

ESTIMATIVA DA VAZÃO MÁXIMA INSTANTÂNEA DE PROJETO ATRAVÉS DE UM MODELO MATEMÁTICO

Carlos Ruberto Fragoso Júnior¹ Carlos Eduardo Morelli Tucci²

Resumo – A determinação da vazão máxima instantânea de projeto, com um determinado risco, é dificultada pela falta de registros históricos. Em função da pouca disponibilidade de dados instantâneos, a prática comum é a determinação de vazões máximas diárias. No Brasil, na maioria dos postos fluviométricos são realizadas duas leituras diárias. O valor máximo da vazão diária adotado é a média dos dois valores, o que não representa o máximo instantâneo ocorrido. Através da utilização do modelo hidrológico chuva-vazão do SCS, foi possível propor uma metodologia para a determinação do coeficiente C_M (razão entre a vazão máxima instantânea e a vazão média máxima diária). A aplicação desta metodologia resultou um modelo matemático que explica toda a variabilidade do coeficiente C_M em função de apenas uma variável explicativa (tempo de concentração da bacia), com um coeficiente de determinação equivalente a 93,61%. A estimativa do modelo matemático foi verificada em 23 bacias brasileiras localizadas na região sul e sudeste do Brasil onde apresentava disponibilidade de dados instantâneos de vazão.

Abstract – In function of the little availability of instantaneous data, the usual practical is the determination of daily maximum outflows. In Brazil, two daily readings are done in the majority of the fluviometrics stations. The maximum value adopted for daily outflow is the average of the two values, what it does not represent the occurred instantaneous maximum. Through the use of the rain-outflow SCS hydrologic model, was possible to consider a methodology for the determination of coefficient C_M (ratio between the instantaneous maximum outflow and the daily maximum average outflow). The application of this methodology resulted a mathematical model that explains all the variability of coefficient C_M in function of the one explicate variable (washbasin's concentration time), with a determination coefficient equivalent 93,61%. The estimate of the mathematical model was tested in 23 Brazilian basins placed in the South and Southeastern region of Brazil where it presented availability of instantaneous outflow data.

Palavras-Chave – regionalização; modelo; vazão máxima instantânea.

¹ Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – IPH/UFRGS; Avenida Cauduro, nº 166, aptº 202, Bom Fim, CEP: 90035-110, Porto Alegre/RS; (51) 3268-8644; ruberto.fragoso@ufrgs.br

² Professor titular do Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – IPH/UFRGS; Av. Bento Gonçalves, nº 9500, CEP: 90650-001, Porto Alegre/RS - Brasil; (51) 3316-6408; tucci@iph.ufrgs.br

INTRODUÇÃO

O dimensionamento de algumas obras hidráulicas tais como condutos, canais, bueiros, entre outras, é realizado em função da vazão máxima de projeto. Esta, por sua vez, pode ser obtida por métodos sintéticos ou com base na existência de dados observados na região de interesse.

Os métodos sintéticos são utilizados quando a série de vazão é pequena, tornando a mesma tendenciosa; quando ocorreram modificações na bacia pela construção de obras hidráulicas e alterações no uso do solo, deixando a série não homogênea; ou quando não existem dados de postos fluviométricos ou fluviográficos no local de interesse, impossibilitando a determinação da vazão máxima. Estes métodos são limitados devido às incertezas que estão embutidas nos parâmetros dos modelos que transformam a precipitação em vazão, bem como as simplificações de alguns processos do ciclo hidrológicos adotados nos mesmos.

Os dados observados, quando existem, são freqüentemente inadequados, pois a maioria dos postos registra apenas dois valores diários de níveis. Nos projetos, normalmente, deseja-se conhecer a vazão máxima instantânea, que é o maior valor ocorrido no período da cheia. Com base em duas observações diárias, a tendência é de subestimar a vazão máxima instantânea em bacias pequenas, uma vez que estas possuem um tempo de concentração reduzido. À medida que a bacia aumenta a diferença entre a vazão máxima instantânea e a vazão máxima diária diminui.

Desta forma, a determinação da vazão máxima instantânea de projeto para locais que não possuem medições contínuas de descarga se faz por metodologias que se baseiam nas informações disponíveis. Quando se dispõe de valores de vazões diárias, faz-se a utilização de coeficientes que procuram relacionar a razão entre a vazão máxima instantânea e a máxima diária em função das características físicas da bacia. Caso contrário, adotam-se metodologias de transposição ou regionalização de dados obtidos em outros locais. Estas técnicas geram incertezas muitas vezes significativas nos valores obtidos [1]. Geralmente, os modelos utilizados foram desenvolvidos para condições físicas, climáticas e hidrológicas particulares que nem sempre são equivalentes às condições encontradas no local de estudo. Devido à importância destas condições no processo de formação das cheias, a aplicação destes modelos pode gerar valores incoerentes.

A vazão máxima instantânea, Q_i , é definida aqui como a maior vazão ocorrida num dado período. A vazão máxima diária, Q_{max} , é a maior vazão obtida das leituras da régua por observadores (sem linígrafo). A vazão média máxima diária, Q_{med} , é a média das vazões diárias observadas na régua. O coeficiente C_M é a razão entre a vazão máxima instantânea e a vazão média máxima diária.

Poucos são os estudos, no Brasil e no mundo, que visaram relacionar o coeficiente C_M com as características físicas e hidrológicas da bacia. Este fato está diretamente ligado à falta de séries contínuas de vazão. Grande é carência destes dados atualmente na rede hidrológica brasileira.

A relação entre Q_i e Q_{med} foi estabelecida em [2], onde Q_{med} não ocorre necessariamente no mesmo dia. Na realidade, este autor estabeleceu a distribuição estatística das duas séries para obter a relação. Esta análise foi realizada para dados de grandes bacias do Leste americano, resultado na seguinte equação:

$$C_M = \frac{Q_i}{Q_{med}} = 1 + 2,66 \cdot A^{-0,3} \quad (1)$$

onde A é a área de drenagem, fornecida em km^2 . Nesta equação.

Os resultados de outros estudos apresentados por Ellis para algumas regiões dos Estados Unidos foram relacionados em [3]. Na tabela 1 estão os resultados apresentados por [2], [3] e [4].

Tabela 1 – Equações entre Q_i e Q_{med} .

Região	Equação	Amostra
Leste USA (Fuller)	$C_M = 1 + 2,66 \cdot A^{-0,3}$	
Montanhas Rochosas	$C_M = 3,9 \cdot A^{-0,22}$	60–300 mi^2
Cypress Hills	$C_M = 10 \cdot A^{-0,46}$	50-200 mi^2
Central Plains	$C_M = 11 \cdot A^{-0,36}$	45-255 mi^2
Manitoba Encarpment	$C_M = 3,7 \cdot A^{-0,38}$	15-50 mi^2
Portugal	$C_M = 1 + 1,2 \cdot A^{-0,036}$	45-255 mi^2

Dados de alguns postos da região Sul do Brasil foram levantados em [5], a fim de obter uma equação semelhante. Infelizmente o número de postos com linígrafo era pequeno. A relação entre as duas vazões mencionadas foi calculada para cada posto com cerca de 6 enchentes. Com base nestes dados foi ajustada a seguinte expressão:

$$C_M = \frac{Q_i}{Q_{med}} = 1 + 15,03 \cdot A^{-0,58} \quad (2)$$

Esta equação apresentou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,72. Este resultado é limitado, pois não foram incluídos na regressão dados de postos de bacias pequenas, onde estas equações são mais utilizadas.

Dados de 38 bacias nos estados da região Sul e São Paulo, variando entre 46,7 e 4764 km^2 , resultou em 302 anos de dados com série média de 8 anos (2 a 18 anos) [6]. Os resultados

mostraram que o coeficiente para bacias maiores que 500 km² geralmente ficam abaixo de 1,1. Para valores abaixo deste tamanho de bacia o coeficiente pode ser superior a 2, principalmente para bacias com área inferior a 200 km². Os autores utilizaram um modelo hidrológico que incorpora as incertezas em alguns parâmetros e mostrou que o valor esperado do coeficiente fica abaixo de 1,1 para bacias com tempo de concentração maior que 12 horas e provavelmente tempo de pico maior que 7 horas. Para bacias menores (300 a 500 km²) o coeficiente aumenta exponencialmente. O DNER (1990) cita que referido coeficiente aumenta muito para bacias menores que 400 km².

O presente trabalho terá como base o modelo utilizado em [1]. Este modelo utiliza a metodologia do *Soil Conservation Service* (SCS) na transformação chuva-vazão, além de estimar o coeficiente C_M e seu desvio padrão. Nesta pesquisa, este modelo foi aplicado em 24 cidades brasileiras, tendo como entrada a chuva de projeto obtida a partir dos coeficientes da curva intensidade-duração-freqüência (IDF) destas cidades.

Como resultado, foi possível estabelecer uma equação de relação para a predição do coeficiente C_M para o Brasil, com análise na Regressão Múltipla, considerando como variáveis: a intensidade e instante de ocorrência da precipitação, relacionada a um risco; a posição do pico da chuva, assim como às condições de cobertura e tipo do solo, normalmente difíceis de serem aferidas em pequenas bacias.

Por meio desta equação é possível estimar a vazão máxima instantânea a partir da vazão média máxima diária e das características físicas e hidrológicas da bacia.

METODOLOGIA PARA A ESTIMATIVA DO COEFICIENTE C_M

Esta metodologia permite estimar o valor esperado, dentro de uma banda de confiança, do coeficiente C_M (razão entre a vazão máxima instantânea e a vazão média máxima das duas leituras diárias) em função da precipitação e das principais características das bacias hidrográficas: tipo e uso do solo e tempo de concentração. Estas variáveis podem explicar melhor a regressão na fase de regionalização do coeficiente C_M .

Sobre o coeficiente C_M

A variável C_M (Q_i/Q_{med}) depende de vários fatores, onde os principais são [7]:

- precipitação: tempo em que inicia, distribuição temporal e espacial e seu total;
- condições de umidade antecedente à precipitação na bacia;
- capacidade de infiltração, características do solo e de seu uso;
- 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_M pode ser relacionado com os parâmetros mencionados, através da seguinte expressão:

$$C_M = f(\phi_i, \theta_j) \quad (3)$$

onde ϕ_i são os m parâmetros relacionados com a precipitação e θ_j são os p parâmetros relacionados com as características da bacia.

Parâmetros da precipitação

As precipitações que geram o hidrograma na bacia iniciam no tempo t_0 dentro do período de 24 horas entre às 17 horas do primeiro dia até às 17 horas do segundo dia.

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

$$P = \frac{I \cdot t}{60} = \frac{a \cdot Tr^b \cdot t}{60 \cdot (t+c)^d} \quad (4)$$

A distribuição temporal da precipitação pode ser obtida pelo método de Chicago [8] onde é considerado um hietograma com pico localizado segundo um fator γ da duração total da precipitação. O tempo anterior ao pico é $t_b = \gamma t$, enquanto que o tempo posterior ao pico é $t_a = (1 - \gamma)t$. Considerando a origem na posição do pico, pode-se escrever a precipitação acumulada antes e depois do pico, respectivamente, da seguinte maneira [9]:

$$P = \frac{a \cdot Tr^b \cdot [(1-d)(\tau/\gamma) + c]\tau}{60 \cdot (\tau/\gamma + c)^{(1+d)}} \quad (5)$$

$$P = \frac{a \cdot Tr^b \cdot [(1-d)\tau/(1-\gamma) + c]\tau}{60 \cdot [\tau/(1-\gamma) + c]^{(1+d)}} \quad (6)$$

onde τ é um determinado instante de tempo com origem adotada no pico do hietograma. A Equação 5 tem sua origem no pico e varia no sentido do início da precipitação. A Equação 6 tem sua origem no pico e varia no sentido do fim da precipitação.

Assim como a distribuição temporal a distribuição espacial é um importante elemento que deve ser levado em consideração. A distribuição espacial de chuvas máximas não apresenta necessariamente um padrão uniforme ao longo de toda a bacia. Dependendo das características climáticas e topográficas da região, valores pontuais de intensidade médias máximas são representativos para áreas 2,5 a 50 km² [9]. Mesmo que o comportamento pluviométrico na região seja homogêneo, para áreas maiores deve ser levado em conta o fato da precipitação média máxima ser menor que a pontual. O valor pontual obtido por um ou mais postos é reduzido de acordo com a duração e a área de abrangência. Contudo, na presente pesquisa, adotou-se uma distribuição espacial uniforme retratando uma situação extrema de projeto, além de simplificar o processo de cálculo.

Logo os parâmetros da precipitação, aqui identificados, podem ser listados como:

- t_0 , tempo que inicia a chuva;
- a, b, c e d, parâmetros que caracterizam as curvas IDF de um determinado local;
- T_r , tempo de retorno;
- γ , fator relacionado ao posicionamento do pico da chuva;
- t, duração total da precipitação.

Parâmetros da bacia

Os processos desenvolvidos na bacia hidrográfica podem ser representados por um modelo hidrológico, tendo seus parâmetros identificados na estrutura do modelo. Para esta análise foi utilizado o modelo SCS [10]. Existem dois módulos básicos na estrutura deste modelo, são eles:

- separação do escoamento e;
- propagação do escoamento.

A separação do escoamento é obtida através das equações seguintes, respeitando suas respectivas condições:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P + S - I_a} \text{ para } P > I_a \quad (7)$$

$$P_e = 0 \text{ para } P \leq I_a \quad (8)$$

onde I_a representa as perdas iniciais, em mm; S é a capacidade de armazenamento, em mm; P_e é a precipitação efetiva acumulada, em mm. O armazenamento pode ser obtido com base na seguinte equação:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (9)$$

onde CN é um parâmetro que varia numa escala de 1 a 100, que retrata as condições de cobertura e solo. As perdas iniciais para condições médias de umidade são $I_a = 0,2S$.

A propagação 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:

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot A}{\Delta t/2 + t_p} \quad (10)$$

onde t_p é o tempo de pico em horas; Δt é o intervalo de tempo da precipitação, também em horas; A é a área da bacia.

Portanto os parâmetros da bacia podem ser listados como:

- CN, curve number. Este parâmetro reflete as características físicas da bacia. Ao fixar esse parâmetro, define-se um determinado tipo de cobertura para a bacia;

- t_c , tempo de concentração da bacia. Este define o tempo de deslocamento do escoamento na bacia em função do comprimento, declividade, rugosidade do rio, entre outros. No presente trabalho, considera-se o tempo de concentração igual à duração da precipitação intensa de projeto (t). Esta é uma idealização que retrata uma condição crítica de projeto;

- A, área de drenagem da bacia. Neste caso pode ser fixada, uma vez que não interfere no cálculo do coeficiente C_M ;

- Δt , intervalo de tempo. Na simulação, o intervalo de tempo da precipitação é escolhido de modo a obter entre 3 a 5 pontos para representar bem a ascensão do hidrograma. Assim, adotou-se $\Delta t = t_p/3$;

- t_p , tempo de pico. Este pode ser relacionado com o tempo de concentração.

Precipitação de projeto

As chuvas intensas de projeto foram obtidas em [11], que apresenta tabelas, para cada um desses postos, mostrando para as durações de 5 min, 10 min, 15min, 20 min, 25 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, 10 h, 12 h, 14 h, e 24 h: (a) as correspondentes alturas pluviométricas em mm e; (b) as intensidades em mm/min, para os períodos de retorno (Tr) de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

A intensidade da precipitação com um determinado risco, Tr , é obtida pela curva IDF do local, geralmente expressa por:

$$I = \frac{a \cdot Tr^b}{(t + c)^d} \quad (11)$$

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

A partir das informações de chuva foi possível determinar os parâmetros do local de 24 cidades brasileiras através da transformação logarítmica sobre a Equação 11, seguida de regressão múltipla. Os valores destes parâmetros, bem como o valor do coeficiente de determinação para cada regressão, são apresentados por [12]. Neste trabalho foi possível observar que coeficientes de determinação apresentaram valores bem próximo de 1, indicando um bom ajuste em suas regressões. Os parâmetros do local são à base de entrada do modelo hidrológico utilizado. Os valores dos parâmetros para as cidades de Avaré (SP), Cruz Alta (RS) e Lins (SP) apresentados em [1] foram utilizados, juntamente com os demais, na estimativa do coeficiente C_M . Nenhuma cidade dos estados de Amapá, Mato Grosso do Sul, Roraima e Tocantins foi incluída na análise, devido a total inexistência de informação de precipitação intensa de projeto nestes estados.

Metodologia para a determinação do coeficiente C_M

Considerando que os parâmetros C_N , Tr e t_C dependem de um determinado tipo de bacia, os parâmetros restantes, γ e t_0 , são aleatórios. O primeiro varia entre 1 e m , onde m é o número de intervalos de tempo em 24 horas. O segundo varia entre 0 e 1, definindo o posicionamento do pico do hietograma.

Para analisar a variabilidade do coeficiente, utilizou-se o método de Monte Carlo, ou seja, são gerados um par de números aleatórios com distribuição de probabilidade uniforme entre 0 e 1, utilizando uma função existente no compilador FORTRAN. O valor de t_0 é estimado por:

$$t_0 = [\xi_1 (m-1) + 1] \Delta d \quad (12)$$

onde ξ_1 é um dos valores gerados com distribuição de probabilidade uniforme; Δd é a duração do intervalo de tempo, em horas. A hipótese adotada é que existe igual probabilidade de ocorrência, no intervalo entre 1 a m , em que inicie a precipitação. O valor de γ pode ser escrito como:

$$\gamma = \xi_2 \quad (13)$$

onde ξ_2 é o segundo valor gerado com distribuição de probabilidade uniforme entre 0 e 1.

Com os valores gerados e atribuídos para γ e t_0 , juntamente com os fixados CN, Tr e t_C , é possível determinar o hidrograma de saída da bacia através da utilização do modelo hidrológico desenvolvido. Com base no hidrograma gerado é possível identificar os valores das vazões máximas nos horários usuais de coleta desta informação nos postos hidrológicos e o maior valor de vazão do hidrograma simulado. Nem sempre o valor máximo é o valor máximo instantâneo de simulação, mas é o maior valor de vazão com a discretização adotada, o que é suficiente preciso para a maioria dos estudos.

Em seguida é possível determinar o valor esperado do coeficiente C_M e seu desvio padrão, após a geração de uma seqüência suficiente grande de pares de números aleatórios (foram utilizados 1000 pares de valores de γ e t_0 , para cada valor de CN, Tr e t_C) de modo que os resultados não se alterarem dentro da precisão esperada, aproximando-se da média e variância populacional. Para a determinação do intervalo de confiança das estimativas foi adotada a distribuição Normal.

Um das variáveis do problema, que não foi aqui considerada, mas que se observou que pode aumentar ou diminuir o desvio padrão da estimativa, é a vazão de base ou vazão inicial. No presente estudo foi considerada como sendo nula a vazão de base, a fim de simplificar o problema.

EQUAÇÕES DE REGRESSÃO PARA AS CIDADES

A estimativa do coeficiente C_M foi realizada para 24 cidades brasileiras. Os valores dos parâmetros escolhidos para análise foram os seguintes:

- valores de CN: 55, 65, 75, 85 e 90, que representam uma faixa de valores freqüente encontrados nas bacias hidrográficas brasileiras;
- valores de tempo de concentração: 6, 8, 12, 24, 36, 48, 60 e 72 horas, que representam tempos de resposta em bacias onde um procedimento como esse poderia ser aplicado, já que para tempos de muitos menores o uso de um simples coeficiente apresenta erros significativos;
- tempos de retorno: 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, que são os mais freqüentemente utilizados na determinação da curva de probabilidades de um local.

Para cada conjunto desses parâmetros foi obtido um valor esperado do coeficiente C_M e seu desvio padrão. Assim, para cada local, foram gerados 320 valores do coeficiente C_M , ou seja, para cada cidade o modelo SCS foi aplicado 320.000 vezes.

Para cada cidade analisada foi estabelecida uma equação que relacionou o coeficiente C_M com algumas variáveis que poderiam explicar a regressão, tais como: tempo de concentração (t_C); precipitação total (P_{Tr}), relacionada com um determinado tempo de retorno e; curve number (CN).

Este procedimento investiga se existe um modelo matemático que relaciona o coeficiente C_M com estas variáveis de acordo com a seguinte equação:

$$C_M(t_C, P_{Tr}, CN) = A \cdot t_C^B \cdot P_{Tr}^C \cdot CN^D \quad (14)$$

onde A, B, C e D, são os coeficientes da regressão múltipla.

O ajuste dos parâmetros do modelo foi efetuado através de análise de regressão linear múltipla. A fim de linearizar a equação 14, extrai-se o logaritmo, na base decimal, de ambos os lados da equação, obtendo:

$$\log(C_M) = \log(A) + B \cdot \log(t_C) + C \cdot \log(P_{Tr}) + D \cdot \log(CN) \quad (15)$$

Através do conjunto de valores obtidos com o modelo hidrológico, foram ajustados os parâmetros do modelo matemático proposto, e, em seguida, foi possível estabelecer uma equação para cada cidade.

Dois testes estatísticos foram realizados para a validação das equações, são eles: (a) coeficiente de determinação ($R^2 = SQDR/SQRM$), onde SQDR é a soma dos quadrados devido à regressão (variação devido à regressão) e SQRM é a soma dos quadrados com relação à média (variação total); (b) teste de Fisher. Este último consiste basicamente em testar uma suposição efetuada sobre a população. No caso da regressão múltipla, o teste de hipótese consiste em testar a significância dos coeficientes A, B, C e D, tendo com hipótese nula que sejam iguais a zero todos os coeficientes. A estatística testada é $F = QMDR/QMRR$, onde QMDR é o quadrado médio devido à regressão e QMRR é o quadrado médio em relação à regressão. Este teste é realizado para determinar se a relação observada entre as variáveis dependentes e independentes ocorre por acaso.

Os coeficientes das equações para cada cidade, assim como o coeficiente de determinação e a estatística F, são apresentados na Tabela 2.

De acordo com a Tabela 2, nota-se que o coeficiente B, diretamente relacionado com a variável t_C , é aquele que mais explica a regressão. Este resultado era esperado, uma vez que com o tempo de concentração é inversamente proporcional ao coeficiente C_M , ou seja, com o aumento do tempo de concentração a vazão máxima instantânea tende a se aproximar da vazão média máxima diária, reduzindo assim o coeficiente C_M . É possível observar, também, que o coeficiente C, pertinente a variável P_{Tr} , apresentou valores próximos de 0, indicando que esta variável não tem muito peso na regressão. Este fato pode ser explicado na medida que esta variável está relacionada com variável de maior peso (t_C), a qual foi adotada igual à duração da precipitação intensa de projeto.

Tabela 2 – Parâmetros da regressão e as correspondentes estatísticas.

Cidade	A	B	C	D	R ²	F
Aracajú (SE)	809,093	-0,729	-0,040	-0,119	0,937	1579
Avaré (SP)	672,763	-0,761	-0,014	-0,045	0,938	1600
Belém (PA)	735,600	-0,742	-0,025	-0,089	0,938	1602
Belo Horizonte (MG)	753,531	-0,744	-0,022	-0,095	0,936	1531
Cruz Alta (RS)	712,127	-0,755	-0,020	-0,062	0,938	1591
Cuiabá (MT)	736,066	-0,750	-0,028	-0,070	0,937	1561
Curitiba (PR)	706,831	-0,753	-0,020	-0,064	0,937	1565
Florianópolis (SC)	764,994	-0,737	-0,042	-0,084	0,940	1649
Fortaleza (CE)	712,046	-0,750	-0,020	-0,072	0,938	1585
Goiânia (GO)	755,897	-0,743	-0,028	-0,091	0,938	1589
João Pessoa (PB)	791,513	-0,728	-0,044	-0,110	0,937	1570
Lins (SP)	477,838	-0,740	0,018	-0,042	0,916	1143
Maceió (AL)	776,321	-0,728	-0,045	-0,105	0,938	1607
Manaus (AM)	716,864	-0,743	-0,033	-0,071	0,938	1592
Natal (RN)	780,264	-0,734	-0,039	-0,103	0,937	1571
Niterói (RJ)	731,494	-0,747	-0,025	-0,078	0,937	1560
Olinda (PE)	713,720	-0,738	-0,030	-0,082	0,939	1628
Porto Alegre (RS)	788,563	-0,744	-0,032	-0,095	0,936	1547
Porto Velho (RO)	724,911	-0,741	-0,032	-0,080	0,938	1588
Rio Branco (AC)	717,006	-0,747	-0,026	-0,071	0,938	1605
Salvador (BA)	770,124	-0,732	-0,040	-0,101	0,937	1576
São Luís (MA)	720,979	-0,732	-0,042	-0,082	0,941	1679
Teresina (PI)	704,012	-0,746	-0,024	-0,072	0,938	1585
Vitória (ES)	672,763	-0,735	-0,037	-0,081	0,939	1611

Com relação às estatísticas, pode-se declarar o seguinte:

- O coeficiente de determinação apresentou valores razoáveis em sua maioria, variando entre 0,93 a 0,94. Com relação a esta estatística é possível destacar duas cidades: (a) Lins (SP), apresentando o menor valor ($R^2 = 0,916$); (b) São Luís (MA), apresentando o maior valor ($R^2 = 0,941$);

- Com relação ao teste de Fisher, pode-se afirmar que todas as regressões foram significativas, uma vez que todos os valores observados de F superaram o F crítico tabelado, de acordo com HALD (1960), considerando 3 variáveis independentes e 316 graus de liberdade, para um nível de significância de 5%.

REGIONALIZAÇÃO DO COEFICIENTE C_M

No intuito de regionalizar o coeficiente C_M , ou seja, tentar estabelecer uma equação geral para o Brasil relacionado o referido coeficiente com algumas variáveis (t_C , P_{Tr} e CN), agrupou-se todas as respostas omitidas pelo modelo hidrológico, referente às 24 cidades brasileiras analisadas, e estabeleceu uma única regressão relacionando estas variáveis.

Para cada cidade foram gerados 320 valores do coeficiente C_M . Portanto, foi utilizado um conjunto de 7680 valores na regressão. Isto significa que o método chuva-vazão do SCS foi utilizado 7.680.000 vezes para obtenção deste modelo matemático. O modelo matemático proposto na regionalização tem a mesma forma apresentada na Equação 14.

No intuito de caracterizar uma melhor solução para a regionalização, relacionou-se a variável dependente com todas as combinações possíveis das três variáveis independentes envolvidas. Este processo utiliza o método “*Forward*”, que consiste em considerar inicialmente que a regressão linear simples será suficiente para explicar toda a variabilidade do coeficiente C_M . Isto será testado para cada uma das variáveis independentes separadamente. A seguir se testa o ganho obtido com a inclusão de mais uma variável independente, de forma a se obter a melhor solução.

Em resumo serão testados inicialmente três modelos, são eles: (a) C_M/t_C ; (b) C_M/P_{Tr} e; (c) C_M/CN .

Nesta etapa, seleciona-se a variável que melhor explica a variabilidade de coeficiente C_M , ou seja, aquela que apresenta maior significância. Caso nenhuma das variáveis independentes dê valor significativo na regressão, conclui-se que existem evidências estatísticas que: ou as variáveis independentes não se relacionam com a variável dependente ou o modelo de regressão testado não é válido.

A seguir serão testadas a inclusão de uma nova variável em um modelo com uma variável independente. O teste, neste momento, é saber se o ganho obtido com a inclusão da nova variável independente é significativo. Os modelos a serem testados são: (a) $(C_M/t_C)/P_{Tr}$; (b) $(C_M/t_C)/CN$; (c) $(C_M/P_{Tr})/t_C$; (d) $(C_M/P_{Tr})/CN$; (e) $(C_M/CN)/t_C$ e; (f) $(C_M/CN)/P_{Tr}$.

Analogamente, nos modelos com duas variáveis serão testadas a inclusão de uma terceira variável independente e verificar o ganho obtido com a inclusão dessa nova variável.

O ajuste dos parâmetros, obtido com a regressão, foi testado através da análise do coeficiente de determinação, do desvio padrão e de testes de hipóteses.

Além dos dois testes realizados na determinação das equações de regressão para as cidades, outra estatística foi observada no intuito de obter mais evidências para a aceitação da regressão. Esta estatística é o desvio padrão que representa o erro para a estimativa do coeficiente C_M . Um decréscimo no seu valor representa uma melhoria na precisão da estimativa. O seu valor é calculado em função dos resíduos não explicados pela regressão e pode ser expresso pela seguinte expressão:

$$S = (SQRR/q)^{1/2} = QMRR^{1/2} \quad (16)$$

onde q representa o número de graus de liberdade de SQRR (soma dos quadrados em relação à regressão).

A partir dos dados gerados pelo modelo hidrológico, obtiveram-se os logaritmos decimais das variáveis em análise e foram calculadas as regressões dos modelos. Com estas informações foi possível construir a tabela ANOVA (análise de variância), cujos resultados foram apresentados [12]. Baseado em todos os resultados possíveis de correlação neste estudo, obtidos com as regressões, e nas análises apresentadas anteriormente, pode-se chegar a conclusão que o modelo mais adequado para representar a variabilidade do coeficiente C_M é o modelo linear simples que utiliza o tempo de concentração da bacia (t_C) como variável independente. Este modelo pode ser representado pela seguinte expressão:

$$C_M(t_C) = 21,643 \cdot t_C^{-0,7488} = \frac{21,643}{t_C^{0,7488}} \quad (17)$$

onde t_C é o tempo de concentração da bacia em horas. O coeficiente de determinação (R^2) do modelo é igual a 93,61%. Este modelo poderá ser utilizado para estimativa do coeficiente C_M , e a conseqüente estimativa da vazão máxima instantânea, desde que se conheça o tempo de concentração da bacia, e que esta esteja inserida na região brasileira para a qual o modelo foi ajustado.

VERIFICAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO

Na intenção de validar o modelo matemático proposto por [12] (Equação 17), o mesmo foi verificado em 23 bacias brasileiras localizadas na região sul e sudeste do Brasil onde apresentava disponibilidade de dados instantâneos de vazão (registro de linígrafo) [1]. Esta etapa tem o objetivo de comparar os resultados observados com os valores calculados pelo modelo matemático.

Os postos com dados disponíveis, com qualidade aceitável para utilização, são apresentados na Tabela 3 com descrição quanto à localização, o estado correspondente, a área da bacia em km^2 , o comprimento do rio principal em m/km, o tempo de concentração calculado por Kirpich, o número de eventos disponíveis para o cálculo de C_M e o valor médio calculado de C_M .

Os valores de t_C foram aqui avaliados de forma relativa, entendendo que a equação de Kirpich pode gerar subestimativa em algumas bacias em estudo, por ser esta equação adequada para pequenas bacias.

A Figura 1 confronta os valores de C_M observados (pontos vermelhos) com aqueles calculados pelo modelo matemático (pontos azuis) relacionados com a área da respectiva bacia. As

curvas potenciais em azul e vermelho representam, respectivamente, uma tendência da nuvem de pontos calculada e observada. É possível observar, como esperado, que o modelo matemático superestima os valores da razão entre Q_i e Q_{med} . A diferença entre os valores observados e calculados aumenta a medida que se reduz o tempo de concentração da bacia e cresce muito quanto este tempo de concentração é menor do que o intervalo de medição diária das vazões. Por outro lado, esta diferença vai se diminuindo quanto o tempo de concentração aumenta fazendo com que a vazão máxima instantânea se aproxime da vazão média diária.

Tabela 3 – Parâmetros físicos e coeficientes observados para os postos fluviográficos selecionados.

Postos	Código	Nome da estação	Estado	A(Km ²)	L(Km)	S(m/km)	t _c (hs)	Eventos	C _m (obs)
1	87380000	Campo Bom	RS	2864	131,00	6,33	19,85	9	1,010
2	86500000	Passo Carreiro	RS	1829	179,00	2,10	38,61	7	1,471
3	85140000	Passo Bela Vista	RS	4470	153,00	1,31	41,03	13	1,056
4	83250000	Ituporanga	SC	1774	65,00	3,05	15,33	3	1,090
5	83050000	Taió	SC	1575	54,70	4,83	11,25	6	1,050
6	83440000	Ibirama	SC	3314	123,50	2,44	27,38	5	1,312
7	64659000	Barbosa Ferraz	PR	3294	174,34	3,28	31,87	9	1,237
8	81135000	Balsa do Cerro Azul	PR	4570	210,12	2,65	39,94	6	1,885
9	64775000	Balsa do Cantu	PR	2513	149,41	3,65	27,16	8	1,252
10	65006075	Pinhais	PR	417	27,00	1,04	11,79	7	1,043
11	65007045	L. Afonso Camargo	PR	103	25,00	1,68	9,24	9	1,865
12	65825000	Santa Clara	PR	3913	192,33	2,60	37,59	3	1,311
13	64673000	Quinta do Sol	PR	1534	112,76	4,57	20,05	9	1,466
14	65090000	Fragosos	PR	800	77,80	3,21	17,26	8	1,015
15	64550000	Vila Silva Jardim	PR	4627	211,61	2,71	38,81	8	1,788
16	65019700	Ponte da Caximba	PR	257	74,50	1,11	25,13	7	1,530
17	64504581	J. Ribeirão Ciclone	PR	2864	8,50	18,65	1,59	4	2,012
18	64328050	Fazenda Barra	SP	3830	129,50	0,98	40,35	15	1,077
19	62665100	Cravorana	SP	404	45,00	11,61	6,90	6	1,452
20	62320000	Baixo Cotia	SP	242	30,93	3,20	8,50	12	1,312
21	62706000	Analândia	SP	59	12,18	8,23	2,88	5	12,336
22	61911000	Faz. Santa Tereza	SP	142	12,50	5,75	3,37	5	1,334
23	61916000	Viradouro	SP	143	22,00	4,56	5,70	9	2,017

A defasagem entre as tendências, representadas pelas curvas em azul e vermelho, apresentadas na Figura 1, pode ser justificada por alguns fatores:

- Carência de eventos disponíveis para algumas bacias selecionadas para uma parcela não significativa do território brasileiro como um todo, mascarando uma possível média mais representativa dos valores de C_M observados;
- Simplificações adotadas para a vazão de base e para o fator de redução da precipitação de projeto no modelo hidrológico;
- Utilização do SCS para determinação do hidrograma;
- Consideração que a duração da precipitação é equivalente ao tempo de concentração da bacia no modelo hidrológico;

- Utilização da equação de Kirpich, gerando uma subestimativa dos valores do tempo de concentração e, conseqüentemente, superestimando o valor calculado de C_M em algumas bacias em estudo.

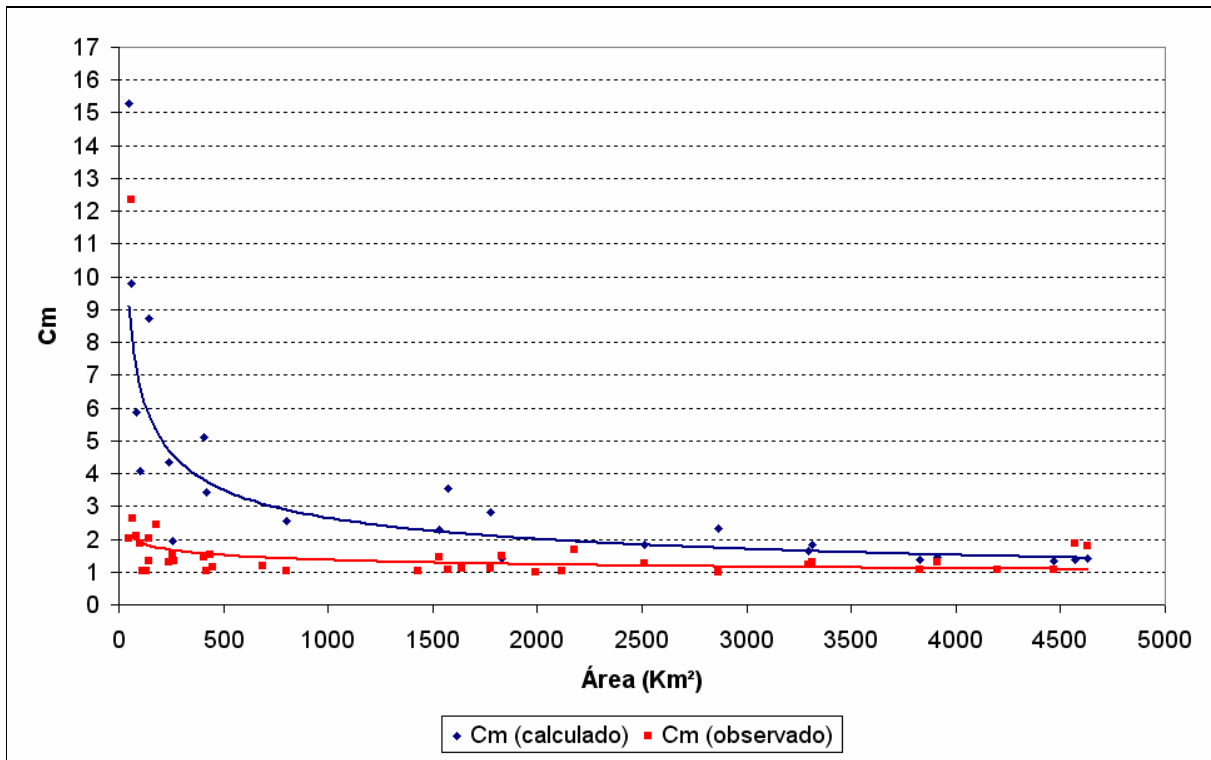


Figura 1 – Comparação entre os valores de C_M observados (pontos vermelhos) e calculados pelo modelo matemático (pontos azuis). As curvas em azul e vermelho representam, respectivamente a tendência potencial da nuvem de pontos calculada e observada.

A necessidade de um aperfeiçoamento do modelo é evidente principalmente para aquelas bacias com área de drenagem inferior a 500 km^2 , onde o gradiente da curva calculada vai aumentando o seu valor a medida que os valores de área de drenagem vão diminuindo. Fica claro que a utilização da equação de Kirpich para o cálculo do tempo de concentração da bacia não é uma boa opção para o uso acoplado com o modelo matemático proposto por [12]. Neste sentido, procurou-se obter uma equação empírica que relacionasse o tempo de concentração em função da área da bacia, já que a área da bacia é a uma variável que não traz tantas incertezas em sua determinação. Além do mais a área da bacia e tempo de concentração (calculado pela equação de Kirpich) apresentam uma boa correlação para as 23 bacias da região sul e sudeste do Brasil (Figura 2). Assim igualando a Equação 17 com a equação obtida pela curva de tendência dos pontos observados (curva vermelha da Figura 1) obtêm-se a seguinte equação:

$$t_c = 10,2 \cdot A_r^{0,2} \quad (18)$$

onde A_r é a área de drenagem da bacia em km^2 e t_c em horas. A utilização esta equação em conjunto com a Equação 17

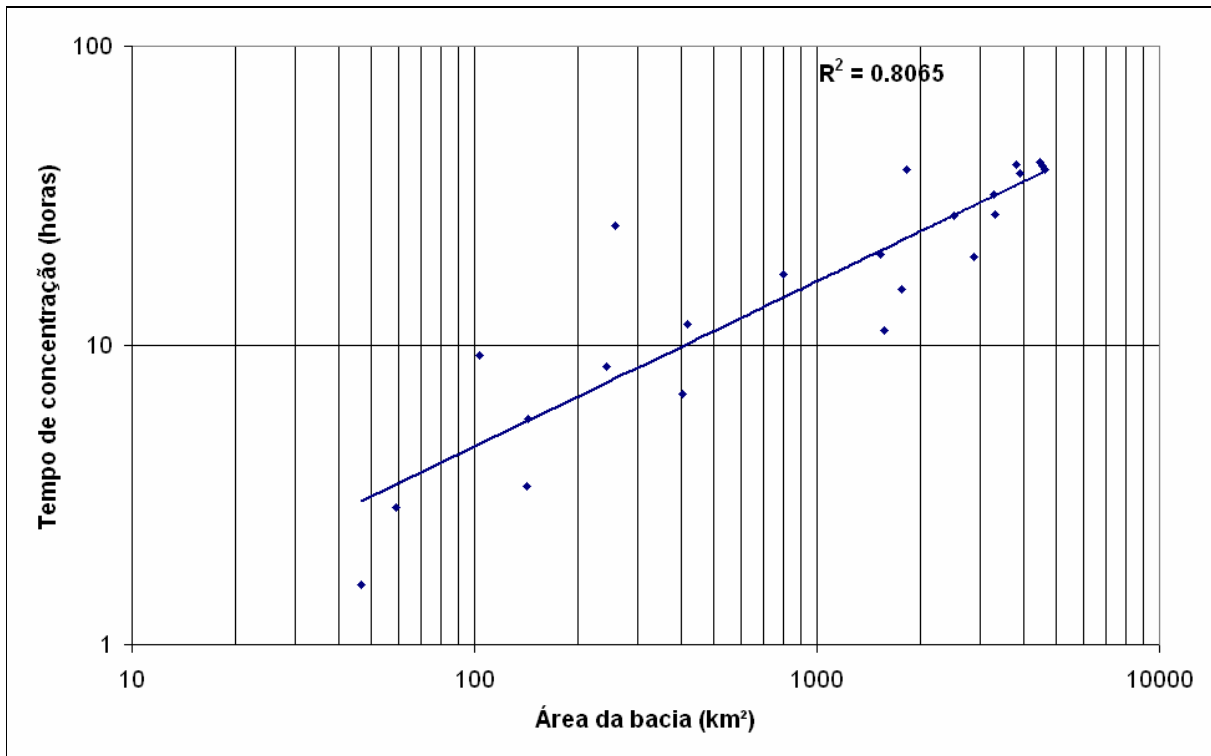


Figura 2 – Correlação do tempo de concentração (calculado pela equação de Kirpich) com a área para 23 bacias da região sul e sudeste do Brasil, com $R^2 = 0,8065$.

Estas observações acima não invalidam o modelo matemático proposto por [12], muito pelo contrário, apenas vem alertar aos usuários das simplificações adotadas e do cuidado que se deve ter ao utilizar uma equação prática para estimativa da vazão máxima instantânea de projeto. É certo que modelo matemático precisa ser comparado com bacias localizadas em outras regiões do domínio brasileiro onde se tenha uma amostra mais representativa da população. A recomendação é que se utilize a Equação 17 quando o usuário tenha segurança de estimativa do tempo de concentração da bacia. E que utilize a Equação 18 acoplada com a Equação 17 em aplicações nas regiões onde a equação foi elaborada (região sul e sudeste).

CONCLUSÕES

Em virtude da carência de estudos sobre o tema, principalmente no Brasil, onde é grande a falta de séries contínuas de vazão atualmente em sua rede hidrológica, este estudo vem ser fundamental na determinação da estimativa da vazão máxima instantânea.

É importante ressaltar que o modelo hidrológico tende a superestimar a estimativa do coeficiente C_M , de acordo com as simplificações adotadas para a vazão de base e o fator de redução da precipitação de projeto.

Pode-se constatar que apenas a regressão linear simples, envolvendo as variáveis C_M (dependente) e t_C (independente), foi suficiente para explicar toda a variabilidade do coeficiente C_M .

O modelo matemático proposto para a estimativa do coeficiente C_M apresentou um coeficiente de determinação equivalente a 93,61%, indicando um bom ajuste na sua regressão. Porém este modelo mostrou superestimar os valores de C_M quanto o mesmo foi comparado com eventos registrados de algumas bacias hidrográficas da região sul e sudeste do Brasil. Uma correção do modelo foi feita para os dados observados considerados. Porém se o usuário tiver segurança da estimativa do tempo de concentração da bacia é interessante o uso do modelo proposto.

REFERÊNCIAS

- [1] SILVA, E. A. e TUCCI, C. E. M. (1997). **Estimativa regional da vazão máxima instantânea em algumas bacias brasileiras**. Porto Alegre, 90p. Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).
- [2] FULLER, W. E. (1914). Flood flows. **Transactions ASCE**. New York, v. 77, p. 564-617.
- [3] GRAY, D. E. (1973). **Handbook on principles of hydrology**. Port Washington Water Information Center.
- [4] CORREIA, F. N. (1983). **Métodos de análise e determinação de caudais de cheia**. Lisboa: LNEC.
- [5] TUCCI, C. E. M. (1991). **Regionalização de vazões do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Companhia de Energia Elétrica (CEEE)/Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS. 5v.
- [6] SILVA, E. A. e TUCCI, C. E. M. (1998). Relação entre as vazões máximas diária e instantânea. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 1, p. 133-151.
- [7] TUCCI, C. E. M. (2002). **Regionalização de vazões**. – Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH.
- [8] KEIFER, C. J. e CHU, H. H. (1957). Synthetic storm pattern for drainage design. Journal of the Hydraulics Division. **American Society of Civil Engineers**. New York, v. 6, n. 2, p. 447-54.
- [9] TUCCI, C. E. M. (1993). **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 2ª edição – Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH.
- [10] SCS. (1975). **Urban hydrology for Small Watersheds**. Washington: U.S. Dept. Agr. (Technical Release, n. 55).

- [11] CETESB. (1986). **Drenagem urbana: manual de projeto**. 3ª edição – São Paulo: CETESB/ASCETESB.
- [12] FRAGOSO JR. C. R. (2005). Regionalização da Vazão Máxima Instantânea com base na Precipitação de Projeto. **Revista eletrônica de Recursos Hídricos**. Disponível em <http://www.iph.ufrgs.br>. v. 1, n. 1, p. 5-16.