

## RELAÇÃO ENTRE AS VAZÕES MÁXIMAS DIÁRIA E INSTANTÂNEA

Eraly Alves Silva, Carlos E. M. Tucci

Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS - Porto Alegre, RS

### RESUMO

*A determinação da vazão máxima instantânea de projeto apresenta muitas incertezas devido ao reduzido número de postos fluviométricos com registradores no Brasil. Para os postos sem registradores a vazão máxima tem sido adotada como o maior de dois valores observados durante o dia.*

*O erro dessa estimativa aumenta à medida que o tempo de concentração da bacia diminui. Como o dimensionamento de obras e o controle de enchentes necessitam da vazão máxima instantânea, existe a tendência de subdimensionamento.*

*Nesse artigo foram utilizadas duas metodologias para buscar determinar a relação entre a vazão máxima instantânea e a maior de duas leituras diárias: (i) com base na regionalização dos dados de quatro Estados brasileiros (38 sub-bacias); (ii) com base em modelo hidrológico, considerando a precipitação e as principais características das bacias hidrográficas.*

*Os resultados obtidos para os dados observados e para algumas cidades brasileiras mostraram que o segundo método pode ser utilizado para reduzir as incertezas na determinação da vazão máxima instantânea.*

### INTRODUÇÃO

A vazão máxima é uma variável hidrológica necessária a diferentes projetos em Engenharia de Recursos Hídricos. Os dados hidrológicos disponíveis no Brasil, normalmente são de postos fluviométricos com apenas duas observações diárias. São poucas as estações com linígrafos, que permitem conhecer a evolução do hidrograma ao longo do tempo e a identificação do valor máximo, denominado aqui de vazão máxima instantânea. Os postos fluviométricos,

baseados somente em observadores, normalmente possuem duas leituras diárias (7 h e 17 h) e adotam como valor máximo o maior dos dois valores.

Essa simplificação usualmente pode ser adequada para bacias com tempo de pico maior que 1 dia (tempo entre o início da precipitação e o tempo de ocorrência da vazão máxima instantânea). Para bacias mais rápidas é necessário estabelecer algum artifício para estimar a razão entre a vazão conhecida e a vazão máxima instantânea.

Fuller (1914), appud Rémenieras (1965), apresentou a razão entre as vazões máxima média diária ( $Q_m$ ), e a máxima instantânea ( $Q_p$ ) em função da área da bacia e obteve uma função ajustada para uma região dos Estados Unidos. Vários outros autores apresentaram vazões desse tipo para diferentes regiões do mundo, algumas dessas resumidas na Tabela 1.

A grande dificuldade encontrada pela maioria desses autores, que encontraram baixos coeficientes de correlação, foi de que vários fatores interferem na razão entre as vazões e não apenas a área da bacia. Além disso, a falta de disponibilidade de séries confiáveis e longas que permitam uma melhor estimativa dessa razão e redução das incertezas, limita em muito as conclusões obtidas.

Nesse estudo foram desenvolvidas análises semelhantes às da literatura com base em dados brasileiros e utilizada uma metodologia inovadora baseada num modelo hidrológico que permite estimar esse coeficiente para um local onde são conhecidos a precipitação, tipo e uso do solo e as características da bacia, necessárias à estimativa do tempo de concentração.

### A FUNÇÃO

A razão entre a vazão máxima instantânea,  $Q_p$ , e a vazão máxima de dois

**Tabela 1. Relações entre vazões máximas da literatura.**

Autor	Região	Expressão
Fuller (1914)	Rio Tohickson	$Q_p / Q_d = 1 + 2,66A^{-0,30}$
Gray (1970)	M. Rochosas	$Q_p / Q_d = 3,90A^{*-0,22}$
Gray (1970)	Cypress Hills	$Q_p / Q_d = 10A^{*-0,46}$
Gray (1970)	Central Plains	$Q_p / Q_d = 11A^{*-0,26}$
Gray (1970)	Manitoba Encarpment	$Q_p / Q_d = 3,70A^{*-0,38}$
Correia (1983)	Portugal	$Q_p / Q_d = 1 + 1,20A^{-0,036}$
Tonini (1939)	Itália	$Q_p / Q_m = 1 + 68A^{-0,50}$
Cottechia (1965)	Itália ( $A > 120 \text{ km}^2$ )	$Q_p / Q_m = 32A^{-0,313}$
Cottechia (1965)	Itália ( $A > 120 \text{ km}^2$ )	$Q_p / Q_m = 16A^{-0,190}$
Tonini (1969)	Itália	$Q_p / Q_m = 2,39A^{-0,112}$
Tucci et al (1991)	Brasil	$Q_p / Q_d = 1 + 15,03A^{-0,59}$

A em  $\text{km}^2$ ; A\* em  $\text{mi}^2$ ; Qm = vazão máxima média diária.

valores diários, Qd, é definida aqui por:

$$c = \frac{Q_p}{Q_d} \quad (1)$$

Essa variável depende de vários fatores, onde os principais são os seguintes:

- i. precipitação: tempo em que inicia, distribuição temporal e espacial e seu total;
- ii. condições de umidade antecedentes à precipitação na bacia;
- iii. capacidade de infiltração, características do solo e de seu uso;
- iv. características do escoamento na bacia.

O parâmetro relacionado com a precipitação tem características aleatórias, como também as características de umidade da bacia. Os parâmetros pertinentes às características físicas da bacia e relacionados com a infiltração e o tempo do escoamento podem ser estimados com base no conhecimento das características da mesma.

O coeficiente c pode ser relacionado com os parâmetros mencionados, através da seguinte expressão:

$$c = f(\phi_i, \theta_j) \quad (2)$$

onde  $\phi_i$  são os  $m$  parâmetros relacionados com a precipitação e  $\theta_j$  são os  $n$  parâmetros relacionados com as características da bacia.

Os parâmetros utilizados para obter a função da Equação (2) foram: área de drenagem, comprimento do rio, declividade, e tempo de concentração, obtido pela equação de Kirpich. Apesar da limitação dessa equação para bacias maiores, os valores foram utilizados de forma relativa nas análises das tendências.

A seguir são apresentadas as duas metodologias para determinação do coeficiente.

## COEFICIENTE E RELAÇÕES FÍSICAS

### Procedimentos

Para analisar a variabilidade do coeficiente foram utilizados dois critérios: (i) análise gráfica de todos os valores disponíveis de um mesmo posto; (ii) ajuste de uma distribuição estatística às séries das vazões de pico (Qp) e das vazões máximas diárias (Qd). O coeficiente é calculado para cada tempo de retorno.

Para estudar a relação da Equação (2) foram utilizados gráficos individuais com cada variável envolvida e regressão múltipla de uma equação não-linear do seguinte tipo

$$C = aA^b.L^c.D^d.T^e \quad (3)$$

### Dados utilizados

Foram pré-selecionadas 59 bacias hidrográficas nos estados do Rio Grande do

Sul, Santa Catarina, Paraná e São Paulo, com área de drenagem variando entre 46,7 e 4764 km<sup>2</sup>. Os critérios de seleção foram: bacia com área menor que 5.000 km<sup>2</sup> e disponibilidade de dados de linígrafo. Desses resultaram 38 postos após uma seleção mais detalhada. A

região das bacias em estudo é apresentada na Figura 1. Resultaram 302 anos de dados, com uma série média de 8 anos, sendo que a menor série tinha 2 anos e a maior 18 anos. A distribuição dos postos de acordo com o tamanho da bacia é apresentada na Figura 2.

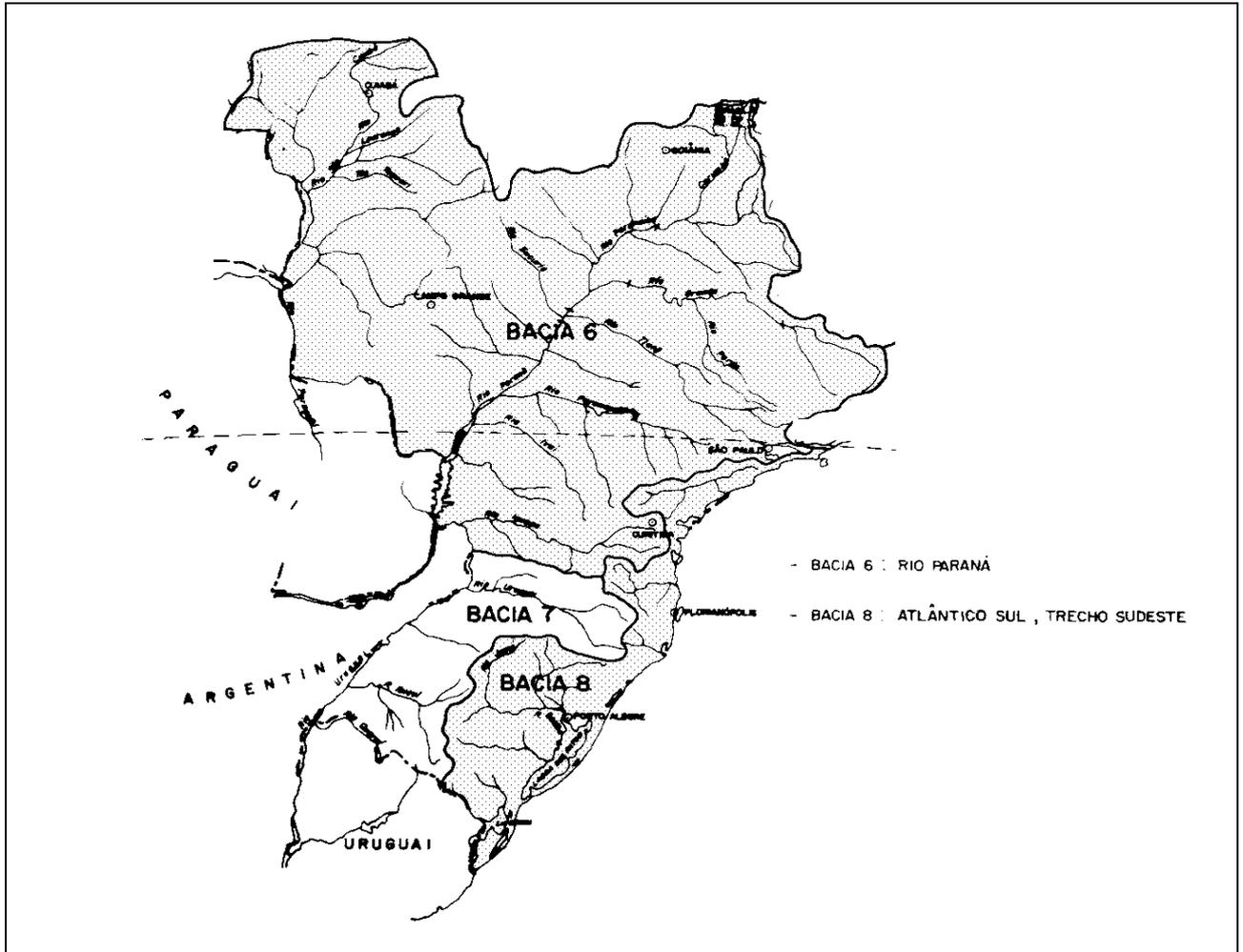


Figura 1. Região analisada (bacias segundo classificação do DNAEE).

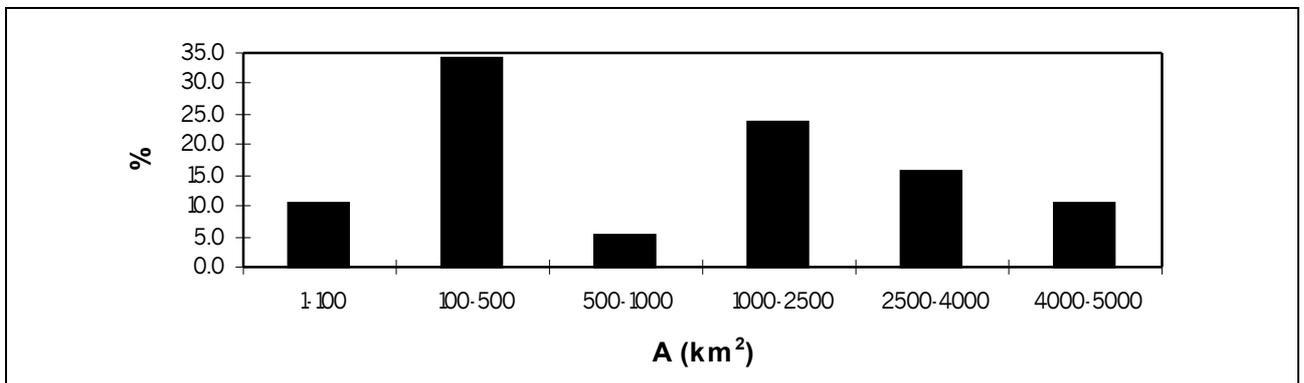


Figura 2. Distribuição dos postos de acordo com a área.

Na Tabela 2 são apresentados os postos e as principais características físicas. Para alguns desses postos não foi possível obter algumas das principais características ao longo do estudo, como se observa na referida tabela.

## Resultados

**Coefficientes e características físicas.** Nas Figuras 3 a 5 são apresentados os gráficos que

relacionam o coeficiente e área de drenagem, comprimento e declividade para os coeficientes médios das diferentes bacias. Nesses gráficos, onde foram traçadas as linhas de tendência e a envoltória superior aos pontos (linha tracejada), pode-se observar uma tendência com pequena correlação. Como era esperado, a variabilidade mais significativa ocorreu para bacias com áreas de drenagem menores que 500 km<sup>2</sup> e tendência de decréscimo do coeficiente com o aumento da variável.

**Tabela 2. Postos estudados.**

Nome da Estação	Nome do Curso d'Água	Estado	Área (km <sup>2</sup> )	Comp. rio principal (km)	Declividade (m/km)	tc (hs)
Campo Bom	Rio dos Sinos	RS	2864	131,0	6,33	19,9
Passo Carreiro	Rio Carreiro	RS	1829	179,0	2,10	38,6
Passo Bela Vista	Rio Jacuí	RS	4470	153,0	1,31	41,0
Itaporanga	Rio Itajaí do Sul	SC	1774	65,0	3,05	15,3
Taió	Rio Itajaí do Oeste	SC	1575	54,7	4,83	11,3
Ibirama	Rio Hercílio	SC	3314	123,5	2,44	27,4
Barbosa Ferraz	Rio Corumbataí	PR	3294	174,3	3,28	31,9
Balsa do Cerro Azul	Rio Ribeira do Iguape	PR	4570	210,1	2,65	39,9
Balsa do Cantu	Rio Cantu	PR	2513	149,4	3,65	27,2
Pinhais	Rio Iraí	PR	417	27,0	1,04	11,8
L. Afonso Camargo	Rio Atuba	PR	103	25,0	1,68	9,2
Santa Clara	Rio Jordão	PR	3913	192,3	2,60	37,6
Quinta do Sol	Rio Mourão	PR	1534	112,8	4,57	20,1
Fragosos	Rio Negro	PR	800	77,8	3,21	17,3
Vila Silva Jardim	Rio Piarapó	PR	4627	211,6	2,71	38,8
Ponte da Caximba	Rio Barigui	PR	257	74,5	1,11	25,1
Jus. Ribeirão Ciclone	Rio Cafezal	PR	46,7	8,5	18,65	1,6
Jaguariúna	Rio Jaguari	SP	2180			
Tapiratiba	Rio Guaxupé	SP	449			
Olaria dos Padres	Rio Itararé	SP	4200			
Itaporanga	Rio Verde	SP	1430			
Fazenda Agrolim	Rio Taquari	SP	2120			
Buri	Rio Apiai-Guaçu	SP	1990			
Fazenda Barra	Rio Turvo	SP	3830	129,5	0,98	40,4
Invernada Recreio	Rio Jacaré-Pepira	SP	1640			
Rosas	Rio Juquiá	SP	130			
Cravorana	Rio Cachoeira	SP	404	45,0	11,61	6,9
Embu-Guaçu	Rio Embu-Guaçu	SP	114			
Baixo Cotia	Rio Cotia	SP	242	30,9	3,20	8,5
Guará	Ribeirão da Estiva	SP	264			
Faz. São João da Mata	Ribeirão Lambari	SP	67			
Analândia	Rio Corumbataí	SP	59	12,2	8,23	2,9
Batatais	Ribeirão dos Batatais	SP	178			
Córrego Rico	Córrego Rico	SP	435			
Fazenda Santa Tereza	Rib. Rancho Queimado	SP	142	12,5	5,75	3,4
Buriti	Ribeirão Buriti	SP	84			
Viradouro	Córrego da Sucuri	SP	143	22,0	4,56	5,7
Fazenda Vera Paz	Rib. das Palmeiras	SP	687			

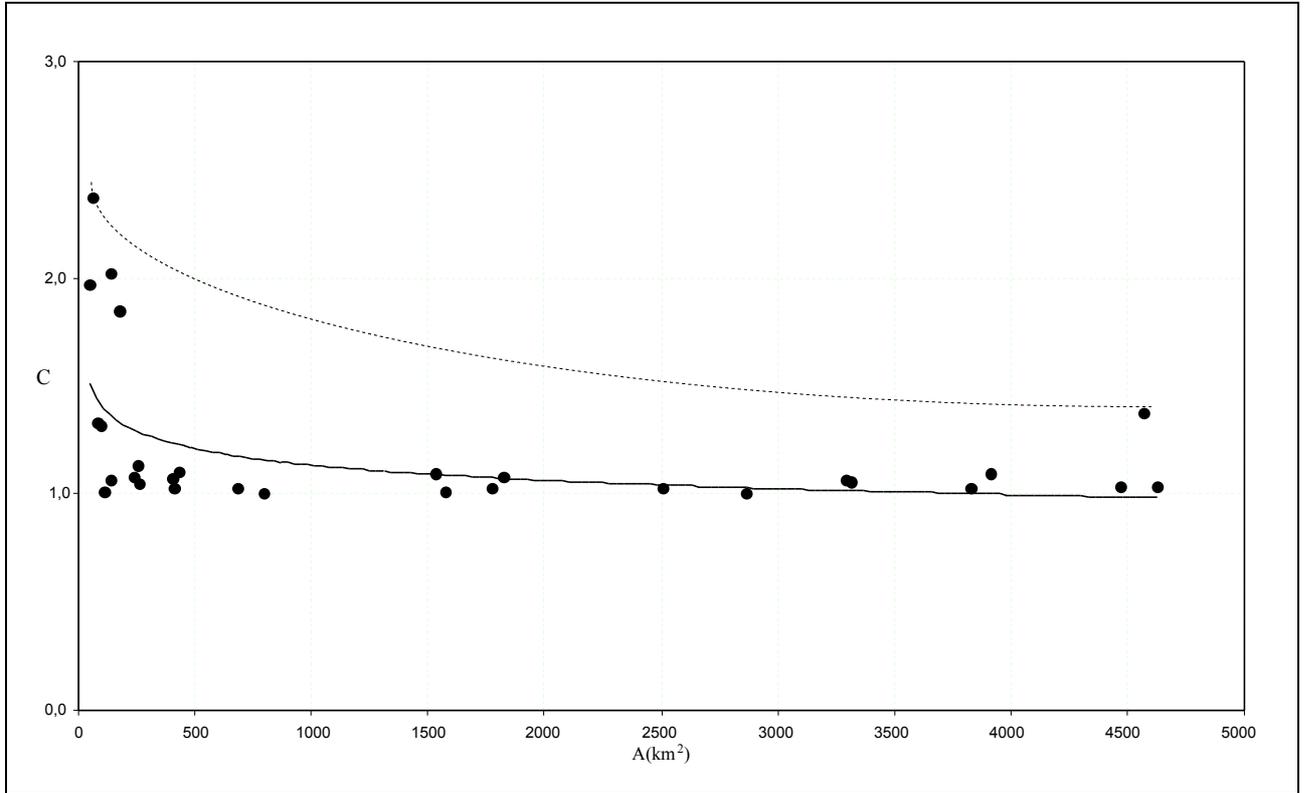


Figura 3. Relação C-Área.

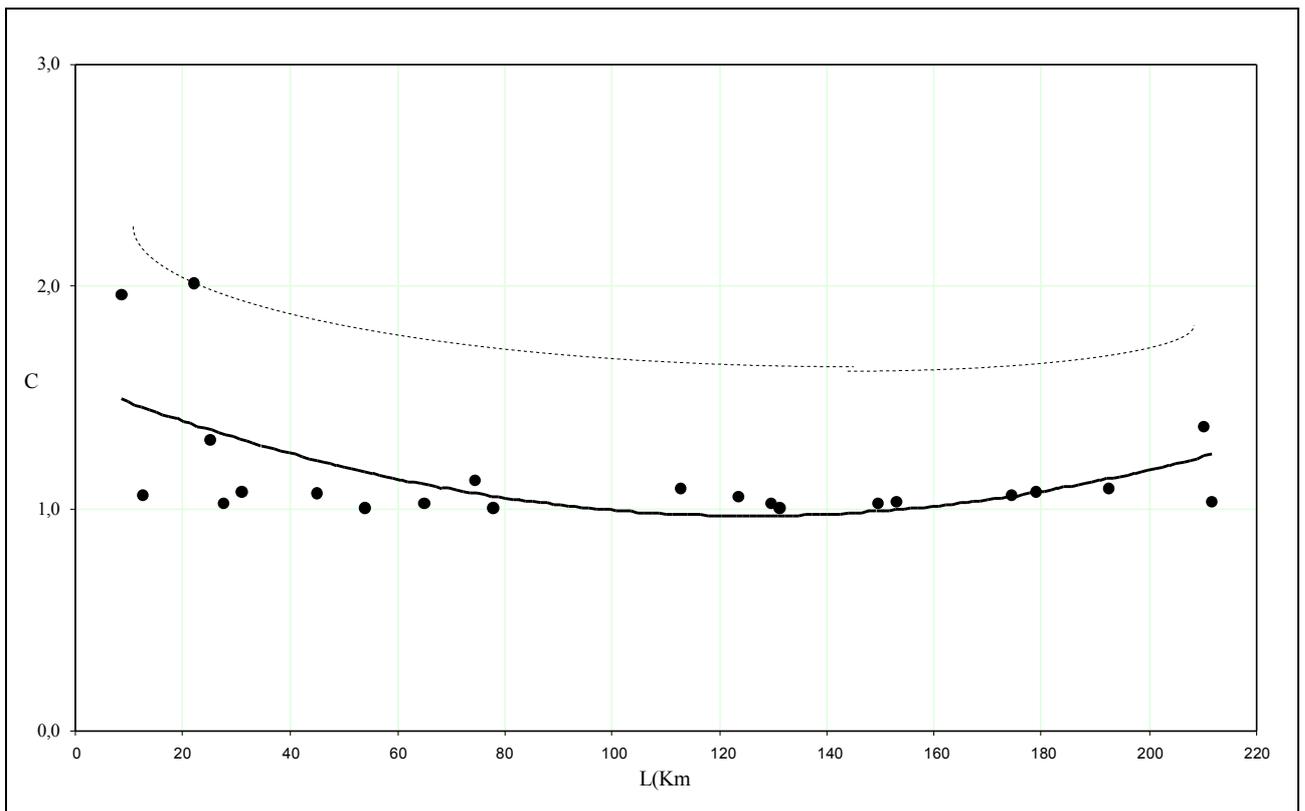


Figura 4. Relação C-Comprimento de rio.

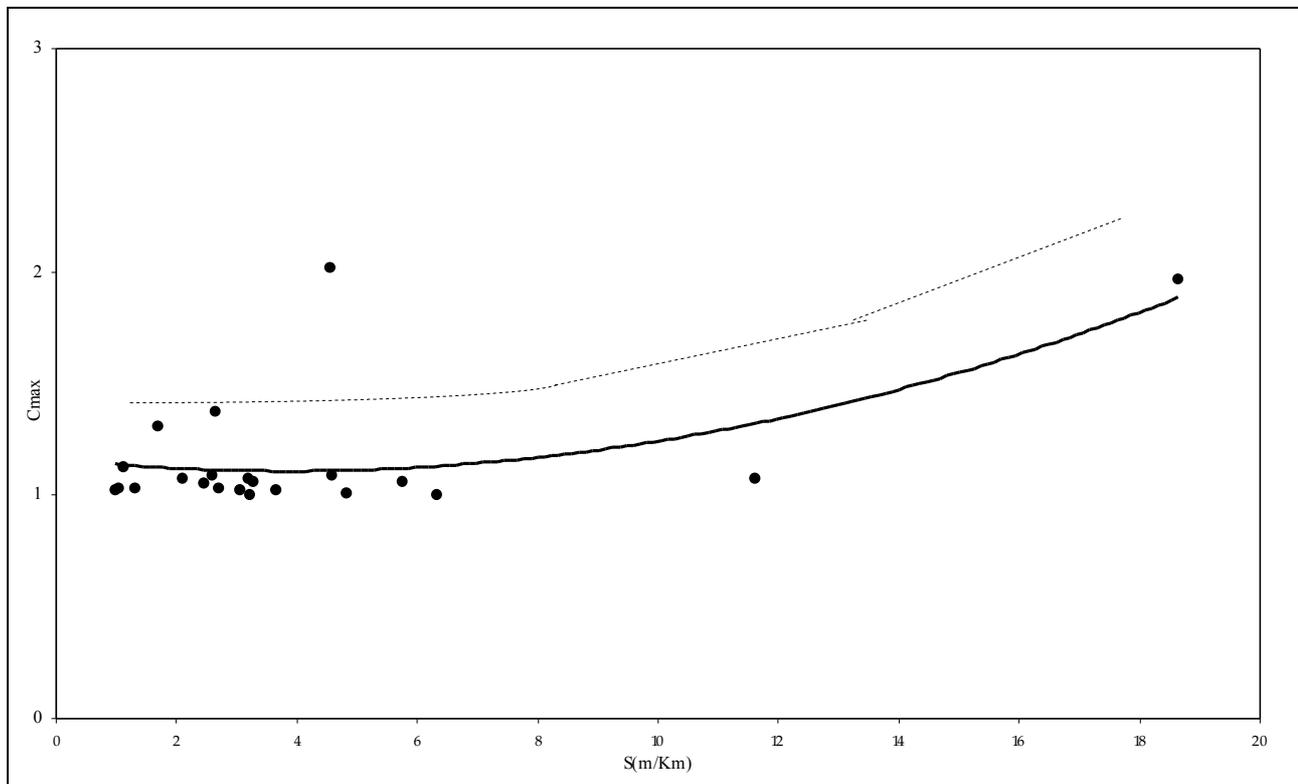


Figura 5. Relação C-Declividade de rio.

Com relação ao comprimento de rio, não foi verificada tendência definida; porém, é possível perceber maior variabilidade na faixa inferior do intervalo analisado.

O coeficiente  $c$  variou proporcionalmente à declividade do rio, para as bacias com dados.

A regressão múltipla com as variáveis área e comprimento apresentou um coeficiente de determinação de apenas 56,1% com base em 19 bacias, o que é um valor de correlação baixo para a estimativa de  $c$ . A declividade foi desprezada por reduzir significativamente este coeficiente.

A regressão linear com as três variáveis isoladamente forneceu um coeficiente de determinação máximo de apenas 37,0% para a área.

**Coeficiente em função da área, tempo de concentração e tempo de retorno.**

Às séries dos valores máximos instantâneos e para o máximo de dois valores diários dos postos foi ajustada a distribuição Log-Pearson III, apesar destas possuírem pequeno

número de valores. O ajuste foi realizado de forma independente para as séries e depois calculado o coeficiente. Na Figura 6 pode-se observar os valores dos coeficientes em função do tempo de retorno para os postos com séries acima de 9 anos de dados. Nesse caso, é possível observar uma redução da variabilidade com o tempo de retorno, apesar das incertezas serem maiores para os tempos de retorno maiores.

Nas Figuras 7 a 9 são apresentadas as variabilidades dos coeficientes em função do tempo de concentração para os tempos de retorno de 5, 10 e 25 anos. O tempo de concentração inclui as variáveis declividade e comprimento do rio, que possuem grande correlação com a área da bacia. O tempo de concentração foi calculado pela equação de Kirpich, apesar dessa equação ser adequada somente para bacias pequenas. A mesma tem a finalidade apenas de envolver as variáveis que influenciam o tempo de deslocamento do fluxo na bacia.

Pode-se observar desses resultados, que o coeficiente apresenta pequena variabilidade para diferentes tempos de

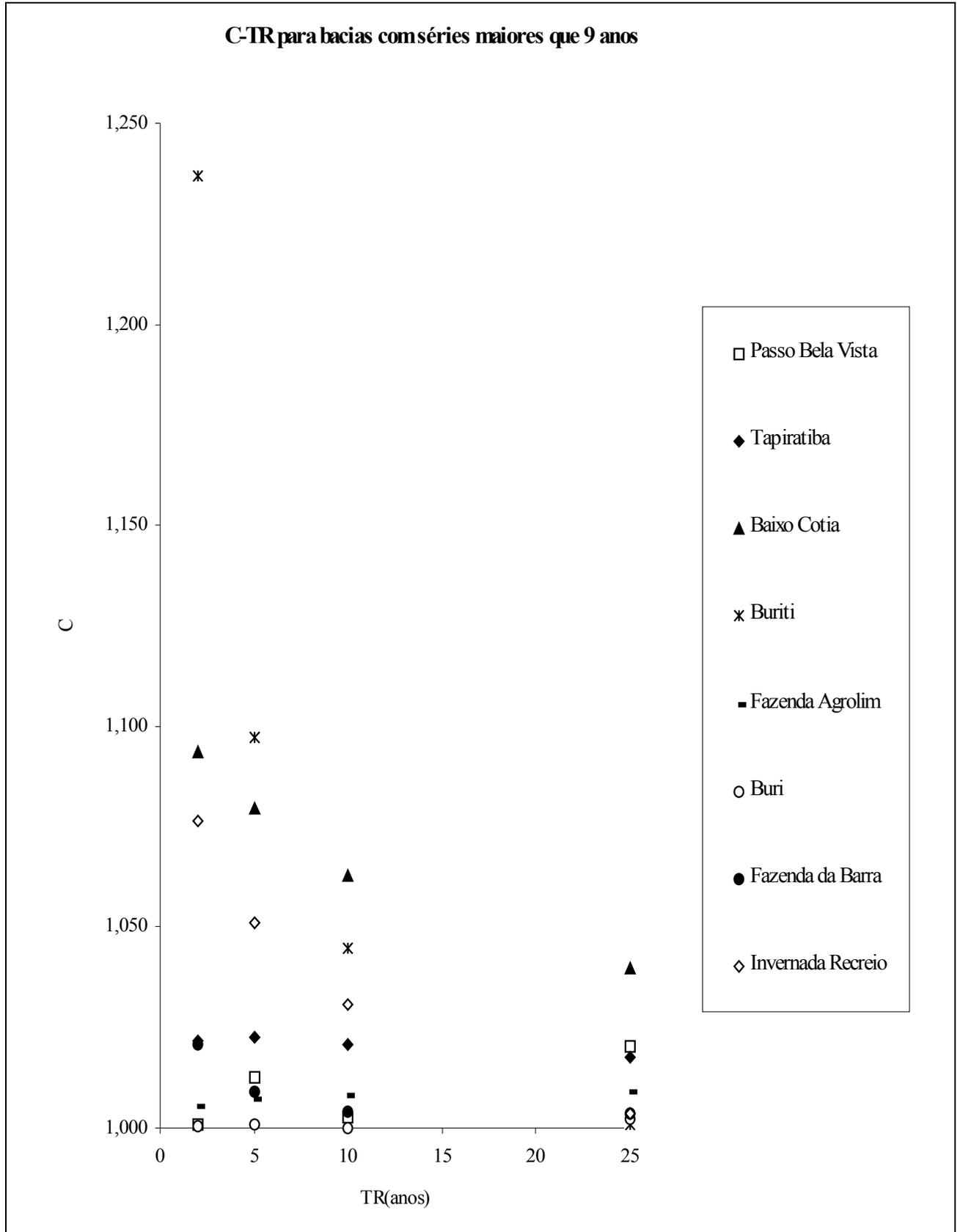


Figura 6. Relação entre C e Tr.

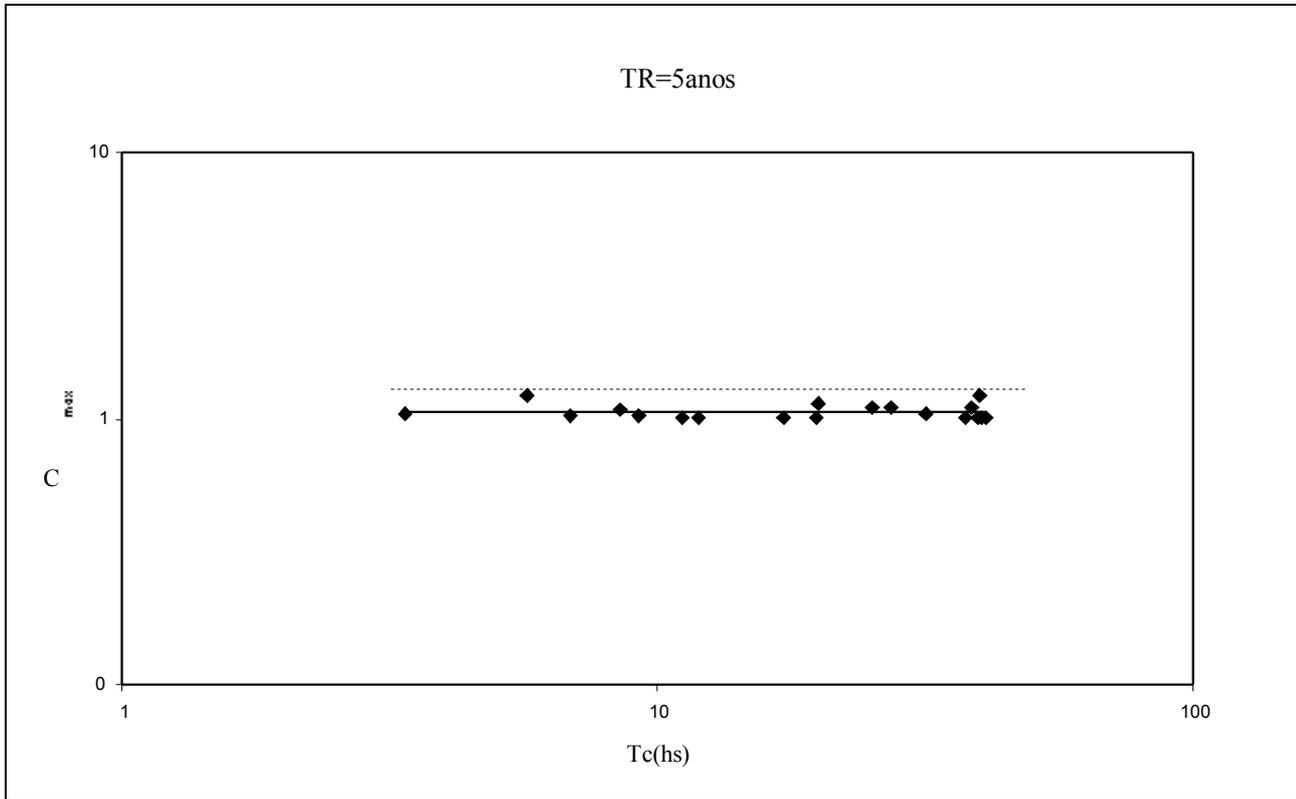


Figura 7. Relação entre C e tc para Tr = 5 anos.

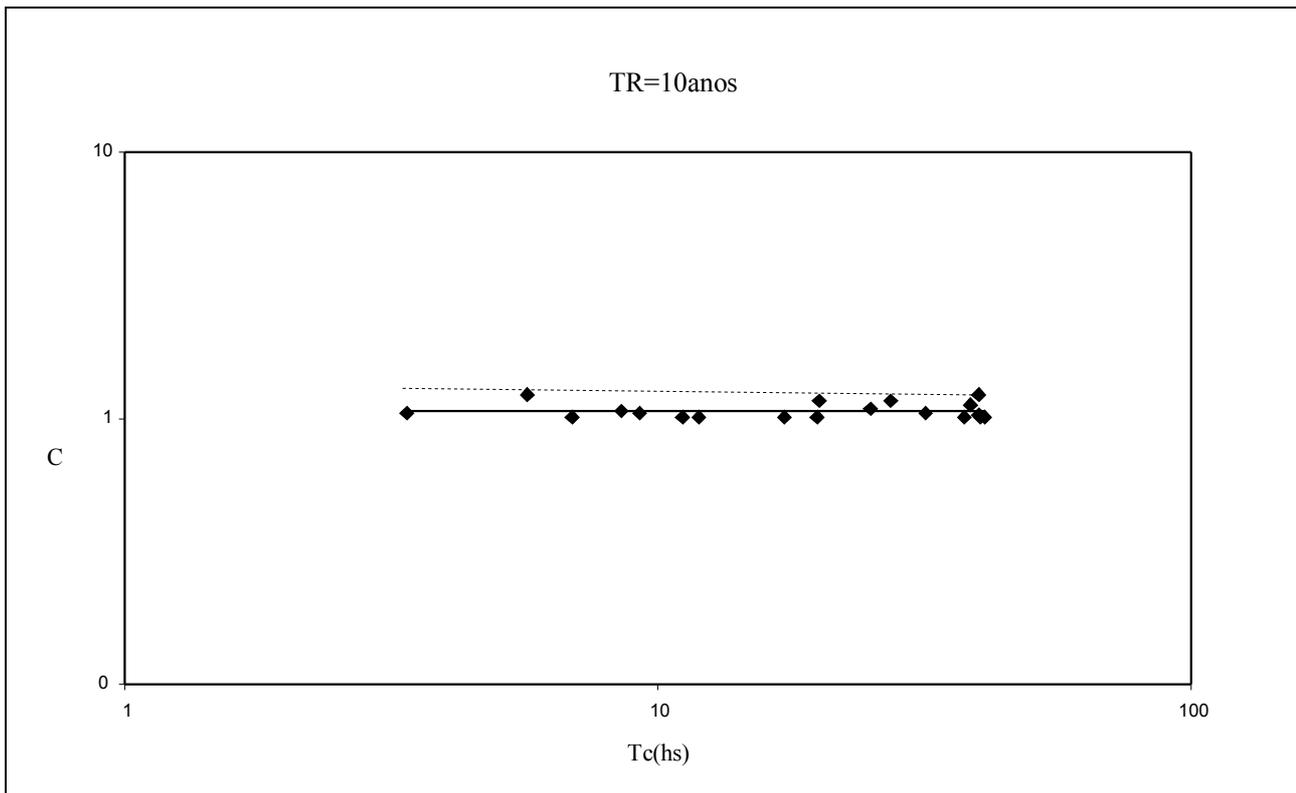


Figura 8. Relação entre C e tc para Tr = 10 anos.

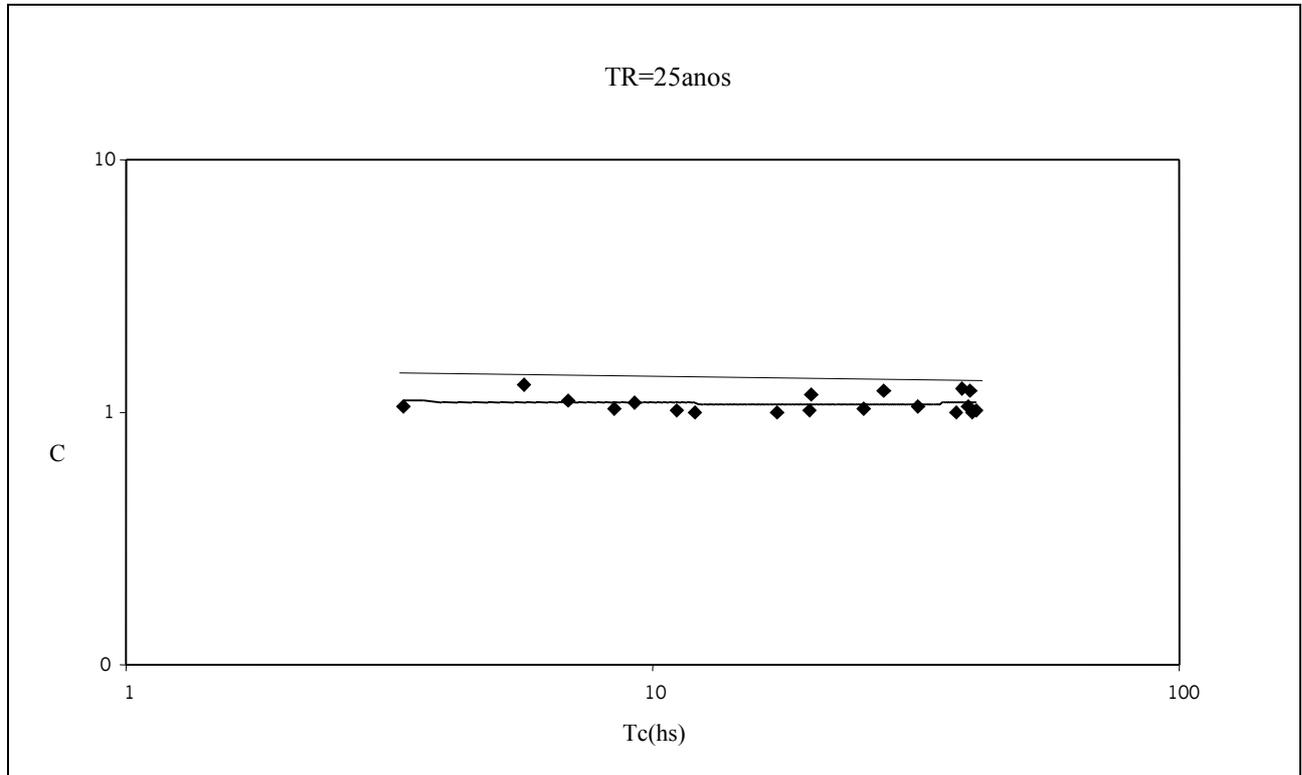


Figura 9. Relação entre C e tc para Tr = 25 anos.

concentração porque as bacias com dados para cálculo não apresentaram grande variabilidade dos seus coeficientes. Nota-se, contudo, tendência de decréscimo de c com o aumento do tempo de concentração.

Os resultados com base nos dados disponíveis foram frustrantes a medida que não produziram uma relação definida para utilização na região em análise, mas mostraram o seguinte:

1. é pequena a quantidade de dados disponíveis para análise e controle de cheias em pequenas e médias bacias brasileiras;
2. séries pequenas e pouco representativas de vazões máximas instantâneas;
3. os fatores que interferem na determinação do coeficiente podem produzir uma variabilidade importante no mesmo, de acordo com as condições de ocorrência das precipitações, que os dados não permitem estimar devido ao reduzido tamanho das séries.

## AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE COM BASE EM MODELO HIDROLÓGICO

A Equação (2) identificou a relação do coeficiente com as variáveis e parâmetros que pode estimar o mesmo. A seguir são formulados cada um dos elementos da modelagem que permite definir a referida equação.

### Parâmetros da precipitação

As precipitações que geram o hidrograma na bacia iniciam no tempo  $t_0$  dentro de um período de 24 horas entre 17 horas do primeiro dia até 17 horas do segundo dia. A intensidade da precipitação com um determinado período de retorno,  $Tr$ , é obtida pela curva IDF (intensidade-duração-freqüência), geralmente expressa por:

$$I = \frac{a \cdot Tr^c}{(t + b)^n} \quad (4)$$

onde  $T_r$  é o tempo de retorno em anos;  $I$  é a intensidade da precipitação em mm/h;  $t$ , a duração em minutos e,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $n$  são parâmetros ajustados para o local.

Para um valor de  $T_r$  conhecido ou escolhido, o termo superior da razão da Equação (4) fica  $a = a \cdot T_r^c$  e esta fica:

$$I = \frac{a}{(t + b)^n} \quad (5)$$

A precipitação  $P$  (mm) com duração  $t$  é obtida por:

$$P = \frac{I \cdot t}{60} = \frac{a \cdot t}{60 \cdot (t + b)^n} \quad (6)$$

A distribuição temporal da precipitação  $P$  pode ser realizada pelo método de Chicago (Keifer e Chu, 1957). Nesse método, o hietograma tem um pico localizado, segundo um fator  $\gamma$  da duração total da precipitação  $t$ . O período antes do pico é  $t_b = \gamma t$ , enquanto que o período após o pico é  $t_a = (1 - \gamma)t$ . Considerando a origem do tempo no pico, a precipitação acumulada antes e depois do pico são obtidas, respectivamente por:

$$P(\tau) = \frac{a\tau}{(\gamma / t + b)^n} \quad (7)$$

$$P(\tau) = \frac{a\tau}{[\tau / (1 - \gamma) + b]^n}$$

onde  $\tau$  é um determinado instante (tempo) adotado a partir do eixo (Figura 10).

Para considerar a distribuição espacial na análise, seria necessário o conhecimento da relação entre área, precipitação e duração; para isto, é necessário dispor de registros de pluviógrafos para vários eventos chuvosos. Como estas informações são raras, foram adotados valores de redução devido a variabilidade espacial das precipitações citados na literatura. Segundo Tucci (1993) os coeficientes de redução podem ser considerados como valores entre 0,85 e 0,91.

Portanto, os parâmetros aqui identificados foram: **to**, **a**, **b**, **n**, **Tr** e  $\gamma$ .

## Parâmetros da bacia

A bacia hidrográfica pode ser representada por um modelo hidrológico, tendo seus parâmetros identificados na estrutura do modelo. Para essa análise foi utilizado o modelo SCS (SCS, 1975). Esse modelo tem uma estrutura simples com dois módulos básicos:

- i. separação do escoamento; e
- ii. propagação do escoamento.

A separação do escoamento é obtida através da seguinte equação:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P + S - I_a} \quad \text{para } P \geq I_a \quad (8)$$

$$P_e = 0 \quad \text{para } P \leq I_a \quad (9)$$

onde  $I_a$  é a perda inicial, em mm;  $S$  é a capacidade de armazenamento, em mm;  $P_e$  é a precipitação efetiva, em mm. O armazenamento  $S$  é obtido com base na equação seguinte:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (10)$$

onde  $CN$  é um parâmetro tabelado em função do tipo e das características do uso do solo e relevo. As perdas iniciais,  $I_a$ , para condições médias de umidade é  $I_a = 0,2S$ .

A propagação do escoamento é obtida com base no hidrograma unitário triangular, definido pelo tempo de pico  $t_p$  e  $t_c$ , o tempo de concentração. A vazão de pico do hidrograma unitário é obtida por:

$$Q_p = \frac{2,08A}{\Delta t / 2 + t_p} \quad (11)$$

onde  $t_p$  é o tempo de pico em horas e;  $\Delta t$  é o intervalo de tempo da precipitação, também em horas;  $A$  a área da bacia em  $\text{km}^2$ .

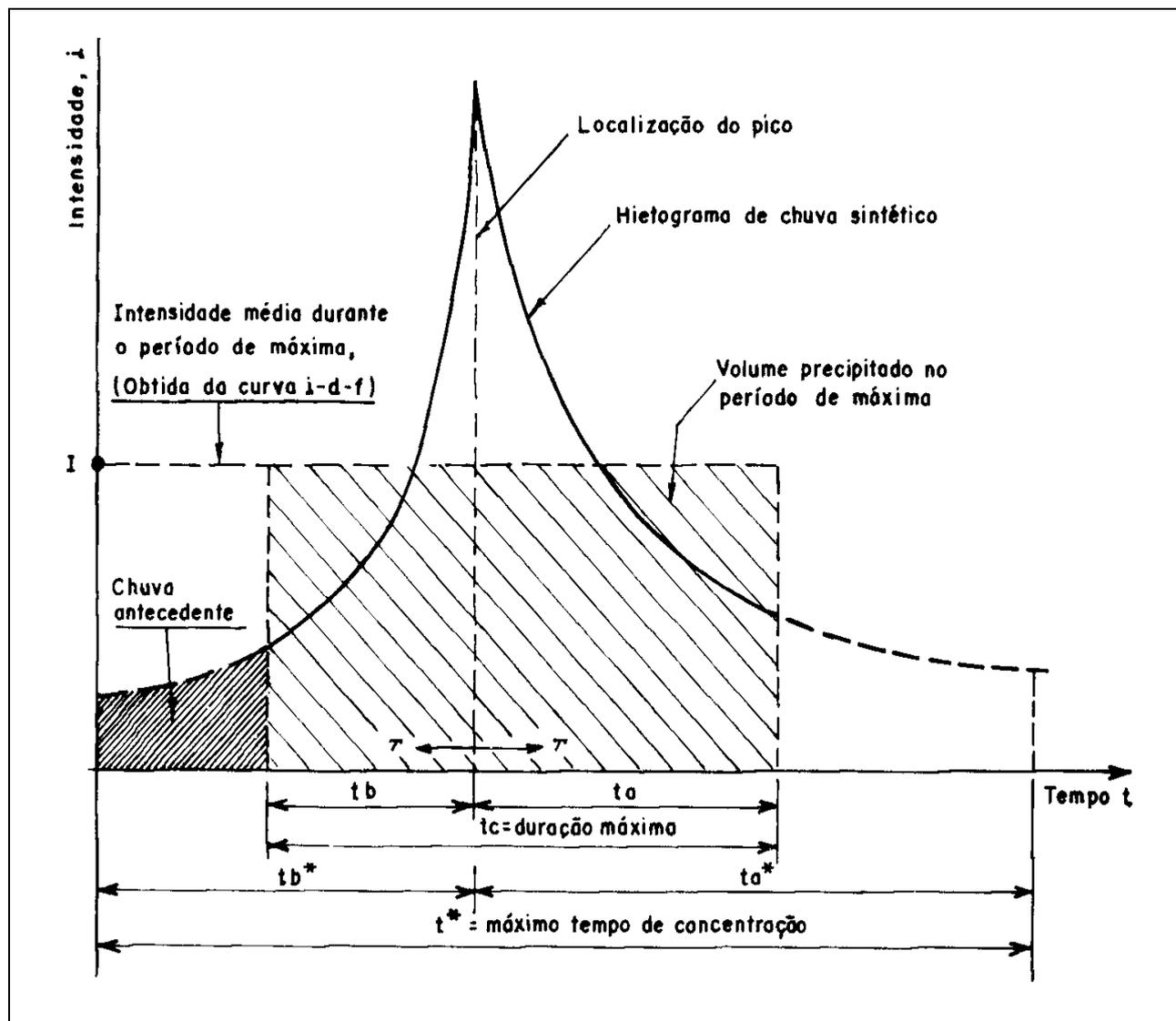


Figura 10. Características do hietograma definido pelo método de Chicago (Keifer e Chu, 1957).

### Definição dos parâmetros

Na simulação, o intervalo de tempo da precipitação foi definido buscando ter pelo menos quatro valores para representar a subida do hidrograma, ou seja (Tucci, 1993):

$$\Delta d = \frac{1}{3} t_p \quad (12)$$

Segundo Mockus, citado por Gray (1970), o tempo de pico e o tempo de concentração podem ser relacionados por:

$$t_p = 0,6 t_c \quad (13)$$

Dessa forma os parâmetros a serem definidos são:

1. A área da bacia A, que nesse caso pode ser fixada, já que não interfere no cálculo do coeficiente c;
2. O parâmetro CN que reflete as características físicas da bacia. Ao fixar esse parâmetro, define-se um determinado tipo de bacia;
3. O parâmetro t<sub>c</sub> define o tempo de deslocamento do escoamento na bacia em função do comprimento, declividade, rugosidade do rio, entre outros;

4. Os parâmetros  $a$ ,  $f(Tr)$ ,  $b$  e  $n$  caracterizam a curva de intensidade-duração-freqüência de um determinado local;
5. Os parâmetros  $t_0$ , tempo em que inicia a precipitação; e  $\gamma$ , fator de posicionamento do pico, que caracterizam a distribuição temporal da precipitação.

### Metodologia de estimativa do coeficiente $c$

Os parâmetros  $CN$  e  $t_c$  podem ser estimados para uma determinada bacia, e os parâmetros  $t_0$  e  $\gamma$  são aleatórios.  $Tr$  é, em geral, fixado. O parâmetro  $t_0$  varia entre 1 e  $m$ , onde  $m$  é o número de intervalos de tempo em 1 dia, definido com base no tempo de concentração ou tempo de pico (equações 12 e 13). O parâmetro  $\gamma$  varia entre 0 e 1, onde pode se posicionar o pico do hietograma. Para analisar a variabilidade do coeficiente, utilizou-se o método de Monte Carlo, ou seja, são gerados dois números aleatórios com distribuição de probabilidade uniforme entre 0 e 1, utilizando-se uma função geralmente existente nos compiladores. No caso foi utilizada a existente no compilador FORTRAN. O valor de  $t_0$  é estimado por:

$$t_0 = [\xi_1(m-1) + 1]\Delta d \quad (14)$$

onde  $\xi_1$  é um dos valores gerados com distribuição uniforme;  $\Delta d$  é a duração, em horas, do intervalo de tempo. A hipótese adotada é de que existe igual probabilidade de que a precipitação inicie em qualquer intervalo de tempo entre 1 e  $m$ .

O valor de  $\gamma$  é estimado por:

$$\gamma = \xi_2$$

onde  $\xi_2$  é o segundo valor gerado com distribuição uniforme entre 0 e 1. Aqui também admite-se uma distribuição uniforme para a ocorrência de  $\gamma$ .

Com esses valores de  $t_0$  e  $\gamma$ , e fixados  $CN$ ,  $Tr$  e  $t_c$ , é possível determinar o

hidrograma de saída da bacia, devido à precipitação definida pelo hietograma de Chicago, através do modelo SCS. Com base no hidrograma gerado são identificadas as vazões máximas dos horários usuais dos postos hidrológicos (Q7 e Q17) e o maior valor de vazão do hidrograma simulado ( $Q_{is}$ ). Nesse caso, o máximo não é necessariamente o instantâneo, mas o maior valor com a discretização adotada, o que é suficientemente preciso para a maioria dos estudos.

Após a geração de uma sequência suficientemente grande de números aleatórios é possível determinar o valor esperado de  $c$  e seu desvio padrão  $Sc$ . Nesse caso, foram gerados 1000 valores para cada variável. Verificou-se que aumentando esse número os resultados não se alteravam dentro da precisão esperada. Para a determinação do intervalo de confiança das estimativas foi considerado, como simplificação, que  $c$  apresenta uma distribuição Normal.

### Aplicação a curvas IDF

A metodologia foi aplicada a curvas IDF de três cidades brasileiras: Porto Alegre, Rio de Janeiro e São Paulo. Os coeficientes dessas cidades, de acordo com a Equação (4), são apresentados na Tabela 3.

A equação para Porto Alegre foi determinada através de pluviogramas máximos anuais de chuvas com durações entre 30 e 1440 minutos, para 20 anos de observação (Diaz, 1987). A equação aqui apresentada para São Paulo foi determinada com 25 anos de observações e séries parciais; tanto para esta, quanto para a utilizada para o Rio de Janeiro, não foi possível conhecer os períodos de validades das mesmas, ou seja, os intervalos das durações das chuvas utilizados nas determinações (Wilken, 1978).

Os valores escolhidos para análise foram os seguintes:

- i. valores de  $CN$ : 60, 70, 80 e 90, que representam uma faixa freqüente de valores encontrados nas bacias hidrográficas brasileiras;

Tabela 3. Coeficientes das equações IDF para as cidades analisadas.

Local	a	b	c	n	Autor
Porto Alegre	509,9	10	0,196	0,72	Diaz, O.
Rio de Janeiro	1239,0	20	0,150	0,74	Alcântara, U.
São Paulo	1747,8	15	0,181	0,89	Wilken, P. S.

- ii. valores de tempo de concentração: 6, 8, 12, 24, 36 e 48 horas, que representam tempos de resposta em bacias onde um procedimento como esse poderia ser aplicado, já que para tempos muito menores o uso de um simples coeficiente apresenta erros significativos;
- iii. tempos de retornos examinados: 2, 10, 25, 50 e 100 anos, que são os mais frequentemente utilizados na determinação da curva de probabilidades de um local.

Na Figura 11 é apresentada a variação do coeficiente  $c$  em função do tempo de concentração para uma equação IDF (São Paulo), com  $CN=60$  e  $Tr=50$  anos. Nessa curva são apresentados a curva do valor esperado de  $c$  e o intervalo de confiança para 95%. Como era de se esperar, o valor de  $c$  aumenta exponencialmente com a redução do tempo de concentração, juntamente com o intervalo de confiança, chegando a um valor esperado da ordem de 1,30 para o tempo de concentração de 6 horas.

Na Figura 12 é apresentada a variação do coeficiente  $c$ , em São Paulo, em função do tempo de concentração para diferentes valores de  $CN$ , considerando o tempo de retorno de 50 anos. Pode-se observar que para uma bacia de tempo de concentração de 6 horas a variação de  $c$  para uma bacia com  $CN$  entre 60 e 90 fica entre 1,35 e 2,00, o que indica a sensibilidade desse fator na definição do coeficiente. No entanto, para uma bacia com tempo de concentração próximo de 24 horas a diferença é pequena.

Na Figura 13 é apresentada a variabilidade do coeficiente em função de  $t_c$  e de  $Tr$ , para  $CN=70$ . Aqui também, como era de se esperar, a variação de  $c$  é muito sensível ao tempo de retorno e apresenta maior variabilidade para pequenos valores de  $t_c$ .

Na Figura 14 é apresentada a variação dos resultados em função do local ou da IDF, mostrando que os coeficientes são maiores no Rio de Janeiro, se comparado com São Paulo e Porto Alegre (para os postos estudados).

Nas Tabelas 4 a 6 são apresentados alguns dos valores obtidos nas simulações; estes representam um grupo maior de valores não representados graficamente.

### Análise com dados observados

A análise de aplicação desta metodologia possui as seguintes considerações.

Para obter a variação do coeficiente  $c$  em diferentes condições de bacias hidrográficas quanto ao tipo e características do solo e relevo, os valores de  $c$  foram estimados em função de  $CN$  e  $t_c$ , para cada tempo de retorno. Uma das variáveis do problema que não foi aqui considerada, mas que se observou que pode aumentar o desvio padrão da estimativa, foi a vazão inicial ou de base. Nessa análise foi considerada a vazão média como vazão inicial.

Para verificar a variação de  $c$ , foram utilizados dados de 3 das bacias hidrográficas analisadas. Foram selecionadas as bacias para as quais os valores de  $t_c$  eram conhecidos e que possuíam séries de vazões máximas com pelo menos dez anos.

A análise foi realizada considerando as curvas IDF de três cidades brasileiras: Cruz Alta-RS, Lins-SP e Avaré-SP. Estas são as cidades próximas às bacias dos rios Jacuí em Passo Bela Vista no Estado do Rio Grande do Sul, Turvo em Fazenda da Barra e Cotia em Baixo Cotia no Estado de São Paulo, respectivamente.

Os coeficientes da curva IDF dessas cidades foram determinados pela transformação logarítmica sobre esta mesma

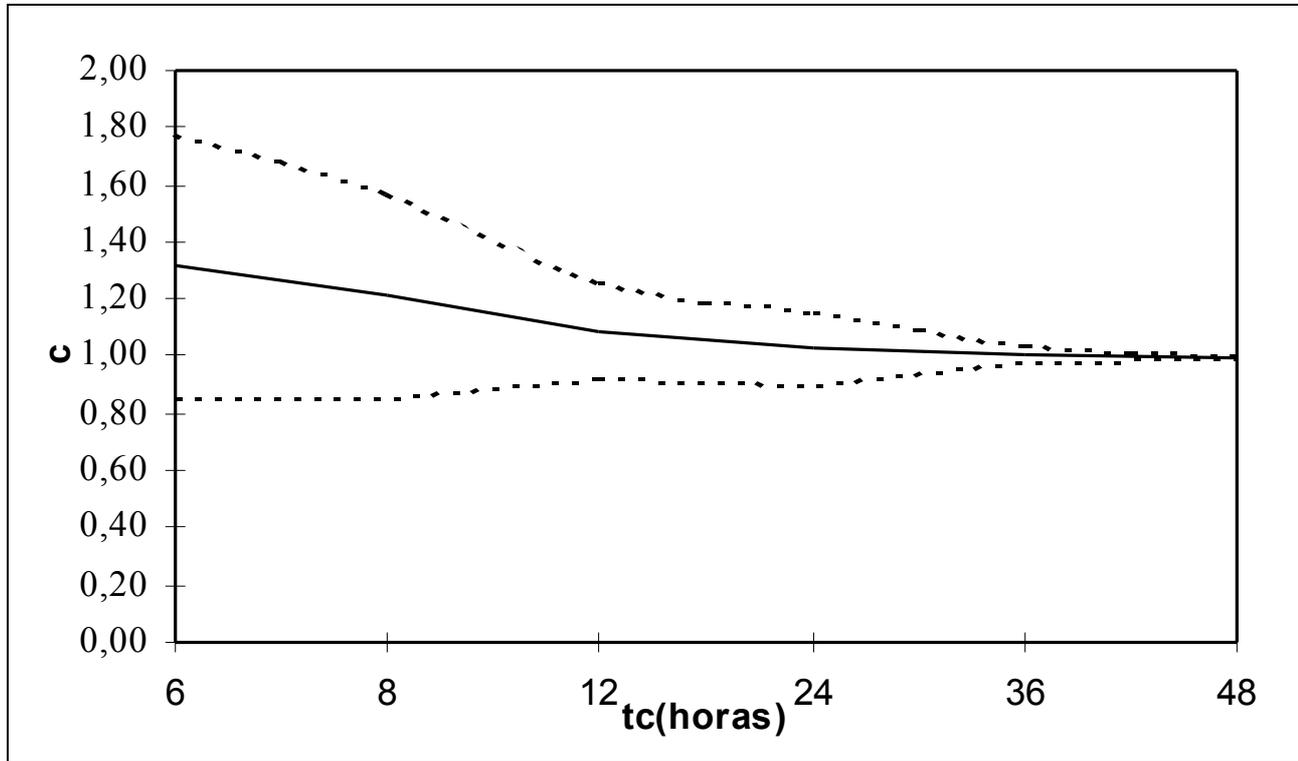


Figura 11. Coeficiente c em função do tempo de concentração para IDF de São Paulo, CN=60 e Tr=50 anos. As curvas tracejadas são os intervalos de confiança de 95%.

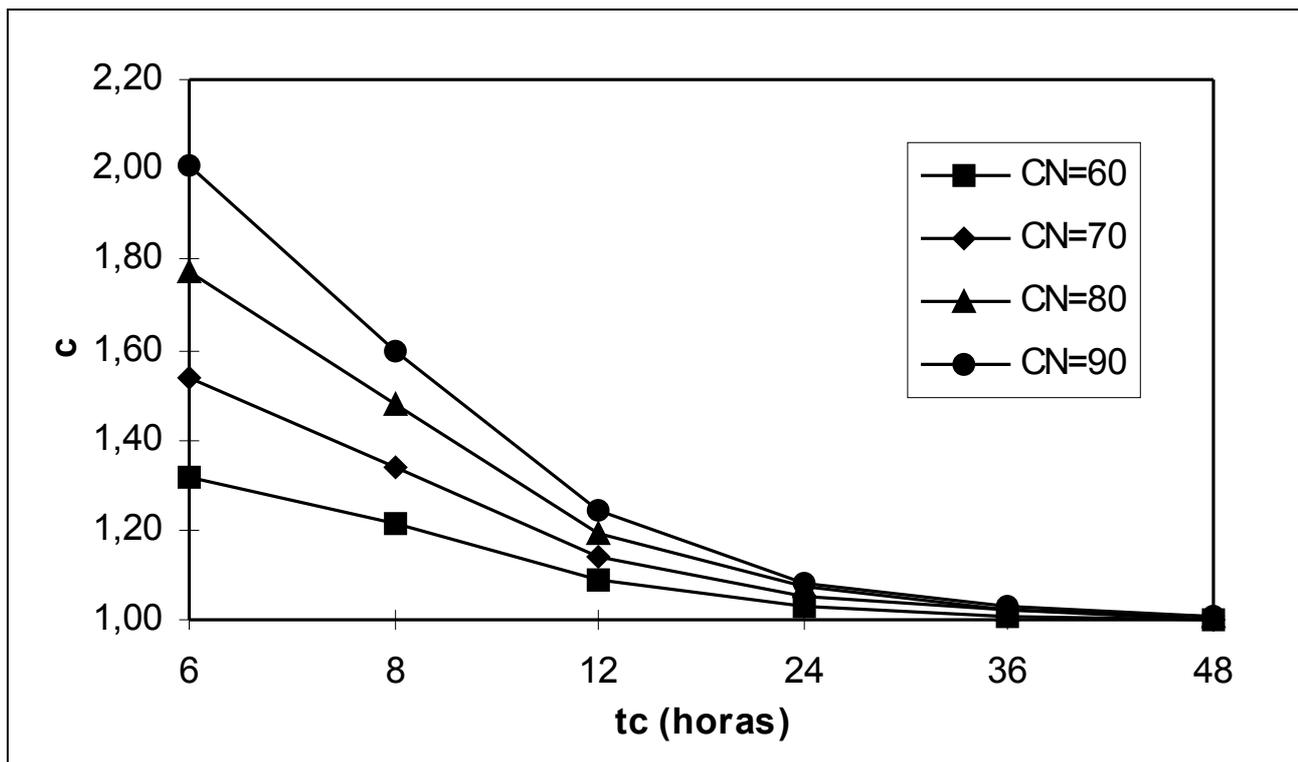


Figura 12. Coeficiente c em função do tempo de concentração para IDF de São Paulo, com tempo de retorno de 50 anos para diferentes valores de CN.

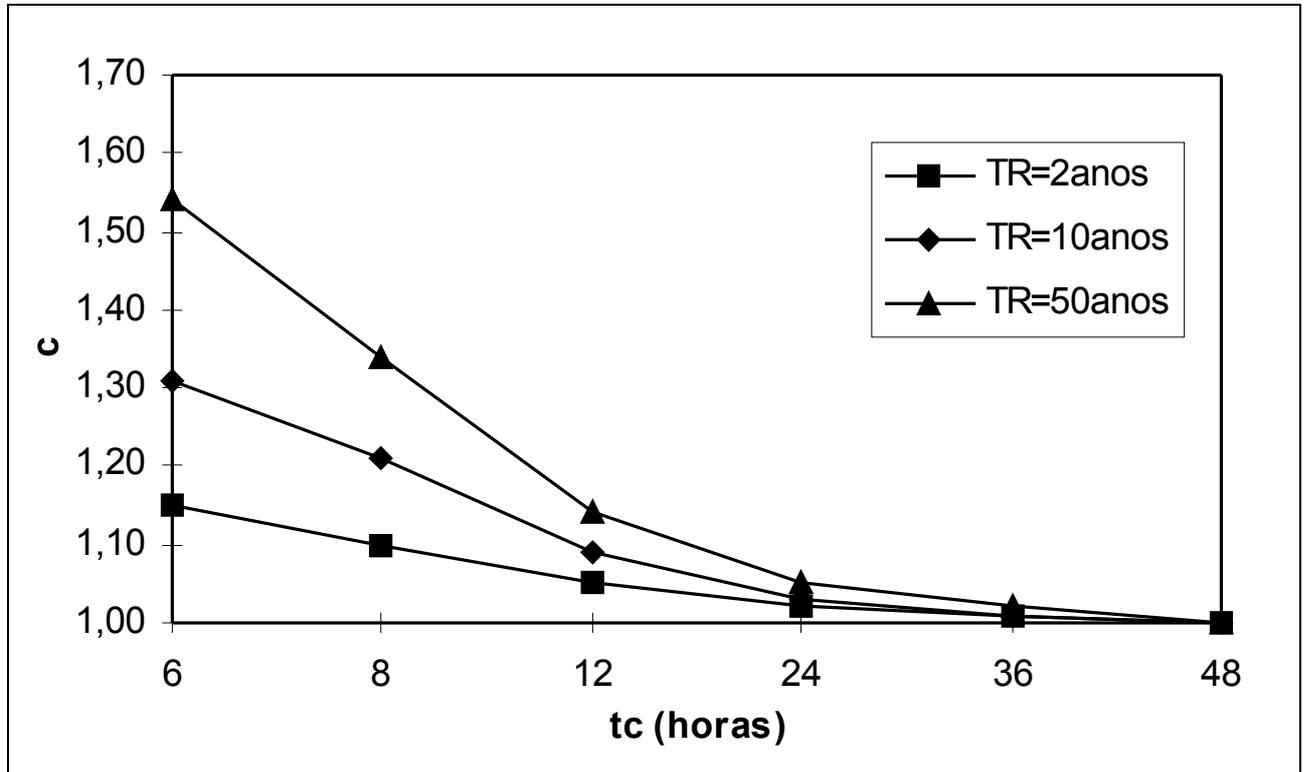


Figura 13. Coeficiente c em função do tempo de concentração para a IDF de São Paulo e CN=70.

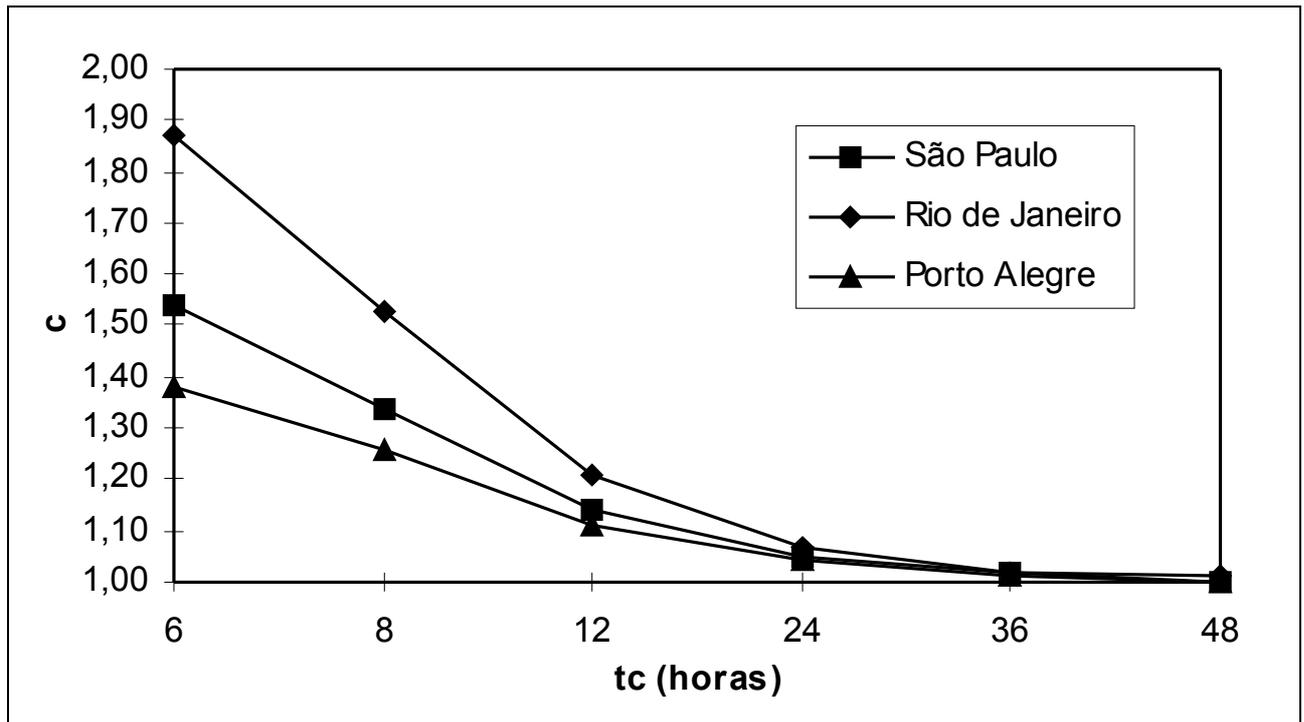


Figura 14. Coeficiente c em função do tempo de concentração para CN=70, Tr=50 anos de três cidades brasileiras.

**Tabela 4. Valores do coeficiente c para valores de tc, CN e Tr com base na IDF de São Paulo.**

Tc (hs)	Tr= 2 anos CN				Tr= 10 anos CN				Tr= 50 anos CN			
	60	70	80	90	60	70	80	90	60	70	80	90
6	1,04	1,15	1,32	1,56	1,14	1,31	1,52	1,77	1,32	1,54	1,77	2,01
8	1,03	1,10	1,21	1,35	1,10	1,21	1,33	1,47	1,21	1,34	1,48	1,60
12	1,02	1,05	1,09	1,15	1,05	1,09	1,14	1,19	1,09	1,14	1,19	1,24
24	1,01	1,02	1,03	1,05	1,02	1,03	1,05	1,06	1,03	1,05	1,07	1,08
36	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,02	1,01	1,02	1,02	1,03

**Tabela 5. Valores do coeficiente c para valores de tc, CN e Tr com base na IDF de Porto Alegre.**

Tc (hs)	Tr= 2 anos CN				Tr= 10 anos CN				Tr= 50 anos CN			
	60	70	80	90	60	70	80	90	60	70	80	90
6	1,01	1,08	1,20	1,39	1,07	1,20	1,36	1,57	1,21	1,38	1,58	1,78
8	1,02	1,07	1,14	1,25	1,07	1,15	1,24	1,35	1,16	1,26	1,37	1,47
12	1,01	1,03	1,07	1,11	1,04	1,07	1,11	1,15	1,08	1,11	1,15	1,19
24	1,01	1,01	1,02	1,03	1,02	1,03	1,04	1,04	1,03	1,04	1,05	1,05
36	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,02	1,01	1,01	1,02	1,02

**Tabela 6. Valores do coeficiente c para valores de tc, CN e Tr com base na IDF do Rio de Janeiro.**

Tc (horas)	Tr= 2 anos CN				Tr= 10 anos CN				Tr= 50 anos CN			
	60	70	80	90	60	70	80	90	60	70	80	90
6	1,27	1,45	1,64	1,84	1,44	1,65	1,84	2,01	1,67	1,87	2,05	2,19
8	1,20	1,30	1,40	1,50	1,30	1,41	1,51	1,58	1,43	1,53	1,61	1,66
12	1,09	1,13	1,16	1,20	1,13	1,17	1,20	1,24	1,17	1,21	1,23	1,26
24	1,04	1,05	1,05	1,06	1,05	1,06	1,06	1,07	1,06	1,07	1,07	1,07
36	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02

equação. Para isso, utilizou-se os valores de intensidades para durações de 5 minutos a 48 horas, para períodos de retorno de 10 e 25 anos, citados em CETESB (1986). Os valores obtidos são apresentados na Tabela 7.

**Tabela 7. Coeficientes das equações IDF para as cidades analisadas.**

Local	a	b	c	n
Cruz Alta	1419	12	0,19	0,80
Lins	430,50	12	0,30	0,74
Avaré	1398	16	0,17	0,83

Inicialmente, foram escolhidos para análise os seguintes cenários:

- i. valores de CN: 60, 70, 80 e 90, que representam uma faixa freqüente de valores encontrados nas bacias hidrográficas brasileiras;
- ii. valores de tempo de concentração são os correspondentes a cada bacia;
- iii. tempos de retornos examinados: 2, 5, 10 e 25 anos, como considerados na análise probabilística.

Nas Figuras 15 a 17 são apresentados os valores de c obtidos pelo modelo, através do valor médio e limites inferior (BI) e superior (BS) de confiança com nível de 5%, e os valores de c obtidos através dos dados para as três bacias.

O CN de cada bacia foi definido pelo melhor resultado. Esses resultados mostram

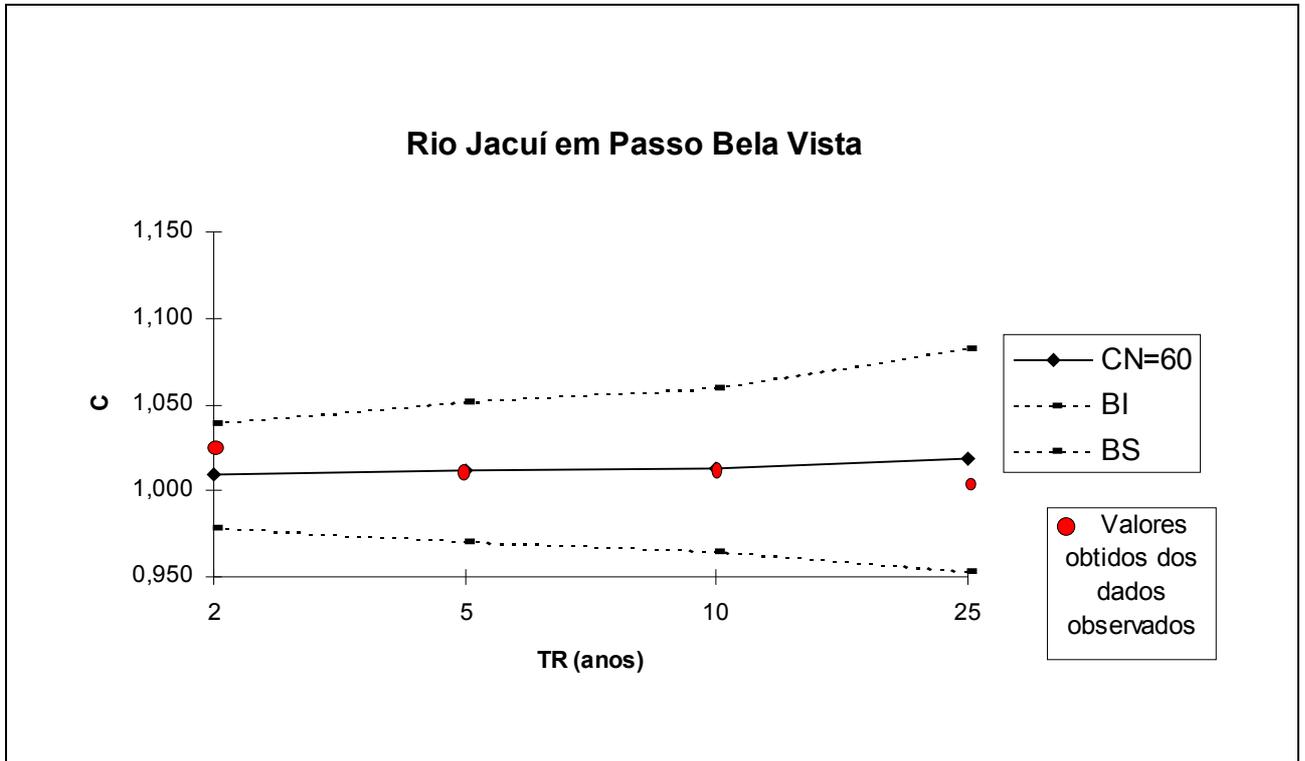


Figura 15. Resultados da simulação para a bacia do rio Jacuí.

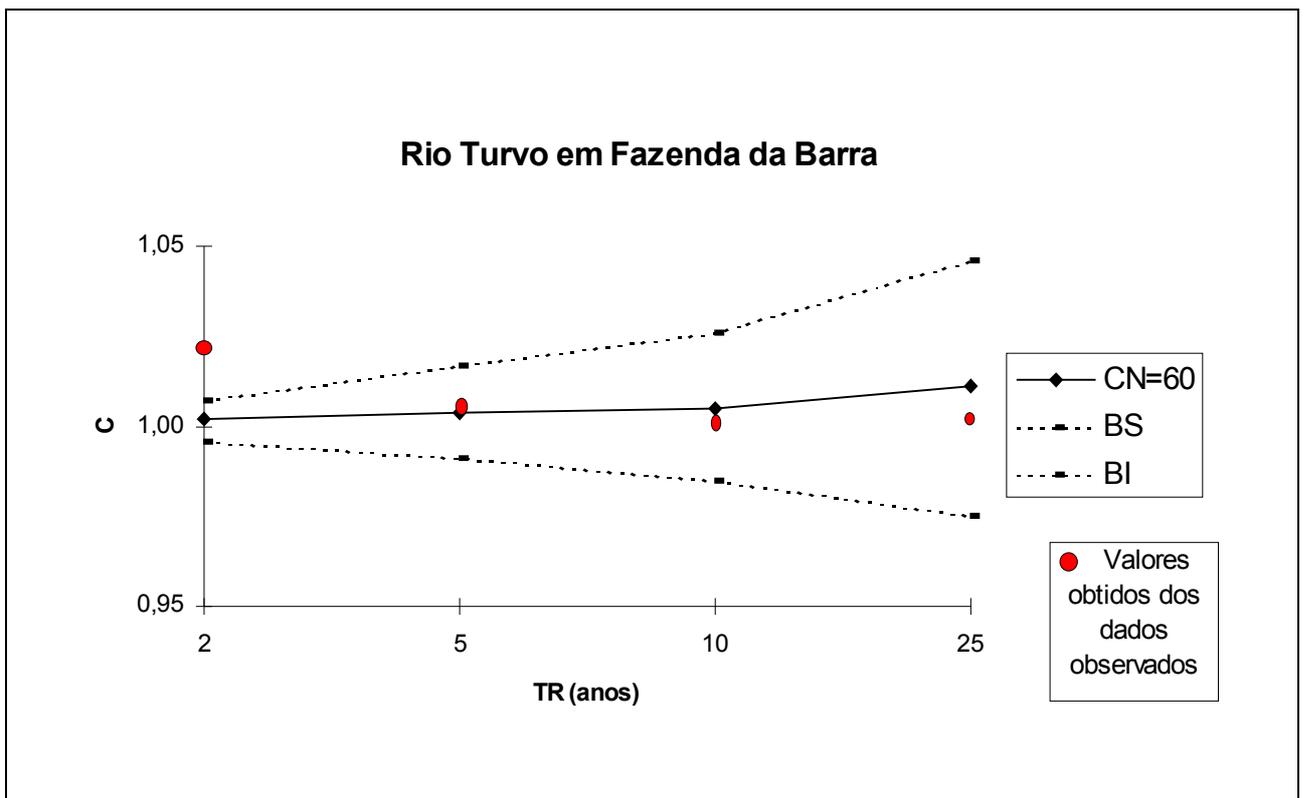


Figura 16. Resultados da simulação para a bacia do rio Turvo.

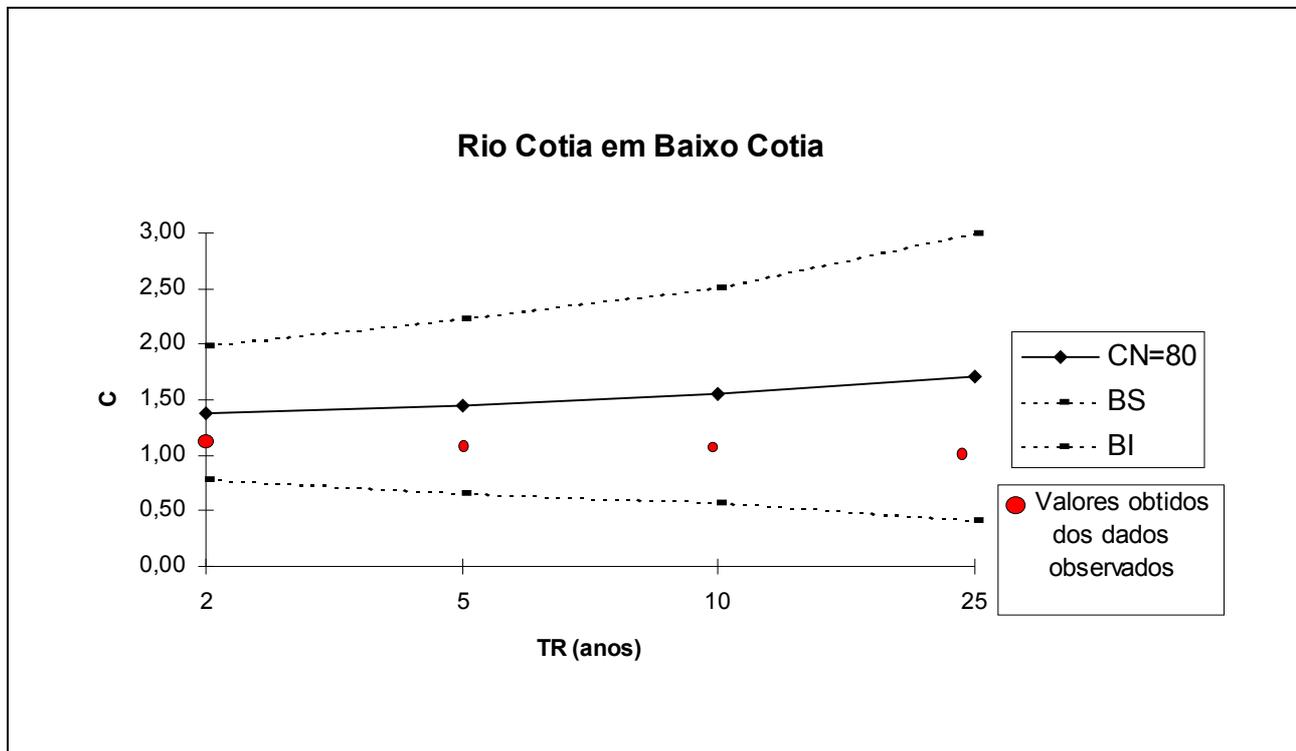


Figura 17. Resultados da simulação para a bacia do rio Cotia.

uma certa compatibilidade do modelo com os dados observados, apesar das limitações dos dados, do modelo e dos parâmetros.

## CONCLUSÃO

Os resultados da análise do coeficiente  $c$ , que representa a razão entre a vazão máxima instantânea e a vazão máxima de dois valores diários, mostraram que o mesmo é sensível a um número importante de variáveis como, tempo de retorno, tempo de concentração da bacia, características da bacia e precipitação.

A forma como a literatura tem abordado o problema tem sido no sentido de correlacionar esse coeficiente somente com a área da bacia, que é uma variável que engloba somente uma parte das informações das variáveis mencionadas, o que limita o seu uso gerando incertezas.

A metodologia apresentada é uma alternativa promissora que tem como limitações:

- i. basear-se na estrutura de modelo matemático, o que implica na introdução de um outro tipo de incerteza; e
- ii. a definição do tempo de retorno com base na precipitação, que não é necessariamente o tempo de retorno da vazão.

Os resultados obtidos com os dados disponíveis foram aceitáveis, considerando as limitações desses dados quanto a:

- i. tamanho das bacias;
- ii. tempos de concentração;
- iii. extrapolação da curva chave e
- iv. tamanho das séries.

À medida que existirem dados confiáveis com séries mais longas, a metodologia apresentada poderá ser aprimorada.

## REFERÊNCIAS

- CANUTI, P., MOISELLO, U. 1981. Relazione tra i massimi annuali delle portate al como e medie giornaliere per alcuni bacini della Toscana. *L' Energia Elettrica*, Milano, Vol. 48, n.º 11, p. 445-447, nov.
- CORREIA, F. N. 1983. *Métodos de análise e determinação de caudais de cheia*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Tese (Investigador Auxiliar).
- DIAZ, O. B. De. 1987. *Precipitação de projeto e regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas brasileiras*. Porto Alegre. Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS. 347P.
- GRAY, D. M., 1973. *Handbook of the principles of hydrology*. Huntington: Water Information Center. Não paginado.
- KEIFER, C. J., CHU, H. H. 1957. Synthetic storm pattern for drainage design. *Journal of the Hydraulics Division. American Society of Civil Engineers*, New York, v.83, n.4, Aug.
- RÉMÉNIÉRAS, G. 1985 - *L'Hydrologie de l'ingénieur*. Paris: Eyrolles. 413 p.
- SCS. 1975. *Urban Hidrology for Small Watersheds*. Washington: U.S. Dept. Agr. Supplement A.
- TUCCI (coord). 1991- *Regionalização de Vazões no Rio Grande do Sul*. Porto Alegre: IPH/UFRGS.
- TUCCI, C. E. 1993. Regionalização de Vazões. In: Tucci, C. E. (org.). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH: EDUSP. Cap. 15. p. 573-619. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 4).
- WILKEN, P. S. 1978. *Engenharia de Drenagem Superficial*. São Paulo. CETESB.

## ***Relationship Between the Maximum Daily Discharge and Peak Flow***

### **ABSTRACT**

*When there not level registration gauges available, the estimation of peak flow is troublesome. In Brasil, two level measurements are made daily, and the greater of them is taken as being the peak discharge. This introduces a high degree of uncertainty, specially for concentration times shorter than 24 hours, and the peak flow is usually underestimated. When this value is used as project discharge, this results in project deficiencies.*

*In this paper, two methodologies are used in an attempt to establish a relationship between the higher of the two daily measurements and the peak discharge. The first one is a regionalization based on data of four brazilian states (38 sub-basins). The second one uses hydrological model, which includes a rainfall-runoff transformation, and stochastic-like treatment of some parameters.*

*The results show that the second methodology can be used to reduce the uncertainties in the estimation of peak.*