

Artigo Técnico

Análise da implantação de reservatórios de retenção de forma que sejam minimizados os impactos causados por inundações

Implementation analysis of detention reservoirs in order to minimize the impacts caused by floods

Laila Atyna Alves Vergutz^{1*} , Carlos Eugênio Pereira¹ , Marcio Augusto Reolon Schmidt¹ 

RESUMO

Por causa do avanço da ocupação urbana e consequente impermeabilização dos solos, ocorre um aumento do escoamento superficial, provocando, assim, inundações mais frequentes do que as que existiam quando a superfície era permeável. Este trabalho teve como objetivo propor o uso de reservatório de retenção como técnica compensatória de drenagem urbana. Para isso, foram simulados cenários, com e sem a implantação de reservatórios, e compararam-se os resultados hidrológicos com o cenário de pré-urbanização, também simulado. As simulações foram realizadas a partir dos modelos hidrológicos da plataforma *Hydrologic Engineering Center (HEC) – Hydrologic Modeling System (HMS)*. Foram analisadas diferentes concepções de reservatórios e concluiu-se que aquele com dispositivos de saída instalados ao longo de sua altura fornece resultados hidrológicos favoráveis. Por último, verificou-se a capacidade dos reservatórios para períodos de retorno igual e inferiores a 100 anos, de forma que se obtenha a eficiência dos reservatórios em outros períodos de recorrência, cujos resultados com a execução de reservatórios em pontos estratégicos demonstraram que tais dispositivos reduzem significativamente as vazões de saída, e, para os períodos de retorno de 5, 20, 50 e 100 anos, foram, respectivamente, 182,56; 209,63; 233,10; e 244,61%. Portanto, o uso de reservatórios pode ser considerado positivo com relação a redução de inundações e possíveis prejuízos financeiros satisfatórios.

Palavras-chave: técnica compensatória de drenagem urbana; modelagem hidrológica; controle de enchentes.

ABSTRACT

Due to the increasing urban occupation, and subsequent sealing of the soil, there is an increase in the surface runoff, thus causing more frequent floods than those that existed when the surface was permeable. The objective of this study was to propose the use of a detention reservoir as a compensatory urban drainage technique. For this, scenarios were simulated, with and without reservoir implementation, and the hydrological results were compared with the simulated pre-urbanization scenario. The simulations were performed from the hydrological models of the HEC-HMS platform. Different conceptions of reservoirs were analyzed, and it was concluded that the reservoir with output devices installed along its height provides favorable hydrological results. Finally, the capacity of the reservoirs for return periods equal to and below 100 years was verified, in order to obtain the efficiency of the reservoirs in other periods of recurrence, whose results with the execution of reservoirs at strategic points demonstrated that such devices significantly reduce the outflows, and for the return periods of 5, 20, 50 and 100 years were respectively 182.56%, 209.63%, 233.10%, 244.61%. Therefore, the use of reservoirs can be considered positive in relation to the reduction of floods and possible financial losses.

Keywords: urban drainage compensatory technique; hydrological modeling; flood control.

INTRODUÇÃO

O avanço das cidades provoca impactos significativos no meio ambiente e na população de forma que afeta a qualidade de vida das pessoas. Com a impermeabilização do solo devido à malha urbana, à retificação e à canalização dos corpos hídricos, há um aumento da velocidade de escoamento, resultando em picos de vazão maiores em tempos menores

e, como consequência do inadequado sistema de drenagem, são gerados prejuízos e transtornos à população.

Atualmente, buscam-se soluções para amenizar os problemas das inundações de forma que não se transfira o problema de um ponto a montante para jusante. Existem vários mecanismos com o objetivo de minimizar os impactos causados pela chuva, conhecidos como técnicas

¹Universidade Federal de Uberlândia - Uberlândia (MG), Brasil.

*Autor correspondente: laila_atyna@hotmail.com

Recebido: 01/02/2017 - Aceito: 11/10/2018 - Reg. ABES: 175242

compensatórias de drenagem urbana — entre eles, os reservatórios de detenção são foco deste trabalho. Estes podem ser entendidos como estruturas destinadas a reservar as águas advindas do escoamento pluvial, temporariamente, e proporcionam um escoamento gradativo após a precipitação, evitando a transferência de cheias para outros pontos.

Outras formas de detenção da água da chuva são encontradas na literatura, por exemplo, no trabalho de Palla e Gnecco (2015), que investigaram a resposta hidrológica em uma pequena bacia hidrográfica urbana em diferentes cenários de uso de ocupação do solo, com a inclusão de telhados verdes e pavimento permeável.

Ribeiro Neto, Batista e Coutinho (2016) realizaram simulação hidrológica-hidráulica para o baixo curso do rio Ipojuca, utilizando os modelos *Hydrologic Engineering Center (HEC) — Hydrologic Modeling System (HMS)* e *HEC — River Analysis System (RAS)*, com o objetivo de desenvolver metodologia para mapeamento de indicadores de perigo e áreas inundáveis em escala municipal. Outros autores também utilizaram o modelo *HEC — HMS* para gerar vazões de cheia em áreas impermeáveis, entre eles podem-se citar Suriya e Mudgal (2012) e Gumindoga *et al.* (2017).

Outros modelos são utilizados, como o *Storm Water Management Model (SWMM)* e o *Infoworks CS*, utilizado por Gires *et al.* (2012) para analisar o escoamento superficial sobre a bacia hidrográfica urbana de Cranbrook, em Londres, com área estimada de 900 ha.

Nesse contexto, utilizou-se, no presente trabalho, o programa *HEC — HMS* para quantificar o escoamento superficial em uma bacia urbana na cidade de Uberlândia (MG) e verificou-se a influência de reservatórios de detenção em pontos estratégicos dessa bacia.

METODOLOGIA

A seguir, são descritas as etapas metodológicas, incluindo informações sobre a área de estudo, as equações utilizadas para cálculo do tempo de concentração, as relações entre as áreas permeáveis e impermeáveis propostas pelo *Natural Resources Conservation Service (NRCS)*, conhecidos como número da curva (CN, na sigla em inglês), o tipo de solo da área em análise e a distribuição temporal das precipitações de acordo com o método de Huff.

Bacia hidrográfica São Pedro

A bacia hidrográfica do córrego São Pedro está localizada no município de Uberlândia (MG) e abrange uma área de aproximadamente 46,8670 km², com perímetro de 28,83 km. Todo esse córrego encontra-se, atualmente, canalizado. Na Figura 1, é ilustrada a delimitação das sub-bacias que o compõem.

Com o objetivo de facilitar o entendimento do trabalho, as sub-bacias foram classificadas como São Pedro Alto (SPA), Médio (SPM) e Baixo (SPB), sendo o foco desta pesquisa posicionar e dimensionar os

reservatórios para a SPA, de forma que se garanta que uma vazão de pré-desenvolvimento seja alcançada.

Divisão da sub-bacia São Pedro Alto e locação dos reservatórios

A sub-bacia São Pedro foi dividida em cinco regiões, de tal forma que cada uma coletará a água escoada e a armazenará em quatro reservatórios, como ilustrado na Figura 2, considerando reservatórios *off-line*. As divisões foram feitas por meio das curvas de nível da planta planialtimétrica da cidade de Uberlândia (MG).

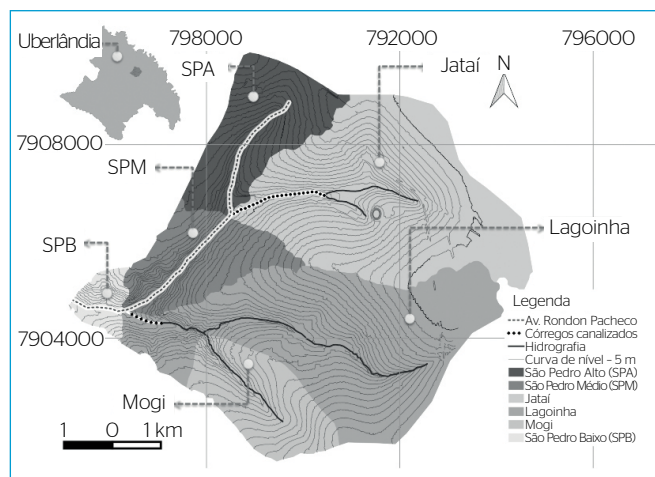


Figura 1 - Mapa de localização das sub-bacias do Córrego São Pedro em Uberlândia (MG).

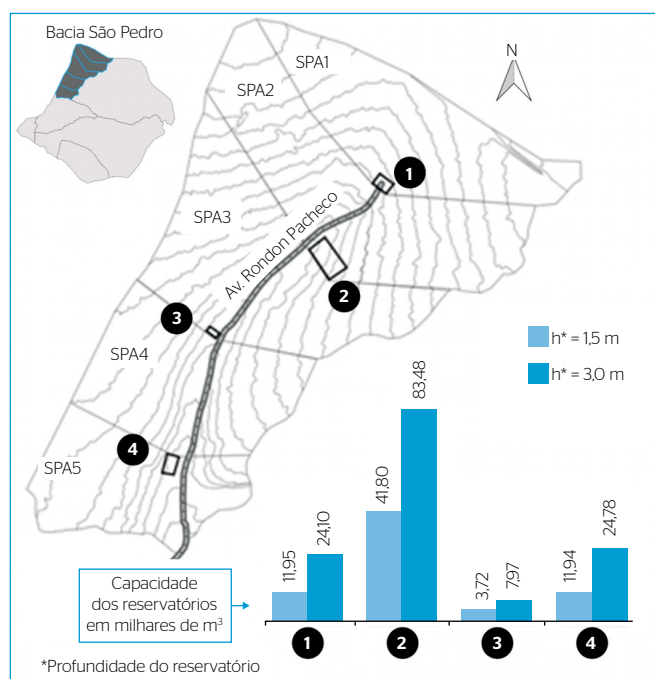


Figura 2 - Mapa de localização das sub-bacias do São Pedro Alto em Uberlândia (MG).

Os reservatórios foram alocados em áreas livres e com disponibilidade física adequada. O primeiro proposto foi na rua Ângelo Zocolli, 111; o segundo, próximo ao Teatro Municipal, na Av. Rondon Pacheco, 7.070; o terceiro, na avenida Rondon Pacheco, próximo ao número 5.455; e o último, no *campus* da Educação Física da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), rua Benjamin Constant, 1.286. Posteriormente, foi considerada a existência de apenas dois reservatórios, numerados pelos itens 2 e 4.

Características dos reservatórios

As estruturas foram dimensionadas de modo que possa haver conciliação entre o armazenamento das águas pluviais e, nos períodos de seca, possam ser utilizados como áreas de lazer. Com isso, todos os reservatórios foram idealizados para servirem como áreas recreativa e de prática de esportes. As dimensões e áreas da base dos reservatórios encontram-se na Tabela 1.

Para o dimensionamento dos reservatórios, foi considerada, em uma primeira etapa, profundidade de 1,5 m e, posteriormente, de 3,0 m. Como dados de entrada do dimensionamento, na Figura 3, constam as curvas cota \times volume para reservatórios com 1,5 e 3,0 m de profundidade, respectivamente.

Modelo de cálculo hidráulico-hidrológico

A plataforma HEC, do *US Army Corps of Engineers*, possibilita a simulação hidrológica a partir do programa HMS. Na sua versão 3.0, é possível determinar o hidrograma de escoamento superficial direto produzido

por uma bacia hidrográfica. No programa, uma bacia é interligada por um grupo de áreas, e os parâmetros hidrológicos podem ser tomados como uma média dentro de cada área. As fases de trabalho do programa podem ser definidas em quatro grandes áreas, sendo a primeira relacionada com a determinação da precipitação efetiva; seguida pela transformação dessa precipitação em escoamento superficial direto; posteriormente, ocorre a distinção entre escoamento direto e base; e, por último, realiza-se a simulação para amortecimento das vazões de pico. A seguir, na Figura 4, encontra-se um esquema de como ocorrem as etapas desse processo e os métodos utilizados.

A modelagem hidrológica adotada considera o método de perdas por infiltração como o CN do NRCS, de tal forma que foram determinados os valores do coeficiente adimensional CN para todas as sub-bacias necessárias utilizando-se as tabelas encontradas no capítulo 9 do *National Engineering Handbook* (NEH) (NRCS, 2004) e em Bidone e Tucci (1995). Já o método de transformação do excedente de precipitação em vazão foi dado pelo modelo do Hidrograma Unitário do NRCS, em que o HEC — HMS utiliza o tempo de retardo, que compreende o tempo entre os centros de gravidade do hidrograma e do hidrograma estimado em 60% do tempo de concentração. Esse método é encontrado em Chow, Maidment e Mays (1988).

Tempo de concentração

O tempo de concentração foi dado pela média aritmética entre o método cinemático do NRCS, representado pela Equação 1, e o método cinemático (Equação 2). Estes utilizam a estimativa da velocidade de escoamento, considerando a ocupação do terreno. O primeiro é encontrado em McCuen (1998), enquanto o segundo, em Bidone e Tucci (1995).

$$t = 1.000/60 \cdot \sum L/V \quad (1)$$

Tabela 1 - Características dos reservatórios.

Reservatório	Lados [m]	Área [m ²]
Res. 1	77,2 \times 109,9	8.484,7
Res. 2	228,5 \times 125,5	2.8688,1
Res. 3	73,2 \times 37,3	2.732,2
Res. 4	72,7 \times 115,3	8.391,1

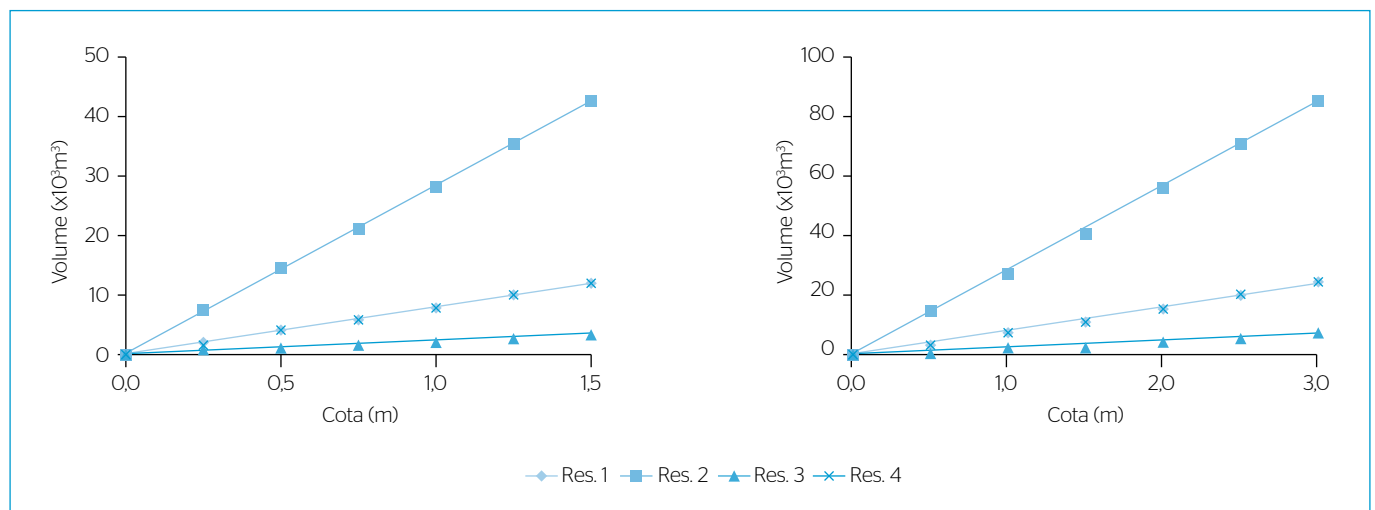


Figura 3 - Curva cota \times volume dos reservatórios.

Em que:

t_c = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

V = velocidade média de escoamento em $m.s^{-1}$, conforme Tabela 2.

O tempo de concentração pelo método cinemático pode ser expresso pela Equação 2:

$$t_c = \frac{1}{60} \cdot \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (2)$$

Em que:

t_c = tempo de concentração em minutos;

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo em metros;

V_i = velocidade de escoamento no trecho i em $m.s^{-1}$.

A velocidade de escoamento pode ser determinada usando a fórmula de Manning, apresentada na Equação 3, simplificada de maneira que o coeficiente k seja a relação entre o raio hidráulico e o coeficiente de rugosidade de Manning (n).

$$V = k.S^{0.5} \quad (3)$$

Em que:

V = velocidade em $m.s^{-1}$;

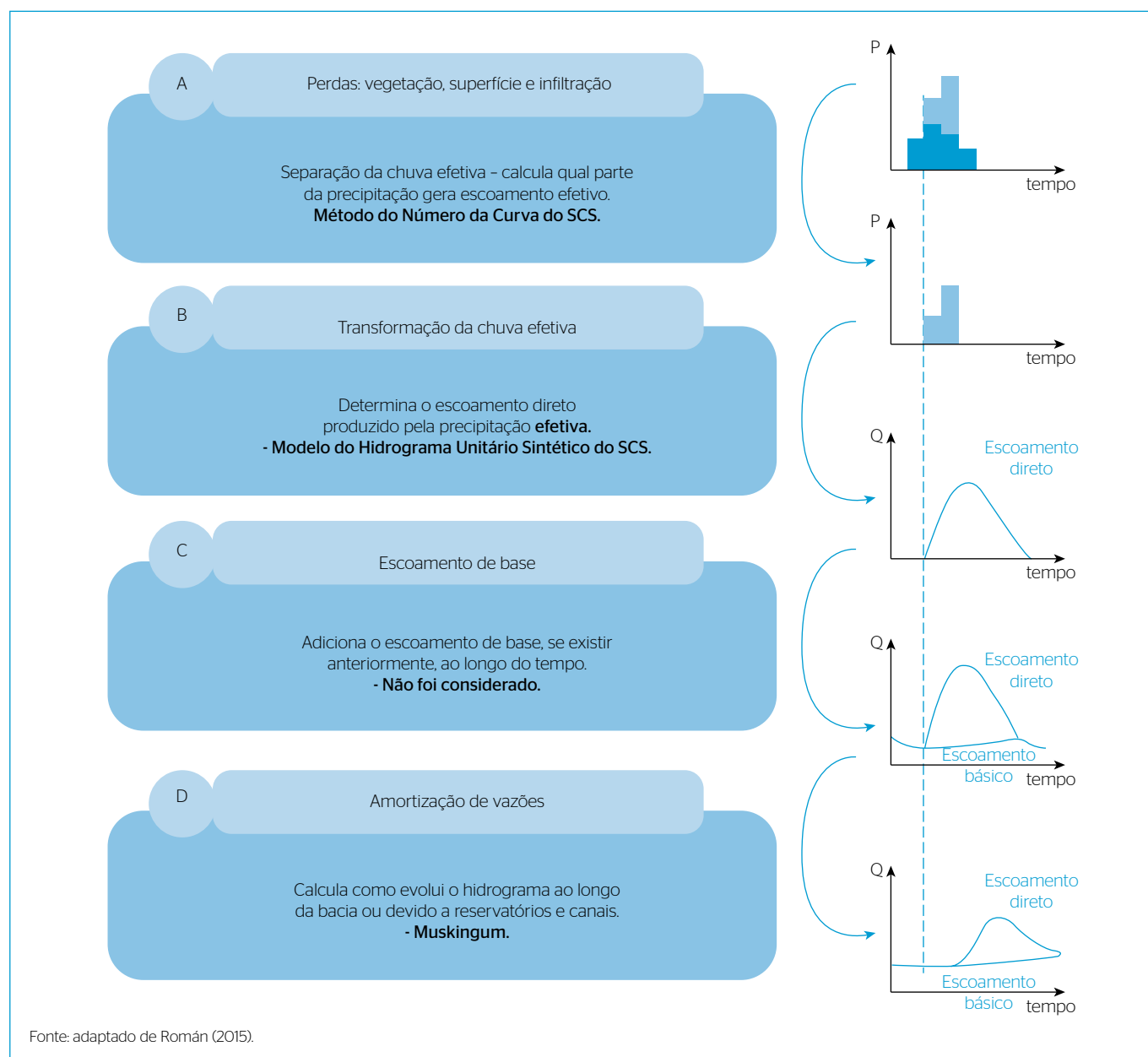


Figura 4 - Modelo hidrológico adotado na pesquisa.

S = declividade em $m.m^{-1}$;
 k = coeficiente, conforme Tabela 3.

Equação Intensidade-Duração-Frequência

Segundo Vergütz (2016), a equação IDF, para a cidade de Uberlândia (MG), pode ser representada pela Equação 4:

$$i = \frac{34,1822 \cdot Tr^{0,1788}}{(t+15,7)^{0,8766}} \quad (4)$$

Em que:

i = intensidade, em $mm.min^{-1}$;

Tr = período de retorno, em anos;

t = tempo de concentração da bacia, em minutos.

Tempo de duração e período de retorno

O tempo de duração adotado para a pesquisa corresponde a duas horas. Para obras de macrodrenagem, seguiu-se a recomendação da CETESB (1986) e, assim, foi adotado um período de retorno de 100 anos, incluindo piscinões e obras públicas importantes.

Tabela 2 - Velocidade média para cálculo de tempo de concentração.

Descrição do escoamento	Declividade em %			
	0 a 3	4 a 7	8 a 11	> 12
Em superfície de:				
Florestas	0 a 0,5	0,5 a 0,8	0,8 a 1,0	> 1,0
Pastos	0 a 0,8	0,8 a 1,1	1,1 a 1,3	> 1,3
Áreas cultivadas	0 a 0,9	0,9 a 1,4	1,4 a 1,7	> 1,7
Pavimentos	0 a 2,6	2,6 a 4,0	4,0 a 5,2	> 5,2
Em canais:				
Mal definidos	0 a 0,6	0,6 a 1,2	1,2 a 2,1	-
Bem definidos	Usar fórmula de Manning			

Fonte: Tucci (1995).

Tabela 3 - Coeficientes k.

Uso da terra e regime de escoamento	Coeficiente k
Floresta com muita folhagem no solo	0,76
Área com pouco cultivo, terraceamento	1,52
Pasto ou grama baixa	2,13
Áreas cultivadas	2,74
Solo quase nu, sem cultivo	3,50
Caminhos de escoamento em grama, pasto	4,57
Superfícies pavimentadas, pequenas voçorocas de nascentes	6,10
Canaleta pavimentada	14,09

Fonte: adaptado de Bidone e Tucci (1995).

Distribuição temporal

Justino (2004) afirma que a distribuição temporal da chuva de 24 horas observada nos intervalos de 15 e 16 de fevereiro de 2002 (9 horas) é a maior tormenta verificada na bacia dentro do período de dados de chuva da estação pluviométrica usada neste estudo. Os dados que foram medidos entre 1981 e 2003 e intervalo existente assemelham-se à distribuição com 50% de probabilidade, no 1º quartil de duração, proposta por Huff em 1978, conforme Tucci (1995). Dessa forma, foi utilizada, no planejamento da bacia São Pedro, essa distribuição de forma que se obtenha o hietograma da chuva de projeto para cada período de retorno, dada pela Tabela 4.

Vazão de projeto para macrodrenagem: Hidrograma Unitário do Soil Conservation Service

A vazão de projeto pode ser obtida pela transformação da precipitação efetiva em vazão. Segundo o *US Department of Agriculture* (1975), esse modelo faz separação do escoamento com base na Equação 5:

$$Pe = \frac{(P-0,2 \cdot S)^2}{P+0,8 \cdot S} \quad (5)$$

Em que:

Pe = precipitação efetiva, em mm (caso $P > 0,2S$; caso $P \leq 0,2S$, $Pe = 0$);

P = precipitação, em mm $P > 0,2 SP \leq 0,2 SP$;

S = capacidade de infiltração do solo em mm.

O valor de S é função do tipo e uso do solo e das condições antecedentes de umidade, descrito pela Equação 6:

$$S = \frac{25.400}{CN} - 254 \quad (6)$$

Em:

CN = número da curva, o qual é estimado com base no tipo de solo e nas características da cobertura.

Número da Curva do Soil Conservation Service

As curvas CN representam a combinação empírica do complexo solo-vegetação que influenciam no volume de precipitação efetiva a ser adotada para cálculo de vazões por intermédio dos métodos hidrograma unitário e hidrograma triangular sintético.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Cenário de pré-urbanização

Para o cenário de pré-urbanização, o tempo de concentração determinado foi de 36,33 minutos, utilizando a média entre o valor encontrado pelo método cinemático e pelo SCS, e o valor do tempo de retardo foi de 21,74 minutos. O CN , considerando 100% de área permeável, foi de 79. Para a abstração

inicial (P_0), representada por perdas antes que comece o escoamento superficial, incluindo a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como a água evaporada e infiltrada correspondente a 0,20 do potencial máximo de retenção (Equação 6) após começar o escoamento, apresentou-se o valor de 14,33 mm. Na Tabela 5, são apresentados os dados utilizados na simulação hidrológica da sub-bacia de SPA.

Com auxílio do *software* HEC — HMS, foi gerado o hidrograma de saída para o cenário de pré-urbanização de SPA, com período de retorno da precipitação de 100 anos, indicado na Figura 5.

O método de transformação de precipitação em escoamento adotado foi o Hidrograma Unitário SCS, e o de perda foi o CN do SCS. O pico de vazão encontrado foi de 72,9 $m^3.s^{-1}$. O volume de escoamento superficial foi de 355.200 m^3 . Os valores estão expressos na Tabela 6.

Além dos resultados indicados na Tabela 6, o HEC-HMS também fornece os dois tipos de gráficos, representados pela Figura 5. É possível observar, por essa figura, que o hietograma não apresenta o valor de precipitação para os 10 primeiros minutos, o que ocorre devido às perdas iniciais, quando o valor foi de 15,77 mm. Como a precipitação apresentou valores próximo e igual a 15,84 mm, optou-se por não o apresentar nesse primeiro intervalo.

Cenário atual sem inserção de reservatórios

Delimitada as áreas de cada sub-bacia, foram determinados os valores de CN, a porcentagem das áreas impermeáveis, o tempo de concentração e

a abstração inicial para cada sub-bacia, considerando suas peculiaridades. A Tabela 7 expressa os dados do cenário atual sem a inserção de reservatórios.

As estruturas adotadas no HEC — HMS, para esse cenário e suas respectivas vazões, podem ser observados na Figura 6. Para cada sub-bacia adotada nessa etapa, determinaram-se os valores das vazões, e o no exutório foi de 213,4 $m^3.s^{-1}$, considerando um tempo de pico de 35 minutos após o início da precipitação.

Os resultados da simulação no HEC — HMS, considerando um período de retorno de 100 anos, estão expressos na Tabela 8.

Comparando-se o valor obtido nessa situação com a vazão de 72,9 $m^3.s^{-1}$ obtida na situação de pré-urbanização, observa-se aumento de 192,7%. Esse resultado é preocupante, pois verifica-se aumento considerável na vazão de cheia da sub-bacia do córrego São Pedro em sua parte alta, sem considerar ainda as contribuições dos trechos médio e baixo da sub-bacia. Assim, destaca-se a necessidade da inserção de reservatórios localizados a montante da área de estudo.

Cenário atual com inserção de reservatórios

A última situação representa o cenário atual com a inserção de reservatórios. Considerando todos os reservatórios inicialmente vazios, *a priori*,

Tabela 6 – Resultados da simulação para a bacia São Pedro Alto para o cenário de pré-urbanização.

Bacia	Área (km ²)	Pico de vazão (m ³ .s ⁻¹)	Tempo do pico
SPA	5,4661	72,9	01:10

Tabela 4 – Distribuição temporal de Huff — 1º quartil — 50% de probabilidade

Tempo de duração (min)	Huff 1ºQ 50% P	Precipitação Tr = 5 anos (mm)	Precipitação Tr = 20 anos (mm)	Precipitação Tr = 50 anos (mm)	Precipitação Tr = 100 anos (mm)
10	0,132	9,90	12,72	14,49	15,83
20	0,274	20,55	26,40	30,09	32,87
30	0,208	15,60	20,04	22,84	24,95
40	0,116	8,70	11,18	12,74	13,92
50	0,071	5,33	6,84	7,80	8,52
60	0,053	3,98	5,11	5,82	6,36
70	0,046	3,45	4,43	5,05	5,52
80	0,028	2,10	2,70	3,07	3,36
90	0,024	1,80	2,31	2,64	2,88
100	0,024	1,80	2,31	2,64	2,88
110	0,016	1,20	1,54	1,76	1,92
120	0,008	0,60	0,77	0,88	0,96

Tr: tempo de resposta.

Tabela 5 – Dados da sub-bacia São Pedro Alto em cenário de pré-urbanização.

Sub-bacia	Área (km ²)	CN	% Impermeável	t _c (min)	Tempo de retardo (min)	P ₀ (mm)
São Pedro Alto	5,47	79	0,00	36,24	21,74	14,33

CN: número da curva; t_c: tempo de concentração; P₀: abstração inicial.

foram dimensionados quatro reservatórios, com profundidades de 1,5 m e apenas orifícios de saída no fundo. Posteriormente, foram dimensionados 4 reservatórios com profundidade de 3,0 m, com saída apenas no fundo. Na próxima etapa, mantiveram-se os reservatórios com 3,0 m de altura, mas foram modificadas as posições dos dispositivos de saída ao longo da altura e fez-se o mesmo procedimento adotando a altura de 1,50 m. A última hipótese foi considerando apenas dois reservatórios

com profundidades de 3,0 m e saídas ao longo da altura. Os valores de entrada de dados adotados para as sub-bacias são expressos na Tabela 9.

A presente análise considera importantes os valores de pico de vazões no exutório da sub-bacia SPA, pois estes devem fornecer resultados de forma que sejam iguais ou menores que a vazão de pré-urbanização ($72,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Na Figura 7, é possível observar, de forma esquemática, os valores encontrados no exutório para cada hipótese.

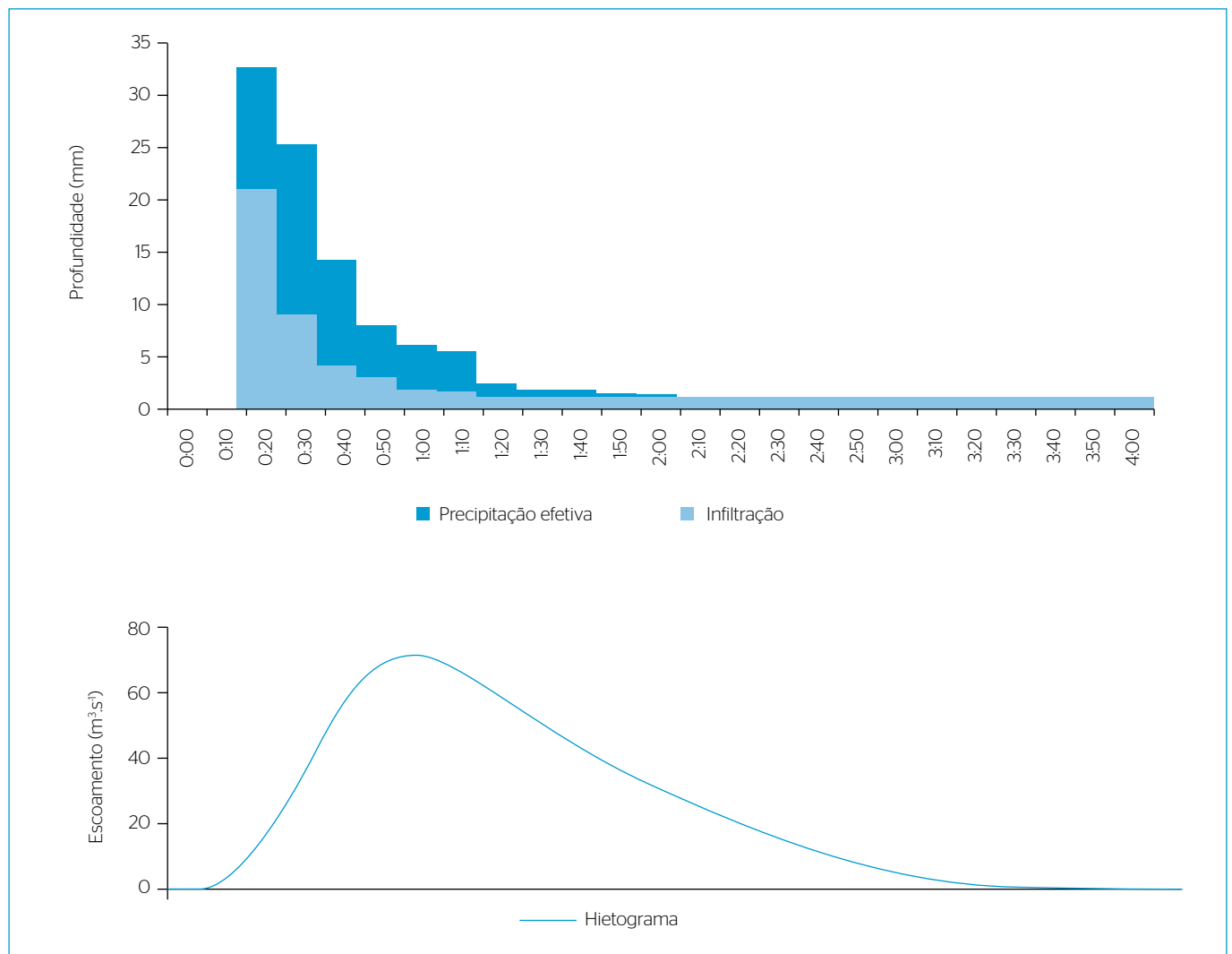


Figura 5 - Hidrograma Unitário do cenário de pré-urbanização da sub-bacia do córrego São Pedro Alto (tempo de resposta de 100 anos).

Tabela 7 - Parâmetros hidrológicos do cenário atual sem reservatórios para sub-bacia São Pedro Alto.

Sub-bacias	Área (km ²)	CN	% Impermeável	tc (min)	Tempo de retardo (min)	Po [mm]
SPA 1	1,045	90	48%	10,19	6,11	5,54
SPA 2	1,353	92	58%	11,10	6,66	4,62
SPA 3	1,300	93	64%	13,55	8,13	4,07
SPA 4	0,999	93	64%	11,27	6,76	4,02
SPA 5	0,770	94	71%	10,04	6,02	3,41

CN: número da curva; tc: tempo de concentração; P_0 : abstração inicial; SPA: sub-bacia do córrego São Pedro Alto.

Simulada todas as hipóteses, foi possível observar que, para os reservatórios adotados na primeira situação, a vazão total no exutório foi de 194,3 m³.s⁻¹, e a proporção em relação à vazão de pré-urbanização é de aproximadamente 166,5%, ou seja, não houve redução significativa no amortecimento da bacia. Já para a segunda hipótese, o valor da vazão foi de 148,8 m³.s⁻¹, resultando em 104,1% em relação à pré-urbanização.

Para a terceira, quarta e quinta hipóteses, em que são consideradas saídas em posições alternadas entre o fundo e ao longo da altura, os valores das vazões foram significativos, uma vez que, para a terceira, considerando altura dos reservatórios

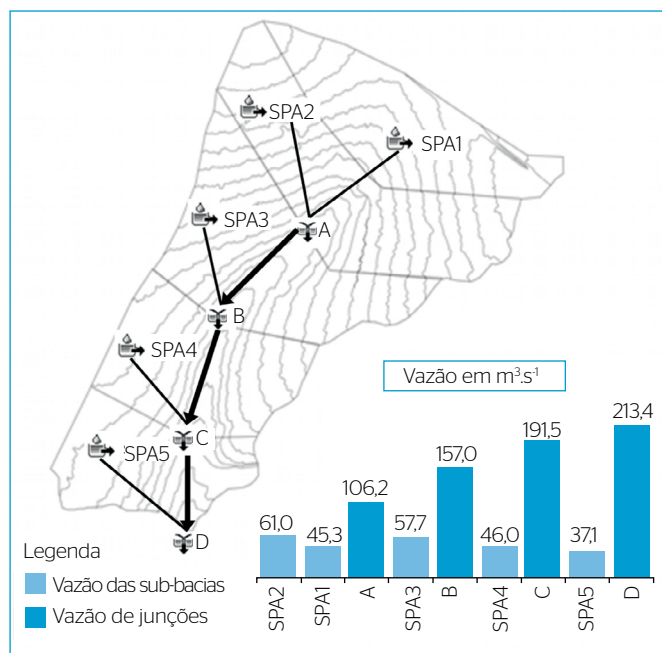


Figura 6 – Estrutura adotada no HEC-HMS para a sub-bacia do córrego São Pedro Alto sem reservatórios.

Tabela 8 – Resultados da simulação para a bacia São Pedro Alto para o cenário atual.

Bacia	Área (km ²)	Pico de vazão (m ³ .s ⁻¹)	Tempo do pico
SPA 2	1,353	61	00:25
SPA 1	1,045	45,3	00:24
Junção A	2,398	106,2	00:25
SPA 3	1,3	57,7	00:27
Junção B	3,698	157	00:30
SPA 4	0,999	46	00:25
Junção C	4,697	191,5	00:34
SPA 5	0,77	37,1	00:23
Junção D – exutório	5,467	213,4	00:36

SPA: Sub-bacia do córrego São Pedro Alto.

de 3,0 m, a vazão foi de 58 m³.s⁻¹, valor menor que a vazão de pré-urbanização. Dado esse resultado, analisou-se a hipótese de reduzir a altura do reservatório novamente para 1,5 m — pensando na relação custo/eficiência —, e foi observada uma vazão de 56,9 m³.s⁻¹. Por causa das baixas vazões geradas, considerou-se ainda a última hipótese da retirada dos dois reservatórios menores, com o objetivo de reduzir a vazão e, assim, obter valores próximos da pré-urbanização; no entanto, nessa situação, não foi possível obter resultados tão favoráveis quanto os da implantação da quarta hipótese, pois a vazão gerada foi de 131,9 m³.s⁻¹. Portanto, a situação que melhor se adequa é a quarta hipótese. Os resultados para essa hipótese encontram-se na Tabela 10.

A estrutura adotada no HEC — HMS pode ser visualizada na Figura 8.

Comparação entre os resultados das vazões para todos os cenários

A Figura 9 mostra os hidrogramas gerados para as 3 situações analisadas, nas quais o pico de vazão no cenário de pré-urbanização é de 72,9 m³.s⁻¹, enquanto, para o cenário atual de urbanização, chega a 213,4 m³.s⁻¹, em consequência, especialmente, do aumento da impermeabilização da sub-bacia. Como solução, acrescentaram-se quatro reservatórios de detenção a montante do exutório, a fim de reduzir o pico de vazão; com isso, observou-se que a presença desses reservatórios reduz a vazão para 56,9 m³.s⁻¹ no exutório. Essa redução nas vazões pode ser considerada positiva, pois torna as chances de ocorrência de inundações ou do aumento do nível de água menores dentro da área de estudo, diminuindo possíveis prejuízos financeiros aos órgãos públicos e à população que reside no local. De acordo com a Figura 9, é possível observar que, com a inserção dos reservatórios para o cenário atual, o pico de vazão reduz significativamente, além de liberar a água gradativamente.

Tabela 9 – Parâmetros hidrológicos do cenário atual com inserção de reservatórios para sub-bacia do córrego São Pedro Alto.

Sub-bacias	Área (km ²)	CN	% Impermeável	Tempo de retardo (min.)	Po (mm)
SPA res. 1	1,045	90	48%	6,11	5,54
SPA res. 2	1,353	92	58%	6,66	4,62
SPA res. 3	1,300	93	64%	8,13	4,07
SPA res. 4	0,999	93	64%	6,76	4,02
SPA 5	0,770	94	71%	6,02	3,41

CN: número da curva; P₀: abstração inicial; SPA res.: Sub-bacia do córrego São Pedro Alto reservatório.

Resultados dos picos de vazão para diferentes períodos de retorno

A Figura 10 ilustra os valores dos picos de vazões, considerando o cenário de pré-urbanização, situação atual sem reservatórios e, por último, com a implantação dos reservatórios determinados anteriormente. É possível observar que, com a inserção dos reservatórios, as vazões calculadas mantêm-se próximas das vazões de pré-urbanização para todos os períodos de retorno considerados (5, 20, 50 e 100 anos). Existe apenas uma pequena diferença para o período de recorrência de 5 anos, em que a vazão de pico é $43 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, superior à de pré-urbanização, que foi de $32 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, mas, para o tempo de retorno de 100 anos, a vazão foi de $59,4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, menor que a de pré-urbanização, de $72,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Como o impacto gerado por vazões de períodos de retornos maiores é maior, deu-se ênfase a reservatórios para essa condição, e os demais cálculos

para períodos inferiores foram realizados apenas para verificar se os reservatórios têm eficiência de forma que seja amortecida a vazão de pico. Portanto, no gráfico indicado pela Figura 10, são apresentados os resultados favoráveis para o dimensionamento realizado.

CONCLUSÕES

Neste trabalho, foi apresentada uma proposta de uso de reservatório de detenção como medida estrutural de drenagem para a redução dos impactos causados pelas inundações. Os reservatórios de detenção têm sido utilizados de forma que sejam controladas as enchentes, principalmente em áreas densamente urbanizadas. É necessário analisar parâmetros como intensidade pluviométrica para a região a qual será implantado e volume de água escoado superficialmente.

Hipóteses	Quantidade de reservatórios	Altura do reservatório	Posição de orifício em função da altura	Vazão no exutório Q [m^3/s]
1ª hipótese	4 reservatórios	1,5 m	no fundo	194,3
2ª hipótese	4 reservatórios	3,0 m	no fundo	148,8
3ª hipótese	4 reservatórios	3,0 m	ao longo da altura	58,0
4ª hipótese	4 reservatórios	1,5 m	ao longo da altura	56,9
5ª hipótese	2 reservatórios	3,0 m	ao longo da altura	131,9

Figura 7 - Resultado das vazões no exutório da sub-bacia São Pedro Alto para as hipóteses de cálculo.

Tabela 10 - Resultados da simulação para a bacia São Pedro Alto para cenário atual com reservatórios.

Bacia	Área (km^2)	Pico de vazão ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	Tempo do pico (min)
SPA 2	1,353	57,9	00:25
Res. 2	1,353	7,4	00:35
SPA 1	1,045	42,9	00:25
Res. 1	1,045	6,9	00:30
Junção A	2,398	14,2	00:35
Trecho 2-3	2,398	14,1	00:40
SPA 3	1,300	55	00:30
Res. 3	1,300	10,9	00:30
Junção B	3,698	24,8	00:35
Trecho 3-4	3,698	24,6	00:40
SPA 4	0,999	43,8	00:25
Res. 4	0,999	7,6	00:30
Junção C	4,697	31,7	00:40
Trecho 4-5	4,697	31,5	00:45
SPA 5	0,770	35,1	00:25
Junção D	5,467	59,4	00:30

SPA: São Pedro Alto; Res.: reservatório.

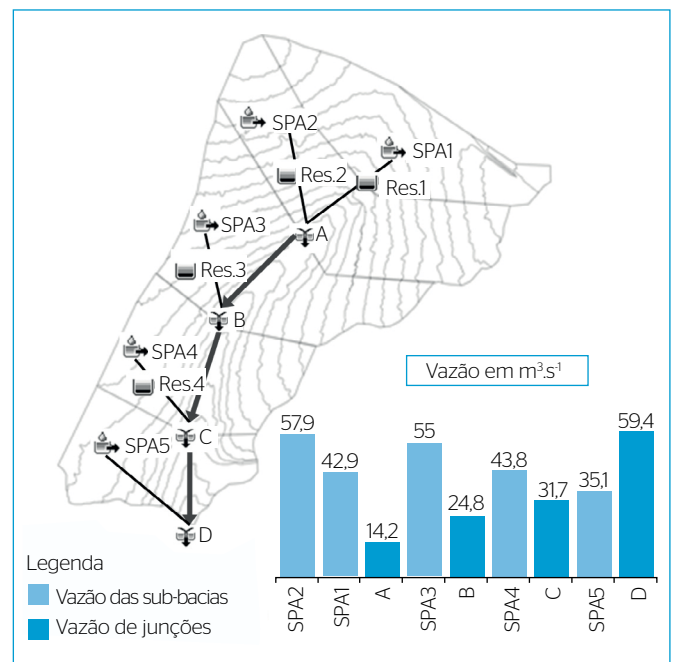


Figura 8 - Estrutura adotada no HEC-HMS para cenário atual com reservatórios para bacia do córrego São Pedro Alto

Verificou-se que, com dispositivos de saída apenas no fundo dos reservatórios, os resultados apresentados pelos hidrogramas foram irrisórios no quesito amortecimento do pico de vazão. Uma hipótese para solucionar esse caso seria o aumento dos volumes de armazenamento. Ao executar essa situação, as obras tornam-se onerosas e inviáveis, pois dependem de áreas maiores para implantação dos reservatórios ou, até mesmo, profundidades, o que, dependendo do

perfil do solo, com rochas localizadas próximas às superfícies, dificulta a execução.

Portanto, para essas situações, a melhor opção foi redimensionar os dispositivos de saída a fim de otimizar o processo. No presente trabalho, foi apresentada a implantação de reservatórios considerando cinco hipóteses, nas quais, ao variar as posições de saída ao longo da altura, os resultados mostram-se tão promissores que foi possível voltar

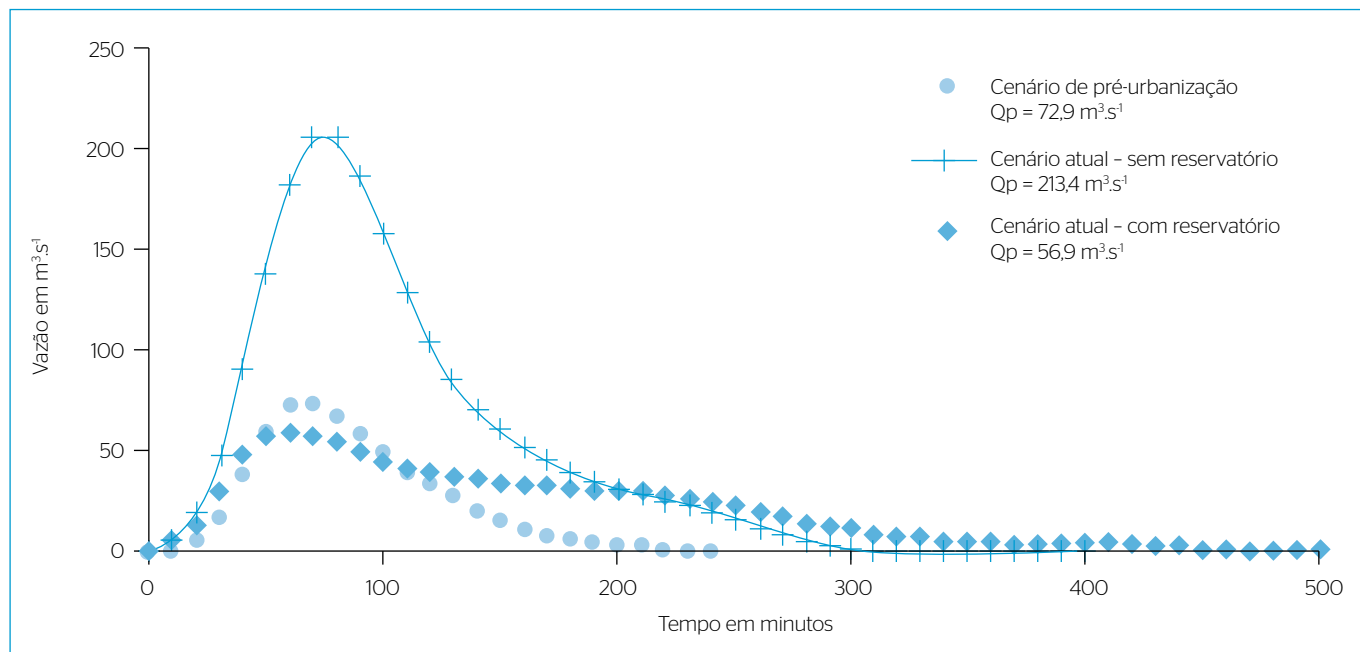


Figura 9 - Comparação entre as vazões considerando todos os cenários (tempo de resposta de 100 anos).

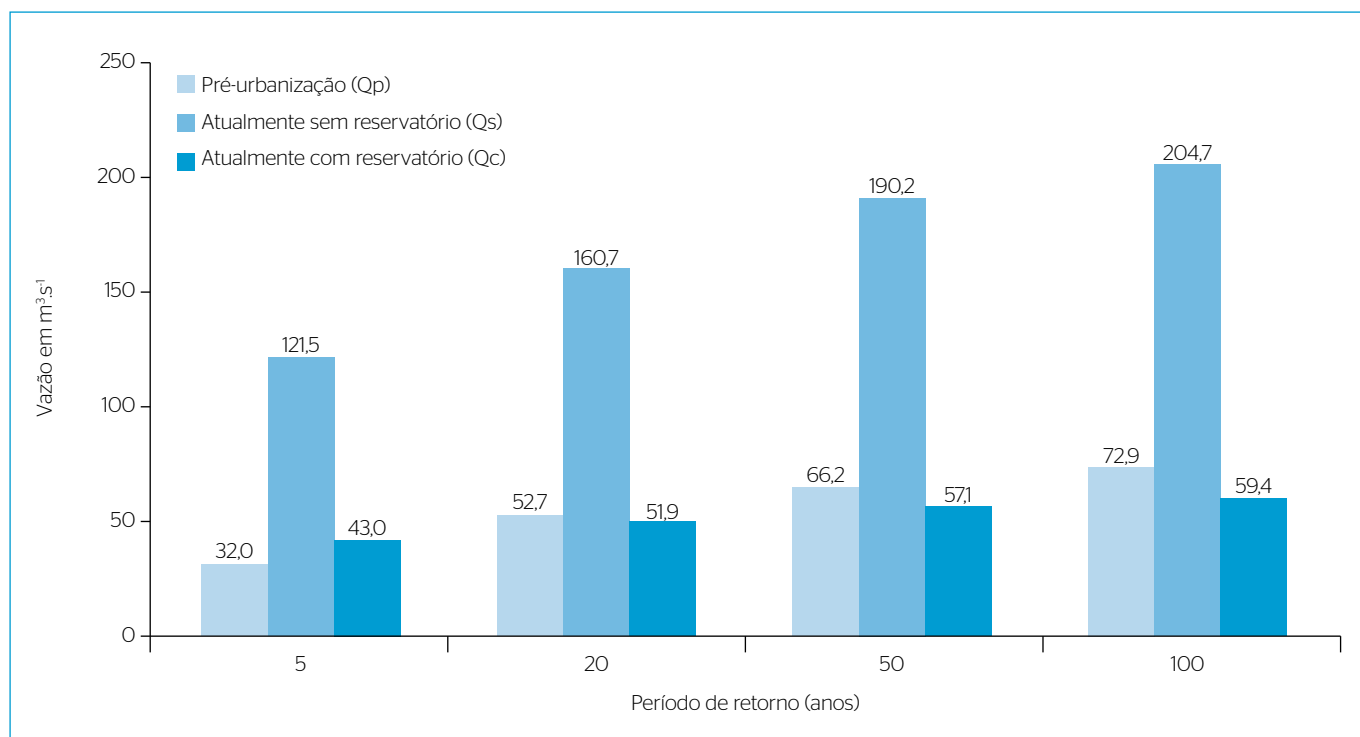


Figura 10 - Valores dos picos de vazões para os diversos cenários e períodos de retorno.

à hipótese inicial, considerando reservatórios com profundidade de 1,5 m, impactando diretamente no custo final das obras.

Uma vez dimensionadas as estruturas considerando o período de retorno de 100 anos, fez-se a verificação para períodos de recorrências menores de forma que se avalize a eficiência das estruturas. Nesta pesquisa, os resultados foram favoráveis para todos os períodos de retorno adotados.

Outro aspecto essencial é que os projetos de reservatórios e melhorias no sistema de drenagem devem ser constantemente reavaliados ao longo da vida útil, pois o processo é dinâmico. Por causa das mudanças climáticas, faz-se necessário atualizar os valores como a IDF para prever situações mais severas futuramente, reduzindo, assim, o risco de as obras hidráulicas falharem (MAILHOT; DUCHESE, 2009).

REFERÊNCIAS

- BIDONE, F.; TUCCI, C.E.M. (1995) Microdrenagem. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH. v. 5, p. 277-347.
- CHOW, V.T.C.; MAIDMENT, D.R.; MAYS, L.W. (1988) *Applied Hydrology*. 2. ed. Nova York: McGraw-Hill Higher Education.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (CETESB). (1986) *Drenagem urbana – Manual de projeto*. 3. ed. São Paulo: CETESB/ASCETESB.
- GIRES, A.; ONOF, C.; MAKSIMOVIC, C.; SCHERTZER, D.; TCHIGUIRINSKAIA, I.; SIMÕES, N. (2012) Quantifying the impact of small scale unmeasured rainfall variability on urban runoff through multifractal downscaling: A case study. *Journal of Hydrology*, v. 442-443, p. 117-128. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.04.005>
- GUMINDOGA, W.; RWASOKA, D.T.; NHAPI, I.; DUBE, T. (2017) Ungauged runoff simulation in Upper Manyame Catchment, Zimbabwe: Applications of the HEC-HMS model. *Physics and Chemistry of the Earth*, v. 100, p. 371-382. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2016.05.002>
- JUSTINO, E.A. (2004) *Estudo do controle do escoamento superficial com o uso de reservatório de retenção na bacia do córrego lagoinha, Município de Uberlândia-MF*. 2004. 183f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.
- MAILHOT, A.; DUCHESE, S. (2009) Design Criteria of Urban Drainage Infrastructures under Climate Change. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 136, n. 2, p. 201-208. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000023](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000023)
- MCCUEN, R.H. (1998) *Hydrologic analysis and design*. 2. Ed. New Jersey: Prentice-Hall. 814 p.
- NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (NRCS). (2004) *National Engineering Handbook*. Part 630: Hydrology. Washington, D.C.: USDA.
- PALLA, A.; GNECCO, I. (2015) Hydrologic Modeling of Low Impact Development Systems at the Urban Catchment Scale. *Journal of Hydrology*, v. 528, p. 361-368. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.050>
- RIBEIRO NETO, A.; BATISTA, L.F.D.R.; COUTINHO, R.Q. (2016) Metodologias para Geração de Mapa de Indicadores de Perigo e Áreas Inundáveis: Município de Ipojuca/PE. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 21, n. 2, p. 377-390. <http://dx.doi.org/10.21168/rbrh.v21n2.p377-390>
- ROMÁN, J.S.S. (2015) *HEC-HMS – Manual elemental*. Salamanca: Universidade de Salamanca.
- SURIYA, S.; MUDGAL, B.V. (2012) Impact of urbanization on flooding: The Thirusoolam sub watershed - A case study. *Journal of Hydrology*, v. 412-413, p. 210-219. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.05.008>
- TUCCI, C.E.M. (1995) Inundações urbanas. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem urbana*. Porto Alegre: ABRH / Editora da Universidade / UFRGS. p. 15-36.
- U.S. Department of Agriculture (USDA). (1975) *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington: USDA (Technical Release, n.55).
- VERGÜTZ, L.A.A. (2016) *Análise da implantação de reservatórios de detenção na bacia São Pedro e modelagem hidrodinâmica da Avenida Governador Rondon Pacheco*. 2016. 102 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.