

## XIX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRÍCOS

### **ESTUDO DO EFEITO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO DOMICILIARES NA ATENUAÇÃO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ZONAS URBANAS, CONSIDERANDO INSERÇÃO PARCIAL DA PRECIPITAÇÃO NO DISPOSITIVO DE ARMAZENAMENTO**

*Marcelo Martinelli Francischet<sup>1</sup>; José Eduardo Alamy Filho<sup>2</sup>*

**Resumo** – Vários estudos apontam os reservatórios domiciliares de armazenamento da água de chuva como uma medida estrutural de controle de vazões do escoamento superficial urbano. Porém, os volumes requeridos para a construção do dispositivo, tendem a ser muito grandes, constituindo fator negativo para sua implantação. Este trabalho verifica as conseqüências da diminuição do volume do reservatório por meio do estudo de simulações que abrangem a transformação chuva/vazão nos lotes, a atenuação no reservatório e a propagação do escoamento nas sarjetas em uma quadra padrão. O dimensionamento de dois reservatórios domiciliares foi realizado para uma chuva inicial de período de retorno de 05 anos e duração de 10 minutos, sendo o primeiro testado para as chuvas máximas de projeto de 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos de período de retorno e o segundo apenas para 20 anos, com duração de 30 minutos. A distribuição temporal empregada foi a maior tormenta registrada no Município de Uberlândia (MG), referente ao ano de 2006. O reservatório de retenção com volume de amortecimento de 3,25 m<sup>3</sup>, no final do trecho simulado, teve atenuação de 10,39%, 22,29%, 28,52%, 31,47%, 33,33%, 34,55%, 37,70% e 40,40%, enquanto que o de 1,50 m<sup>3</sup> atenuou 25,91%.

**Abstract** – Several studies indicate the On-site stormwater detention (OSD) storage as a structural measure of the flow control urban runoff. However, the amount needed to build the device, tend to be very large, constituting a negative factor for their implementation. This work verifies the consequences of decreased volume of the reservoir through the study of simulations covering the transformation rain/flow in lots, the attenuation in the reservoir and the spread of the gutters drain in a city block standard pre-defined. The design of two reservoirs was carried home to a rain initial for the recurrence periods of 05 years and duration of 10 minutes, being the first tested for maximum rainfall for the recurrence periods of 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 and 100 year and second only to 20 years, lasting 30 minutes. The temporal distribution used was the largest storm registered in the municipality of Uberlândia (MG) for the year 2006. The On-site stormwater detention with a damping volume of 3.25 m<sup>3</sup> at the end of the stretch simulated attenuation was 10.39% 22.29% 28.52% 31.47% 33.33% 34, 55%, 37.70% and 40.40%, while attenuated to 1.50 m<sup>3</sup>, 25.91%.

**Palavras-Chave:** drenagem urbana; escoamento superficial; reservatório de retenção.

<sup>1</sup> Mestrando em Planejamento e Infra-Estrutura Urbana na Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Av. João Naves de Ávila, 2121 – Bloco 1Y – Campus Santa Mônica, CEP: 38.400-902 - Uberlândia – Minas Gerais – Brasil. Fone: (34)-3239-4170, Fax: (34)3239-4159. E-mail: mmfrancischet@bol.com.br.

<sup>2</sup> Professor Doutor da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Av. João Naves de Ávila, 2121 – Bloco 1Y – Campus Santa Mônica, CEP: 38.400-902 - Uberlândia – Minas Gerais – Brasil. Fone: (34)-3239-4170, Fax: (34)3239-4159. E-mail: zealamy@yahoo.com.br

# 1 INTRODUÇÃO

A urbanização altera o processo de escoamento superficial das águas pluviais, em termos de aumento do escoamento superficial gerado e da queda dos tempos de concentração das bacias, produzindo um hidrograma divergente do hidrograma em condições naturais, que possui “variação lenta de vazão e com picos de enchentes moderados”, segundo Tucci, Porto e Barros (1995). Desta forma, sob condições de urbanização, o pico de vazão máxima tende a ser maior, antecipando-se em relação ao pico da bacia não ocupada.

Para atenuar os efeitos dessas alterações, há o emprego de medidas estruturais e não-estruturais, onde as primeiras envolvem vultosas somas de recursos para a construção de elementos físicos. Já a segunda classe de medida, exige Planos Diretores e Legislações para o controle de enchentes. O reservatório de detenção domiciliar é uma alternativa de medida estrutural, possivelmente de baixo custo, para aplicação de recursos públicos ou privados.

Desse modo, o reservatório de detenção domiciliar, dentro da abrangência de um lote urbano, poderá ser um empreendimento viável como elemento complementar da micro-drenagem, pois sua concepção é a de retardamento da vazão de escoamento, o que pode significar a amenização dos problemas da macro-drenagem e a mudança quanto ao aspecto inadequado do escoamento rápido da água precipitada.

Seu dimensionamento inicia-se pela obtenção do hidrograma a partir de uma chuva excedente ocasionada por um hietograma e segue com o dimensionamento preliminar, utilizando-se do método de Baker, por exemplo, estimando o volume de amortecimento, a área ocupada pelo mesmo, a profundidade média e outros aspectos geométricos de interesse.

Com os hidrogramas de saída do lote e do reservatório, a simulação hidrológica, pode ser elaborada em linhas direcionais de escoamento, onde cada trecho envolve escoamento em sarjetas, advindo de lotes e ruas frontais a estes lotes. Esta análise permite a comparação no final do trecho padronizado, das vazões acumuladas dos lotes urbanizados sem o reservatório de detenção domiciliar e dos lotes urbanizados com o reservatório de detenção domiciliar.

As sarjetas “funcionam como canais e precisam ser dimensionadas como tais”, segundo o (DAEE/CETESB, 1980), onde, “armazenam temporariamente um grande volume de água pluvial” (WILKEN, 1978), podendo ser quantificado o armazenamento conforme o método de Muskingum-Cunge.

O presente trabalho estabeleceu os hidrogramas gerados pelo lote padrão urbanizado e pelo dimensionamento do reservatório de detenção, com volume de amortecimento específico adotado,

prossequindo pela programação em *Visual Basic for Applications* para a simulação do escoamento superficial e em sarjetas da água pluvial excedente.

Os objetivos deste estudo referem-se ao estabelecimento das vazões provocadas pelo lote padrão urbanizado e a devida atenuação das mesmas pela utilização do reservatório de retenção domiciliar, para verificação da eficiência do dispositivo. Um estudo de inserção parcial, no reservatório, das águas precipitadas, também foi realizado visando à viabilidade de redução dos volumes requeridos pelo dispositivo.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Primeiramente, foi adotado um lote padrão, que recebeu o estímulo (chuva) e ocasionou a resposta (vazão). A transformação chuva/vazão, bem como a obtenção das vazões de saída deste lote (hidrograma afluente ao reservatório), foi realizada por meio do método Santa Bárbara. O lote padrão utilizado apresenta as seguintes características físicas: área do lote de 300 m<sup>2</sup> (10x30 m), área construída com 70% de área de telhado, 20% de área gramada e o restante, 10%, de piso pavimentado, conforme Figura 1.

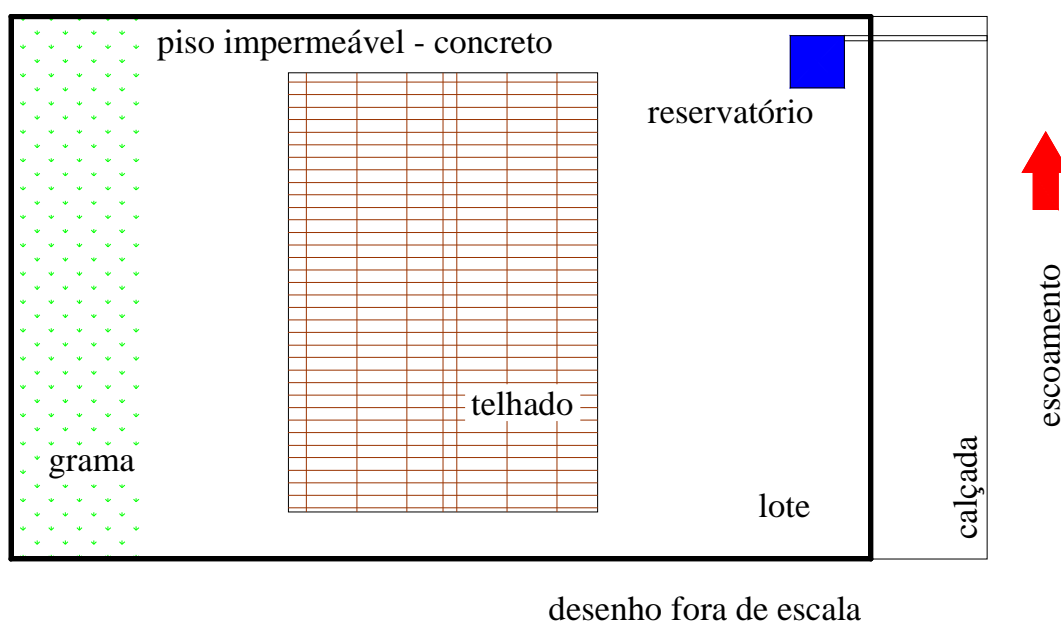


Figura 1 – Lote padrão urbanizado

O hidrograma gerado pelo lote, referente às vazões afluentes ao reservatório, é obtido supondo a área do lote como um reservatório linear imaginário, cujo tempo de espera é o tempo de concentração da área. Com a transformação de chuva em vazão, o lote responde com uma vazão de entrada  $I$  induzida por uma precipitação, que gera a vazão afluente ao dispositivo de retenção, equivalente aos termos  $Q$  da Equação (1).

A equação, para o cálculo das vazões finais de saída do lote por este método é a Equação (1), segundo Tomaz (2002).

$$Q_j = Q_{j-1} + K_r \cdot (I_{j-1} + I_j - 2 \cdot Q_{j-1}) \quad (1)$$

Na Equação (1),  $Q_j$  é a vazão de saída do reservatório no tempo ( $j$ ), em  $m^3/s$ ;  $Q_{j-1}$  é a vazão de saída do reservatório no tempo ( $j-1$ ), em  $m^3/s$ ;  $I_j$  é a vazão de entrada para o reservatório no tempo ( $j$ ), em  $m^3/s$ ;  $I_{j-1}$  é a vazão de entrada para o reservatório no tempo anterior ( $j-1$ ), em  $m^3/s$ ;  $K_r$  é o coeficiente de retardo (adimensional).

A distribuição temporal adotada para a obtenção do hidrograma de saída do lote padrão e para o dimensionamento do reservatório de detenção foi o hietograma característico do município de Uberlândia, a curva indicada pela Figura 2, referente à precipitação máxima diária anual de 2006, detectada como a maior tormenta registrada naquele ano.

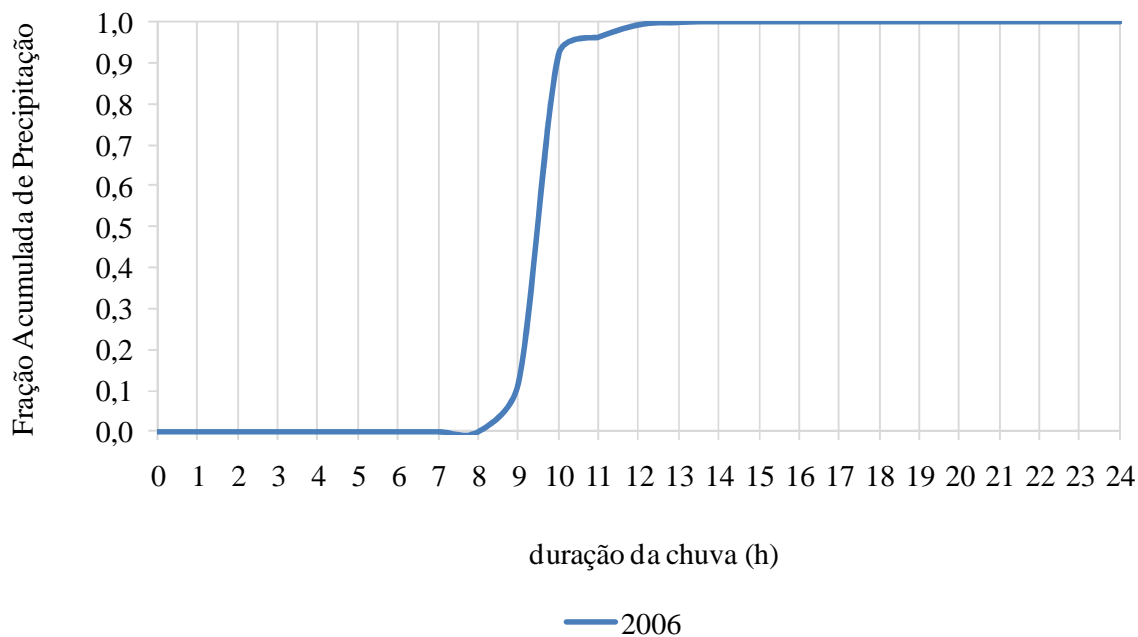


Figura 2 – Hietograma característico utilizado na simulação

O tempo de concentração do lote padrão foi calculado conforme Tucci, Porto e Barros (1995), que explicam que o tempo de concentração em áreas urbanas, pode ser dividido em duas parcelas, conforme a Equação (2), onde  $t_i$  é decorrido até atingir a rede de drenagem, usualmente a primeira boca-de-lobo, e  $t_t$  é decorrido na translação na rede de drenagem.

$$t_c = t_i + t_t \quad (2)$$

Na Equação (2),  $t_i$  é o tempo inicial decorrido até atingir a rede de drenagem;  $t_r$  é um tempo de translação na rede de drenagem. O tempo  $t_i$  pode ser subdividido em  $t_{i1}$  e  $t_{i2}$ , onde o primeiro corresponde ao “escoamento que ocorre na forma de lâmina sobre superfícies e não se prolonga, geralmente, por mais do que 50 m”; e o segundo, é o escoamento “que se forma em calhas rasas ou sarjetas à medida que as águas vão engrossando”, segundo Tucci, Porto e Barros (1995).

As alturas pluviométricas para a chuva inicial de dimensionamento e chuva máxima para verificação de funcionamento, foram calculadas pela Equação (3), equação esta referente a equação de chuva do município de Uberlândia.

$$i = \frac{35,576 \times T_r^{0,179}}{(t + 16,0)^{0,879}} \quad (3)$$

Na Equação (3),  $i$  é a intensidade de chuva, em mm/min;  $T_r$  é o período de retorno, em anos; e  $t$  é a duração da chuva, em min.

Definidos o estímulo e a resposta, o amortecimento desta ocorre pelo reservatório de detenção utilizado neste estudo, cujo dimensionamento preliminar foi feito pelo método de *Baker*, conforme Equação (4), obtendo-se o seu volume de amortecimento, a sua área de fundo e os seus comprimentos laterais.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 1 - \alpha \quad (4)$$

Na Equação (4),  $V_s$  é o volume do reservatório de detenção ( $m^3$ );  $V_{depois}$  é o volume do *runoff* do escoamento ( $m^3$ );  $\alpha = Q_{antes} / Q_{depois}$ , sendo  $Q_{antes}$  a vazão de pico do lote natural e  $Q_{depois}$  a vazão de pico do lote ocupado, em ( $m^3/s$ ).

Para a verificação do funcionamento do reservatório domiciliar, foi utilizado o procedimento de *routing* que “é o processo que determina espacialmente e no tempo as variações de vazões ao longo de um curso de água”, segundo Chin (2000) apud Tomaz (2002).

O processo de propagação *routing* não dimensiona o reservatório, faz apenas a verificação do funcionamento, em função de suas características adotadas preliminarmente, como cota máxima fixada para o pico de vazão máxima, volume e dispositivos hidráulicos de saída, obtendo-se o hidrograma de saída desejado.

Ainda segundo Tomaz (2002), para o caso de reservatórios de detenção, é indicado “o método de armazenamento, ou seja, o método modificado de *Pulz* elaborado em 1928”. Este método utiliza a equação da continuidade da forma da Equação (5).

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (5)$$

Na Equação (5),  $S$  é o armazenamento;  $t$  é o tempo;  $I$  é a vazão de entrada do reservatório;  $Q$  é a vazão de saída do reservatório.

Devido à grande dimensão da área de fundo exigida para a construção deste dispositivo, a sua implementação em um lote urbano torna-se possivelmente dificultosa pela variedade de edificações e onerosa pelo seu grande porte.

A reestruturação do reservatório partiu da idéia da não inserção de uma parcela da água pluvial escoada pelo lote até uma vazão limite estipulada de saída do lote, que promoveria um volume de amortecimento menor no reservatório, como pode ser verificado na Figura 3, logo, uma área de fundo e uma dimensão lateral menores. Porém, pode-se perceber que este fato ocasiona um acréscimo na vazão de pico do hidrograma de saída em relação ao reservatório de detenção, sendo então, necessária a verificação da atenuação de vazão do novo dispositivo.

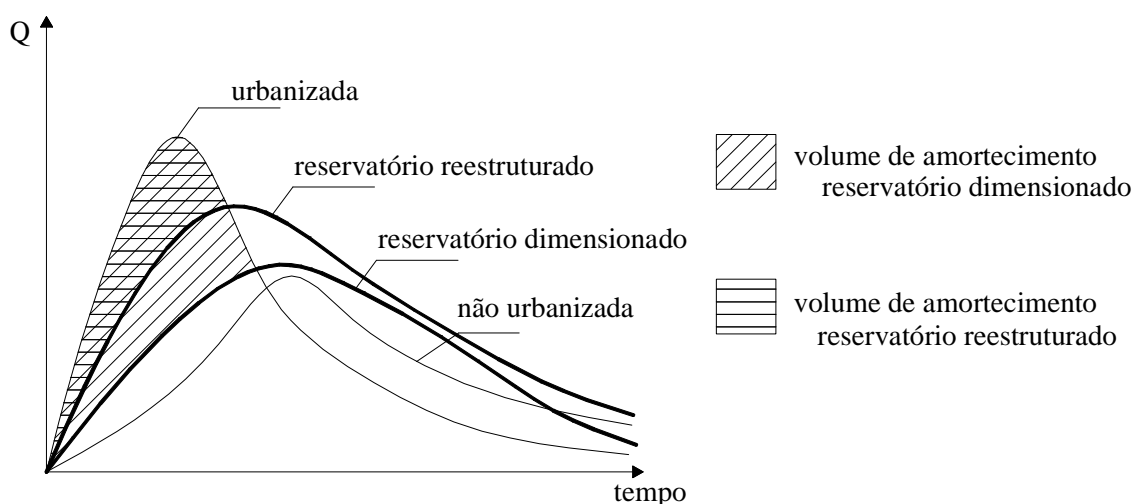


Figura 3 – Gráfico representativo do volume de amortecimento.  
Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995), modificado.

Para se estabelecer esta vazão limite de saída do lote, onde o volume seria escoado para fora do lote sem ser amortecido pelo dispositivo, foi determinada a vazão de funcionamento do reservatório ( $Q_{func}$ ) por meio de tentativas, a partir da configuração original do reservatório dimensionado, até que as dimensões desejadas fossem atingidas. Em conjunto, foram analisadas as eficiências do reservatório quanto às chuvas escolhidas, finalizando provavelmente a melhor configuração para o reservatório reestruturado.

Para que a vazão de funcionamento ficasse limitada, foi construída uma caixa auxiliar ao lado do reservatório, denominada caixa servidora, ligada diretamente à sarjeta por tubos abastecidos por orifícios (Figura 4), onde a vazão que escoar pela parede A não tem amortecimento do sistema,

contrário do escoamento que alimenta o reservatório pela parede B, quando a vazão ultrapassa a vazão de funcionamento.

A configuração da caixa servidora pode ser verificada conforme a Figura 4 e sua disposição em relação ao reservatório de detenção domiciliar pode ser verificada nas Figura 5 e 6.

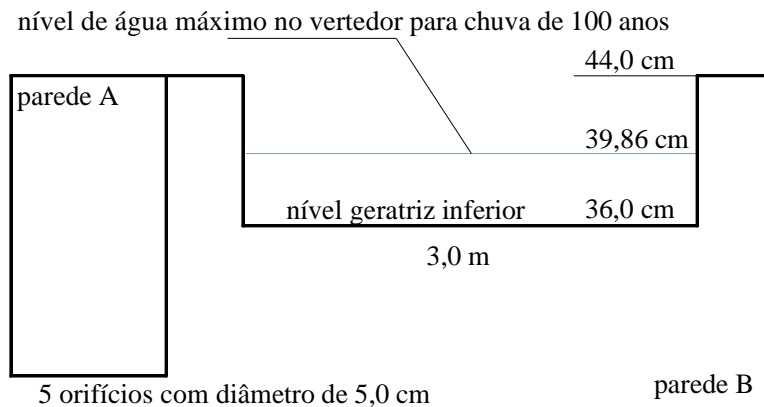


Figura 4 – Corte da caixa servidora para o reservatório com 3,25 m<sup>3</sup>.

A configuração proposta para o reservatório de 3,25 m<sup>3</sup> para o desenvolvimento deste estudo, com dois orifícios de saída, pode ser verificada na Figura 5.

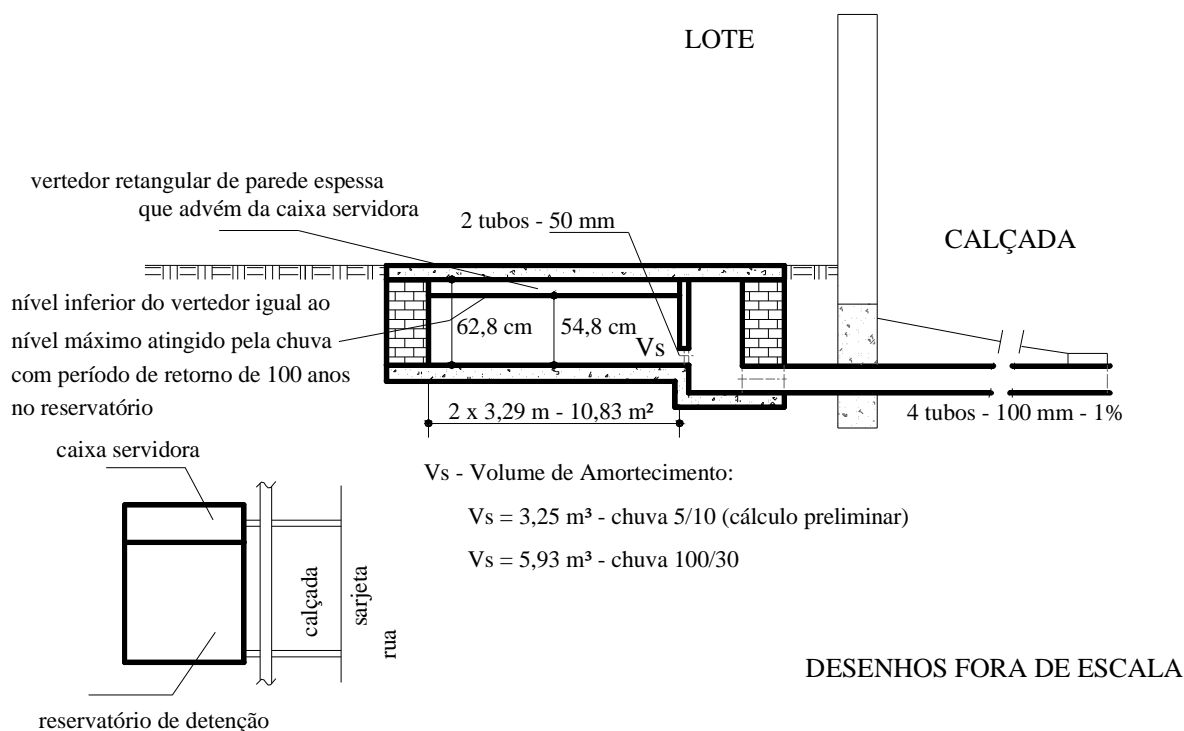


Figura 5 – Esquema de reservatório de detenção domiciliar proposto com 3,25 m<sup>3</sup>.

A configuração proposta para o reservatório de 1,50 m<sup>3</sup> para o desenvolvimento deste estudo, com dois orifícios de saída, pode ser verificada na Figura 6, a qual foi idealizada conforme a análise

do conjunto das precipitações máximas diárias anuais da cidade de Uberlândia, conforme Righetto (1998), onde foi verificado que o maior período de retorno encontrado foi de 16 anos.

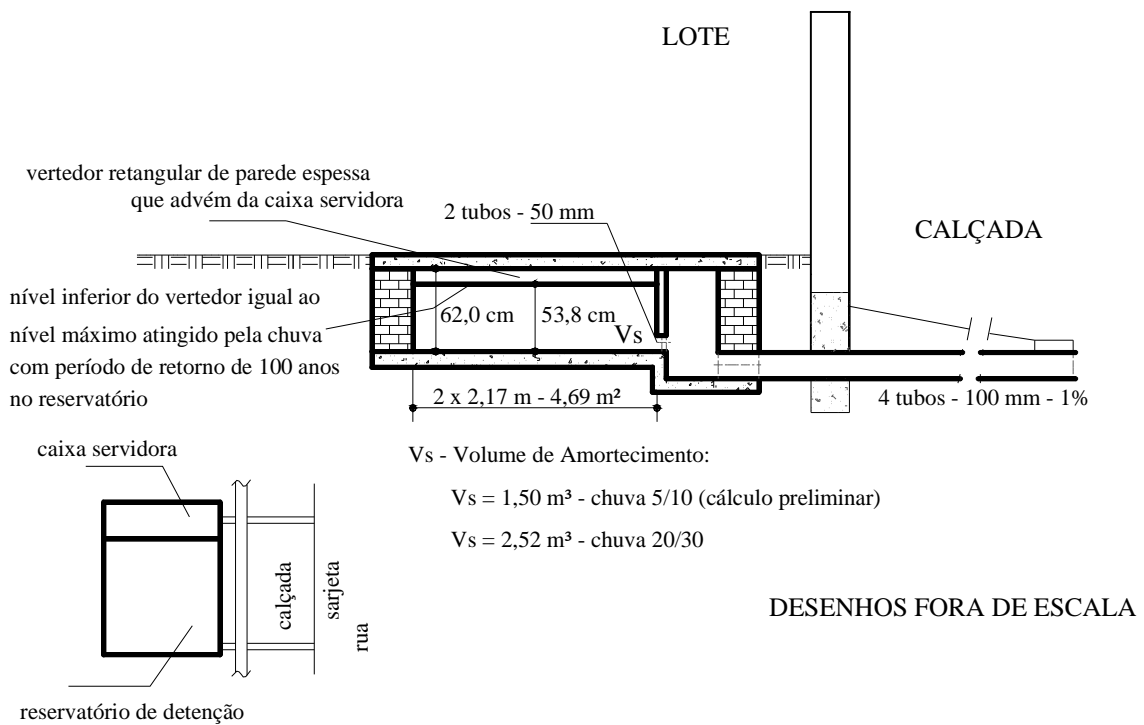


Figura 6 – Esquema de reservatório de detenção domiciliar proposto com  $1,50 \text{ m}^3$ .

Atenuado o hidrograma de saída obtido para o lote padrão pelo reservatório, o hidrograma de escoamento de calçadas e ruas é feito pelas sarjetas que funcionam como canais.

As cargas de velocidade, de pressão e de posição envolvidas em uma seção de um canal estão ilustradas na Figura 7, onde  $H_t$  corresponde à carga total e  $H_e$  à carga específica.

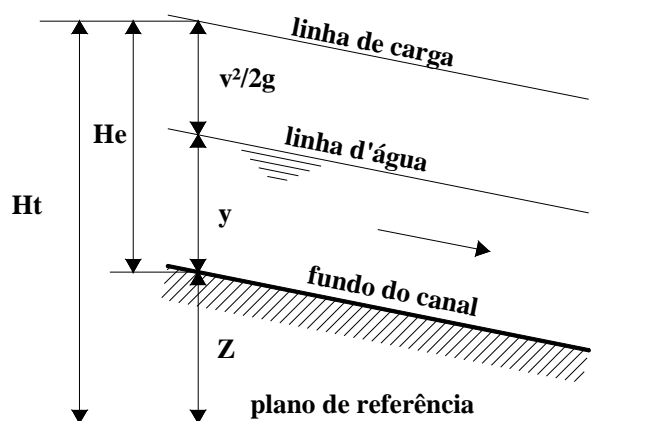


Figura 7 – Corte longitudinal e níveis energéticos de um escoamento em canal

Fonte: Azevedo Netto (1998), modificado

A Equação (6) relaciona as cargas de velocidade, pressão e posição da Figura 7.



$$H_t = Z + y + \frac{v^2}{2 \times g} \quad (6)$$

Na Equação (6),  $H_t$  é a carga total;  $Z$  é a altura do fundo do canal;  $y$  é a altura de água do canal;  $\frac{v^2}{2 \times g}$  é a carga cinética ou energia de velocidade.

A fórmula de Chézy com coeficiente de Manning é a mais utilizada no cálculo da vazão de um canal em movimento permanente e uniforme, Equação (7).

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{2/3} \quad (7)$$

Na Equação (7),  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Ganguillet e Kutter;  $Q$  é a vazão, em  $m^3/s$ ;  $I$  é a declividade do fundo do canal, em  $m/m$ ;  $A$  é a área molhada do canal, em  $m^2$ ;  $R_H$  é o raio hidráulico, em  $m$ .

Como já citado anteriormente, os canais armazenam temporariamente a água durante a propagação de uma onda de cheia (NAGHETTINI, 2008), verificado conforme a Figura 8 que traz a propagação de uma onda de cheia decomposta em uma cunha sobre um prisma, indicando um movimento não permanente do canal, entre as seções 1 e 2.

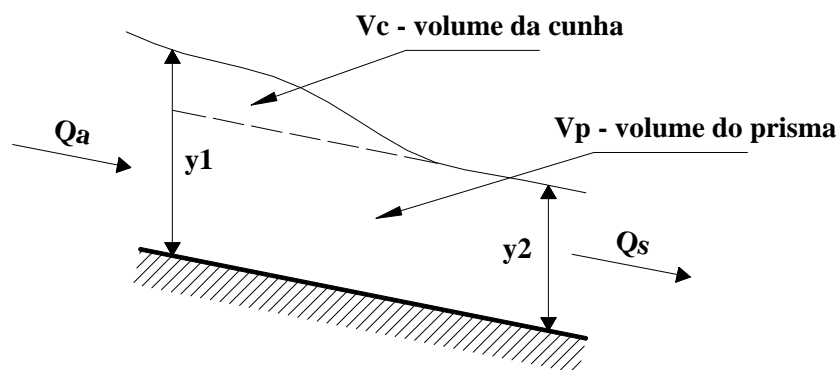


Figura 8 – Esquema de um trecho de canal

Fonte: Villela (1975), modificado

A equação hidrológica de armazenamento para uma seção do canal, segundo Canholi (2005), é a Equação (5) que descreve também o processo de propagação (*routing*).

Admitindo que a seção do escoamento é proporcional a vazão, Muskingum assume a seguinte relação linear entre o volume  $V$  e as vazões  $I$  e  $Q$ , conforme Equação (8).

$$S = K \cdot (Q + X \cdot (I - Q)) \quad (8)$$

Na Equação (8),  $S$  é o armazenamento;  $K$  é o tempo médio de trânsito da onda;  $X$  é o fator de ponderação das vazões;  $I$  é a vazão de entrada do reservatório;  $Q$  é a vazão de saída do reservatório.

O método de Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) permite expressar  $K$  e  $X$ , equações (9) e (10), em termos de características físicas do canal, Akan e Houghtalen (2003) apud Canholi (2005):

$$K = \frac{L}{m.V_0} \quad (9)$$

Na Equação (9),  $K$  é o tempo médio de trânsito da onda;  $L$  é o comprimento do canal;  $m$  é o expoente da seção A quando se dispõe de uma relação de canais abertos do tipo  $Q = e.A^m$ ;  $V_0$  é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência.

$$X = 0,5 \times \left( 1 - \frac{Q_0 / T_0}{S_0 . m . V_0 . L} \right) \quad (10)$$

Na Equação (10), onde  $X$  é o fator de ponderação das vazões, varia entre 0 e 0,5;  $Q_0$  é a vazão de referência;  $T_0$  é a largura máxima do canal, correspondente à vazão de referência;  $S_0$  é a declividade longitudinal do canal;  $L$  é o comprimento do canal;  $m$  é o expoente da seção A quando se dispõe de uma relação de canais abertos do tipo  $Q = e.A^m$ ;  $V_0$  é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência.

Portanto, a vazão de saída  $Q_2$  é determinada pela Equação (11).

$$Q_2 = C_0 . I_2 + C_1 . I_1 + C_2 . Q_1 \quad (11)$$

Na Equação (11), os coeficientes  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  representam a porcentagem que cada parcela de vazão  $I_1$ ,  $I_2$  e  $Q_1$  contribui para a vazão à jusante  $Q_2$ .

Com os modelos de cálculos definidos pelas equações anteriores, a simulação hidrológica foi desenvolvida em *Visual Basic for Applications* utilizando-se da quadra padrão da Figura 9, onde mostra as áreas de contribuição de cada lote padrão, as áreas das calçadas e ruas frontais aos lotes e as áreas A e B de passagem da água pluvial.

A quadra padrão adotada pertence a uma das quadras da futura urbanização prevista para o bairro do Córrego da Lagoinha, na cidade de Uberlândia (MG), cujo tempo de concentração calculado da área em estudo é de 30 min, subáreas 25A e 26A, com declividades de 0,023 e 0,03 m/m, respectivamente, correspondentes ao trecho 1 e 2 da Figura 9, com 25 lotes urbanizados contribuintes, e áreas de calçadas e ruas também contribuintes, pavimentadas em concreto e asfalto, respectivamente. As contribuições dos lotes, calçadas e ruas foram consideradas no trecho de jusante de cada lote, onde o escoamento ocorre do trecho 1 para o 2. A simulação inicial foi realizada sem reservatório e depois, realizou-se outra simulação com sua utilização.



A configuração adotada para o reservatório de detenção com de 3,25 m<sup>3</sup> com chuva parcial adotado está descrita na Tabela 1.

Tabela 1 – Configurações dos reservatórios de detenção com de 3,25 m<sup>3</sup>

volume de amortecimento	qtde de orifícios	diâmetro dos orifícios	largura do vertedor	área de fundo	comprimento lateral	altura da lâmina de água	
						Tr = 5 anos	Tr = 100 anos
m <sup>3</sup>	um	cm	cm	m <sup>2</sup>	m	cm	cm
3,25 - parcial	2	5	0	10,83	3,29	1,41	54,73

As eficiências alcançadas relativas ao reservatório de 3,25 m<sup>3</sup>, com inserção parcial da chuva no reservatório de detenção, seja na saída do lote ou na simulação da quadra padrão, estão relacionadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Eficiências do reservatório com volume de 3,25 m<sup>3</sup> - inserção parcial

chuvas PARCIAIS	eficiência Reservatório	eficiência Reservatório + Lote	Qpico sem Reservatório (m <sup>3</sup> /s)	Qpico com Reservatório (m <sup>3</sup> /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5	6
Tr 2 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	90,7%	14,9%	0,6493	0,5818	10,39%
Tr 5 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	85,4%	27,4%	0,8600	0,6683	22,29%
Tr 10 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	84,4%	34,3%	1,0022	0,7164	28,52%
Tr 15 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	83,8%	37,3%	1,0832	0,7424	31,47%
Tr 20 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	83,5%	39,2%	1,1401	0,7601	33,33%
Tr 25 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	83,2%	40,6%	1,1841	0,7751	34,55%
Tr 50 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	82,7%	44,3%	1,3201	0,8225	37,70%
Tr 100 - 3,25 m <sup>3</sup> - 30 min	82,5%	47,5%	1,4562	0,8679	40,40%

As eficiências tendem a aumentar com o crescimento dos períodos de retorno, pois conforme aumenta-se o período de recorrência, maior se torna a altura pluviométrica considerada, sobrando mais água escoada advinda do lote na caixa servidora, que é encaminhada imediatamente ao reservatório. Isto deve-se à fixação da vazão para a sarjeta na caixa servidora (0,0166 m<sup>3</sup>/s, para o caso). Assim, quanto maior a chuva, maior é a diferença entre a vazão do lote e a vazão fixada na caixa servidora, ou seja, maior é o volume a ser amortecido.

Como a vazão que sai do reservatório é menor do que a que entra nele, a soma da vazão fixada da caixa servidora com a vazão amortecida do reservatório, faz com que a eficiência seja maior em comparação à vazão gerada no lote sem a utilização do reservatório, conforme o aumento do período de recorrência, sendo maior também quando da simulação da quadra padrão.

Os hidrogramas resultantes, referentes à simulação do trecho para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de  $3,25 \text{ m}^3$  com período de retorno de 100 anos, com inserção parcial da chuva, estão na Figura 11, onde percebe-se um amortecimento de 40,40% da chuva excedente.

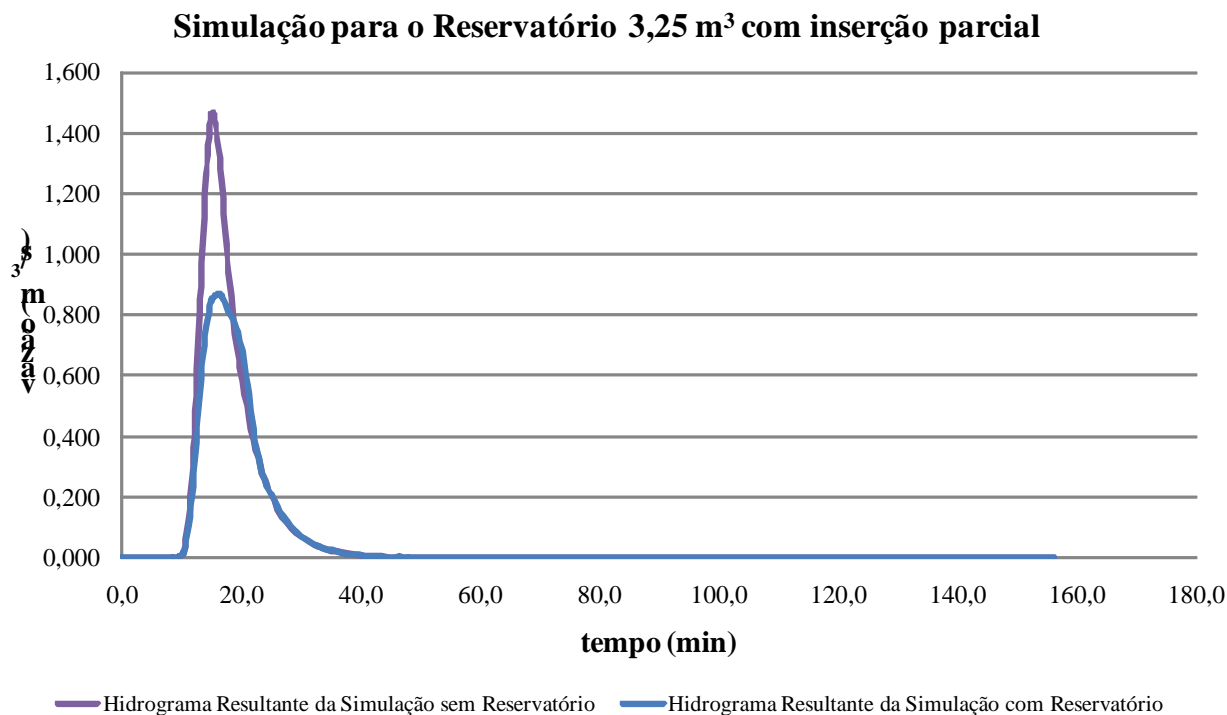


Figura 11 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para  $3,25 \text{ m}^3$

Vale notar que a capacidade admissível da sarjeta  $792,1 \text{ L/s}$  para o segundo trecho, é excedida apenas para as chuvas de 50 e 100 anos, quando se usa o dispositivo de amortecimento com volume de  $3,25 \text{ m}^3$  e inserção parcial da chuva e ainda, conforme a Tabela 2, pode-se verificar que com o uso do reservatório, a vazão na sarjeta para a chuva de 100 anos, de  $0,8679 \text{ m}^3/\text{s}$ , praticamente se iguala à vazão na sarjeta para a chuva de 05 anos, de  $0,8600 \text{ m}^3/\text{s}$ , sem o uso do dispositivo, ou seja, com a utilização do reservatório, as vazões para a chuva com período de retorno de 100 anos, é praticamente igual à chuva com período de retorno de 05 anos sem a sua utilização.

Vale notar que esta configuração privilegia as chuvas com grandes intensidades, devido à retirada do vertedor para as chuvas de interesse e a inserção parcial da água precipitada, deixando de armazenar volumes e escoar vazões insignificantes.

Os hidrogramas resultantes para o segundo reservatório, proposto para a chuva com período de retorno de 20 anos, para as condições naturais do lote, lote urbanizado e caixa servidora mais o reservatório de detenção domiciliar, cujo volume de amortecimento é de  $1,50 \text{ m}^3$ , estão apresentados conforme a Figura 12.

### Hidrogramas para chuva de 20 anos - Inserção parcial de chuva

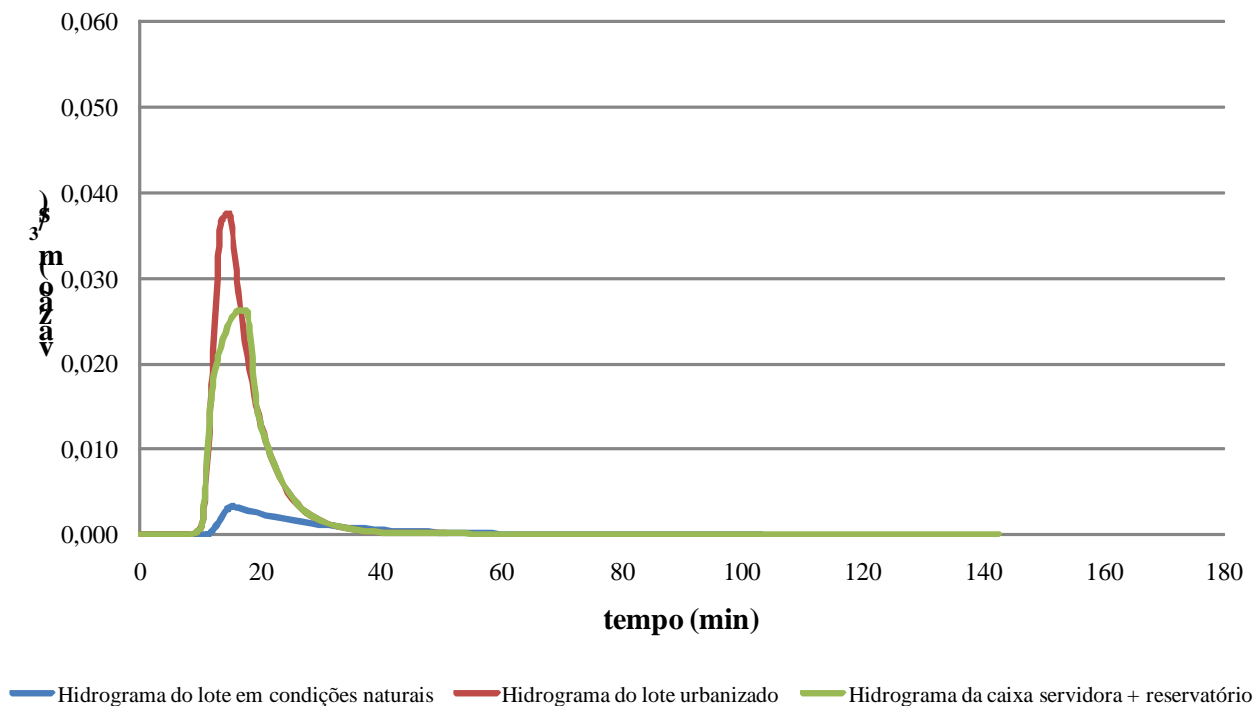


Figura 12 – Hidrogramas do reservatório de detenção de 1,50 m<sup>3</sup> com chuva parcial

A configuração adotada para o reservatório de detenção com de 1,50 m<sup>3</sup> com chuva parcial adotado está descrita na Tabela 3.

Tabela 3 – Configurações dos reservatórios de detenção com de 1,50 m<sup>3</sup>

volume de amortecimento m <sup>3</sup>	qtde de orifícios um	diâmetro dos orifícios cm	largura do vertedor cm	área de fundo m <sup>2</sup>	comprimento lateral m	altura da lâmina de água	
						Tr = 5 anos cm	Tr = 20 anos cm
1,50 - parcial	2	5	0	4,69	2,17	1,3	53,78

As eficiências relativas ao reservatório de 1,50 m<sup>3</sup> com inserção parcial da chuva no reservatório de detenção estão relacionadas na Tabela 3.

Tabela 4 – Eficiências do reservatório com volume de 1,50 m<sup>3</sup> - inserção parcial

chuvas PARCIAIS	eficiência Reservatório	eficiência Reservatório + Lote	Qpico sem Reservatório (m <sup>3</sup> /s)	Qpico com Reservatório (m <sup>3</sup> /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5	6
Tr 20 - 1,50 m <sup>3</sup> - 30 min	78,07%	30,03%	1,1401	0,8447	25,91%

Vale notar que a capacidade admissível da sarjeta 792,1 L/s para o segundo trecho é excedida em 52,6 L/s, porém, o segundo reservatório atenua a vazão que escoar pela sarjeta em 295,4 L/s, ou

seja, 25,91% menos vazão que escoava pela sarjeta, sendo um valor próximo ao valor de 33,33%, que é atenuado na sarjeta pelo reservatório de 3,25 m<sup>3</sup> para a chuva de 20 anos.

Os hidrogramas resultantes referentes à simulação do trecho para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de 1,50 m<sup>3</sup> com período de retorno de 20 anos, com inserção parcial da chuva, sem e com a utilização do reservatório, estão na Figura 11, onde ocorreu um amortecimento de 25,91% da chuva excedente.

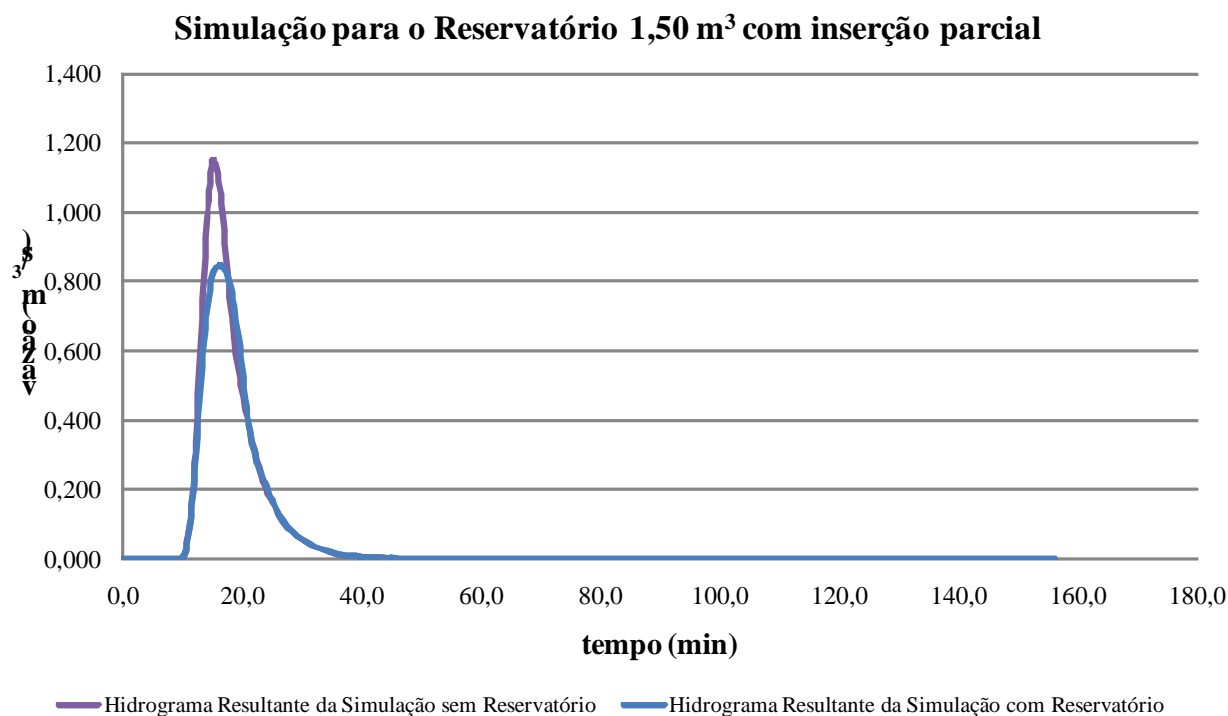


Figura 13 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para 1,50 m<sup>3</sup>

#### 4 CONCLUSÕES

O bom desempenho do reservatório de detenção com volume de 3,25 m<sup>3</sup> e inserção parcial de chuva permite concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste dispositivo para muitas chuvas estudadas, com custo estimado na ordem de R\$ 3.541,00 (com a caixa servidora R\$ 3.250,00).

O reservatório de detenção com volume de 1,50 m<sup>3</sup>, inserção parcial de chuva, também apresentou bom desempenho quanto à atenuação, e permite concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste, com custo estimado na ordem de R\$ 2.374,00 (com a caixa servidora R\$ 2.200,00).

Multiplicando-se pelos 4.538 lotes estimados para o bairro do Córrego da Lagoinha no município de Uberlândia, o custo da implantação destes dispositivos fica na ordem de R\$ 14.748.500,00 e R\$ 10.773.212,00, respectivamente. Em termos de custo, a implantação desses

dispositivos individuais poderia ser viável se comparada ao custo de um grande reservatório de detenção (piscinão).

Segundo o Clipping Seleção de Notícias, em matéria publicada em 02/03/2011, o “Plano de Microdrenagem do Alto Tietê, de 1998, para São Paulo se livrar dos alagamentos seriam necessários mais 91 piscinões a um custo de R\$ 3,6 bilhões”. Tomando como base esta informação, na média, o custo de cada “piscinão” ficaria em R\$ 39.560.439,56.

Outra justificativa para a implantação dos reservatórios domiciliares é também a manutenção dos grandes reservatórios de detenção, eventualmente já existentes. Segundo o Diário Regional, em matéria publicada em 17/03/2011, os serviços de “limpeza, manutenção e segurança dos reservatórios de retenção” de São Paulo e da região do ABC, com total de 25 piscinões, “devem custar em torno de R\$ 40 milhões ao ano”.

Assim, a utilização desses reservatórios individuais, inseridos nos domicílios como parte da micro-drenagem, pode ser viável se comparado ao custo de construção e manutenção de um grande reservatório de detenção (piscinão), inserido no sistema de macro-drenagem. Vale levar em consideração que o “piscinão” não retira a água em excesso das sarjetas, apenas recolhe as águas à jusante da bacia, não evitando os transtornos de águas excedentes pelas ruas e calçadas e o carregamento de lixo depositado em ruas, e ainda, necessita de grandes áreas para sua implantação.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG).

## **BIBLIOGRAFIA**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10844: Instalações prediais de águas pluviais. Rio de Janeiro, 1989.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Drenagem urbana: manual de projeto. 2. ed. Corrigida. São Paulo, 1980.

Governo estadual pretende manter 17 piscinões do ABC. Diário Regional, São Paulo, 17 mar. 2011. Disponível em: < [http://www.diarioregional.com.br/view\\_news.php?id\\_news=4842](http://www.diarioregional.com.br/view_news.php?id_news=4842)>. Acesso em: 10 jun. 2011.



Para Alckmin, “a culpa é das chuvas”. Clipping Seleção de Notícias, Brasília, 02 mar. 2011. Disponível em: < <http://clippingmp.planejamento.gov.br/cadastros/noticias/2011/3/2/para-alckmin-201ca-culpa-e-das-chuvas201d/>>. Acesso em: 10 jun. 2011.

RIGHETTO, A. M. Hidrologia e recursos hídricos. São Carlos: Ed. EESC/USP, 1998.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caderno de custos de composições – sintético. Disponível em: <[http://downloads.caixa.gov.br/\\_arquivos/sinapi/relat\\_serv\\_abr\\_11/Servicos\\_MG\\_ABR11.pdf](http://downloads.caixa.gov.br/_arquivos/sinapi/relat_serv_abr_11/Servicos_MG_ABR11.pdf)>. Acesso em: 06/06/2011.

TOMAZ, P. Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais. 1. ed. São Paulo: Editora Navegar, 2002.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. Drenagem urbana. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. Hidrologia aplicada. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975.