

XII ENCONTRO NACIONAL DE ÁGUAS URBANAS

SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA COM A IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO – ESTUDO DE CASO NO RIACHO FUNDO I - DF

Vítor Camuzi Mineiro¹; Maria Elisa Leite Costa², Jeferson da Costa³ & Sérgio Koide⁴

RESUMO – Sempre que possível, os serviços de drenagem urbana devem reduzir os riscos de alagamento e inundação, e contribuir para a disponibilidade hídrica. Para evitar problemas a jusante e proteger os corpos receptores, o uso de reservatórios de detenção é a metodologia recomendada no DF (ADASA, 2011) para minimizar os impactos como o aumento da vazão e da velocidade do escoamento superficial. A Região Administrativa do Riacho Fundo I não possui nenhum reservatório e, durante a estação chuvosa, as águas pluviais atingem o córrego Riacho Fundo, um dos principais afluentes do Lago Paranoá, com vazão elevada e sem nenhum dispositivo para melhoria da qualidade da água. Neste artigo, utilizou-se o programa PCSWMM para analisar a influência de parâmetros de projeto, como rugosidade dos condutos e tempo de recorrência das chuvas no sistema de drenagem. Comparou-se também o dimensionamento realizado de acordo com o volume preconizado na Resolução Adasa 09/2011 e o valor obtido por simulação hidrológica para que vazão específica de lançamento de 24,4 L/s.ha fosse atendida, e verificou-se que a modelagem seria mais indicada para o procedimento por mostrar que, para o caso deste estudo, um reservatório com volume 20% menor seria suficiente para atender às restrições da Resolução.

ABSTRACT– As far as possible, urban drainage services must reduce the risks of flooding, and contribute to water resources availability. To avoid downstream problems, and to protect the receiving bodies, the use of detention ponds is the methodology recommended in the DF (ADASA, 2011) to minimize impacts such as increased flow rate and runoff velocity. The Riacho Fundo I city is not provided with such reservoirs and, during the rainy season, the stormwater reaches Riacho Fundo stream, one of the main tributaries of Paranoá Lake, with high flows and without any kind of water quality improvement measure. In this article, PCSWMM program was applied to analyses the influence of drainage system design parameters such as the pipe roughness and the rainfall return period. It was also compared the volume sizing proposed s by Adasa Resolution 09/2011 and the pond volume obtained by hydrological simulation in order to keep specific flows lower than the required value of 24.4 L/s.ha resulting that modeling is, for this study case, the best design procedure because it showed that a 20% smaller volume is enough to attend the Resolution requirements.

Palavras-Chave – SWMM, Amortecimento de Vazão, Drenagem urbana sustentável, rede de drenagem urbana.

1) Engenheiro Ambiental pela UnB. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, vcamuzi@gmail.com.

2) Doutoranda pelo Programa de Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos da UnB. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Campus Universitário Darcy Ribeiro, SG -12, Sala 04, Asa Norte, marinaelisa@unb.br.

3) Engenheiro Civil da Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do DF, Superintendência de Drenagem Urbana. Estação Rodoferroviária de Brasília Zona Industrial- Brasília, DF – Brasil. jeferson.costa@adasa.df.gov.br.

4) Professor do Programa de Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos da Universidade de Brasília. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Campus Universitário Darcy Ribeiro Asa Norte, SG 12. Sala 12. skoide@unb.br

INTRODUÇÃO

O sistema de drenagem urbana integra o conjunto de melhorias públicas existentes em uma área urbana e consiste de instalações destinadas a escoar as águas provenientes de chuvas (Grecco *et al.*, 2012). Os sistemas de drenagem urbana, quando bem planejados, contribuem, além da redução das inundações e seus efeitos (doenças, perdas materiais e humanas, interrupção da atividade econômica, entre outros) para a proteção dos corpos hídricos receptores, evitando assim a erosão do leito e margens e o assoreamento da calha.

Para promover uma drenagem mais sustentável, são recomendadas metodologias que distribuem convivência da água no ambiente urbano, favorecendo o retardo do escoamento e a infiltração (Batista *et al.*, 2005). Uma alternativa bastante difundida nas cidades brasileira, são os reservatórios de retenção e retenção, que permitem a acumulação temporária e/ou infiltração do escoamento (Canholi, 2005), geralmente a jusante dos empreendimentos. Essas estruturas possuem como vantagens o amortecimento de cheias, reduzindo os danos a jusante, e a redução da poluição difusa de origem pluvial (Lima *et al.*, 2006).

A Resolução ADASA 09/2011 que estabelece parâmetros de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos, exige que o lançamento seja feito sob uma vazão máxima de 24,4 L/(s.ha), definida como vazão de pré-desenvolvimento. O escoamento deve ser depositado em reservatórios de qualidade e de quantidade respectivamente e em série, antes de serem lançados no corpo receptor. A resolução indica formulações para dimensionamento dos volumes dos reservatórios de qualidade e quantidade com área de contribuição inferior a 200 hectares e simulação hidrológica para áreas de contribuição superior, conforme as equações seguintes.

- Volume do reservatório de qualidade de acordo com a Resolução ADASA 09/2011:

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 * A_i) * A_c \quad (1)$$

A vazão de transferência do reservatório de qualidade para o reservatório de quantidade deverá ser no máximo de:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4} \quad (2)$$

-Volume do reservatório de quantidade de acordo com a Resolução ADASA 09/2011:

$$V = (4,705 * A_i) A_c \quad (3)$$

Nas equações, V_{qa} é o volume em m^3 (metro cúbico) do reservatório de qualidade, A_i é a porcentagem de área impermeável do terreno, A_c é a área de contribuição em ha (hectare), Q é a vazão de saída do reservatório de qualidade em L/s (litros por segundo) e V é o volume em m^3 (metro cúbico) do reservatório de quantidade.

O objetivo deste trabalho é analisar a modelagem hidrológica e hidráulica utilizando o PCSWMM como ferramenta, seja na avaliação da influência de parâmetros de projetos, como rugosidade dos condutos e tempo de retorno da chuva de projeto, como na comparação do dimensionamento por simulação com os valores obtidos com as equações sugeridas pela legislação local para o dimensionamento de bacias de retenção.

MATERIAIS E MÉTODOS

Para simular o escoamento e os reservatórios, utilizou-se o programa computacional PCSWMM 7.0 desenvolvido pela *CHiWater*. Definiu-se inicialmente a área de estudo dentro da Região Administrativa Riacho Fundo I no Distrito Federal. A escolha foi feita baseada na rede de drenagem urbana existente, com características urbanas e com um único ponto de lançamento. A área tem 191,3 ha, e é drenada para o Córrego Riacho Fundo, corpo hídrico receptor que desagua no Lago Paranoá. Próximo a área encontra-se o Parque Ecológico e Vivencial do Riacho Fundo, que possui área disponível para a instalação de possíveis reservatórios. Toda a poligonal, dividida em sub-bacias e com a rede de drenagem, pode ser visualizada na Figura 1.

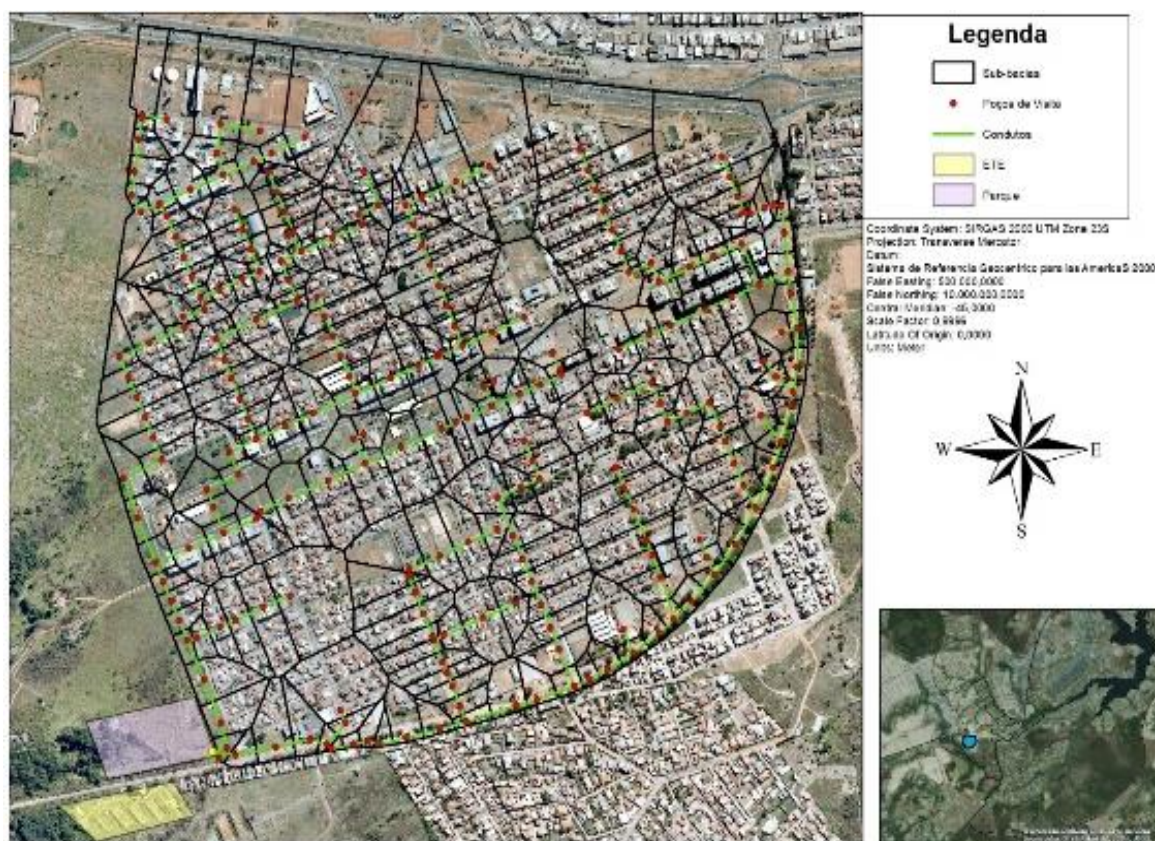


Figura 1 – Área de estudo e rede de drenagem.

Para definição dos parâmetros e condições de contorno das simulações adotou-se, entre outras, as seguintes considerações:

- Equação IDF do PDDU-DF, com tempo de recorrência de 10 anos (Resolução ADASA 09/2011);
- Duração do evento chuvoso de 24 horas (Resolução ADASA 09/2011);
- Distribuição temporal da precipitação pelo método dos Blocos Alternados;
- Desconsideração da evapotranspiração e escoamento de base, por se tratar de um único evento de 24 horas.
- Cálculo da precipitação efetiva pelo método da Curva Número (CN) do *Soil Conservation Service*;
- Propagação da vazão pelo método da Onda Dinâmica;

Observações:

- Para melhor compreensão do comportamento da rede de drenagem e dos reservatórios, foram também realizadas simulações com chuvas diferentes tempos de recorrência (1, 2, 5, 20, 50 e 100 anos).
- Com o intuito de compensar o efeito da perda de carga nos poços de visita, calibrou-se a rugosidade dos condutos, avaliando o hidrograma resultante para diferentes valores de n .

Em seguida, utilizou-se as formulações da Resolução para determinar o volume de um reservatório de retenção para a simulação. Utilizando área impermeável de 75% foi encontrado o volume de 67.435,61 m³ e a vazão de 4,66 m³/s no lançamento. As dimensões do reservatório foram definidas a partir de uma planilha de cálculos de reservatórios, observada na Tabela 1.

Tabela 1 – Dimensões do reservatório projetado.

Largura da Base	Comprimento da Base	Profundidade	Borda Livre	Talude Interno (H/V)	Θ Talude Interno (com a horizontal)
103,00 m	206,00 m	3,00 m	0,20 m	2,5	22°
Largura Total	Comprimento Total	Ø do Conduto de Descarga de Fundo	Altura da Descarga de Fundo	Coef. de descarga do conduto (Cd)	Largura do Vertedor Retangular
118,00 m	221,00 m	1.000 mm	0,40 m	0,82	15,00 m
Lâmina máx. sobre Vertedor	Coef. de descarga do Vertedor (Cd)	Qtd de Descargas de Fundo	Área de Fundo	Área Superior	
0,50 m	1,84	1	21.218 m ²	26.078 m ²	

RESULTADOS

Variação da rugosidade

Alterou-se o valor do coeficiente de rugosidade de Manning dos condutos com o intuito de observar a sua influência, utilizando materiais como o concreto e testando também o Polietileno de Alta Densidade (PEAD) em condições regulares de uso, de 0,015 e 0,010 respectivamente (Marcondes, 2016). Villanueva (2003) considera que a perda de carga que ocorre nos poços de visita pode, nas simulações, ser considerada por meio de um acréscimo na rugosidade dos condutos, e sugere somar 0,005 ao parâmetro. Variou-se então, o valor do parâmetro de 0,010 a 0,025 para verificar o comportamento da vazão. Os resultados da influência dessa variação são mostrados na Figura 2.

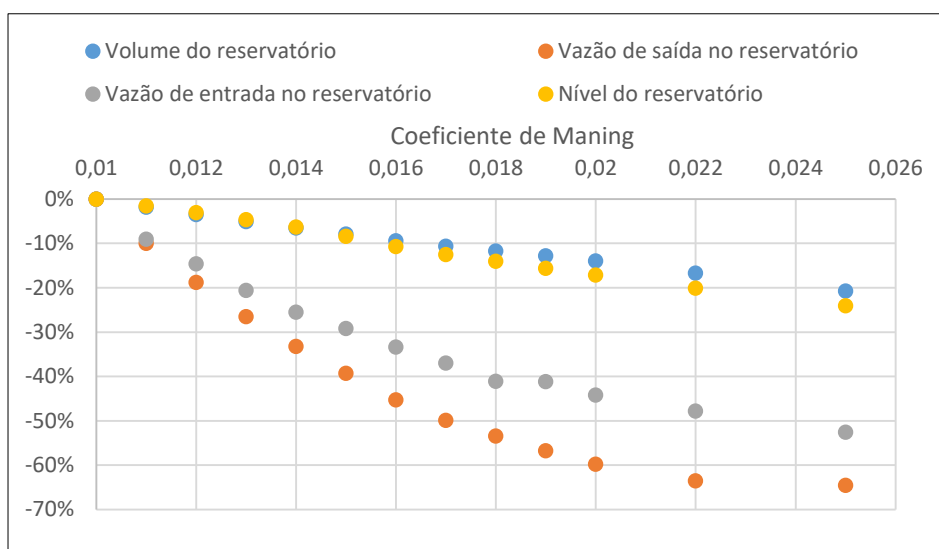


Figura 2 – Variação da % dos parâmetros máximos dos reservatórios devido a mudança na rugosidade da tubulação.

Observa-se que quanto maior a rugosidade, menor será a vazão de pico, e consequentemente menor o volume a ser armazenado no reservatório. Nota-se na Figura 2, que o parâmetro que sofre maior redução percentual com o aumento da rugosidade de Manning foi a vazão de saída do reservatório, visto que a vazão de entrada também reduz percentuais significativos, que é interessante quando se deseja atingir a vazão de pré-desenvolvimento.

Análise para diferentes tempos de recorrência

Foi realizada a análise do comportamento do sistema de drenagem para chuvas com tempos de recorrência distintos. O objetivo foi avaliar a capacidade da rede e do reservatório dimensionado pelas recomendações da resolução, frente a diferentes precipitações. Foram realizadas simulações com chuvas de 1, 2, 5, 20, 50 e 100 anos de tempo de recorrência. Os resultados referentes a variação

da lâmina de chuva e vazão de pico que entra no reservatório com o aumento do tempo de retorno podem ser observados na Figura 3.

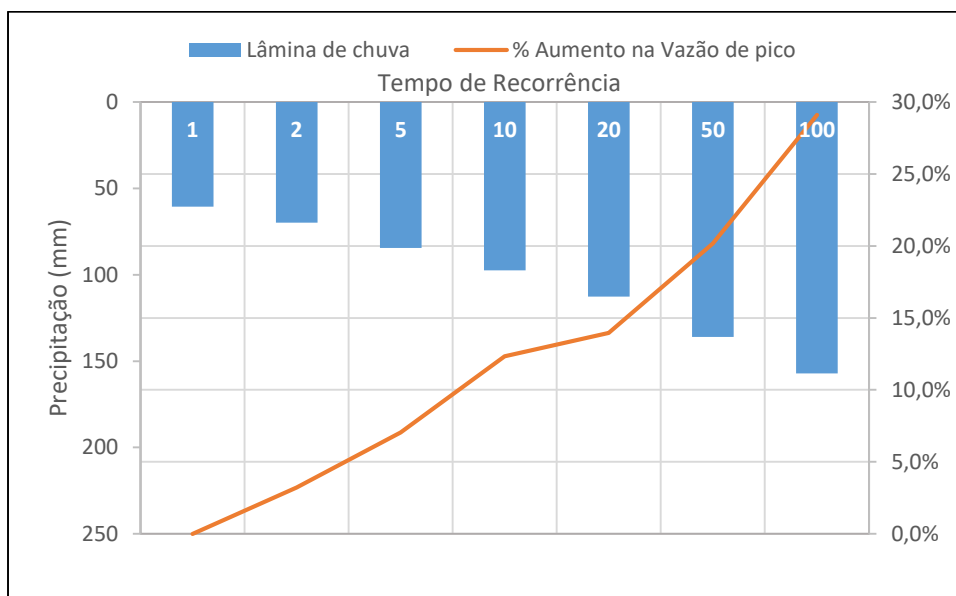


Figura 3 – Aumento % da vazão de pico no sistema de drenagem para cada TR da chuva de projeto.

Como previsto, como o aumento do TR da chuva de projeto, a vazão de pico cresce, chegando a quase 30% de acréscimo para TR de 100 anos em relação ao TR de 1 ano, sendo amortecida pelo reservatório dimensionado conforme a recomendação da Adasa. Assim, foram analisados alguns parâmetros dessa estrutura mostrados na Figura 4. A intensidade da chuva tem influência no nível máximo, no volume do reservatório e nas vazões máxima de entrada e saída. O volume de reservatório necessário para amortecer a chuva com TR de 20 anos é 30% maior do que o necessário para a chuva com TR de 10 anos, e para TR de 100 anos, 50% maior que para TR de 10 anos.

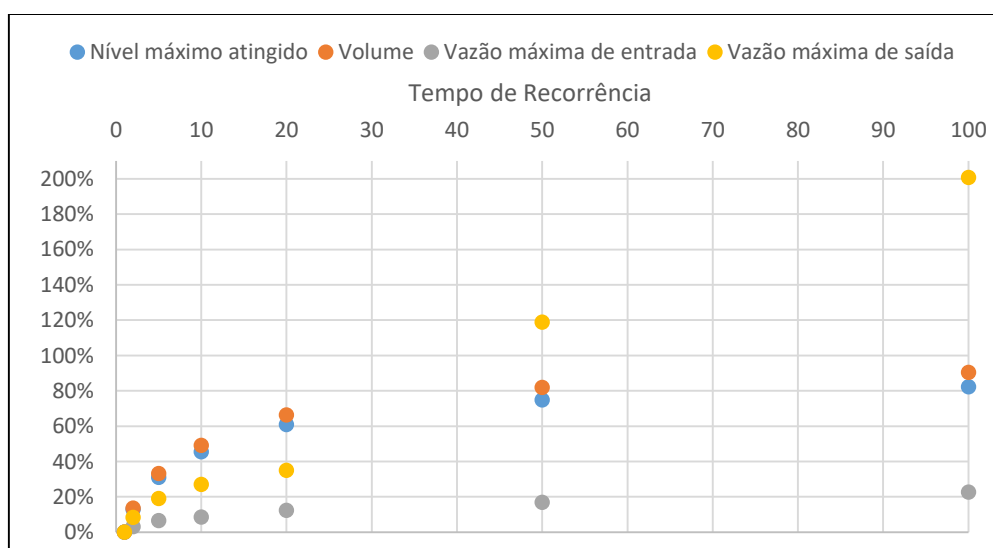


Figura 4 – Características operacionais do reservatório em função das chuvas com diferentes tempos de recorrência.

O reservatório em estudo foi dimensionado pelas fórmulas sugeridas pela Resolução ADASA 09/2011. Ainda pela mesma Resolução, a vazão máxima permitida é de 24,4 L/s/ha, o que para a bacia de drenagem em estudo, corresponde a uma vazão de 4,66m³/s. Na Figura 5 pode-se observar que para chuvas com TR de até 20 anos essa condição é atendida (o valor só é ultrapassado para chuvas com TR superiores a 26 anos), indicando um certo superdimensionamento do reservatório. Para chuvas com TR de 50 e 100 anos, o reservatório libera vazão de saída também pelo vertedor. Porém o modelo ainda necessita ser calibrado para uma melhor análise desses valores.

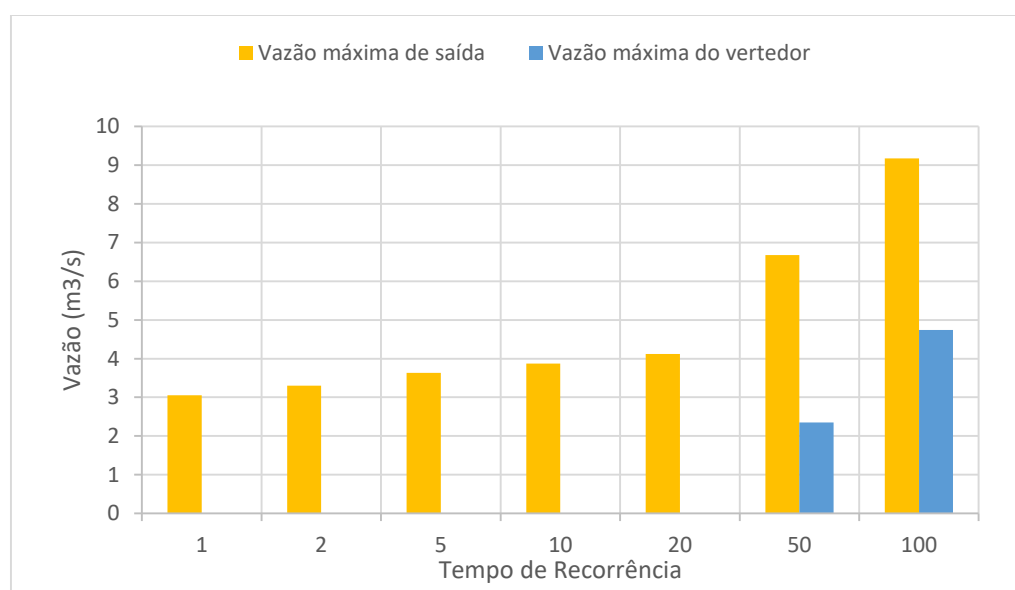


Figura 5 – Vazões de saída do reservatório para cada TR das chuvas de projeto.

Foram analisados também problemas no funcionamento da rede de drenagem, que não são solucionados com a inclusão de um reservatório de retenção próximo ao exutório. Foi possível observar que há uma grande quantidade de poços de visita em sobrecarga. Mesmo para TR de 1 ano, 67% dos poços de visita operam com sobrecarga. As redes de drenagem do DF devem ser dimensionadas para TR de 10 anos, segundo as recomendações atuais, não devendo apresentar as sobrecargas durante a modelagem. É importante observar que a rede foi projetada antes da Resolução 09/2011, e, portanto, o TR recomendado à época era de 5 anos e a metodologia utilizada para os cálculos era o método racional, sem análise de propagação da onda de cheia.

Equação da Resolução 09/2011 x Modelagem Hidrológica – Dimensionamento de reservatório

Alternativamente à formulação indicada pela Resolução ADASA 09/2011, procurou-se dimensionar um reservatório que tem como principal critério, a vazão de lançamento com o valor máximo de 24,4 l/s/ha (4,66 m³/s). Utilizou-se alguns dos parâmetros de simulação anteriores: chuva

de 10 anos de tempo de retorno, duração da chuva igual a 24 horas, comprimento da base igual a 2 vezes a largura da base, talude interno de 2,5 (H/V, 22°) e os coeficientes do orifício e do vertedor. Porém alterou-se as dimensões de comprimento e largura da base, profundidade e as dimensões das estruturas de saída (Tabela 2).

Tabela 2 – Dimensionamento do reservatório.

Largura da Base:	Comprimento da Base:	Profundidade:	Largura Total:	Comprimento Total:
93,7 m	187,4 m	3 m	108,7 m	202,4 m
Altura da Descarga de Fundo:	Lâmina máxima do Vertedor Retangular:	Área de Fundo	Área Superior	
0,3 m	0,55 m	17.559 m ²	22.001 m ²	

Na Figura 7 é mostrada a comparação entre o reservatório dimensionado com o PCSWMM para atender a vazão de lançamento e do reservatório calculado conforme orientação da Resolução da Adasa, por meio da equação 3. Com o reservatório dimensionado com o PCSWMM a vazão de lançamento é coerente com o valor máximo permitido pela resolução e ocupa uma área 20% menor e, conseqüentemente, possui menor capacidade de armazenamento, porém suporta todo o escoamento superficial aduzido pela rede de drenagem, otimizando, assim, espaço e custo desta estrutura.

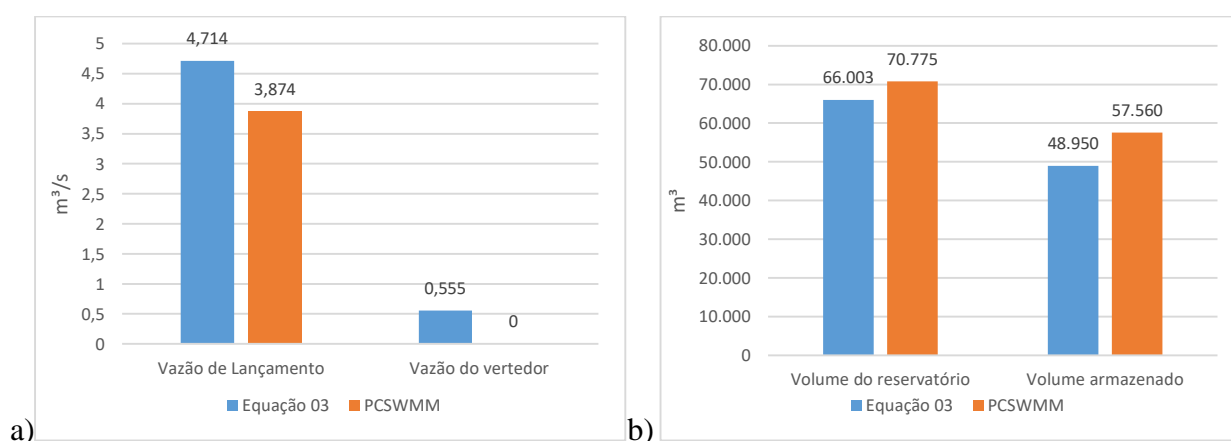


Figura 7 – Comparação dos dados de vazão e volume entre os reservatórios simulados e calculados.

CONCLUSÃO

Com base nas simulações realizadas por meio do programa PCSWMM, verificou-se que os reservatórios de detenção são uma alternativa para o necessário amortecimento dos picos de vazão aduzidos pela rede de drenagem urbana da região administrativa do Riacho Fundo I, antes do lançamento do escoamento no corpo hídrico.

Apesar do modelo não ter sido calibrado, o mesmo mostrou-se uma importante ferramenta na análise da influência de parâmetros de projetos, como rugosidade dos condutos e tempo de recorrência de chuva de projeto, nos sistemas de rede de drenagem e nos reservatórios de detenção.

O coeficiente de rugosidade variando entre 0,010 até 0,026, para uso de materiais como PEAD até concreto, implica variação de até 30% na vazão de pico do hidrograma no exutório, o que vai influenciar no dimensionamento do reservatório, necessário para estabelecer uma vazão de saída de pré-desenvolvimento, conforme a resolução 09/2011 da Adasa.

Quanto ao tempo de recorrência da precipitação na simulação hidrológica da rede de drenagem, verificou-se que problemas de sobrecarga podem ocorrer na rede de drenagem, mesmo para tempos de recorrência inferiores ao recomendado pela Resolução.

Avaliou-se o volume do reservatório de detenção calculado pelo equacionamento da Resolução 09/2011 da Adasa em comparação com o volume obtido por simulação, e percebeu-se que o equacionamento recomendado levou a volume cerca de 20% maior do que o necessário para que a vazão de 24,4L/s/ha seja alcançada.

Recomenda-se, portanto, a continuação dos estudos na região, a fim de que o modelo possa ser calibrado, como também a continuação da aplicação desta metodologia de análise da Resolução 09/2011 para outras bacias de drenagem a fim de que possam inferir mais resultados e otimizar o dimensionamento das bacias de retenção e de detenção.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à *CHIwater* por fornecer a licença do PCSWMM e à ADASA pelo apoio.

REFERÊNCIAS

- ADASA. (2011) Governo do Distrito Federal. “*Resolução 09 de 08 de abril de 2011*”. ADASA, Brasília.
- BAPTISTA, M. B; NASCIMENTO e N; BARRAUD, S. (2005) “*Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana*”. ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre.
- CANHOLI, A. P. (2005). “*Drenagem urbana e controle de enchentes*”. 1ª ed. Oficina de Textos, São Paulo, 302p.
- GRECCO, L. B.; MANDELLI, M. S.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S.(2012) F.”*Influência da Seleção de Variáveis Hidrológicas no Projeto de Sistemas Urbanos de Macrodrenagem – Estudo de Caso para o Município de Vitória – ES*”. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 17 n.4 - Out/Dez. 197-206.

LIMA, H. M.; SILVA, E. S; RAMINHOS, C.(2006).”*Bacias de retenção para gestão do escoamento: métodos de dimensionamento e instalação*”. REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, 59(1), jan. mar. 97-109.

MARCONDES, R. A. de C; ZAMBON, R.C.(2016). “*Estudo do uso das tubulações de PEAD em sistemas de distribuição de água no Brasil*”. São Paulo. 103 p.

VILLANUEVA, A. (2003) “*Simulação de redes de Macrodrenagem Urbana, em Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 6*”. ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, editado por Silva, da, R., C., V., Fundação Coppetec, 2003, Brasil, 308 p.