Impactos decorrentes da impermeabilização do solo urbano e do fechamento de um canal de drenagem em Aracaju, Sergipe

Impacts resulting from the urban soil waterproofing and the closing of a drainage channel in Aracaju, Sergipe

• **Data de entrada:**
01/04/2019
• **Data de aprovação:**
26/08/2019

Yuri Batista Ishizawa¹ | Alan de Gois Barbosa¹ | Ludmilson Abritta Mendes^{1*}

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2020.082>

ORCID ID

Ishizawa YB <https://orcid.org/0000-0002-9713-4245>

Barbosa AG <https://orcid.org/0000-0001-7760-9760>

Mendes LA <https://orcid.org/0000-0002-8202-7623>

Resumo

O objetivo deste estudo foi avaliar os impactos que a impermeabilização do solo e o fechamento de canais geram sobre o escoamento das águas pluviais em áreas urbanas. A área de estudo é a bacia de contribuição de um canal situado em Aracaju-SE. Para realizar a modelagem hidrodinâmica do canal, foi utilizado o software *Storm Water Management Model* (SWMM). Foi observado que o fechamento do canal poderá aumentar a velocidade máxima de escoamento da água (até 51%) e a relação entre a vazão de pico e a vazão de seção cheia (até 49%). Esses aumentos se tornam ainda mais expressivos para a situação de máximo grau de impermeabilização permitido por lei municipal. Logo, o fechamento de canais, solução muito utilizada atualmente em grandes e médias cidades brasileiras, deve ser analisado de forma criteriosa, levando em conta, principalmente, as possíveis mudanças de uso e ocupação do solo na bacia de contribuição do canal.

Palavras-chave: Drenagem urbana. Hidráulica de canais. SWMM.

Abstract

The goal of this study was to evaluate the impacts that the waterproofing of the soil and the closing of channels cause on the flow of rainwater in urban areas. The study area is the contribution basin of a channel located in Aracaju-SE. To execute the hydrodynamic modeling of a drainage channel located at an urban area of the municipality of Aracaju, the software *Storm Water Management Model* (SWMM) was used. We observed that the channel covering can increase the maximum water flow velocity (until 51%) and the relation between the peak flow and the full-section flow (until 49%). This growth becomes more expressive for the situation of maximum impermeabilization permitted by municipal law. So, cover up channels, solution adopted in large scale nowadays in big and middle Brazilian cities, must be analyzed carefully, mainly in terms of possible changes in land use and occupation.

Keywords: Urban drainage. Channel hydraulics. SWMM.

¹ Universidade Federal de Sergipe (UFS) - São Cristóvão - Sergipe - Brasil

* **Autor correspondente:** ludmilsonmendes@yahoo.com.br.

1 INTRODUÇÃO

Drenagem urbana pode ser entendida como um conjunto de ações e medidas tomadas a fim de minimizar os efeitos causados por inundações. Além disso, a drenagem urbana também tem como objetivo garantir o desenvolvimento sustentável e harmônico do meio urbano (TUCCI, 2002).

No Brasil, assim como em outros países emergentes, na maioria das cidades a drenagem urbana não foi considerada um fator preponderante em seu planejamento de urbanização (TUCCI, 2002). Diante disso, algumas regiões metropolitanas, como São Paulo, Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Campinas e Recife sofrem frequentemente com inundações, o que demonstra a necessidade do aprofundamento no conhecimento da “fenomenologia climatológica, ambiental, hidrológica e hidráulica do problema” (CANHOLI, 2014, p.16). Segundo Tucci (2007), Blumenau, município de Santa Catarina, também sofre com inundações desde 1852. Em 1983, a cidade, que já se encontrava bem desenvolvida, passou por uma inundação que acarretou um prejuízo de cerca de 8% do PIB de Santa Catarina.

Nos países mais desenvolvidos, a abordagem da drenagem urbana já está voltada à qualidade da água coletada, entretanto, no Brasil, a maior preocupação ainda está ligada ao controle quantitativo das enchentes (CANHOLI, 2014). Há também como fator agravante a carência no saneamento básico, que acarreta uma transformação dos córregos urbanos em esgotos a céu aberto por conta de lançamentos clandestinos de efluentes. Consequentemente, são gerados danos tanto materiais como humanos, pois tornam-se suscetíveis à infestação de doenças de veiculação hídrica (TUCCI, 2007). Outro fator preponderante para a falha dos sistemas de drenagem urbana é a obstrução ao escoamento de água. Essa pode ser gerada, por exemplo, por lançamento indevido e acúmulo de resíduo sólido ou por falta de manutenção da rede de drenagem.

Segundo Canholi (2014), existem dois tipos de medidas de controle de enchentes: medidas estruturais e medidas não estruturais. O primeiro tipo relaciona-se a obras implantadas visando à correção ou prevenção dos danos causados pelas enchentes. Em contrapartida, as medidas não estruturais são aquelas nas quais se procura reduzir os problemas ocasionados por enchentes por meio, por exemplo, da implantação de normas, regulamentos e programas de educação ambiental e não por meio de obras civis.

Esse conjunto de medidas estruturais age para que as águas pluviais sejam destinadas da maneira mais eficiente – não necessariamente mais rápida – possível até um manancial. Porém, em algumas situações, a vazão estimada é tão elevada que acarretaria custos elevados para aquisição e implantação de estruturas de pequeno ou médio porte, como galerias fechadas. Logo, parte-se para o desenvolvimento do projeto de canais. Entretanto, a avaliação do escoamento da água nesse tipo de estrutura pode ser tão ou mais complexo do que a realizada para escoamento em condutos forçados. Portanto, é imprescindível conhecer os fenômenos ligados ao escoamento em canais e o possível prejuízo que seu mau funcionamento acarretaria para a comunidade que vive em seu entorno.

2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho foi analisar o comportamento hidrodinâmico do canal de águas pluviais localizado na Avenida Caçula Barreto, denominado canal 3, em Aracaju, Sergipe. Mais especificamente, foi avaliado o impacto tanto do fechamento do canal como da alteração de uso e ocupação do solo sobre o comportamento hidrodinâmico das águas pluviais no canal.

3 ESCOAMENTO EM CANAIS

De acordo com Silva, Mascarenhas e Miguez (2007), o escoamento de canais e rios deve se apresentar, no geral, como escoamentos em superfície livre. Isso deve ocorrer até mesmo quando esses são canalizados por galerias, exceto a partir do momento em que suas vazões superam a vazão de projeto, quando o escoamento passa a ser sob pressão. Apesar da similaridade entre o escoamento livre e o sob pressão, é muito mais difícil resolver problemas envolvendo fluxo da água em canais abertos. As condições do escoamento nesse tipo de canal são complexas, pelo fato de a posição da superfície livre (altura da linha de água) mudar com o tempo-espaço e também pelo fato da profundidade, da descarga e das declividades do canal e da superfície livre serem interdependentes. Além disso, há uma certa dificuldade na obtenção de dados com alta confiabilidade sobre esse tipo de escoamento (CHOW, 1959).

O conjunto de equações que melhor representa o escoamento unidimensional livre da água é denominado Equações de Saint-Venant e essas estão representadas nas Eq. 1 e 2.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} \pm q_l = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (S_o - S_f) \quad (2)$$

sendo A a área da seção transversal do canal (m^2), t o tempo (s), Q a vazão do canal (m^3/s), x a direção principal do fluxo, q_l a contribuição ou retirada lateral de fluido do canal ($m^3/s/m$), v a velocidade do escoamento da água no canal (m/s), g a aceleração da gravidade (m/s^2), S_o a declividade do leito do canal (m/m) e S_f a declividade da linha de energia do escoamento (m/m).

Nota-se que a presença de sistemas equações diferenciais parciais impossibilita a solução analítica de problemas envolvendo as equações básicas da hidrodinâmica. Busca-se então realizar a modelagem hidrodinâmica de canais, por meio de métodos mais sofisticados.

4 MODELOS HIDRODINÂMICOS

Em alguns estudos hidrodinâmicos, são utilizados modelos matemáticos simplificados das equações de Saint-Venant, por conta de sua fácil manipulação algébrica. Esses modelos permitem a supressão de alguns termos das equações, cuja ordem de grandeza varia de forma insignificante em relação a outros. Como exemplo, existem os modelos hidrológicos e o modelo da Onda Cinemática (TUCCI, 2005; PORTO, 2006; SILVA; MASCARENHAS; MIGUEZ, 2007). Quando não são realizadas tais simplificações e todos os termos das equações de Saint-Venant são considerados na modelagem do problema, o modelo é considerado hidrodinâmico ou completo.

Os modelos simplificados, entretanto, não fornecem resultados tão precisos e são menos generalistas quando comparados aos completos. Em contrapartida, os modelos completos requerem representações mais definidas de geometria dos cursos d'água, além de códigos computacionais menos simples.

Dentre os modelos mais difundidos no mundo, com interface amigável e que utilizam os métodos supracitados, destacam-se o *Mouse*, desenvolvido pelo Danish Hydraulics Institute e o *Storm Water Management Model* (SWMM), desenvolvido pela Environmental Protection Agency dos EUA (VILLANUEVA, 2003). O SWMM, apesar de ser menos complexo que o *Mouse*, possui a vantagem de ser aberto, podendo ser obtido gratuitamente na internet (ROSSMAN, 2015). Além de ser um software livre de código aberto, o SWMM possibilita sua utilização de forma satisfatória na modela-

gem de diversos processos, como escoamento superficial, escoamento subterrâneo, erosão, precipitação, neve, qualidade da água e dispositivos de desenvolvimento sustentável (ROSSMAN, 2015).

Na literatura, existem diversos trabalhos envolvendo simulações hidrológicas e hidrodinâmicas utilizando o SWMM, a fim de avaliar, por exemplo, qualidade das águas de drenagem urbana (TSIHRINTZIS; HAMID, 1998), impactos no nível de detalhamento e discretização das sub-bacias durante a fase de projeto (SUN et al., 2012), projetos de redes de esgotamento sanitário (LOWE, 2006), calibração de modelos hidrológicos (BARCO; WONG; STENSTROM, 2008) e aplicação de medidas compensatórias de baixo impacto ambiental (ZHANG; GUO, 2015; PENG; STOVIN, 2017; ZHANG; CHUI; YANG, 2018).

O SWMM realiza o cálculo de vazões com abordagem distribuída. Além disso, ele possui um modelo hidráulico de simulação que utiliza a solução do sistema de equações de Saint-Venant, por meio do método iterativo de Newton-Raphson (CANHOLI, 2014, p.143).

5 ÁREA DE ESTUDO

O canal de águas pluviais avaliado neste trabalho encontra-se na Região Metropolitana de Aracaju (RMA), capital do Estado de Sergipe. O canal está localizado na Avenida Caçula Barreto, também conhecido como Canal 3, no bairro Farolândia, na zona sul da cidade. Na Fig. 1, está apresentada uma vista aérea da área de estudo.

Figura 1 – Vista aérea da área de estudo

Fonte: Adaptado de Google (2018)

Aracaju está localizada no litoral brasileiro e ocupa uma área de 181,8 km² entre as coordenadas geográficas 10° 55' 56" de latitude sul e 37° 04' 23" de longitude oeste. A RMA está localizada em áreas de duas bacias hidrográficas importantes para o Estado de Sergipe: Sergipe e Vaza-Barris (ARACAJU, 2017).

O clima do município de Aracaju é caracterizado por uma temperatura média de 26° e precipitação anual de 1590 mm, com período úmido compreendido entre os meses março e agosto (ARACAJU, 2017). A RMA concentra cerca de 39% de toda a população do Estado de Sergipe, o que caracteriza a intensa urbanização da região, sen-

do que a maior parte da área do município já se encontra ocupada (ARACAJU, 2017).

O sistema de drenagem em Aracaju é composto por “mais de 70 canais que deságuam em diversos corpos hídricos presentes na região da capital, como rios Poxim, Sergipe, Santa Maria, do Sal além do oceano, lagoas e mangues” (ARACAJU, 2016, p.21).

Um dos pontos de alagamento encontra-se a jusante do Canal 3. Aracaju (2017) constatou que esse canal apresentava um grande acúmulo de sedimentos, como pode ser observado na Fig. 2, além da presença de contribuições laterais de esgoto por ligações clandestinas.

Figura 2 – Imagens do canal 3 antes de seu fechamento

(a) Início do canal 3, canal assoreado

(b) Final do canal trapezoidal próximo à Escola Maria do Carmo Nascimento

(c) Final do trecho aberto do canal

(d) Saída da galeria posterior ao Canal 3

Fonte: Aracaju (2017)

Quando foi realizada visita a campo, estava sendo concluída a obra de fechamento do canal. Diferentes autores (TUCCI, 2002; VILLANUEVA, 2003; SÃO PAULO, 2012; ARACAJU, 2017; BOTELHO, 2017) alertam sobre as consequências negativas do fechamento de um canal. Por ser uma estrutura fechada, há um aumento no custo de manutenção, além de que problemas como entupimentos por acúmulo de sedimen-

tos ou resíduos sólidos acabam acontecendo sem serem percebidos, caso não haja um monitoramento regular.

A obra do fechamento do canal, mostrada na Fig. 3, de acordo com a Prefeitura de Aracaju (ARACAJU, 2018), foi orçada em cerca de R\$ 5,3 milhões e tem previsão de término para o primeiro semestre de 2019.

Figura 3 – Obra de fechamento do canal

Fonte: Aracaju (2018)

Santana, Santos e Dantas (2014), em um estudo junto à população residente próximo ao Canal 3, observaram que as principais reclamações dos moradores eram o mau cheiro e a má impressão estética. No mesmo estudo também observaram que a solução apontada pelos moradores era o fechamento do canal. À época do estudo, os canais 4 e 5, situados no mesmo bairro, foram fechados, o que influenciou na opinião dos moradores. Entretanto, Aracaju (2017) apresenta diver-

sas ocorrências de inundação nas avenidas dos canais 4 e 5 após seu fechamento. Em alguns pontos, as bocas de lobo não realizam mais sua função de escoar as águas pluviais, por conta do refluxo oriundo do canal fechado. Isso causa diversos transtornos aos transeuntes, além de prejudicar o tráfego de veículos. Na Fig. 4 estão ilustrados alguns dos transtornos causados pela inundação dos Canais 4 e 5.

Figura 4 – Registro fotográfico de pontos de alagamento nos Canais 4 e 5 **(a)** Ponto crítico da Av. Adel Nunes (Canal 4) **(b)** Ponto crítico da Av. Dr. José Thomás D'Ávila Nabuco (Canal 5)

Fonte: Aracaju (2017)

6 METODOLOGIA

Para a modelagem do canal da Av. Caçula Barreto, foram levadas em consideração hipóteses simplificadoras:

- i. Não foi contabilizada a contribuição de esgotos ao longo do canal, visto que, após o cobrimento do canal, não existem mais ligações diretas da rede coletora de esgotos, como informado pela empresa executora da obra, portanto, neste estudo, serão considerados somente os efeitos de águas pluviais;
- ii. A água escoar pela superfície da bacia e não pelas bocas de lobo e galerias da rede de drenagem urbana;
- iii. A chuva ocorre de forma uniforme em toda a bacia;
- iv. A bacia na qual está inserido o canal possui homogeneidade no seu tipo de solo;
- v. A parte mais urbanizada da bacia possui impermeabilidade média constante;
- vi. A declividade média da bacia é uniforme;
- vii. A declividade do canal é uniforme ao longo de todo o seu comprimento;

- viii. O canal possui homogeneidade no material que o reveste.

Apesar de o estudo envolver um modelo distribuído, a adoção de tais hipóteses, que são características de modelos concentrados (TUCCI, 2005), foi necessária para a simplificação da análise, pois os valores de alguns parâmetros utilizados no modelo não são fornecidos pelos órgãos municipais. Porém uma análise de sensibilidade mostrou que as saídas do modelo, para a bacia estudada, não são sensíveis à variação dos parâmetros cujos valores foram arbitrados.

Neste trabalho, a principal diferença entre a modelagem concentrada e a distribuída é que, no caso da primeira, será utilizado o modelo de propagação de vazão por regime uniforme, visto que a água supostamente escoará direto da superfície da bacia até o exutório. Isso desconsidera a existência do canal, ou seja, dos condutos, sendo suficientes os parâmetros da bacia.

Neste estudo, foram utilizados, como uma das opções do SWMM, o modelo de infiltração do *Soil Conservation Service* (SCS) (KENT, 1973) e o modelo de onda dinâmica de Saint-Venant. Para isso, é necessário obter alguns parâmetros de entrada relativos à região de estudo e ao canal, como já descrito.

A partir das curvas de nível da região, foi possível dividir a bacia do canal em 12 sub-bacias,

apresentadas na Fig. 5, de acordo com as suas características topográficas.

Figura 5 – Sub-bacias que contribuem para o canal

Com a análise das imagens de satélite por meio do *software* Google Earth®, é possível perceber que as sub-bacias possuem características de uso e ocupação semelhantes, o que valida a consideração da quinta hipótese simplificadora. A única exceção é para o caso das sub-bacias 11 e 12, que se encontram desocupadas, ou seja, apresentam grau de impermeabilização reduzido.

De acordo com Rossman (2015), os parâmetros de cada sub-bacia necessários para confecção do modelo conceitual no SWMM são:

i. Área;

- ii. Nó exutório ou a sub-bacia onde a bacia descarrega;
- iii. Declividade média;
- iv. Porcentagem de impermeabilização;
- v. *Curve Number* (CN), proposto pelo Soil Conservation Service (1986);
- vi. Armazenamento em depressão para áreas permeáveis e impermeáveis;
- vii. Rugosidade;
- viii. Pluviômetro atribuído à sub-bacia.

O canal é modelado como uma sucessão de condutos, os quais são conectados uns aos outros por nós, que podem ou não ser os exutórios das sub-bacias. De acordo com Rossman (2015), os principais parâmetros dos condutos são:

- i. Os nós a montante e jusante do canal;
- ii. Comprimento do canal;
- iii. Declividade de fundo do canal;
- iv. Coeficiente de rugosidade de Manning (n) do canal;
- v. Geometria da seção transversal do canal.

O canal apresenta atualmente duas seções típicas. O primeiro trecho possui uma seção com 1,80 m de base e 1,30 m de altura, seguido de um trecho cuja seção apresenta 2,30 m de base e 1,30 m de altura. A partir dos dados de largura do antigo canal apresentados por Aracaju (2017), foi possível realizar uma estimativa da profundidade do antigo canal com o uso do SWMM, simulando a bacia no modelo concentrado. Essa mesma simulação com modelo concentrado foi utilizada para definir a provável vazão empregada no projeto do antigo canal.

Para avaliar qual distribuição temporal de chuva levaria ao maior pico de vazão, simulou-se a bacia utilizando-se um modelo concentrado. Nessa simulação, foram considerados diferentes hietogramas elaborados pelo método dos Blocos Alternados, no qual foi considerada a curva Intensidade-Duração-Frequência (IDF) proposta por Aragão et al. (2013) para a cidade de Aracaju, dada pela Eq. 3.

$$i = \frac{1092,22 \cdot T^{0,196}}{(t + 9,32)^{0,736}} \quad (3)$$

onde i a intensidade pluviométrica (mm/h), T o período de retorno da chuva (anos) e t a duração da chuva (min).

Para a definição do período de retorno T , a Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (Cetesb) (SÃO PAULO, 2012) sugere valores entre 25 e 50 anos para projetos de macrodrenagem e recomenda que se verifique o comportamento hidráulico para uma chuva com período de retorno de 100 anos.

Quanto à duração da chuva, “nos projetos de bacias urbanas mais comuns desenvolvidos no nosso meio, tem sido adotado na maioria das vezes chuvas com duração de 2 ou 3 horas e com distribuição dos Blocos Alternados [...]” (SÃO PAULO, 2012, p. 24). Porém, em outras regiões, a exemplo dos EUA, em bacias urbanas, mesmo pequenas, são adotadas chuvas com 24 horas de duração. Collischonn e Dornelles (2015) recomendam que a duração de uma chuva seja, no mínimo, igual a seu tempo de concentração (t_c) visto que se busca a garantia de que toda a bacia contribua com a vazão no canal. Segundo Canholi (2014), chuvas com maiores durações implicam em maiores volumes de água escoados pelo canal, porém aumentar a duração da chuva não necessariamente implica um aumento significativo da vazão de pico.

Diante de tantas incertezas, neste trabalho optou-se por avaliar a variação da vazão de pico na bacia com o aumento da duração da chuva, conforme sugerido por Zahed Filho e Marcellini (1995). Assim, para dimensionamento do canal no modelo concentrado, foi definida a vazão de projeto como aquela que apresentasse uma pequena variação (menor que 1,0%) com o aumento da duração da chuva. Assim como a duração da chuva que gerou tal vazão de pico foi a utilizada nas simulações com o modelo distribuído do canal.

A duração do passo de tempo (Δt), ainda segundo Collischonn e Dornelles (2015), deve ser cerca de 5 a 10 vezes menor que o tempo de concentração da bacia, sendo um submúltiplo deste. O tempo de concentração pode ser calculado por meio da Equação de Kirpich (Eq. 4), desenvolvida utilizando dados de bacias menores que 0,5 km², como o caso em estudo.

$$t_c = 3,978 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385} \quad (4)$$

sendo t_c o tempo de concentração da bacia (min), L o comprimento do canal (km) e S a declividade média do canal (m/m).

Para avaliar o efeito do fechamento do canal e da crescente impermeabilização da região, foram feitas simulações no modelo distribuído do SWMM, considerando 3 cenários de estudo. O primeiro cenário leva em conta as atuais condições de uso e ocupação do solo da bacia na presença do antigo canal, ainda aberto. No segundo cenário, levam-se em conta ainda as atuais condições de uso e ocupação do solo, porém com a implantação do canal fechado. No terceiro cenário, além da implantação do fechamento do canal, será levado em conta o máximo grau de impermeabilização permitido pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU) de Aracaju, que é de 85% (ARACAJU, 2000). Na Tabela 1, é apresentado um resumo dos cenários deste estudo.

Tabela 1 – Resumo dos cenários de estudo

Cenário	Canal	Grau de Impermeabilização
1	Aberto	Atual
2	Fechado	Atual
3	Fechado	Máximo permitido por lei (85%)

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A discretização da região de estudo em 12 sub-bacias e 8 nós consecutivos é apresentada na Fig. 6.

Figura 6 – Sub-bacias discretizadas no SWMM

Apesar de representar de forma semelhante o posicionamento das sub-bacias, a imagem é meramente ilustrativa, não condizendo com a realidade. O que importa na modelagem são as propriedades da bacia (ROSSMAN, 2015), inseridas manualmente. Os dados inseridos no modelo, em todos os cenários, para cada sub-bacia, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros das sub-bacias

Área de Influência	Área (ha)	Perímetro (m)	Nó exutório
S1	5,17	1121,97	N1
S2	2,06	817,98	N1
S3	4,06	807,08	N3
S4	1,70	522,49	N2
S5	2,76	668,76	N4
S6	3,95	858,02	N4
S7	2,24	618,67	N6
S8	4,16	818,24	N6
S9	3,07	762,78	N7
S10	3,33	817,30	N7
S11	3,25	802,80	N8
S12	5,41	1170,60	N8

A partir do Modelo Digital de Elevação disponibilizado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), por meio do Portal Brasil em Relevo (MIRANDA, 2005), com preci-

são espacial de 30 m, foi confeccionado o mapa de declividades da bacia, apresentado na Fig. 7, a partir do qual verificou-se que a bacia possui declividade média de 1,18%.

Figura 7 – Mapa de declividade da bacia

Segundo Sergipe (2016), a região de estudo encontra-se sobre um maciço de solo do tipo Gleissolo que, de acordo com Sartori, Lombardi Neto e Genovez (2005), pertence ao grupo hidrológico D. Considerando que a região é uma área residencial com porcentagem de impermeabilização maior do que 65%, o CN adotado para a região é igual a 92 (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1986).

Foi utilizado o *software* Google Earth® para a análise das imagens de satélite da região, a fim de verificar os valores de coeficiente de rugosi-

dade de Manning a serem utilizados nas simulações. Segundo Aracaju (2017), 68% da região é impermeabilizada. Pelas imagens de satélite, observou-se que aproximadamente 80% da área impermeabilizada da bacia é composta por telhados cerâmicos, 12% por asfalto e 8% por telhados metálicos. Os coeficientes de rugosidade para esses tipos de cobertura são 0,015, 0,011 e 0,024 respectivamente. A média ponderada desses valores, igual a 0,015, foi adotada para as superfícies impermeáveis de todas as sub-bacias.

Observou-se também que a área permeável da bacia é composta por grama curta, com coeficiente de rugosidade igual a 0,150.

Foram realizadas simulações com diferentes valores de capacidade de armazenamento em depressões, porém verificou-se que os resultados não são sensíveis à variação desse parâmetro. Logo, adotou-se a média dos valores recomendados no manual de usuário do SWMM (ROSSMAN, 2015), sendo 1,80 mm e 5,00 mm, respectivamente, para superfícies impermeáveis e permeáveis.

Para construir o modelo concentrado da bacia, somaram-se todas as 12 áreas, obtendo-se um valor de 41,17 ha, perímetro de 3626,84 m; índice de compacidade igual a 1,583; largura de retângulo equivalente igual a 266,06 m e largura média de 1547,36 m. Foi feita uma ponderação para obtenção do seu grau de impermeabilização e foi obtido o valor de 53,69%. O restante dos parâmetros é igual aos das sub-bacias do modelo distribuído. Na Fig. 8 está ilustrado o modelo concentrado da área de estudo no SWMM.

Figura 8 – Modelo concentrado da área de estudo no SWMM

Para o modelo distribuído, o canal foi dividido em 7 condutos. Cada conduto tem um nó a montante e outro a jusante, e a profundidade destes

coincide com a geratriz inferior do canal. Na Fig. 9 está representada a discretização dos condutos no SWMM.

Figura 9 – Discretização dos condutos no SWMM

Na Tabela 3 estão apresentadas algumas características do canal. Os comprimentos dos condutos foram extraídos do levantamento

plani-altimétrico e suas cotas montante e jusante foram calculadas levando em conta sua declividade de 1,5%.

Tabela 3 – Características dos condutos do canal

Conduto	Comprimento (m)	Cota Montante (m)	Cota Jusante (m)	Nó Montante	Nó Jusante
C1	98,20	25,73	24,26	N1	N2
C2	84,10	24,26	22,99	N2	N3
C3	194,24	22,99	20,08	N3	N4
C4	94,54	20,08	18,66	N4	N5
C5	149,62	18,66	16,42	N5	N6
C6	244,56	16,42	12,75	N6	N7
C7	120,00	12,75	10,95	N7	N8

Considerando que a parte do canal que se encontra dentro da bacia, ou seja, do nó N1 ao nó N8, tem extensão de 985,56 m, pela Eq. 4 é obtido um tempo de concentração para a bacia igual a 20,08 minutos. Portanto, o ideal seria construir hietogramas com chuvas de duração, no mínimo, maior que esse valor. Inicialmente, os hietogramas foram construídos com período de retorno

de 30 anos, valor dentro do intervalo recomendado por Collischonn e Dornelles (2015).

A partir da simulação do modelo concentrado da bacia no SWMM, foi possível avaliar a variação da vazão de pico com relação à duração da chuva. Os valores de vazão de pico estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Vazões de pico para diferentes durações de chuva

Duração da chuva (min)	Vazão de pico (m³/s)	Variação percentual
30	14,76	-
64	19,54	32,4%
96	20,41	4,4%
120	20,85	2,2%
184	21,60	3,6%
240	21,97	1,7%
304	22,22	1,2%
360	22,37	0,6%
424	22,48	0,5%
480	22,55	0,3%
544	22,61	0,3%
600	22,65	0,2%
664	22,64	0,2%
720	22,71	0,1%

É possível notar que a variação percentual diminui à medida que a duração da chuva aumenta. A partir da duração de 240 minutos, essa diferença

passa a ser ínfima – menor do que 1,5%. A Fig. 10 ilustra tal afirmação.

Figura 10 – Curva que relaciona a vazão de pico no canal com a duração da chuva na bacia

Logo, foi utilizada como vazão de projeto dos trechos finais do canal o valor 21,97 m³/s. Entre os nós N1 e N7, encontra-se o trecho inicial do ca-

nal, cuja seção é representada na Fig. 11. O trecho final do canal, entre os nós N7 e N8, tem sua seção representada na Fig. 12.

Figura 11 – Seção típica do trecho inicial do canal antigo

Figura 12 – Seção típica do trecho final do antigo canal

A partir das simulações foi possível obter informações importantes acerca do canal, tais como: o volume de escoamento superficial direto (Vol_{ESD}), a vazão de pico (Q_p) no canal, a velocidade máxima ($v_{m\acute{a}x}$) de escoamento em cada trecho do canal, a relação entre a altura de lâmina d'água e a dimensão vertical (y/D) de cada trecho do canal e a máxima relação entre a vazão máxima e a vazão para seção completamente cheia (Q_p/Q_{cheio}) de cada trecho.

Em todos os cenários, foram realizadas simulações tomando como base a chuva de projeto com

período de retorno de 30 anos. Além disso, em todos os cenários foram feitas simulações com chuvas de $T = 50$ anos - máximo recomendado para projetos de macrodrenagem por Collischonn e Dornelles (2015) - e $T = 100$ anos, por recomendação de São Paulo (2012).

A Tabela 5 apresenta um resumo dos resultados das simulações para o Cenário 1. Na Fig. 13 estão sobrepostos os hidrogramas no exutório da bacia para tal cenário.

Tabela 5 – Resumo dos resultados para o Cenário 1

T (anos)	Vol_{ESD} (ha.m)	Q_p (m ³ /s)	$v_{m\acute{a}x}$ (m/s)	Nó de maior y/D	y/D _{máx}	Conduto com maior Q_p/Q_{cheio}	Q_p/Q_{cheio}
30	5,2	24,2	5,5	N6	0,93	C6	0,69
50	6,2	27,3	5,5	N6	0,98	C6	0,78
100	7,1	30,8	5,6	N6	1,00	C5	0,85

Figura 13 – Hidrograma para o Cenário 1

É possível notar que a vazão de pico, em todos os períodos de retorno aplicados, ocorre após decorridos 126 minutos de simulação. Além disso,

neste cenário, nota-se um aumento de 27,3% da vazão de pico quando aumentado o período de retorno de 30 para 100 anos.

A região que no modelo é representada pelo nó N6 chega próximo ao transbordamento, ainda com a chuva de TR igual a 30 e 50 anos, e inunda com o evento chuvoso de 100 anos de período de retorno. Isso mostra que o projeto do antigo canal utilizando o modelo concentrado foi subdimensionado, mesmo considerando a folga recomendada por São Paulo (2012). Também é possí-

vel perceber que em nenhum momento ocorreu uma vazão maior que a vazão de seção cheia dos trechos do canal.

Analogamente, na Tabela 6 está apresentado um resumo dos resultados das simulações para o Cenário 2. A Fig. 14 ilustra os hidrogramas no exutório da bacia para o Cenário 2.

Tabela 6 – Resumo dos resultados para o Cenário 2

T (anos)	Vol _{ESD} (ha.m)	Q _p (m³/s)	v _{máx} (m/s)	Nó de maior y/D	y/D _{máx}	Conduto com maior Q _p /Q _{cheio}	Q _p /Q _{cheio}
30	5,2	24,4	7,1	N7	0,97	C6	0,95
50	6,2	27,4	7,3	N7	1,00	C6	1,07
100	7,1	29,3	7,8	N7	1,00	C6	1,12

Figura 14 – Hidrograma para o Cenário 2

Para os eventos chuvosos com período de retorno de 30 e 50 anos, a vazão de pico é observada após decorridos 124 minutos de simulação, valor próximo ao de 126 minutos obtido para T = 100 anos. No Cenário 2, houve um aumento da vazão de pico de 20,1% – portanto menor que no cenário anterior – quando aumentado o período de retorno de 30 para 100 anos.

Neste cenário, nenhum nó transborda para precipitação com T = 30 anos, porém, com o aumento do período de retorno, a região representada pelo N7 tende a transbordar. É possível perceber que o conduto C6 apresenta vazão maior que sua vazão para seção cheia em todos os eventos chuvosos simulados. Portanto, infere-se que o fechamento do canal pode

levá-lo a funcionar, ainda que por alguns momentos, como conduto forçado, situação que deve ser evitada, segundo Villanueva (2003) e Botelho (2017).

Na Tabela 7 encontra-se um resumo dos resultados das simulações para o Cenário 3. Na Fig. 15 estão apresentados os hidrogramas no exutório da bacia para o Cenário 3.

Tabela 7 – Resumo dos resultados para o Cenário 3

T (anos)	Vol _{ESD} (ha.m)	Q _p (m ³ /s)	v _{máx} (m/s)	Nó de maior y/D	y/D _{máx}	Conduto com maior Q _p /Q _{cheio}	Q _p /Q _{cheio}
30	5,8	33,1	8,0	N7	0,89	C6	1,03
50	6,5	33,7	8,3	N7	0,98	C6	1,16
100	7,4	34,8	8,2	N6	1,00	C6	1,08

Figura 15 – Hidrograma para o Cenário 3

No Cenário 3, tal como observado no Cenário 2, para as chuvas com período de retorno de 30 e 50 anos, a vazão de pico ocorre após decorridos 124 minutos de simulação, valor também muito próximo do observado para o evento chuvoso de T = 100 anos (123 min).

O Cenário 3 foi o que apresentou o menor aumento de vazão de pico quando aumentado o período de retorno de 30 para 100 anos, sendo de 5,2%. Logo, pode-se inferir que, quanto maior o grau de impermeabilização desta região, menor a influência da alteração do período de re-

torno da chuva na vazão de pico. Além disso, o incremento reduzido pode ser consequência da localização das sub-bacias com grau de impermeabilização mais modificado (S11 e S12), mais próximas ao exutório.

Assim como no Cenário 1, a região representada pelo nó N6 chega próximo ao transbordamento ainda para a chuva com T = 30 anos, e, a partir de T = 50 anos tal região inunda. Neste caso, percebe-se que o conduto C6 do canal, para o evento com T = 30 anos, ultrapassa a vazão de seção cheia e, para T = 100 anos.

Foram realizadas, por fim, comparações entre alguns resultados dos cenários de estudo. Foi calculada a razão entre os principais parâmetros de cada cenário. A comparação entre o Cenário 1 e o Cenário 2 está apresentada na Tabela 8.

Tabela 8 – Comparações entre o Cenário 1 e o Cenário 2

T (anos)	$Q_{p,2}/Q_{p,1}$	$v_{máx,2}/v_{máx,1}$	$(Q_{p,2}/Q_{cheio,2})/(Q_{p,1}/Q_{cheio,1})$
30	1,01	1,29	1,38
50	1,00	1,32	1,37
100	0,95	1,40	1,32
Média	0,99	1,34	1,36
Desvio-Padrão	0,03	0,06	0,03

É possível notar que apenas a velocidade máxima e a relação entre vazão de pico e vazão de seção cheia aumentaram na mudança do Cenário 1 para o Cenário 2, com destaque para o expressivo aumento do último parâmetro, que chega a ser de 38% para um evento chuvoso com $T = 30$ anos. Entretanto, não se notou aumento significativo na vazão de pico. Além disso, à medida que o período de retorno da chuva aumenta, a diferença entre as variáveis se torna ainda menor, com exceção da velocidade máxima de escoamento.

Comparando o Cenário 1 com o Cenário 3, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Comparações entre o Cenário 1 e o Cenário 3

T (anos)	$Vol_{ESD,3}/Vol_{ESD,1}$	$Q_{p,3}/Q_{p,1}$	$v_{máx,3}/v_{máx,1}$	$(Q_{p,3}/Q_{cheio,3})/(Q_{p,1}/Q_{cheio,1})$
30	1,13	1,37	1,46	1,49
50	1,05	1,23	1,51	1,49
100	1,05	1,13	1,47	1,27
Média	1,08	1,24	1,48	1,42
Desvio-Padrão	0,05	0,12	0,02	0,13

Todos os indicadores da Tabela 9 aumentaram quando da mudança do Cenário 1 para o Cenário 3. Destaca-se o aumento nas relações entre as velocidades máximas de escoamento, que chegam a uma diferença de 51% para uma chuva de 50 anos de período de retorno, e nas relações entre vazão de pico e vazão de seção cheia, que chega a 49% para eventos chuvosos com períodos de retorno de 30 e de 50 anos.

Além disso, à medida que o período de retorno do evento de precipitação aumenta, a variação do indicador tende a diminuir. Isso ocorre por não haver um acréscimo considerável em algumas variáveis do canal, como a vazão de pico, a velocidade máxima e a relação entre a vazão de pico e a vazão de seção cheia, quando o grau de impermeabilização atinge valores elevados.

8 CONCLUSÕES

As simulações das cheias do canal da Avenida Caçula Barreto (Canal 3), em Aracaju, pelo uso do SWMM permitiram avaliar os diferentes impactos no comportamento hidráulico e hidrológico na bacia decorrentes da alteração da cobertura do solo e do fechamento do canal.

Levando em consideração que o antigo Canal 3 possuía as mesmas características do canal dimensionado neste trabalho, verificou-se que seu fechamento pode alterar o regime de escoamento na ocorrência de chuvas intensas. Ainda que seja mantido o atual grau de impermeabilização da bacia, o fechamento do canal acarreta acréscimos significativos na velocidade máxima da água e, principalmente, na relação entre vazão de pico e vazão com seção cheia. Como consequência, obteve-se para período de retorno de 50 anos a operação em re-

gime de conduto forçado em alguns trechos, bem como a ocorrência de transbordamentos.

Mais do que o aumento do período de retorno, o aumento do grau de impermeabilização da bacia foi o fator que mais provocou o aumento da vazão de pico no Canal 3. Ainda, o novo Canal 3 poderá não ter capacidade de conduzir o escoamento gerado por eventos com 30 anos de períodos de retorno, caso a fração impermeável da bacia alcance o máximo permitido pela legislação municipal. Até o limite de impermeabilização, o aumento do período de retorno gera acréscimos cada vez menores na vazão de pico e na relação entre vazão de pico e vazão com seção cheia.

O estudo não levou em conta a possibilidade de o canal apresentar obstruções pelo acúmulo de resíduos sólidos, situação comum no canal antes de seu fechamento, o que tornaria seu desempenho hidráulico ainda pior em relação ao obtido nas simulações realizadas. Além disso, também não foi considerada a influência do remanso de maré – outro fator que frequentemente contribui para a situação de estresse hídrico do canal.

Os resultados indicam que uma das soluções de drenagem ainda muito comuns nos dias de hoje em grandes e médias cidades brasileiras, como o fechamento dos canais abertos, agrava o impacto das chuvas intensas. Mesmo que essa ação seja reivindicada pela população residente na bacia, em geral descontente com o mau cheiro proveniente do canal e causado pelo lançamento clandestino de efluentes, sua adoção deve estar sujeita à análise do desempenho do canal, principalmente em bacias passíveis de aumento da fração impermeável, mesmo que respeitando os valores máximos permitidos pela legislação municipal.

9 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização, Ishizawa YB, Mendes LA; **Metodologia**, Ishizawa YB, Barbosa AG, Mendes LA;

Redação – Primeira versão, Ishizawa YB, Barbosa AG, Mendes LA; **Redação – Revisão & Edição**, Ishizawa YB, Barbosa AG, Mendes LA; **Supervisão**, Mendes LA.

10 REFERÊNCIAS

- ARACAJU. Lei complementar nº 042, de 04 de outubro de 2000. Institui o plano diretor de desenvolvimento urbano de Aracaju, cria o plano de planejamento e gestão urbana e dá outras providências. **Diário Oficial do Município de Aracaju**, Aracaju, 2000. Disponível em: <https://www.aracaju.se.gov.br/userfiles/pdf/2017/seplog/plano_diretor/PDDU_2000.pdf>.
- ARACAJU. Secretaria do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Projetos Pilotos, **Estratégias para gestão integrada de águas urbanas**. Aracaju, 2016.
- ARACAJU. Secretaria do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. **Plano Integrado de Saneamento Básico de Aracaju**. Aracaju, 2017.
- ARACAJU. **Obra na Canal 3 segue adiantada e população já comemora**. 2018. Disponível em: <<https://www.aracaju.se.gov.br/noticias/75819>>. Acesso em: 21 set. 2018.
- ARAGÃO, R.; SANTANA, G. R.; COSTA, C. E. F. F.; CRUZ, M. A. S.; FIGUEIREDO, E. E.; SRINIVASAN, V. S. Chuvas intensas para o estado de Sergipe com base em dados desagregados de chuva diária. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v. 17, n. 3, p. 243–252, 2013. <https://doi.org/10.1590/S1415-43662013000300001>
- BARCO, J.; WONG, K. M.; STENSTROM, M. K. Automatic Calibration of the U.S. EPA SWMM Model for a Large Urban Catchment. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, n. 4, p. 466–474, 2008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:4\(466\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:4(466))
- BOTELHO, M. H. C. **Águas de chuva: engenharia das águas pluviais na cidade**. 4. ed. São Paulo: Bluscher, 2017
- CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. 2. ed. Porto Alegre: ABRH, 2015.
- CHOW, V. T. **Open-Channel Hydraulics**. Tokyo: McGraw-Hill, 1959.
- GRIBBIN, J. E. **Introdução a Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluviais**. 4. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016.
- GOOGLE. **Google Maps**. 2018. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em: 21 ago. 2018.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Atlas geográfico das zonas costeiras e oceânicas do Brasil**. Rio de Janeiro, 2011. 176 p.

- KENT, K. M. A method for estimating volume and rate of runoff in small watersheds. **Scs_Tp-149**. p. 64, 1973.
- LOWE, S. A. Sanitary sewer design using EPA storm water management model (SWMM). **Computer Applications in Engineering Education**, v. 18, n. 2, p. 203–212, 2010. <https://doi.org/10.1002/cae.20124>
- MIRANDA, E. E. D. Campinas: Embrapa Monitoramento por Satélite. **Brasil em Relevô**, 2005. Disponível em: <<http://www.relevobr.cnpem.embrapa.br>>. Acesso em: 16 ago. 2018.
- PENG, Z.; STOVIN, V. Independent Validation of the SWMM Green Roof Module. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 22, n. 9, p. 04017037, 2017. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001558](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001558)
- PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 4. ed. São Carlos: EESC-USP, 2006.
- ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1**. Cincinnati: United States Environmental Protection Agency, 2015.
- SÃO PAULO (Cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos: diretrizes para projetos**. São Paulo, 2012.
- SANTANA, J. L. S.; SANTOS, S. C. M.; DANTAS, P. E. S. Gestão de águas urbanas e os aspectos ambientais dos canais de águas pluviais do conjunto augusto franco. In: ENCONTRO DE RECURSOS HÍDRICOS EM SERGIPE, 7., 2014, Aracaju. **Anais...** Aracaju: SEMARH, 2014.
- SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A. M. Classificação hidrológica de solos brasileiros para a estimativa da chuva excedente com o método do serviço de conservação do solo dos Estados Unidos parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 10, n. 4, p. 5–18, 2005. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v10n4.p5-18>
- SERGIPE. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos. **Atlas Digital sobre Recursos Hídricos de Sergipe**. Aracaju, 2016.
- SILVA, R. C.; MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G. **Hidráulica Fluvial**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007.
- SOIL CONSERVATION SERVICE. **Urban Hydrology for Small Watersheds**: Technical release 55. Washington: United States Department of Agriculture, 1986.
- SUN, N.; HALL, M.; HONG, B.; ZHANG, L. Impact of SWMM Catchment Discretization: Case Study in Syracuse, New York. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 19, n. 1, p. 223–234, 2012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000777](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000777)
- TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da drenagem urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 7, n. 1, p. 5–37, 2002. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v7n1.p5-27>
- TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.
- TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2007.
- TSIHRINTZIS, V.; HAMID, R. Runoff quality prediction from small urban catchments using SWMM. **Hydrological Processes**, v. 12, n.1, p. 311–329, 1998. <https://doi.org/10.1007/s13762-012-0092-0>
- VILLANUEVA, A. Simulação de redes de macrodrenagem urbana. In: SILVA, R. C. V. (Ed.) **Métodos Numéricos em Recursos Hídricos**. Porto Alegre: ABRH, 2003. v. 6, cap. 3.
- ZAHED FILHO, K; MARCELLINI, S.S. Precipitações Máximas. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. (Orgs.) **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH / Editora da UFRGS, 1995.
- ZHANG, S.; GUO, Y. SWMM Simulation of the Storm Water Volume Control Performance of Permeable Pavement Systems. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 20, n. 8, p. 06014010, 2015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001092](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001092)
- ZHANG, K.; CHUI, T. F. M.; YANG, Y. Simulating the hydrological performance of low impact development in shallow groundwater via a modified SWMM. **Journal of Hydrology**, v. 566, p. 313–331, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.09.006>