

Estimativa do Hidrograma de Projeto com Base na Incerteza dos Parâmetros do Modelo

Roberval dos Santos, Carlos Tucci, André Silveira e Anísio de S. M. Filho

Instituto de Pesquisas Hidráulicas – UFRGS - Av. Bento Gonçalves, 9500

91501-970 Porto Alegre, RS - tucci@if.ufrgs.br

Recebido: 07/06/99 - revisão: 09/07/99 - aceito: 12/12/00

RESUMO

A vazão máxima de projeto pode ser estimada com base em séries de vazões históricas ou a partir de séries de precipitação e sua transformação em vazão por modelos hidrológicos do tipo precipitação-vazão. A disponibilidade de séries de vazões observadas longas e estacionárias é pequena para bacias urbanas. Como os dados de chuva são mais abundantes e possuem séries mais longas, o último método é o mais usado na prática. Isso gera, entretanto, incertezas na resposta devido: a) à dificuldade de avaliação da distribuição temporal e espacial da precipitação; b) à variabilidade dos parâmetros do modelo, de acordo com a bacia e as condições iniciais; e c) às imperfeições na estrutura do modelo hidrológico. Desta forma, o risco da precipitação não é igual ao risco da vazão gerada pelo modelo.

Neste estudo, são analisadas as incertezas da distribuição temporal da precipitação e dos parâmetros do modelo IPH II na estimativa do hidrograma de projeto.

O projetista, ao utilizar o valor da vazão máxima ou do volume, na concepção ou dimensionamento, terá como base não um valor pontual incerto, mas um intervalo de confiança, com seu valor esperado, que é uma estimativa das incertezas presentes.

A metodologia foi aplicada para uma bacia urbana de 40 km² em Porto Alegre para dois cenários de desenvolvimento urbano onde existiam dados observados: 1978-82 e 1995-97. Os resultados mostraram que o intervalo de confiança é significativo, como consequência de todas as incertezas identificadas, mas estima de forma razoável a vazão de projeto se comparado com os dados observados de séries parciais de vazão máxima.

Palavras-chave: hidrograma de projeto; incerteza; urbano.

INTRODUÇÃO

A determinação da vazão máxima e do volume de cheia de uma bacia hidrográfica, realizada com base em registros de vazão, depende da existência de séries históricas que sejam: a) *longas*, para serem representativas das enchentes no local; e b) *estacionárias*, que são aquelas em que suas estatísticas não se alteraram devido às mudanças na bacia.

Como geralmente estas condições não são atendidas, principalmente em bacias urbanas, é usual a utilização de séries de precipitação, que são mais longas, portanto espera-se que sejam mais representativas, e não sofrem alterações significativas devido à urbanização.

As vazões são obtidas a partir das precipitações através de um modelo precipitação-vazão. Neste processo, existem várias incertezas associadas, das quais as principais são as seguintes:

- a variabilidade da distribuição temporal e espacial das precipitações durante os eventos de inundação;
- os parâmetros do modelo que caracterizam a bacia hidrográfica;
- as condições iniciais das variáveis de estado modelo;
- a estrutura do modelo hidrológico que simplifica os processos reais, introduzindo erros na representação do escoamento.

Estas incertezas não garantem que o risco (tempo de retorno) adotado para a precipitação seja o mesmo da vazão e do volume de enchente resultantes.

Na prática corrente, a precipitação é adotada com uma distribuição temporal que maximiza a vazão resultante, como a de blocos alternados utilizados em associação com o modelo SCS (Tucci, 1993). As condições iniciais e os parâmetros são

adotados de forma conservadora, de acordo com a subjetividade do usuário.

Aquele que toma a decisão de escolher o valor da variável de projeto deve conhecer o intervalo de variação imposto pela propagação destas incertezas no entorno do valor esperado da vazão.

Este trabalho é uma contribuição a este assunto e tem por objetivo específico a análise das incertezas da distribuição temporal da precipitação e dos parâmetros do modelo precipitação-vazão IPH II (Tucci, 1998), na estimativa de hidrogramas de projeto.

INCERTEZA

A incerteza na hidrologia é o resultado de fatores relacionados com a deficiência da informação e a complexidade natural da representação dos processos não-lineares da variabilidade dos sistemas e processos hidrológicos. A incerteza pode pertencer as grandezas e atributos espaço-temporais de parâmetros e variáveis de estado do sistema hidrológico. Kundzewicz (1995) destaca que a era da univariabilidade em hidrologia já passou. Chegou a era dos campos aleatórios, onde as variáveis hidrológicas são tratadas como funções de locação (uma, duas ou três dimensões) ou de locação e tempo. Métodos de campos aleatórios representam melhor a natureza do processo.

Haan (1989) destacou que a saída de um modelo apresenta grande incerteza, mas a mesma é pouco reconhecida e incorporada dentro da análise dos sistemas hidrológicos.

Estrutura básica do modelo e predição de erros

Segundo Haan (1989), independentemente de como os modelos são classificados, os mesmos são representados por:

$$O = f(I,P,t)+e \quad (1)$$

onde O é a matriz n por k das respostas hidrológicas a serem modeladas (n é o número de dados pontuais e k é o número de respostas pontuais), f é uma coleção de relações funcionais, I é a matriz n por m de entradas (m é o número de entradas pontuais), P é o vetor de p parâmetros, t é o tempo e “e” uma matriz n por k de erros.

Neste caso, I representa entradas tais como precipitações, temperaturas, usos do solo e P representa coeficientes particulares para uma bacia que podem ser estimados a partir de dados observados por intermédio de ajuste, valores de literatura, mapas, análise regional, experiência e outras possibilidades.

O termo de erro e representa a diferença entre o que realmente ocorre, O, e o que o modelo prediz, \hat{O} . Isto é:

$$\hat{O} = f(I,P,t) \quad (2)$$

e

$$e = O - \hat{O} \quad (3)$$

Para Haan (1989), a incerteza repousa em três fontes, interrelacionadas, abaixo classificadas:

Nos dados de entrada - englobando as variáveis meteorológicas, de escoamento e das características físicas do sistema hidrológico, sujeitas a erros de medição (falta de precisão na medição, rede inadequada de apoio, erro na transmissão de dados, não aferição dos aparelhos) e a processos de natureza aleatória, com uma incerteza estatística peculiar associada às suas leis de probabilidade. Existiriam incertezas, referidas como aleatoriedades temporais e flutuações espaciais, inerentes ao processo natural, as quais quase sempre introduzem uma larga gama de variabilidade no próprio processo físico de geração do escoamento (Melching et al., 1990);

Na estrutura do modelo - causada pelo fato de que não se pode assegurar que um determinado processo hidrológico, ou mesmo o sistema, está sendo corretamente modelado, pois a aproximação dos fenômenos reais são inevitáveis, levando a incertezas. Assim é que, se fosse possível construir um modelo hidrológico estruturalmente perfeito, capaz de reproduzir o ciclo hidrológico, ainda haveria um resíduo aleatório causado pela incerteza natural;

Nos parâmetros - resultado de inadequações nas técnicas para sua estimação, da limitada representatividade dos dados e de imperfeições na estrutura do modelo. Na medida em que determinado processo hidrológico não é representado, ou é modelado de forma simplificada, outros componentes do modelo e seus parâmetros são obrigados a compensar isso para que o modelo dê bons resultados, acontecendo o mesmo em função dos dados. Além

disso, há uma variabilidade (faixa de variação aceitável) na determinação dos valores dos próprios parâmetros para uso no modelo em um determinado evento.

Um modelo é uma descrição matemática de um processo natural físico, químico ou biológico e consiste de equações, gráficos, tabelas ou expressões lógicas. Como o modelo é uma simplificação da realidade, ele não pode descrever precisamente todas as variáveis relevantes dos processos. Por isso a incerteza na saída do modelo é inevitável (o desvio entre a saída do modelo e o processo que o modelo procura descrever). Se um modelo é confiável ou não vai depender da aceitabilidade da incerteza inerente aos seus resultados.

Incerteza nos parâmetros, em suma, reflete *modelos limitados, informação incompleta e técnicas inadequadas de estimativa dos parâmetros*. Para um modelo e um conjunto de circunstâncias, podem ser obtidas diversas estimativas dos parâmetros por diferentes indivíduos e por diferentes conjuntos de dados observados. Dada uma técnica de estimação “perfeita”, as estimativas dos parâmetros do modelo deveriam aproximar-se assintoticamente de seus valores “verdadeiros”, à medida em que aumentam as informações usadas. Em razão disso, os estimadores dos parâmetros devem ser tratados como variáveis aleatórias, uma vez que seus valores dependem de dados observados, os quais podem ser também realizações de processos aleatórios.

Métodos de propagação da incerteza paramétrica

Se a saída Y (variável aleatória) de um modelo chuva-vazão é uma função $f(X)$ de um vetor n -dimensional de variáveis aleatórias X , a essência da análise de propagação da incerteza é explorar as propriedades estatísticas de Y com base naquelas de X .

Neste caso, Y são as vazões e X são os parâmetros e variáveis do modelo sobre o qual é analisada a sua incerteza.

Para este problema a função densidade de probabilidade de Y não pode ser derivada analiticamente a partir de uma consideração das propriedades estatísticas de X , já que não existe uma função explícita entre as variáveis de saída e os parâmetros.

Desta forma, os métodos existentes para avaliação da incerteza paramétrica podem considerar uma relação funcional como:

Função Linear - Se a função de transferência $f[\bullet]$ é linear, Benjamin e Cornell (1970) mostram que:

$$Y = f(X) = f(X_1, X_2, \dots, X_n) = \sum_{i=1}^n \alpha_i X_i \quad (4)$$

$$E[Y] = \sum_{i=1}^n \alpha_i E[X_i] \quad (5)$$

$$\text{Var}[Y] = \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 \text{Var}[X_i] \quad (6)$$

onde $E(\cdot)$ é a média e $\text{Var}(\cdot)$ é a variância.

Função Não-Linear - Como $f[\bullet]$ é, freqüentemente, uma função não-linear no modelo hidrológico, o procedimento comum segue as seguintes alternativas: 1) técnica de linearização pela aproximação de primeira ordem ou linearização estatística; 2) método de Monte Carlo.

Segundo Benjamin e Cornell (1970), a análise de primeira ordem deve ser aplicada apenas para modelação não-linear de sistemas providos de coeficiente de variação não superior a 20% para os parâmetros. Para modelos chuva-vazão que envolvam várias não-linearidades tais como saturação, condições iniciais cujas derivadas parciais não existem, há dificuldade de solução do problema com análise de primeira ordem. Uma alternativa é a linearização estatística.

A linearização estatística pode levar em conta a variância de uma variável aleatória. Além disso, ela não requer a existência de derivadas parciais. Ela também permite dividir a incerteza da saída em suas fontes. Por outro lado, a linearização estatística demanda a função densidade de probabilidade n -dimensional de X e muito mais esforço computacional, já que a integração numérica pode ser necessária em muitos casos.

O método de Monte Carlo, ao contrário, não exige tal linearização. Segundo Roberts et al., o fundamento teórico da análise de Monte Carlo é associado com o fato de que as equações da dinâmica estocástica que governam os sistemas podem ser interpretadas como um conjunto infinito de equações determinísticas. Para cada elemento deste conjunto, a entrada do sistema é uma função amostral do processo de entrada, e a saída do sistema é a correspondente função da amostra da resposta do processo.

Devido à análise de Monte Carlo não ser restrita a sistemas não-lineares e sistemas descontínuos, ela é o método preferido para solucionar algum problema de propagação da incerteza. Para se calcularem as estatísticas de entrada e saída dos modelos, um grande número de iterações é, entretanto, necessário. A viabilidade da análise de Monte Carlo depende principalmente de um significativo esforço computacional e do conhecimento da forma da função densidade de probabilidade das variáveis de entrada (tal como exige a linearização estatística). Neste método é obtido um resultado concentrado da incerteza da resposta, isto é, dificilmente consegue-se estabelecer com precisão a contribuição individual de cada parâmetro.

Nandakumar e Mein (1997) quantificaram os níveis de incerteza de um modelo chuva-vazão, considerando não apenas a parte paramétrica, mas também os erros nos dados hidrológicos e climáticos e o efeito da mudança no uso do solo. Eles realizaram o estudo da incerteza paramétrica, calibrando o modelo em bacias de Victoria (Austrália) e usando o método de Monte Carlo. A análise mostrou que erros sistemáticos na precipitação têm o mais sério efeito sobre predição de cheias. Os autores estimaram que o erro de 10% na precipitação pode causar um erro de cerca de 35% na predição do escoamento.

METODOLOGIA

A metodologia aqui adotada para atender ao objetivo de análise das incertezas da distribuição temporal da precipitação e dos parâmetros de um modelo hidrológico, na estimativa do hidrograma de projeto, considera:

- i. a definição da precipitação de projeto com base no método de Chicago (Keifer e Chu, 1957). Este método que utiliza a curva de Intensidade-Duração-Frequência (curva IDF) do local e distribui no tempo a precipitação com base num parâmetro γ . Considerando as diferentes possibilidades de distribuição temporal, a incerteza da precipitação é introduzida através da distribuição estatística do parâmetro γ ;
- ii. o modelo hidrológico IPH II (Tucci, 1998) para determinação do hidrograma de projeto. Os parâmetros deste modelo foram utilizados para analisar a incerteza paramétrica;
- iii. o método de Monte Carlo como instrumento de avaliação da incerteza da vazão de projeto. Este método foi utilizado em conjunto com a técnica de reamostragem.

Precipitação de projeto

A intensidade da precipitação para um dado período de retorno pode ser obtida através de uma equação IDF do tipo:

$$i = K \frac{T^m}{(t + t_0)^n} \quad (7)$$

onde i é a intensidade média da chuva pontual em mm/h; t é a duração da chuva em minutos; T é o período de retorno em anos; e m , n , t_0 e K são parâmetros próprios do local para o qual se ajustou a equação.

Como o período de retorno é, em geral, fixado para determinado projeto, faz-se $A = KT^m$ e a Equação (7) fica:

$$i = \frac{A}{(t + t_0)^n} \quad (8)$$

A precipitação total, em mm, de duração t , pode ser expressa como:

$$P = \frac{It}{60} = \frac{At}{60(t + t_0)^n} \quad (9)$$

O método de Chicago distribui temporalmente a precipitação P com base em um hidrograma cujo pico é localizado segundo um parâmetro γ .

A precipitação cumulativa antes e após o pico é dada, respectivamente, pelas Equações (10) e (11), considerando o período anterior ao pico $t_b = \gamma t$, o período posterior ao pico $t_a = (1 - \gamma)t$ e $a = A/60$:

$$P = \frac{a \frac{t_b}{\gamma}}{\left(\frac{t_b}{\gamma} + t_0\right)^n} \quad (10)$$

$$P = \frac{a \frac{t_a}{1 - \gamma}}{\left(\frac{t_a}{1 - \gamma} + t_0\right)^n} \quad (11)$$

Para contemplar a variabilidade espacial da precipitação de projeto utilizou-se coeficiente de redução recomendado por Campana (1995) para a área de estudo que é 0,923.

Modelo IPH II

O modelo IPH II é composto por quatro algoritmos: perdas iniciais, separação dos escoamentos com base no algoritmo de Berthelot, propagação superficial com base no método de Clark e propagação subterrânea. Tucci (1998) detalha o funcionamento deste modelo.

Os parâmetros utilizados nesta pesquisa são apresentados na Tabela 1.

Estimativa dos parâmetros - A metodologia adotada para a obtenção dos parâmetros do modelo IPH II é a otimização automática, com base no método de Rosenbrock (1960), utilizando-se a seguinte função objetivo:

$$F_1 = \sum_{i=1}^M (Q_{ic} - Q_{io})^2 \quad (12)$$

onde Q_{ic} é a vazão calculada no intervalo i , Q_{io} a correspondente vazão observada e M o número total de valores.

A otimização da função F_1 é indiretamente a maximização do coeficiente de determinação R^2 :

$$R^2 = 1 - \frac{F_1}{F_0} \quad (13)$$

onde

$$F_0 = \sum_{i=1}^M (Q_{oi} - \bar{Q}_o)^2 \quad (14)$$

Avaliação da incerteza

Neste trabalho foi avaliada a incerteza presente nos parâmetros do modelo e na distribuição temporal da precipitação. Exclui-se, portanto, a *incerteza estrutural* do modelo (suposta estática e não quantificada) e a da distribuição espacial da precipitação.

Abaixo são descritos os passos da metodologia adotada:

- ajuste do modelo hidrológico aos eventos selecionados para o cenário de desenvol-

Tabela 1. Parâmetros do modelo IPH II.

Parâmetro	Restrição	Sentido "físico" atribuído
I_o (mm/ Δt)	$I_o > I_b$	Capacidade de infiltração quando o solo está com armazenamento correspondente à capacidade de campo.
I_b (mm/ Δt)	$I_b < I_o$	Capacidade mínima de infiltração.
h	$0 < h < 1$	Mede a convexidade da curva de infiltração (quando h tende a 1, o decaimento dessa curva é lento).
K_s (Δt)	$K_s < K_b$	Tempo médio de esvaziamento do reser-vatório do escoamento superficial.
K_b (Δt)	$K_b > K_s$	Tempo médio de esvaziamento do reser-vatório de escoamento subterrâneo.
R_{max} (mm)	$R_{max} > 0$	Capacidade máxima do reservatório de interceptação.

Obs.: Δt é o intervalo de tempo da simulação.

vimento da bacia. O conjunto de parâmetros determinados em cada evento representa uma amostra (veja descrição abaixo);

- na fase de estimativa das vazões de projeto existem as seguintes etapas:
 - geração de amostras aleatórias para os valores dos parâmetros do modelo e para o parâmetro da variabilidade temporal da precipitação (γ do método de Chicago);
 - aplicação do modelo com os parâmetros gerados, obtendo-se as vazões e os volumes de escoamento com a precipitação de projeto;
 - ajuste de uma distribuição estatística às saídas do modelo e obtenção de hidrogramas de projeto com bandas de confiança.

Crítérios de geração de estimativas dos parâmetros dos modelos - Após o ajuste de cada evento, resultam valores para os k parâmetros do modelo. Estes constituem um conjunto de tamanho

k, cada um deles correspondente às n cheias reais representativas escolhidas. A cada cheia (amostra) corresponde, portanto, um vetor de parâmetros, isto é:

$$\text{Amostra } l = (p_{11}, p_{21}, p_{31}, p_{41}, p_{51}, p_{61}, p_{71}, \dots, p_{k1})$$

$$\text{Amostra } n = (p_{1n}, p_{2n}, p_{3n}, p_{4n}, p_{5n}, p_{6n}, p_{7n}, \dots, p_{kn})$$

Se houver correlação entre parâmetros, o ajuste da distribuição à amostra é multivariado, caso contrário pode ser univariado. Além disso, deve ser verificado o espectro dos parâmetros, que situa a variabilidade de cada parâmetro com o outro.

Segundo Lei e Schilling (1996), não há necessidade de considerar todos os parâmetros como variáveis aleatórias. Ao contrário, a própria análise já conduz a uma identificação daqueles mais sensíveis, que devem ser os efetivamente considerados na simulação final da resposta do modelo. Em um modelo de onze parâmetros (HYSTEM), eles começaram com todos, chegando ao final com um único parâmetro efetivamente sensível (percentagem de áreas impermeáveis sem armazenamento nas depressões).

Neste trabalho foi utilizada a técnica de *reamostragem*. As n amostras de cada parâmetro são colocadas em uma urna. Há tantas urnas quantos forem os parâmetros independentes. A probabilidade de cada elemento, já que a amostragem é com reposição, é exatamente 1/n (obviamente, se houver c elementos iguais repetidos na urna, sua probabilidade é c/n). A amostragem com reposição assegura a independência na medida que a seleção dos parâmetros seja realizada para um conjunto dependente de parâmetros.

Uma amostra aleatória é obtida sorteando de cada urna um parâmetro (quando são independentes entre si). Obtém-se, então, K^n combinações possíveis, onde K é o número de parâmetros (urnas). Os valores sorteados reproduzem apenas os valores numéricos amostrais. Deve-se, no entanto, considerar que, se os parâmetros possuem correlação entre si, o conjunto de parâmetros ajustados representará uma das amostras, para que seja mantida a correlação ou a relação entre os mesmos.

Critério para geração da distribuição temporal da precipitação - No método de Chicago, a incerteza da variabilidade temporal da precipitação reside em γ e sua geração é com base no método de Monte Carlo.

Este parâmetro, considerado aleatório, varia entre 0 e 1, e significa a posição do pico do hietograma. Neste trabalho, é especificado que ele se distribua uniformemente entre 0 e 1, ou seja, a probabilidade do pico posicionar-se em qualquer instante de sua duração é a mesma. Deste modo, o valor

de γ é um valor oriundo de uma distribuição uniforme que servirá para geração de N precipitações de projeto, onde N será também o número de conjuntos de parâmetros gerados por modelo.

Por outro lado, fixado um intervalo de tempo Δt para a precipitação, que permita descrever com boa precisão a subida do hidrograma e, levando-se em consideração que a duração total da precipitação geralmente é considerada maior ou igual ao tempo de concentração (t_c), o número total de intervalos de tempo da precipitação pode ser escrito como:

$$NT \geq \frac{t_c}{\Delta t} \quad (15)$$

Tucci (1998) aplicou esta metodologia ao modelo SCS, fixando NT com base na relação de SCS (1972), que relaciona tempo de pico, tempo de concentração e intervalo de tempo.

Determinação dos hidrogramas e sua incerteza -

A determinação das vazões máximas e volumes correspondentes do hidrograma e seu intervalo de confiança foi realizada com a seguinte seqüência:

1. escolha do tempo de retorno T;
2. geração do valor de γ e cálculo da distribuição temporal da precipitação;
3. geração do (s) parâmetro (s) do modelo;
4. simulação do hidrograma com base no (s) parâmetro (s) gerados, e obtenção da vazão máxima e do volume;
5. repetição N vezes das etapas 2 a 4;
6. ajuste de uma distribuição normal aos valores de vazão máxima e volume. O valor esperado é obtido pela média e o intervalo de confiança de acordo com o nível de significância escolhido.

RESULTADOS

Bacia do arroio Dilúvio

A bacia arroio Dilúvio localiza-se no município de Porto Alegre (RS), onde a média da precipitação anual é de aproximadamente 1350 mm. As chuvas ocorrem regularmente durante todo o ano e as diferenças entre os valores mensais extremos não são significativas, embora as maiores precipitações ocorram nos meses de inverno e início da primavera.

A bacia Arroio Dilúvio até a seção CPRM (Figura 1) tem uma declividade média de 17%, área efetiva de drenagem de 40 km², com uma rede hidrográfica bem diversificada. Sua cabeceira está localizada no município de Viamão (RS) e seu leito percorre uma extensão, até a seção CPRM, de aproximadamente 9 km, com declividade média de 0,47%, a partir da barragem Lomba do Sabão, que drena toda a água das cabeceiras. Esta barragem, localizada quase na divisa dos municípios de Porto Alegre e Viamão, praticamente retém todo o escoamento de montante. Para a simulação, a bacia a montante da barragem é desprezada.

A bacia tem uma forma retangular no sentido oeste-leste, com urbanização de jusante para montante. A variada topografia influencia o comportamento hidrológico da bacia, observando-se, em geral, hidrogramas complexos na parte urbanizada, nos quais destaca-se a contribuição das sub-bacias de maior declividade, onde o escoamento superficial aumenta com a urbanização.

Dados da bacia

Urbanização - Para análise do impacto da urbanização no escoamento foram utilizados dados de dois períodos: a) 1979/1982; b) 1995/1997.

Alvarez e Sanchez (1979) estimaram com base em ortofotos a área impermeável da bacia em 15% para 1970. Campana (1995) estimou a área impermeável da bacia com base nas imagens de satélite de 1990 em 40%. Estes dados não se referem exatamente às mesmas datas dos eventos, mas são estimativas dos cenários de análise de urbanização definidos que são: a) cenário 79-82; b) cenário 96-97.

Dados Disponíveis - Para cada período foram selecionados um grupo de eventos de cheia, de acordo com a disponibilidade e ocorrência das mesmas. No primeiro cenário foram selecionados 27 eventos e no segundo 12. O número variou devido à variabilidade da ocorrência dos eventos. Nas Tabelas 2 e 3 são apresentadas as características dos eventos.

Na Tabela 4 são apresentados os intervalos do coeficiente de escoamento e seus valores médios para os dois períodos.

Tabela 2. Eventos do cenário de 1979 a 1982.

Evento	Vazão máxima (m ³ /s)	Precipitação total (mm)	Volume total escoado (mm)	C*
07/02/79	16,31	27,50	4,08	0,11
12/02/79	4,43	9,90	1,53	0,03
28/02/79	4,89	7,20	1,33	0,04
04/04/79	11,43	33,00	5,15	0,09
29/04/79	9,61	23,10	3,54	0,07
09/05/79	21,07	36,50	9,80	0,14
18/05/79	13,51	36,20	8,09	0,12
11/06/79	4,20	13,00	2,12	0,08
07/07/79	11,95	35,10	10,25	0,14
25/07/79	6,48	11,80	3,65	0,07
25/08/79	9,71	13,50	2,73	0,09
28/09/79	11,63	31,70	11,12	0,12
22/10/79	7,02	26,20	3,73	0,09
17/11/79	22,99	30,40	9,55	0,18
06/12/79	5,49	19,00	3,86	0,07
12/12/79	43,21	36,90	11,12	0,29
14/12/79	8,33	16,00	7,09	0,08
09/01/80	22,47	21,00	6,13	0,20
31/01/80	13,23	47,20	9,08	0,17
16/02/80	28,79	38,60	8,68	0,17
03/03/80	31,30	41,80	17,31	0,29
01/05/80	10,47	39,20	7,33	0,12
20/07/80	27,29	48,70	21,78	0,30
17/08/80	31,37	28,90	11,22	0,29
12/09/81	19,82	87,70	44,50	0,49
06/11/81	25,60	31,80	9,14	0,15
03/02/82	44,05	70,00	16,54	0,29

* Precipitação efetiva/precipitação total.

Urbanização

O impacto da urbanização entre os dois cenários de urbanização sobre o valor médio do coeficiente de escoamento foi de um incremento de 131%. Isto significa que o crescimento potencial do volume escoado foi desta magnitude, quase duas vezes e meia.

A análise da Figura 2, que mostra a relação entre a vazão de pico observada e o coeficiente de

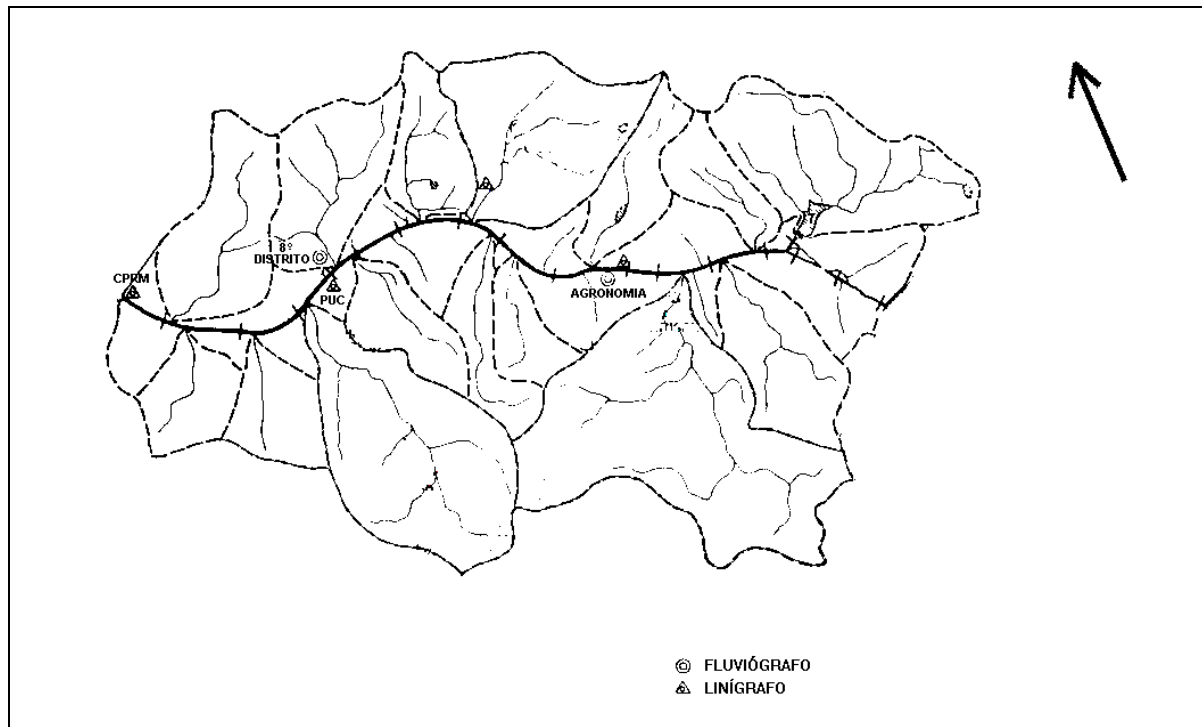


Figura 1. Delimitação da bacia Arroio Dilúvio até a seção CPRM.

escoamento para ambos os cenários, também indica a mudança: a curva foi transladada para cima e o coeficiente mínimo de escoamento saltou de 0,05 para 0,28, seguindo, em ambos os casos, a tendência média. A declividade da tendência diminuiu e o coeficiente de escoamento tem um limite de crescimento porque nos eventos maiores a parcela infiltrada é proporcionalmente menor. No extremo, tenderia a ser curva e mais paralela ao eixo das abscissas no sentido das vazões de pico mais altas, dado que o crescimento da precipitação é muito mais lento do que o da vazão máxima.

A Figura 3 mostra a média móvel de três meses das vazões máximas mensais que se aproxima notavelmente de uma reta ascendente. Como se sabe, uma média móvel fornece informações de tendência que uma média simples de todos os dados históricos não revela. Pode-se observar o aumento da vazão máxima mensal ao longo dos anos. Deve-se ressaltar que esta série não é contínua porque existem falhas de dados entre 1991 e 1994

Estimativa dos hidrogramas de projeto

O modelo IPH II foi ajustado para todos os eventos através da combinação da otimização e

Tabela 3. Eventos do cenário 1995-1996.

Evento	Pico integral (m ³ /s)	Precipitação total (mm)	Volume total escoado (mm)	C*
08/08/96	22,84	21,70	11,94	0,34
14/08/96	22,23	11,00	7,97	0,31
27/08/96	17,09	16,90	13,68	0,30
01/09/96	15,65	21,30	17,37	0,40
24/10/96	21,85	23,00	22,74	0,40
15/11/96	22,34	20,90	10,10	0,24
14/06/97	47,16	43,40	19,93	0,35
22/06/97	67,44	36,10	22,60	0,49
18/07/97	21,94	23,00	9,86	0,27
03/08/97	34,95	35,50	34,21	0,59
07/08/97	13,45	8,50	6,66	0,35
16/08/97	51,54	29,10	17,05	0,41

* Precipitação efetiva/precipitação total

tentativa e erro. Nas Figuras 4 e 5 são apresentados os valores observados e calculados da vazão máxima e volume do ajuste do modelo. Por princípio os parâmetros de infiltração do modelo não devem se alterar entre cenários, considerando que o solo não se altera. No entanto, como no ajuste existem variações dos parâmetros devido as características dos

Tabela 4. Valores do coeficiente de escoamento.

Período	Intervalo	Médio	Número de eventos
78/82	0,03 – 0,49	0,16	27
95/97	0,24 – 0,59	0,37	12
Acréscimo %		131,3	

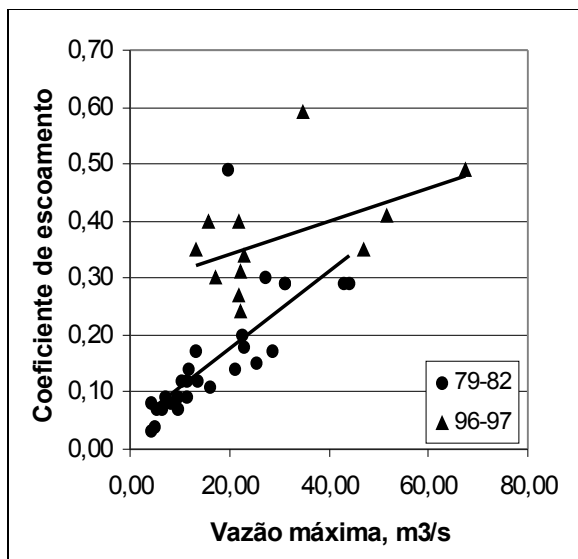


Figura 2. Coeficiente de escoamento x vazão de pico observada.

eventos, observou-se alguma diferença, principalmente no parâmetro I_b (Tabela 5).

Os parâmetros utilizados na análise de incerteza foram I_b , h e R_{max} . Os dois primeiros correspondem à equação de infiltração e não mostraram correlação significativa entre si.

Nos resultados apresentados na Tabela 5 pode-se observar que a variabilidade dos parâmetros I_b , K_s e K_b é pequena entre os eventos. Resultavam, portanto, duas opções: a) fixar os mesmos com um valor médio devido a sua pequena variabilidade; ou b) selecionar os valores dos mesmos em conjunto com os parâmetros sensíveis (I_b , h e R_{max}), que apresentaram maior incerteza no processo de ajuste. Foi escolhida a primeira opção porque verificou-se pequena variação nos valores do ajuste, o que não introduziria diferenças importantes nos valores gerados.

Com base nestes parâmetros foram gerados os hidrogramas pelo modelo considerando a incerteza também na precipitação. Os valores esperados das vazões para os dois cenários são apresentados na Figura 6. Na Tabela 6 são apresentados os valores do coeficiente de variação e na Tabela 7 a alteração das vazões entre os cenários. Nas Tabelas 8 e 9 são apresentadas as comparações de vazão e volume para os dois cenários.

Comparação com a distribuição vazões máximas obtida a partir de vazões observadas - Não é possível utilizar a série de vazões máximas

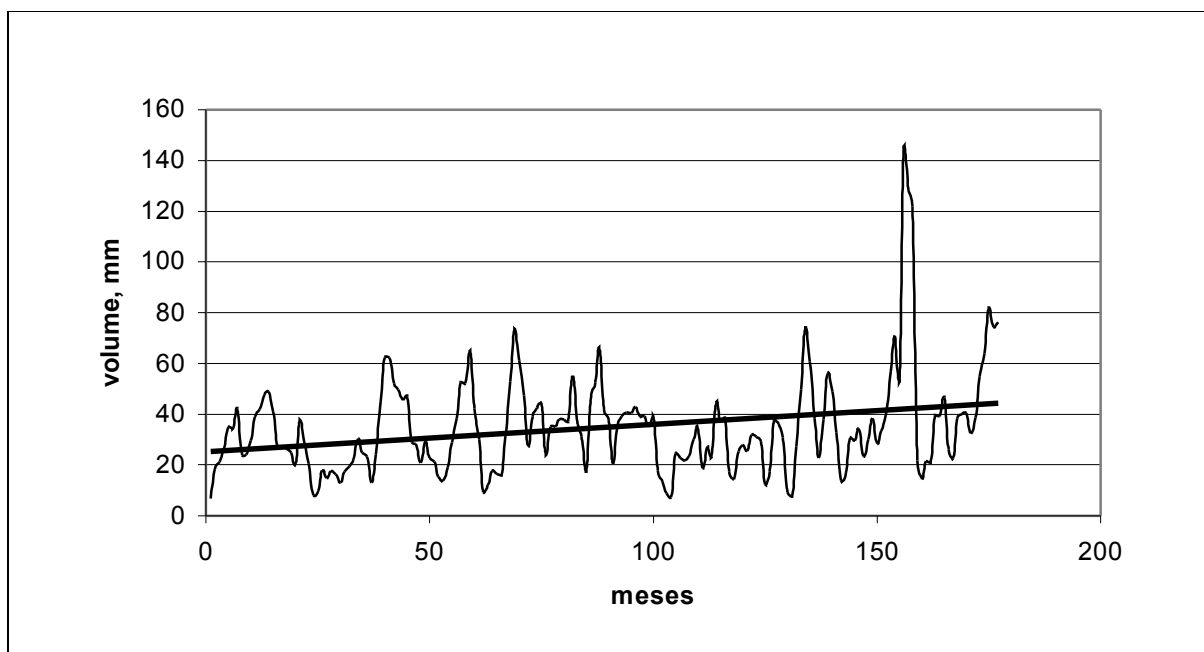


Figura 3. Média móvel trimestral das vazões máximas mensais (1979-1997).

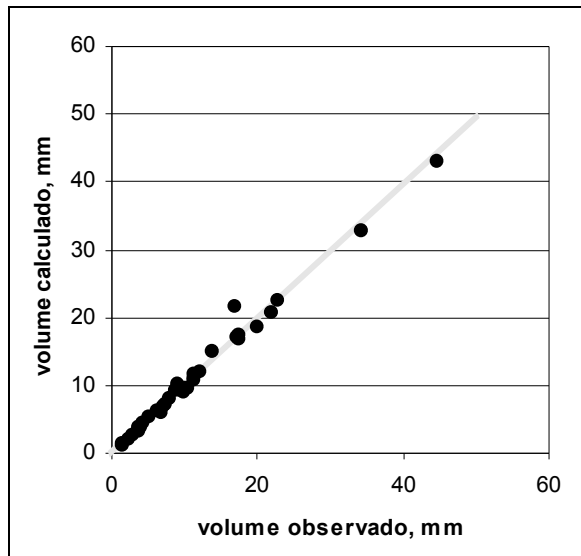


Figura 4. Volume observado e calculado dos eventos ajustados (reta indica quando os valores coincidem).

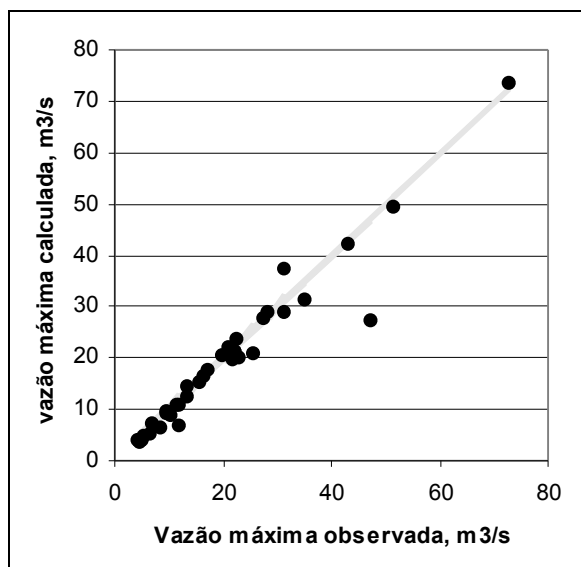


Figura 5. Vazão máxima observada e calculada dos eventos ajustados (reta indica quando os valores coincidem).

de 1979 a 1997 porque a mesma não é homogênea devido à urbanização, como identificado anteriormente neste texto. Para determinação da distribuição dos valores máximos nos dois cenários foi utilizada uma distribuição de vazões máximas baseada em séries parciais (NERC, 1975).

Para o cenário 1979-1982 (4 anos) foi escolhida a vazão máxima de corte igual a 90 m³/s e identificados 11 eventos. Para o cenário de

Tabela 5. Valores médios dos cenários.

Parâmetro	1979-1982	1996-1997	Intervalo
Io (mm/Δt)	10,1	10,0	10 – 10,9
Ib (mm/Δt)	0,51	0,40	0,15 – 0,8
h	0,81	0,80	0,80 – 0,85
Ks (Δt)	2,69	2,31	0,14 – 4,71
Kb (Δt)	30,00	30,00	30
Rmax (mm)	4,00	6,70	0 – 17

Tabela 6. Coeficiente de variação dos resultados do modelo IPH II.

T (anos)	Cenário 79-82		Cenário 96-97	
	Q _{max}	Volume	Q _{max}	Volume
2	0,29	0,34	0,18	0,20
5	0,26	0,31	0,17	0,18
10	0,25	0,30	0,16	0,18
15	0,24	0,29	0,15	0,17
20	0,24	0,28	0,15	0,17
25	0,23	0,28	0,15	0,17
50	0,22	0,27	0,14	0,16
100	0,23	0,26	0,14	0,16

Tabela 7. Fator de aumento na vazão máxima e no volume entre os dois cenários (modelo IPH II).

T (anos)	Q _{max}	Volume
2	1,57	1,19
5	1,52	1,15
10	1,48	1,12
15	1,47	1,11
20	1,46	1,10
25	1,45	1,09
50	1,43	1,08
100	1,43	1,06

1995-1997 (3 anos) a vazão de corte foi de 100 m³/s e identificados 13 eventos. Com base nestes eventos foram calculadas as vazões máximas de 2 e 5 anos. Riscos maiores não foram utilizados devido ao tamanho da série parcial. Os resultados são apresentados na Tabela 10.

As incertezas existentes nos dados hidrológicos observados são: a) a curva de descarga não tem sido aferida com o tempo e, devido ao assoreamento do canal existem fortes incertezas quanto a vazão; b) a própria extrapolação da curva de descarga apresenta incertezas, principalmente quando

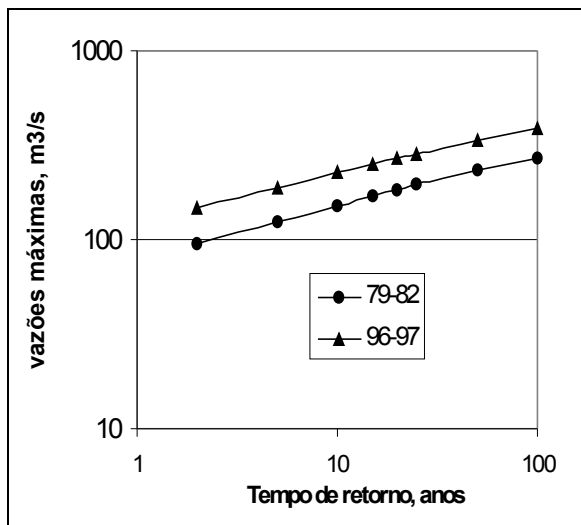


Figura 6. Curva de probabilidade de vazões máximas dos dois cenários (IPHII).

Tabela 8. Valores comparativos de vazão máxima (m^3/s) dos dois cenários.

T (anos)	79-82	96-97
2	94,17	147,95
5	124,68	189,01
10	152,03	225,57
15	170,03	249,41
20	183,68	267,52
25	194,83	282,29
50	232,78	332,60
100	272,13	390,19

o canal atinge a longarina das pontes, o que pode criar algum remanso.

As vazões para os riscos de 2 e 5 anos obtidas com base nas séries parciais são considerados como os valores observados. Dos resultados apresentados, a vazão observada de projeto encontra-se dentro do intervalo de confiança superior de 67% da estimativa do método indireto de estimativa da vazão de projeto baseado na precipitação e modelo precipitação-vazão. Estes resultados indicam que, adotando o intervalo superior para o valor esperado o projetista utilizará um valor conservador próximo do real. Esta conclusão é restrita a este caso, mas pode ser um indicador para outras bacias.

CONCLUSÕES

A determinação do hidrograma de projeto na prática tem sido um procedimento onde existe

Tabela 9. Valores comparativos de volume (mm) máximos esperados dos dois cenários.

T (anos)	79-82	96-97
2	31,9	37,9
5	41,9	48,0
10	51,0	57,1
15	56,9	63,0
20	61,4	67,4
25	65,1	71,1
50	77,6	83,5
100	91,9	97,8

Tabela 10. Comparação entre as vazões simuladas (m^3/s), valor esperado e intervalo de confiança de 67% e as vazões obtidas pelo ajuste de uma distribuição parcial as vazões observadas nos dois cenários de urbanização.

Resultados	2 anos		5 anos	
	79-82	95-97	79-82	95-97
<i>Modelo IPH II</i>				
Limite superior	121,2	175,2	157,5	220,8
Valor esperado	94,2	147,2	124,7	189,0
Limite inferior	67,2	119,0	91,9	157,2
Ajuste de distribuição parcial	118,7	175,5	134,2	207,6

um significativo grau de subjetividade na escolha da distribuição da precipitação, dos parâmetros do modelo e das condições iniciais da simulação. Este conjunto de incertezas inerentes ao processo é geralmente desprezado nesse tipo de análise, ficando sempre a sensação de um erro maior de avaliação.

Neste estudo foi utilizado um modelo hidrológico (IPH II) para a determinação da vazão de projeto onde as incertezas tratadas estatisticamente consideraram: i) a distribuição temporal da precipitação; ii) a variabilidade amostral dos parâmetros dos modelos.

A metodologia utilizada permite transferir para os resultados da vazão as incertezas inerentes destes fatores, obtendo-se o valor esperado e seu intervalo de confiança.

Os resultados apresentados mostraram em resumo o seguinte:

- O coeficiente de variação do intervalo de confiança foi da ordem de 0,30. Isto indica que o desvio padrão do intervalo é cerca de 30% do valor esperado;
- O referido coeficiente de variação não se modificou muito com o tempo de retorno,

mas como era de esperar teve a tendência de reduzir;

- As vazões observadas foram utilizadas para o ajuste de uma distribuição parcial para os cenários de análise. Os resultados obtidos com o modelo mostraram que esta vazão observada fica dentro do intervalo superior de confiança de 67% (valor esperado acrescido de um desvio padrão), para riscos de 2 e 5 anos. Deve-se considerar nesta comparação que os dados observados apresentam também fortes incertezas locais;
- O uso da incerteza permite filtrar os erros inerentes nos dados hidrológicos, na insegurança quanto a definição dos parâmetros hidrológicos e na distribuição da precipitação;

Para o usuário mais conservador é possível definir as vazões de projeto como por exemplo: Considerando um tempo de retorno T, a vazão máxima pode ser escolhida com apenas 5% de chance de ser superada por:

$$Q_T = Q_{ES_T} [1 + 1,96C_v(T)]$$

onde Q_{ES_T} é a vazão esperada para o tempo de retorno T; $C_v(T)$ é o coeficiente de variação para o tempo de retorno T.

No caso do arroio Dilúvio a capacidade do canal principal está aquém da vazão de 50 anos de período de retorno, mesmo à plena capacidade nominal (que não é atingida, devido à vegetação e assoreamentos), visto que essa vazão máxima esperada para esta recorrência é superior a 332,60 m³/s;

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa é resultado do Programa de Núcleo de Excelência (PRONEX) do Ministério de Ciência e Tecnologia, CNPq e FINEP Financiadora de Estudos e Projeto e bolsa de estudo da CAPES.

REFERÊNCIAS

- ALVAREZ, C. & SANCHEZ, J. (1979). *Instituto de Pesquisas Hidráulicas*, UFRGS.
- BENJAMIN, J. R. & CORNELL, C. A. (1970). *Probability, Statistics and Decision Making for Civil Engineers*. McGraw-Hill, New York, N. Y.
- CAMPANA, A. N. (1995). *Impacto da urbanização nas cheias urbanas*. Tese de Doutorado. IPH-UFRGS.
- HAAN, C. T. (1989). Parametric Uncertainty in Hydrologic Modeling. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, St. Joseph, v. 32, n° 1, p. 137-45.
- 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.

KUNDZEWICZ, Z. W. (1995). Hydrological uncertainty in perspective. In: KUNDZEWICZ, Z. W., ed. *New Uncertainty Concepts in Hydrology and Water Resources*. Cambridge: Cambridge University Press. p. 322, cap. I, p. 3-10.

LEI, J. H. & SCHILLING, W. (1996). Preliminary uncertainty analysis – a prerequisite for assessing the predictive uncertainty of hydrologic models. *Water Science & Technology*, IAWQ, v. 33, n° 2, p. 79-89.

MELCHING, C. S.; YEN, B. C. & WENZEL, H. G. (1990). A reliability estimation in modeling watershed runoff with uncertainties. *Water Resources Research*. v. 26, n° 10, p. 2275-86.

NERC (1975). *Flood Study Report*, v. 1 NERC.

NANDAKUMAR, N. & MEIN, R. G. (1997). Uncertainty in rainfall-runoff model simulations and the implications for predicting the hydrologic effects land-use change. *Journal of Hydrology*, 192, p. 211-32.

ROSENBROCK, H. H. (1960). An Automatic Method for Finding the Greatest or Least Value of a Function. *Computer J.3*, p. 1975-84.

SCS (1972). *Urban hydrology for small watersheds*. Washington: U. S. Depto. Agr.

TUCCI, C. E. M. (1993). Escoamento Superficial. In: Tucci, C. E. M., org. *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH/EDUSP. p. 943.

TUCCI, C. E. M. (1998). *Modelos Hidrológicos*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade: ABRH/UFRGS. p. 669.

Estimate of the Design Hydrograph Based on the Uncertainty of Model Parameters

ABSTRACT

The maximum design streamflow can be estimated based on a series of historical streamflows or a precipitation series and its transformation into flow by hydrological models of the rainfall-runoff type. There are few long, stationary flow series available for urban basins. Since the rainfall data are more plentiful, and present longer series, the latter method is more widely used in practice. This, however, generates uncertainties in the response due to: (a) difficulty in evaluating temporal and

spatial distribution of rainfall; (b) variability of model parameters according to the basin and initial conditions; (c) and imperfections in the structure of the hydrological model. Thus the risk of precipitation is not the same as the risk of flow generated by the model.

In this study, the uncertainties of temporal distribution of precipitation and parameters of the IPH II model are analyzed in estimating the design hydrograph.

When using the value of maximum streamflow or volume in defining or sizing, the designer will base his work not on an uncertain point value, but on a confidence interval, with the expected value, which is an estimate of the uncertainties found.

The method was applied to a 40 km² urban basin in Porto Alegre for two scenarios of urban development for which there were observed data: 1978-1982 and 1995-1997. The results showed that the confidence interval is significant, as a result of all the uncertainties identified, but provides a reasonable estimate of the design flow as compared with the data observed for partial series of maximum flow.

Key-words: design hydrograph; uncertainty; urban.