior é controlado pelo orifício e o vertedor retangular, trabalhando simultaneamente.

O uso da equação de trânsito na forma adimensional resulta na redução da dimensionalidade do problema de reservação. Ao invés dos dez parâmetros da equação original, somente cinco parâmetros são necessários para descrever a equação adimensionalizada, cuja solução cobre muitas situações de procedimentos padrões de propagação.

A metodologia proposta se presta também à análise de verificação em estruturas existentes.

## REFERÊNCIAS

AKAN, A. O., 1989. - Detention Pond Sizing for Multiple Return Periods, *Journal of Hydraulics Engineering*, ASCE, Volume 115, Number 5, pages 650-664.

AKAN, A. O., 1990. – Single Outlet Detention Pond Analysis and Design, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Volume 116, Number 2, pages 350-364.

BRAGA, B. P. F., 1998. - Controle de Cheias Urbanas em Ambiente Tropical, in: *Drenagem Urbana Gerenciamento, Simulação, Controle*, Editora da Universidade UFRGS/ABRH, pp. 51-65.

CANHOLI, A. P., 1995. - *Soluções Estruturais Não Convencionais em Drenagem Urbana*, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade São Paulo. 185 p. Tese de Doutoramento. Departamento de Engenharia Hidráulica.

DAL'FORNO, G. L., 1996. - *Modelo Semi-Analítico Para Análise de Vertedouros de Pequenas Barragens de Terra*, Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria. 66 p. Dissertação de Mestrado. Centro de Ciências Agrárias.

HAGER, W. H. & SINNINGER, R., 1985. - Flood Storage in Reservoir, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Volume 111, Number 1, pages 70-85.

HORN, D. R., 1987. - Graphic Estimation of Peak Flow Reduction in Reservoir, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Volume 113, Number 11, pages 144-150.

MC CUEN, R. H., 1982 - *A Guide to Hydraulic Analysis Using SCS Methods*. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

PORTO, R. M., 1989. - Atenuação de Vazões de Pico em Bacias de Detenção, *Revista Brasileira de Engenharia, ABRH*, Volume 7, Número 2, pp. 5-17.

PORTO, R. M., 1998. - Análise de Desempenho de Bacias de Detenção, in: *Drenagem Urbana Gerenciamento, Simulação, Controle*, Editora da Universidade UFRGS/ABRH, pp. 177-187.

RIGHETTO, A. M., PORTO, R. M. & VILLELA, S. M., 1993. - Adequação de Metodologia para Estudos Hidrológicos de Macro-Drenagem Urbana-Aplicação para a Cidade de São Carlos. X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Gramado, Rio Grande do Sul, 7 a 12 de Novembro de 1993. Vol 3, pp. 505-514.

## Design Procedures for Detention Basin Planning

### ABSTRACT

*This study presents an easy and practical methodology for design and evaluation of detention basins with outlet structures of the orifice type, weir type and both discharge devices simultaneously. The method is based on the usual reservoir routing technique, which couples the hydrologic storage equation with those describing flow through the outlet structures. The equations are rearranged in terms of five dimensionless parameters permitting that hydrological, hydraulic and topographical aspects are taken into account. A computer model is employed to solve the equations using an implicit finite difference schema. Maximum dimensionless values of main design variables are presented in a graphical form for various combinations of dimensionless parameters. The use of graphical results is demonstrated through an application example in design procedure. The graphics developed in this study are recommended for quick analysis in the preliminary design of a detention basin.*

*Key-words: urban drainage; detention basin; dimensionless.*