

ALTERNATIVAS DE MANEJO E DRENAGEM URBANA: ANÁLISE COMPARATIVA NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO JAGUARIBE, SALVADOR/BA.

MANAGEMENT AND URBAN DRAINAGE ALTERNATIVES: COMPARATIVE ANALYSIS IN THE JAGUARIBE RIVER BASIN, SALVADOR/BA.

Crislane Ribeiro de Santana^a, Lafayette Dantas da Luz^a

^a*Programa de Pós-Graduação em Meio Ambiente, Águas e Saneamento,
Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia – UFBA*

crislanersantana@gmail.com, lluz@ufba.br

Submissão: 22 de agosto de 2023 Aceite: 22 de março de 2024

Resumo

A solução para problemas de inundações e alagamentos urbanos passa por diferentes formas de abordagem, quanto a políticas regulatórias, concepções de projetos, bem como às alternativas técnicas estruturais e não-estruturais a serem adotadas, dentre outros aspectos. Este artigo avalia comparativamente alternativas de manejo e drenagem das águas urbanas na bacia hidrográfica do rio Jaguaribe, em Salvador, Bahia, visando o controle das inundações. Com o auxílio do programa de modelagem hidrológico-hidráulica SWMM, foram simulados seis casos distintos para análise, nos quais se modificaram as condições de escoamento no leito fluvial (natural e canalizado), frente a diferentes condições de impermeabilização da bacia e/ou emprego de algumas técnicas sustentáveis. Após a modelagem matemática, os casos de análise que contaram com as medidas sustentáveis se mostraram mais eficientes e observou-se que a medida que melhor se ajusta à bacia do rio Jaguaribe para o controle do escoamento superficial, se expressou na proposta que adota técnicas para o amortecimento da vazão, associadas ao leito fluvial natural. Confirma-se, neste estudo, que as canalizações do leito de rios, como medida isolada de controle de inundações, se mostram ineficazes, assim requerendo uma abordagem mais sistêmica para tal objetivo, o que ainda resulta em benefícios adicionais para a cidade e sua população.

Palavras-Chave: SWMM; controle de inundações; técnicas sustentáveis; modelagem hidrológica-hidráulica.

Abstract

The solution to problems of urban flooding goes through different forms of approach, regarding regulatory policies, project conceptions, as well as structural and non-structural technical alternatives to be adopted, among other aspects. This article evaluates comparable alternative management and drainage of urban waters in the Jaguaribe river basin, in Salvador, Bahia, aiming at flood control. With the aid of the hydrological-hydraulic modeling software SWMM, six distinct cases were simulated for analysis, in which the flow conditions in the river bed (natural and channelized) were modified, in face of different conditions of permeability of the basin and/or use of some sustainable measures. After simulations, the cases that counted on sustainable measures were more efficient and it was observed that if the condition that best fits the Jaguaribe river basin for the control of surface runoff was related to the combination of techniques for flow reduction associated with the natural riverbed. It is confirmed, in this study, that the river bed pipelines, as an isolated measure of flood control, are ineffective, thus requiring a more systemic approach to this objective, which can still result in additional benefits for the city and its population.

Keywords: SWMM; flood control; sustainable techniques; hydrological-hydraulic modeling.

INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e o processo acelerado de expansão das cidades, aliado à negligência e/ou pouco planejamento do uso e ocupação do solo das bacias hidrográficas, vem alterando significativamente o regime hidrológico natural e a capacidade de drenagem das bacias hidrográficas e de drenagem, tornando-se insuficientes para controlar o escoamento superficial gerado, ocasionando os problemas dos alagamentos e das inundações.

Tradicionalmente, no intuito de resolver ou minimizar o problema das inundações, costuma-se realizar obras de canalização nos cursos d'água urbanos. Entretanto, desde meados dos anos 1970, países desenvolvidos verificaram que os custos referentes à canalização eram elevados, além de acarretar uma série de problemas resultantes da artificialização das planícies fluviais, o que os levou a repensar este tipo de solução (Tucci, 2003).

Exemplo do abandono da utilização das canalizações como técnica isolada de manejo para o escoamento das águas pluviais, tem-se os Estados Unidos, Austrália e Reino Unido, que utilizam técnicas sustentáveis para diminuir a probabilidade dos desastres hidrológicos, valendo-se do princípio do amortecimento dos picos de vazão (Poletto, 2011). Por outro lado, países subdesenvolvidos e/ou em desenvolvimento adotam, sistematicamente, medidas de canalização, como é o caso do Brasil.

De uma forma geral, os municípios brasileiros apresentam deficiências na gestão da infraestrutura de drenagem e manejo das águas pluviais urbanas, que é geralmente considerada uma atividade secundária, subordinada aos outros componentes da infraestrutura urbana como, por exemplo, o sistema viário, além de se basear no conceito de escoamento da água precipitada o mais rápido possível (Tucci, 2003; Brasil, 2019).

A implantação de medidas para o controle do escoamento urbano, no atual cenário das bacias hidrográficas brasileiras, necessita de estudos que mostrem a conveniência e eficiência de também se adotar técnicas compensatórias, a partir do aumento de áreas infiltrantes e armazenamentos de águas nas bacias (Canholi, 2005).

No Estado da Bahia, as medidas de gerenciamento concentram-se nas grandes bacias hidrográficas, sendo que as urbanas e de porte

menor são muitas vezes relegadas. No município de Salvador, sem qualquer política pública de recuperação e conservação de rios, muitos deles foram tamponados ou canalizados para permitir a construção ou alargamento das vias de transportes urbanos e/ou evitar riscos de inundações (Santos *et al.*, 2010).

A bacia hidrográfica do rio Jaguaribe, por exemplo, localizada integralmente no município de Salvador, está inserida neste contexto e passa por recorrentes processos de transbordamento do rio em áreas que passaram a ser ocupadas pela população ou por empreendimentos imobiliários. Seu leito fluvial passou por uma série de obras de canalização, na tentativa de evitar os problemas das inundações que acontecem, entretanto, o objetivo para o qual se justificou a realização da obra, tem mostrado não ter sido plenamente atingido.

Para o estudo ora apresentado, estabeleceu-se como recorte espacial a bacia hidrográfica do rio Jaguaribe e a finalidade foi de colaborar com análises sobre a temática. Desta forma, o objetivo do mesmo foi avaliar comparativamente alternativas de manejo e drenagem das águas na bacia, via simulação hidrológico-hidráulica, de modo a se viabilizar o melhor controle das inundações, ainda discutindo a contribuição e conveniência da canalização do leito fluvial, opção isolada colocada em prática pela administração pública.

MATERIAL E MÉTODOS

Descrição da área de estudo

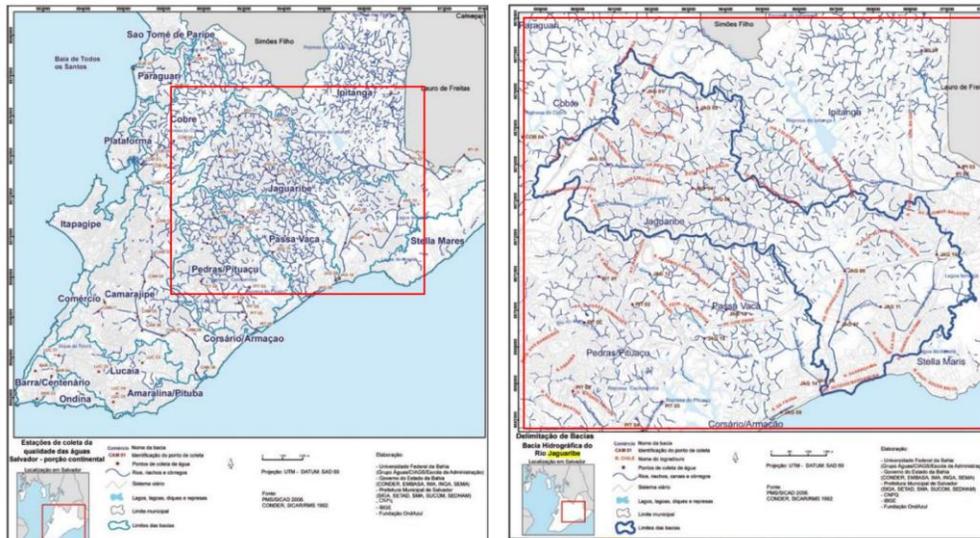
A bacia hidrográfica do rio Jaguaribe (Figura 1), é a segunda maior bacia inserida no município de Salvador, com área aproximada de 56 km². Limita-se ao norte com a bacia do rio Ipitanga e bacia de drenagem de Stella Maris, a leste com o Oceano Atlântico, a oeste, com a bacia do Cobre e ao sul, com as bacias do Pedras/Pituaçu e Passa Vaca (Salvador, 2015). O rio Jaguaribe tem extensão de aproximadamente 15,2 km até desaguar na praia de Patamares; suas nascentes estão localizadas nos bairros de Águas Claras, Valéria e Castelo Branco. Os rios Trobogy e Mangabeira são seus mais importantes afluentes. Drena uma área urbana com trechos densamente povoados, com uma parcela expressiva de infraestrutura e saneamento precário. Possui remanescentes de vegetação nativa,

característicos do bioma Mata Atlântica. Na parte média, existe uma área considerável de floresta ombrófila, em fases iniciais e médias de regeneração (Santos *et al.*, 2010). Entretanto, estas áreas vêm passando por processos contínuos de desmatamento e impermeabilização dos solos.

O solo predominante na bacia, segundo dados da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), é classificado como Argissolo Vermelho-Amarelo e a geologia predominante, segundo análise realizada nas imagens vinculadas ao *website* GEOBAHIA, é formada por rochas da classe tipo 2, ígneas e metamórficas. No seu estuário, assim como na região central da bacia, há

predominância de rochas sedimentares (Bahia, 2019). Esses dados indicam que, na maior parte da bacia, ocorre escoamento subterrâneo a partir das rochas sedimentares e o escoamento de base é influenciado pelo armazenamento da água no subsolo, a partir das rochas fraturadas e porosas. Com relação ao clima, a bacia se encontra inserida no domínio de clima tropical litorâneo, onde as variáveis climáticas são fortemente influenciadas pelas massas de ar úmido provenientes do Oceano Atlântico. As temperaturas mostram pequenas quedas nos meses do inverno (Mendonça; Danni-Oliveira, 2007).

Figura 1 – Delimitações do município de Salvador (BA) e da bacia Hidrográfica do Rio Jaguaribe



Fonte: adaptado de Santos *et al.* (2010).

Etapas metodológicas

Para sintetizar a metodologia empregada para o desenvolvimento do estudo, foram definidas quatro etapas de trabalho, descritas adiante, as quais compreendem: Etapa 1 – Delimitação da bacia, sub-bacias e definição do trecho estudado hidráulicamente; Etapa 2 – Definição das alternativas a serem simuladas; Etapa 3 – Simulação hidrológico-hidráulica; e Etapa 4 – Análise e comparação das alternativas.

Etapa 1 – Delimitação da bacia, sub-bacias e definição do trecho estudado hidráulicamente

A delimitação da bacia hidrográfica foi realizada no programa QGIS, a partir da imagem SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) de fevereiro de 2019, disponível no *website* do Serviço Geológico dos Estados Unidos – USGS (EarthExplorer, 2019). Depois foi estabelecido o trecho estudado hidráulicamente, que, para este estudo, no que se refere à análise do escoamento hidráulico, considerou apenas o trecho do curso principal do rio Jaguaribe entre a Avenida Paralela e a foz.

A escolha desse trecho se justifica pelos recorrentes os processos de transbordamento do rio e, também, por ter passado por obras de canalização do leito, sendo que alguns documentos referentes ao

seu projeto de macrodrenagem possibilitaram dados necessários a esta pesquisa, como é o caso da topografia do leito fluvial.

Assim, a partir da delimitação da bacia e da definição do trecho hidráulicamente estudado, dividiu-se a bacia hidrográfica em 6 sub-bacias, S1, S2, S3, S4, S5 e S6, a fim de fazer as estimativas de suas contribuições ao rio principal, conforme a Figura 2 ilustra.

Vale ressaltar que a sub-bacia 6 (bacia do rio Passa Vaca) não foi considerada como área de contribuição, visto que sua defluência chega direto na foz. Para o exutório do trecho estudado, foi

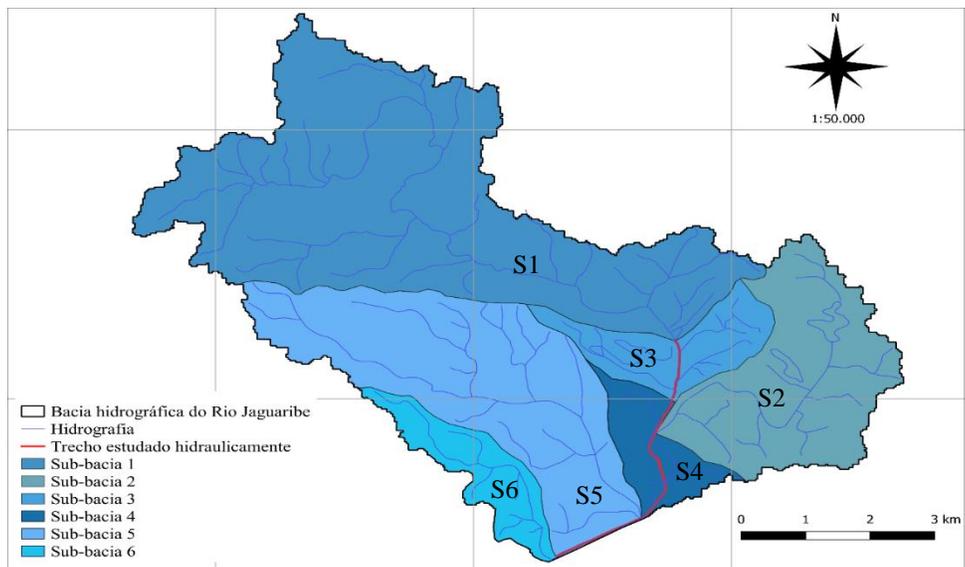
adotada apenas uma condição de contorno, referente à maré oceânica

Etapa 2 – Definição das alternativas a serem simuladas

Foram definidos seis casos para simulação hidrológico-hidráulica, conforme mostra o Quadro 1.

O primeiro caso, caso 1A, conta com a bacia hidrográfica nas condições atuais de infiltração, considerando-se o uso e a ocupação do solo conforme a ortoimagem de Salvador de 2018, e com o leito do rio natural (neste estudo, o perfil natural refere-se aos anos de 2014 e 2015).

Figura 2 - Delimitação da bacia e sub-bacias do Rio Jaguaribe



Fonte: adaptado de Santana (2021)

Quadro 1 - Definição dos casos para simulação

Alternativas de intervenção no leito fluvial	Cenários de uso e ocupação do solo da bacia (condições de impermeabilização)		
	1 - Condições atuais (conforme ortoimagem de 2018)	2 - Urbanização tendencial (conforme Leis Municipais)	3 - Urbanização com uso de Técnicas Sustentáveis
A - Leito natural	caso 1A	caso 2A	caso 3A
B - Leito canalizado	caso 1B	caso 2B	caso 3B

Fonte: própria autora (2021).

O caso 2A refere-se a um caso tendencial, condições futuras de infiltração na bacia, associadas

ao leito do rio natural. O caso tendencial teve como referência o mapa de zonas de uso - Mapa 01A,

anexado à Lei nº 9.148/2016 (Ordenamento do Uso e da Ocupação do Solo do Município de Salvador), conforme indicado na Lei nº 9.069/2016 (Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano do Município de Salvador – 2016).

A simulação do cenário atual é importante para a identificação dos pontos mais susceptíveis à inundação, bem como avaliação das consequências na bacia, caso nenhuma medida de controle seja adotada, assim como o cenário prospectivo que, neste caso, retrata a situação futura da bacia, mais urbanizada e sem nenhuma medida de controle de inundação.

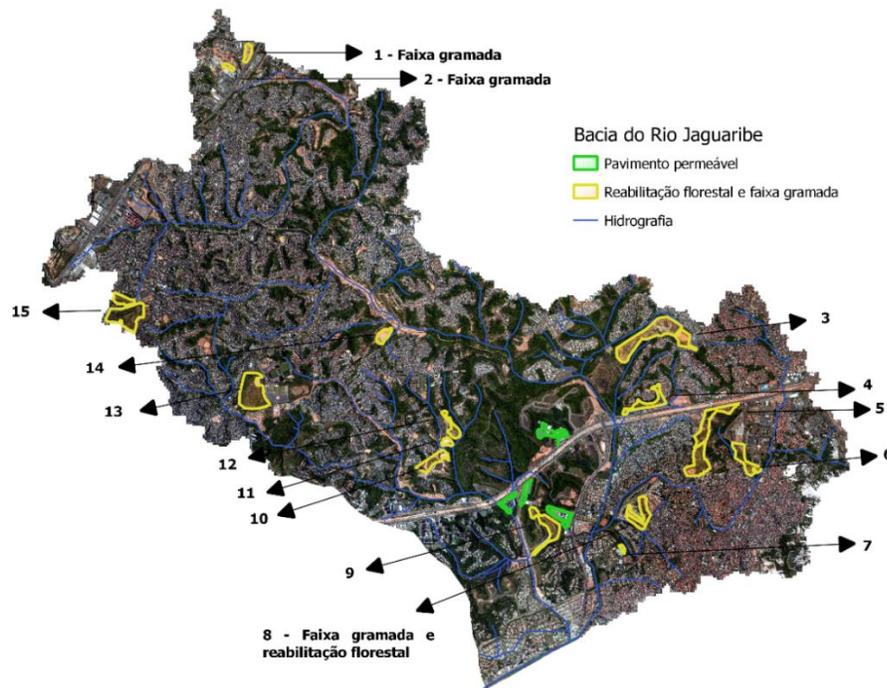
O caso 1B refere-se à situação da bacia nas condições atuais (2021), mas com o leito do rio canalizado; já no caso 2B, a bacia encontra-se em condições futuras de impermeabilização e o leito do

rio canalizado. A simulação destes dois casos, 1B e 2B, destinou-se a verificar a capacidade hidráulica das canalizações, como proposta isolada para o controle das inundações.

Com relação ao caso 3A, considerou-se o perfil do rio em condições naturais, agregando as técnicas sustentáveis para o amortecimento de cheias e infiltração das águas pluviais; já no caso 3B, foram utilizadas as mesmas técnicas sustentáveis do 3A, mas agregadas ao leito do rio canalizado.

Os casos 3A e 3B contam com a proposta de reabilitação florestal de algumas áreas que foram identificadas como vegetação nativa fragmentada, áreas de 3 a 15 da Figura 3, e a implantação de quatro bacias de amortecimento, próximas ao trecho hidráulicamente estudado, definidas posteriormente, agregadas ao perfil natural (3A) e canalizado (3B).

Figura 3 - Áreas identificadas para implantação de técnicas sustentáveis



Fonte: adaptado de Santana (2021)

Etapa 3 – Simulação hidrológica hidráulica

Nesta etapa foram realizadas a obtenção e a sintetização dos dados necessários para a modelagem hidrológica e hidráulica dos cenários.

- **Simulação hidrológica**

Conforme requerido pelo modelo SWMM, a largura característica (L_c) foi calculada pelo método

do retângulo equivalente; a declividade média (D_m) foi calculada a partir da média ponderada entre a declividade da superfície e a área correspondente, a declividade da superfície foi obtida a partir da elaboração de um mapa de declividade do terreno, mediante a imagem SRTM e de acordo com a classificação da declividade e relevo propostos pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 1979).

O solo exposto e as áreas pavimentadas e construídas foram considerados áreas impermeáveis (AI), entretanto, os pavimentos e construções equivalem a AI sem percentual de armazenamento.

A profundidade de armazenamento (PA) corresponde à lâmina de água que o solo consegue armazenar antes de ocorrer o escoamento superficial. Para as áreas impermeável e permeável, foi utilizada uma aproximação do valor sugerido pelo manual do SWMM (Universidade Federal da Paraíba, 2012) para cada tipo de cobertura do solo.

O valor do coeficiente de rugosidade de Manning (n), teve como referência Tucci (1993, p. 541) - valores do coeficiente de Manning para diferentes coberturas de solos.

Por fim, para obtenção do valor de CN foi feita a classificação do grupo hidrológico da bacia, que, baseado em Sartori (2005), é definida como solos do grupo hidrológico B, Argissolo Vermelho-Amarelo,

poroso, com moderada taxa de infiltração. Depois, utilizando a classificação dada por Tucci (1993, p. 406) para bacias urbanas e suburbanas com relação à cobertura do solo, estimou-se o CN para cada sub-bacia a partir de uma média ponderada entre a área e o CN equivalente a cada categoria de uso e cobertura do solo.

O Quadro 2 mostra os valores referentes aos parâmetros utilizados na simulação hidrológica nos casos que a bacia se encontra com as condições atuais de infiltração.

Para a situação futura de infiltração da bacia, considerou-se uma diminuição de 81% das áreas de vegetação, conforme projeção analisada no mapa de zonas de uso da cidade de Salvador; isso implicou em um aumento nos valores de CN e das áreas impermeáveis, conforme mostram os resultados apresentados no Quadro 3, em comparação com aqueles do Quadro 2.

Quadro 2 - Parâmetros requeridos e valores utilizados para a simulação hidrológica

Sub-bacia	Área	Le	Dm	AI	AI sem armazenamento	PA - Impermeável	PA - Permeável	n-impermeável	n-permeável	CN
	(ha)	(m)	(%)	(%)	(%)	(mm)	(mm)	(s m ^{-1/3})	(s m ^{-1/3})	(-)
1	2463,6	1397,4	18,4	54,9	31,6	1,27	5,08	0,021	0,35	70,79
2	911,0	1194,7	10,8	73,6	52,2	1,27	5,08	0,019	0,35	76,46
3	339,6	756,7	13,1	59,5	29,3	1,27	5,08	0,022	0,35	71,97
4	250,0	566,5	9,5	57,9	31,7	1,27	5,08	0,021	0,35	71,60
5	1318,4	1542,0	16,9	48,6	39,5	1,27	5,08	0,017	0,35	69,35

Fonte: própria autora (2021).

Quadro 3 - Correção dos coeficientes para o caso do cenário prospectivo

Sub-bacia	AI	AI sem armazenamento	CN
	(%)	(%)	(-)
1	80,9	57,6	78,59
2	91,1	69,6	81,69
3	85,3	55,1	79,71
4	81,1	54,9	78,56
5	84,9	76,4	80,22

Fonte: própria autora (2021).

Como forma de representar a reabilitação florestal das áreas, na modelagem matemática, calcularam-se as áreas correspondentes e foram somadas ao parâmetro “área permeável” definido para a bacia em condições atuais, consequentemente diminuindo a fração de área

impermeável (AI). Devido a isso, ajustes nos valores dos coeficientes de escoamento superficial foram necessários, repercutindo sobre o parâmetro Curve Number do SCS (CN), resultando nos valores do Quadro 4.

Quadro 4 - Correção dos coeficientes para o caso do cenário com técnicas sustentáveis

Sub-bacia	AI	AI sem armazenamento	CN
	(%)	(%)	(-)
1	51,97	31,6	69,98
2	68,52	52,2	75,07
3	50,21	29,3	69,44
4	52,93	31,7	70,24
5	43,19	39,5	67,87

Fonte: própria autora (2021).

• Pluviometria

Foram elaborados hietogramas de projeto, primeiramente calculando-se o tempo de concentração das sub-bacias a partir do método semi-empírico do *Soil Conservation Service* (Equação 1):

$$tc = 0,057 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7} \cdot (L)^{0.8} \cdot (S)^{-0.5} \quad (1)$$

onde, Tc = Tempo de concentração (h); L = Comprimento do curso d'água (km); S = Declividade média do curso d'água (m/m) e CN = Curve Number.

O valor da declividade média foi obtido do perfil de elevação, a partir do *shapefile* da hidrografia da bacia. Com relação ao CN, foram considerados os valores já calculados na etapa de infiltração da bacia.

O tempo de concentração estimado foi de, aproximadamente, 130 min para a S1 e a S2; 25 min para a S3; 70 min para a S4 e 110 min para a S5. Partindo daí, calculou-se a intensidade da chuva. Salienta-se que esta equação do SCS tem origem e se mostra mais adequada a bacias rurais; com isto, algumas discrepâncias podem ser observadas nos tempos de pico obtidos após composição de hidrogramas no processo de simulação, com relação aos valores diretamente obtidos pela mesma.

Para o cálculo da intensidade da lâmina precipitada foi construída uma curva IDF para a

cidade de Salvador (Equação 2) e utilizado o tempo de recorrência de 50 anos, conforme recomenda a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, CETESB (São Paulo, 1980).

$$i = \frac{1364,278 \cdot Tr^{0,13}}{(t+10,512)^{0,751}} \quad (2)$$

Para a construção da IDF foram utilizados os dados da estação pluviométrica de Ondina em Salvador - BA, operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), código nacional 01338007. Dos dados de totais diários desta estação pluviométrica, foi retirada, de cada ano hidrológico (1964 a 2019), a precipitação máxima diária e utilizada a distribuição estatística de Gumbel para ajustar os valores. Após isso, foi feita a desagregação da chuva de um dia para 24 horas e, depois, para durações menores considerando relações de durações propostas pela CETESB (São Paulo, 1986). Em sequência à desagregação, foram calculadas as intensidades e, com o auxílio da ferramenta Solver (programa Excel), obtidas as curvas IDF para a cidade de Salvador.

A construção dessas curvas foi necessária pois as existentes na literatura foram obtidas com séries históricas que se encontram desatualizadas. Como eventos de precipitação possuem baixo grau de previsibilidade, tanto temporal como espacialmente, as análises tornam-se mais confiáveis com monitoramentos de longo período de tempo (Frich *et*

al., 2002; Genovez; Zuffo, 2000), sendo necessária a atualização dessas curvas periodicamente, ainda considerando que as mudanças climáticas interferem na forma dos eventos hidrológicos (Mailhot *et al.*, 2007; Kao; Ganguly, 2011).

Depois de estabelecida a duração das chuvas (T_d), igual ao tempo de concentração das sub-bacias ($T_d = T_c$), calculou-se com as curvas IDF a precipitação total acumulada e, por fim, realizou-se a distribuição temporal da chuva de projeto segundo a curva SCS do percentual precipitado versus percentual da duração, conforme mostrado em Tucci (1993, p. 220), obtendo-se o hietograma de projeto.

Os intervalos de tempo utilizados nos hietogramas foram de 10 minutos, com ressalva da S3, em que foi usado um intervalo de 5 minutos. A Figura 4 mostra os hietogramas obtidos.

- **Simulação hidráulica**

O SWMM dispõe de um sistema de representação de 'trechos' e 'nós' para simulação do sistema de drenagem. Os trechos representam os canais ou condutos e os nós representam as ligações dos trechos, poços de visita ou elementos de conexão das tubulações. Para simulação hidráulica do escoamento resultante dos hidrogramas das sub-bacias, gerados a partir da simulação hidrológica, é necessário fornecer os parâmetros relacionados às características dos trechos e dos nós.

Também é necessário definir um método de transporte hidráulico, o qual foi o da onda dinâmica, o que se justifica por se tratar de um escoamento em canais onde ocorrem variações contínuas da vazão transportada.

Os parâmetros utilizados no programa para simulação do transporte da água no canal estão elencados no Quadro 5.

Os valores dos parâmetros necessários para a modelagem hidráulica foram retirados do projeto de macrodrenagem realizado pela Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia, CONDER (Bahia, 2015). Entretanto, os valores para projeto, referentes ao coeficiente da rugosidade de Manning para o leito fluvial natural, foram tomados de acordo com Porto (2006, p. 273), de acordo com o material do canal.

O trecho do rio estudado possui uma extensão aproximada de 5,06 km, e o leito do rio natural foi

dividido em seções de 20 em 20 metros. No entanto, dividiu-se o perfil canalizado em 5 trechos. Cada trecho/seção possui 2 nós associados, que se referem ao ponto de entrada ou saída. Os nós também podem ser ligados a uma sub-bacia, assim recebendo suas águas. Ao final de todo o percurso representativo do canal foi fixado um nó exutório, correspondente à foz do rio.

O nó exutório possui, além da cota, uma condição de contorno referente ao nível da maré, que pode causar efeitos de remanso e, conseqüentemente, contribuir para o agravamento das inundações. A condição adotada foi do tipo fixa, na qual atribuiu-se um valor registrado da altura máxima alcançada pela maré. Segundo Cirano e Lessa (2007), na região onde se localiza a foz do rio Jaguaribe a amplitude máxima de maré alcança 2,7 m (marés equinociais). Este valor foi conferido nas tábuas de maré da cidade de Salvador, sendo validado e assim adotado como máxima altura registrada na região da foz do rio.

Etapa 4 – Análise e comparação das alternativas

Depois de realizadas as simulações foram analisados os resultados de cada caso. As análises foram feitas com base no panorama geral das respostas obtidas, em que foram observados alguns aspectos específicos, a exemplo de ocorrência de inundações, vazões transbordadas, quantidades de pontos de transbordamento, impacto nas características naturais do rio e maior atenuação do pico dos hidrogramas nos trechos. As alternativas foram comparadas quanto a estes aspectos para, então, definir a que melhor se ajustaria à bacia do rio Jaguaribe para controle do escoamento das águas superficiais.

RESULTADOS

Neste item estão descritos os resultados das simulações dos casos estudados, as análises das respostas obtidas nas sub-bacias e o comportamento do rio quanto a transbordamentos.

- **Caso 1A**

Após a simulação dos eventos no SWMM para este cenário, com o tempo de recorrência de 50 anos (Figura 5), o pico da vazão foi aproximadamente 254,5 m³/s na S1 em 1h 20min; 159,8 m³/s em 1h

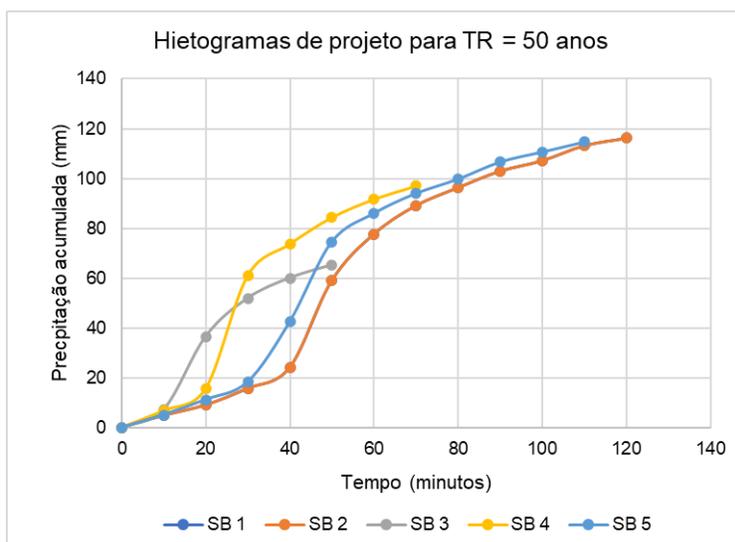
10min na S2; 58,4 m³/s em 20min na S3; 50,4 m³/s em 40min na S4; e 228,9 m³/s em 1h na S5.

Comparando-se os picos dos hidrogramas das sub-bacias, chama-se atenção para as sub-bacias: S1, S2 e S5. A S1, que em termos de área é a maior, tem aproximadamente 54% do seu território impermeabilizado, entretanto, a diferença do pico de vazão afluente entre a S1 e S2 é de 84 m³/s, sendo que a área da S2 (bacia do Mangabeira) é quase 1/3 da área da S1, mostrando um pico de vazão elevado para S2, comparando-se em termos de tamanho territorial. Este pico elevado é resultado do grande adensamento da bacia do rio Mangabeira; a sua

área impermeável alcança cerca de 73% do seu território nas condições atuais de infiltração.

Com relação à S5, bacia hidrográfica do rio Trobogy, o hidrograma mostra um pico próximo ao pico da S1, sendo que a S1 possui área duas vezes maior, aproximadamente. Isso se deve ao fato de que a velocidade de escoamento na sub-bacia 5 é consideravelmente alta, quando comparada às outras sub-bacias, isto porque, embora seja a sub-bacia com menor percentual de área impermeável (48,6%), sua declividade é bastante elevada, média de 16,9%.

Figura 4 - Hietograma de projeto para o tempo de recorrência de 50 anos



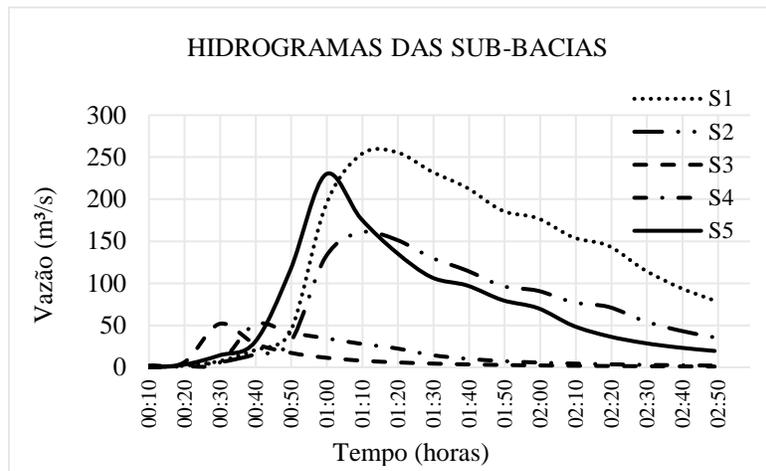
Fonte: adaptado de Santana (2021)

Quadro 5 - Parâmetros para simulação do transporte hidráulico no SWMM

Parâmetro	Unidade
Profundidade máxima da seção transversal do rio	[m]
Comprimento	[m]
Largura da base	[m]
Cota de entrada do Canal	[m]
Cota de saída do Canal	[m]
Coeficiente de rugosidade de Manning	[s * m ^{-1/3}]
declividade esquerda	[m]
declividade direita	[m]

Fonte: Santana (2021)

Figura 5 - Hidrogramas afluentes das sub-bacias para os casos em condições atuais



Fonte: Santana (2021)

Com relação ao processo de inundação, foram identificados 21 pontos onde a capacidade do canal foi superada, ou seja, ocorreu o transbordamento do canal nestes pontos. Entretanto, destes, 12 pontos foram considerados como críticos, porque a capacidade do canal foi superada diante de chuvas muito recorrentes. Uma análise utilizando o tempo de recorrência de 5 anos foi feita, a fim de destacar os pontos mais susceptíveis às inundações.

Os locais em que a capacidade do canal é superada estão localizados, em sua maioria, entre o trecho da Avenida Paralela e o bairro de Piatã, e 3 pontos no início do trecho orla (no sentido do escoamento), especificamente próximo ao exutório do rio Trobogy.

A Figura 6 mostra as respostas obtidas dos pontos críticos identificados durante a simulação do evento chuvoso. As Figuras 6a e 6b, representam os hidrogramas de transbordamento (ou excedente, diferença entre a vazão total e a máxima capacidade do canal) nos nós, e a Figura 6c mostra a distribuição destes pontos no trecho hidráulicamente estudado.

Conforme visto, dos 12 pontos críticos, 4 possuem picos de vazões mais significativas, sendo eles: N-1, N-85, N-196, N-208. O ponto N-1 encontra-se no início do trecho hidráulicamente estudado; esta seção recebe o escoamento da S1 que possui pico de vazão afluente elevado. Além disso, logo após este ponto, ocorre um estrangulamento do rio bastante acentuado, devido à construção de vias e principalmente da Avenida

Paralela, diminuindo a capacidade de condução do canal.

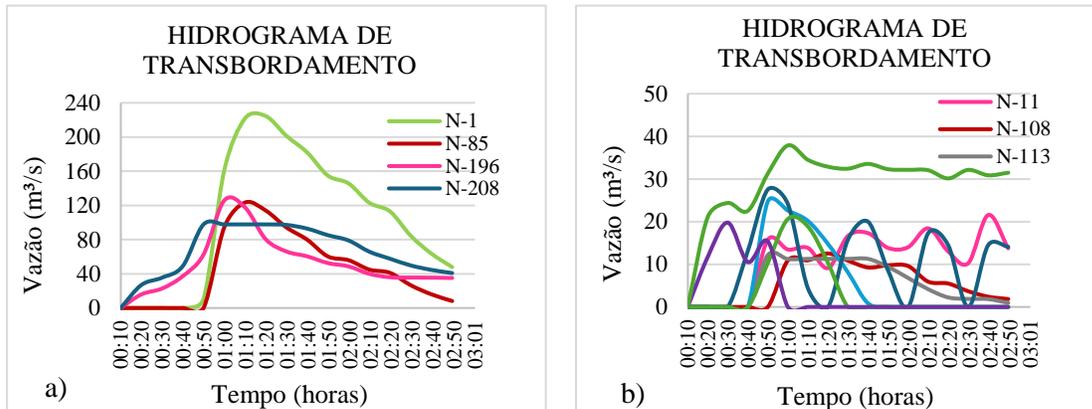
O ponto N-85 fica localizado 20 metros antes do exutório do rio Mangabeira. Este ponto possui o pico do volume transbordado no mesmo horário do pico do hidrograma da S2, mostrando que o escoamento produzido na bacia do rio Mangabeira é o maior influenciador da superação da capacidade do canal neste local. Ainda assim, entende-se que à medida que a vazão da sub-bacia 2 aflui, ocorrem perturbações na seção seguinte do ponto N-85, que se propagam para montante e jusante do trecho, sendo que o fenômeno de jusante afeta o de montante e, conseqüentemente, contribui para a intensidade do transbordamento. Isso pôde ser constatado com o valor do número de Froude menor que 1, indicando um escoamento subcrítico, onde a velocidade característica do escoamento é menor que a velocidade de propagação das ondas superficiais.

O ponto N-196 está localizado no final do trecho Piatã, próximo ao cruzamento com a Avenida Orlando Gomes. Este local é uma zona de confluência de Avenidas e muito adensado; além disso, está localizado a 100 metros a montante da confluência com o rio Trobogy. Quando se comparam os hidrogramas do escoamento da S5 e do transbordamento no trecho, nota-se que ocorre a influência direta do escoamento advindo do rio Trobogy sobre o pico da vazão de transbordamento no trecho.

Já o trecho N-208 localiza-se a 140 metros após o exutório do rio Trobogy. Nota-se, a partir de uma análise das curvas de nível da área, que a inundação deste local ocorre devido a uma enchente ribeirinha. Ou seja, são enchentes naturais que atingem a

população, por elas ocuparem o leito do rio; entretanto, esta enchente também pode estar associada à enchente provocada pela urbanização, o que implica no pico elevado de transbordamento.

Figura 6 – Resultados dos pontos críticos identificados na bacia do rio Jaguaribe



Fonte: Santana (2021)

• **Caso 2A**

Os resultados da simulação hidrológica da bacia para o caso 2A, com as taxas de impermeabilização projetadas no PDDU (Salvador, 2016), mostraram um acréscimo nos picos dos hidrogramas em relação ao caso 1A. A vazão de pico

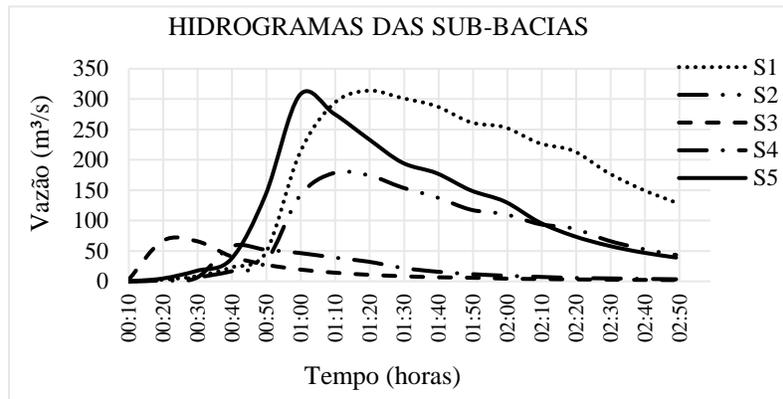
passa a ser de aproximadamente, 314 m³/s na S1, ou seja, aumento de 23,4% em relação ao caso 1A; 178 m³/s na S2 (+11,4%); 66 m³/s na S3 (+13%); 61 m³/s na S4 (+21%) e 305,9 m³/s na S5 (+33,6%). A Figura 7 mostra os hidrogramas gerados nas sub-bacias.

Neste caso de análise foram identificados 21

pontos em que a capacidade do canal foi superada, sendo que estes locais são os mesmos identificados no caso 1A. Entretanto, como consequência do aumento das vazões afluentes das sub-bacias, ocorreu um aumento nos volumes transbordados

nos nós. Este resultado confirma que, apesar da ocorrência normal de inundação ribeirinha, o volume transbordado tem influência significativa do processo da urbanização da bacia.

Figura 7 - Hidrogramas afluentes das sub-bacias para os casos em condições tendenciais



Fonte: Santana (2021).

• Caso 1B

Este caso corresponde à bacia nas condições atuais de infiltração, agregadas à canalização do leito do rio, conforme acontece na realidade da área. Os resultados mostram que, para as condições hidráulicas utilizadas no atual projeto, a capacidade do canal é superada em cinco nós. Ou seja, as condições hidráulicas aplicadas para esta simulação não conseguem sanar os problemas das inundações nas condições atuais de uso do solo.

A Figura 8 mostra os resultados da simulação para este caso de estudo: 8a) hidrograma de transbordamento, 8b) vazão nos trechos e 8c) locais onde a capacidade do canal foi superada.

Observa-se que a partir de 1 hora de chuva, tempo de pico do hidrograma da S5 (conforme a Figura 5 mostra), o escoamento no canal permanece constante, ocupando toda a sua capacidade, até se aproximar do tempo máximo da chuva, conforme se pode constatar na Figura 8b.

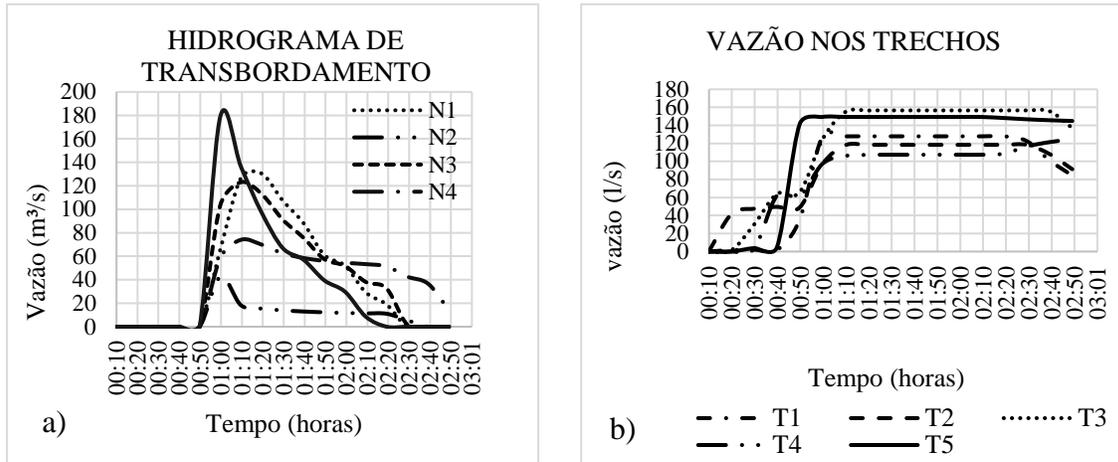
O transbordamento do canal começa a acontecer em todos os nós quando ocorre a vazão de pico da S5, em 1 hora de chuva, no mesmo instante, transborda o valor máximo da vazão do nó 5. Este resultado indica que os trechos de montante

começam a alagar quando o de jusante não suporta o volume de água que ali chega.

O resultado do hidrograma de transbordamento do nó 5 é bastante evidenciado quando comparado aos outros, isto porque, somado à contribuição da bacia do rio Trobogy, que está conectada neste nó, tem o escoamento de montante, que vai ganhando maior energia cinética conforme o escoamento se desloca, chegando neste ponto mais rapidamente e agravando a vazão excedida do canal.

O resultado também mostra que o número de Froude, nos trechos T1, T3, T4 e T5, é menor que 1 em todo o tempo de análise, indicando escoamento subcrítico, em que as perturbações sofridas podem se propagar tanto para montante quanto para jusante. Entretanto, o trecho T2 inicia um escoamento subcrítico e logo passa para supercrítico, ou seja, a velocidade de propagação da onda, quando o escoamento está no estado supercrítico, é menor que a velocidade característica do escoamento; assim sendo, as perturbações de jusante não afetam a de montante e, em contrapartida, o escoamento chega mais rápido nos trechos seguintes, aumentando os volumes transbordados.

Figura 8 - Resultados das simulações para o caso 1B (Própria autora, 2021)



Fonte: adaptado de Santana (2021).

• **Caso 2B**

Esta alternativa é o caso em que a bacia se encontra nas condições futuras de impermeabilização, conforme as leis municipais estabelecem, agregadas à canalização do leito do rio.

Os resultados mostram, como esperado, devido ao aumento da impermeabilização da bacia, que, para que o canal consiga transportar as vazões de pico geradas nas sub-bacias, suas dimensões devem ser aumentadas. A Figura 9 mostra os hidrogramas de transbordamento nos nós. Os nós transbordados são os mesmos que o caso 1B, mas

com aumento das vazões.

• **Caso 3B**

Neste caso de análise considerou-se o leito fluvial canalizado, agregado à bacia juntamente com as técnicas sustentáveis para o amortecimento de cheias e infiltração das águas pluviais.

Os dados referentes às estruturas de amortecimento foram definidos nesta seção, pois o seu dimensionamento foi realizado a partir de testes de desempenho durante a simulação. A representação das bacias de amortecimento no SWMM, se deu a partir do elemento unidade de

armazenamento. A propriedade volumétrica desse objeto é caracterizada por uma função ou tabela que relaciona a área superficial à profundidade (relação cota-área). A Figura 10 mostra a identificação, esquematização e localização das estruturas de amortecimento de vazão.

Para a bacia de amortecimento B1, a metodologia utilizada para tabular a relação cota-área foi baseada na análise das curvas de nível do local. No entanto, nas demais (B2, B3 e B4) adotou-se que o valor da profundidade máxima da área disponível é equivalente à profundidade máxima do canal naquela seção. Os valores da relação cota-área das unidades de armazenamento estão no Quadro 6.

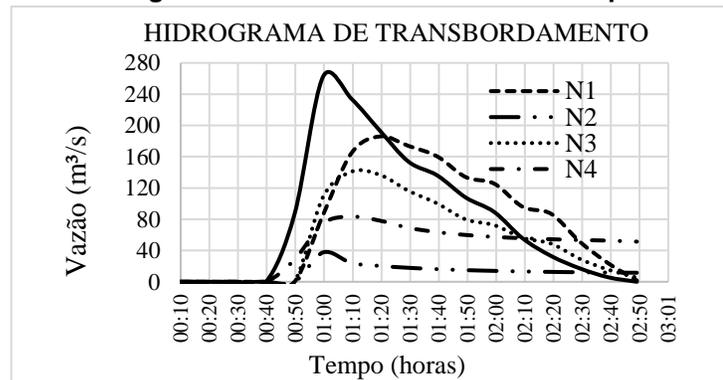
As estruturas de desvio do escoamento do canal para as bacias de detenção foram representadas por vertedores, entretanto, uma galeria foi projetada para exercer a função de

controlar o escoamento do canal para a B1, isso porque o leito fluvial possui uma distância de 27 metros da área do dispositivo, diferentemente dos outros reservatórios, que estão localizados ao lado da parede do canal.

Os principais parâmetros para a modelagem dessas estruturas são: a forma da seção transversal, a altura e a largura da abertura da galeria ou vertedor, o comprimento da galeria, o *offset* de entrada e saída da galeria (altura da galeria em relação ao radier do nó de montante e jusante, respectivamente) e o *offset* do vertedor (profundidade da parte inferior da abertura do vertedor em relação ao radier do nó de entrada).

Dessa forma, foram considerados os valores citados no Quadro 7 para modelagem dos vertedores e da galeria de transporte de água. O número do vertedor/galeria indica o reservatório onde foi instalado.

Figura 9 - Hidrograma de transbordamento nos nós para o caso 2B



Fonte: Santana (2021).

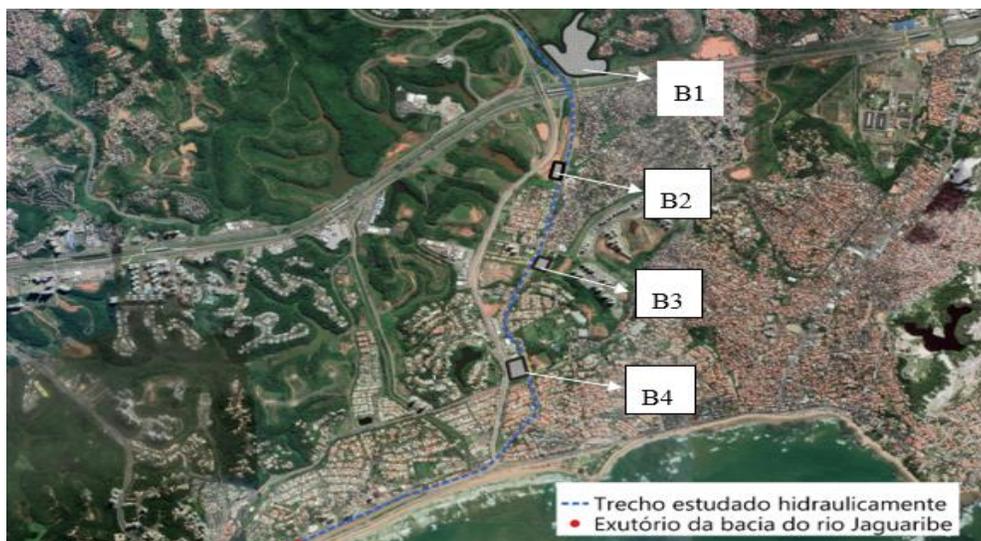
A altura da soleira foi estabelecida considerando uma folga de 0,5 m no canal, ou seja, se altura máxima do canal é de 3 m, a água começa a verter para as estruturas de amortecimento quando a lâmina d'água atinge 2,5 m de altura, entretanto, para a galeria 1 foi estabelecida a altura de 1 metro, devido ao melhor desempenho do funcionamento do sistema durante a simulação.

A largura da soleira foi determinada mediante testes durante a simulação, na tentativa de melhor atender as condições de projeto. O valor do coeficiente de descarga foi considerado 1,80 em todos os vertedores, segundo recomendações de Rossman (2010) para modelagem de vertedores

retangulares de parede espessa no SWMM.

O objeto orifício do SWMM foi utilizado para modelar as descargas de fundo dos reservatórios. As dimensões dos orifícios (largura e altura) foram definidas a partir de testes feitos para diferentes dimensões, a fim de estabelecer a condição de projeto que melhor atende as necessidades, de forma que os volumes evacuados não superassem a capacidade de transporte do canal a jusante, ao mesmo tempo em que a lâmina de água máxima armazenada em cada bacia de amortecimento fosse próxima à sua profundidade máxima. Os valores dos parâmetros utilizados para modelar os orifícios estão apresentados no Quadro 8.

Figura 10 - Representação das bacias de amortecimento



Fonte: adaptado de Santana (2021).

Quadro 6 - Relação cota-área das unidades de armazenamento

B1		B2		B3		B4	
Área (m ²)	Profundidade (m)						
1528,2	0	7819,8	0	12354,8	0	19997,2	0
4917,8	1						
33251,4	2						
76184,9	3	7819,8	3	12354,8	3	19997,2	3,5
135443,1	4						
202000,4	5						
257732,9	6						

Fonte: adaptado de Santana (2021).

Quadro 7: Parâmetros empregados para modelagem dos vertedores e galeria nos casos 3A e 3B

Vertedor	Tipo	Forma	Altura (m)	Largura (m)	Offset (m)	
2	Lateral	Retangular	0,5	20	2,5	
3	Lateral	Retangular	0,5	45	2,5	
4	Lateral	Retangular	0,5	30	2,5	
Galeria	Forma	Largura (m)	Altura (m)	Comprimento (m)	Offset entrada (m)	Offset saída (m)
1	Retangular	100	1	27	2,5	5,5

Fonte: adaptado de Santana (2021).

Quadro 8 - Parâmetros empregados para modelagem dos orifícios nos casos 3A e 3B

Orifício	Forma	Largura (m)	Altura (m)	Offset	Cd (-)
1	Retangular	3,5	0,8	0	0,65
2	Retangular	0,3	0,2	0	0,65
3	Retangular	0,3	0,2	0	0,65
4	Retangular	0,2	0,2	0	0,65

Fonte: adaptado de Santana (2021).

O *offset* do orifício corresponde à profundidade acima do radier do nó de jusante. O valor do coeficiente de descarga (Cd) para as bacias de amortecimento foi igual a 0,65, segundo recomendações de Rossman (2010) para modelagem de orifícios no SWMM. Sendo assim, mediante a simulação do caso 3B, com todas as condições expostas, obtiveram-se os hidrogramas afluentes das sub-bacias conforme mostra a Figura 11.

A afluência máxima da S1 foi de aproximadamente 250,2 m³/s em 1h 20min; da S2, de 154,6 m³/s em 1h 10min; da S3, de 55,1 m³/s em 20min; da S4, de 43,2 m³/s em 40min e da S5, de 215,8 m³/s em 1h. A atenuação no pico da vazão, em percentual, comparando-se com as sub-bacias nas condições atuais, foi de aproximadamente 1,7%; 3,25%; 5,65%; 14,3% e 5,7%, respectivamente. Essa diminuição ocorreu devido à alteração na cobertura vegetal, diminuindo-se a área de solo

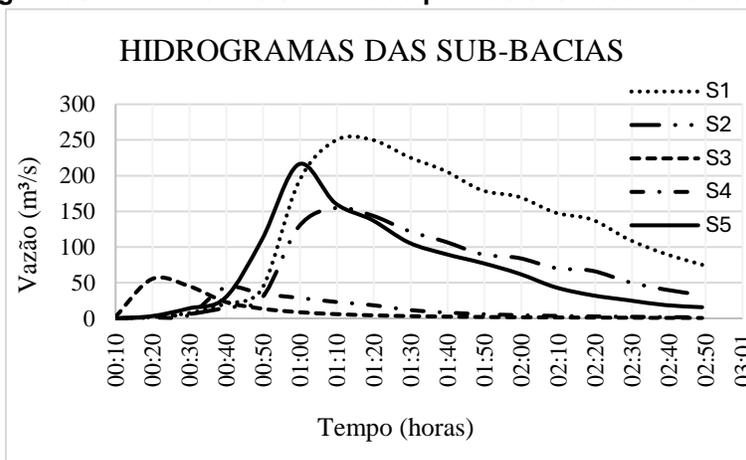
exposto e aumentando a área de vegetação, mediante a proposta de reabilitação florestal imposta.

Com relação ao processo de transbordamento, a resposta obtida mediante a simulação foi positiva, conforme mostra a Figura 12 em que a capacidade do canal foi superada em três nós.

O nó N3 é o conectado à S2, bacia do rio Mangabeira, o nó N4 é conectado à S4 e o nó N5 está conectado à S5, bacia do rio Trobogy. Além da diminuição de pontos em que ocorrem transbordamento, houve atenuação nos picos dos hidrogramas dos nós inundados.

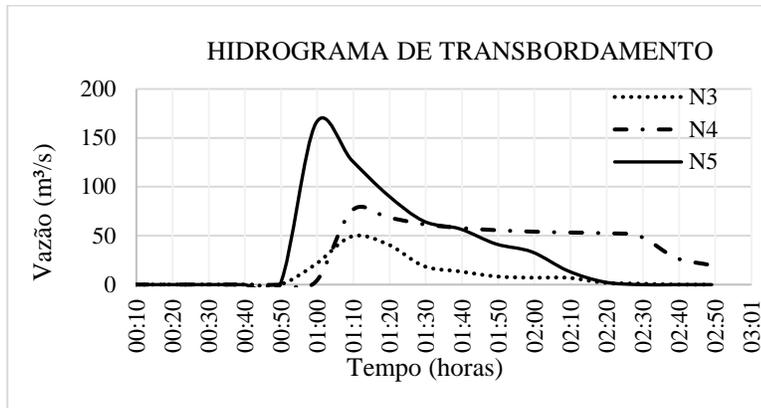
O pico da vazão transbordada no nó N3 foi de 49,3 m³/s em 1h 10min, no nó N4 foi de 75,8 m³/s em 1h 10min e N5 de 165,1 m³/s em 1h. A atenuação ocorreu de forma significativa devido à implementação das técnicas de controle do escoamento.

Figura 11 - Hidrogramas afluentes das sub-bacias para os casos com as técnicas sustentáveis



Fonte: Santana (2021).

Figura 12 - Hidrogramas de transbordamento no caso 3B



Fonte: Santana (2021).

No SWMM é possível controlar a abertura ou fechamento das comportas dos dispositivos de descarga por meio dos níveis de água. Sendo assim, utilizou-se a regra pré-definida no programa para modelar o tempo de abertura do orifício, onde o dispositivo começa a descarregar, no nó de jusante, quando a unidade de armazenamento atinge aproximadamente 92% da sua capacidade. Dessa forma, a B1 e B3 funcionaram atingindo a sua capacidade máxima, a B4 utilizou 92% do seu volume e a B2 atingiu aproximadamente 65,67%. Com isso, conclui-se que o reservatório 2 foi superdimensionado.

A figura 13 mostra as vazões afluentes e os níveis de água em cada unidade de armazenamento, durante os tempos de análise.

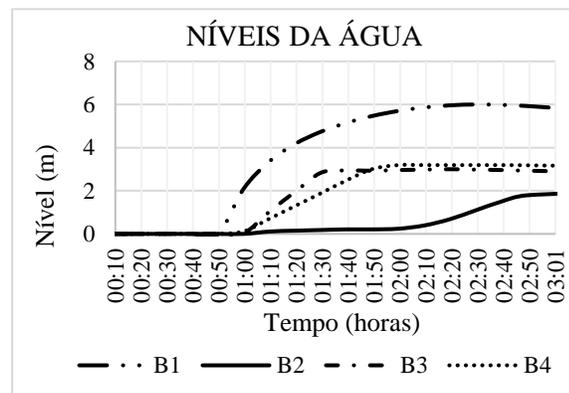
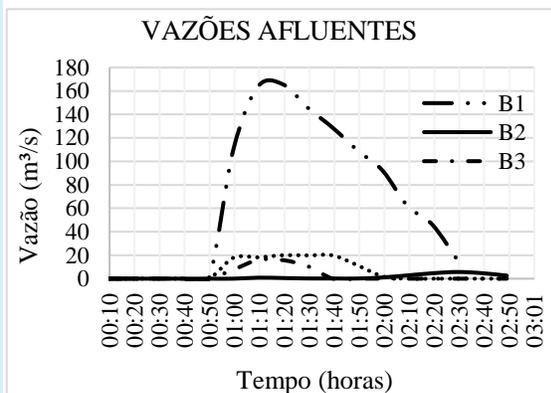
O pico da vazão afluente à B1 foi de aproximadamente 165,5 m³/s em 1h 20min; nesse

mesmo horário, a altura da lâmina d'água no reservatório atingiu 4,18m, entretanto o orifício começou a descarregar quando a altura da lâmina d'água atingiu aproximadamente 5,5 m, em 1h 50min. A vazão efluente máxima no dispositivo de descarga foi de 12 m³/s.

O volume máximo acumulado na B2 foi de 15.405m³, sendo que o volume total do reservatório dimensionado foi de 23.459,4m³. Na B3, o pico da vazão aconteceu em 1h 10min, e foi de 16 m³/s. A vazão de pico do dispositivo de descarga foi de aproximadamente 0,3 m³/s em 2h 40min.

Já na B4, o pico da vazão afluente foi de 20 m³/s em 1h 20min, o orifício de descarga começou a funcionar em 2h 40min, quando a altura da lâmina d'água no reservatório atingiu aproximadamente 92% da sua capacidade, descarregando aproximadamente 0,2 m³/s.

Figura 13 – Níveis da água e vazões afluentes nas unidades de armazenamento



Fonte: Santana (2021).

• **Caso 3A**

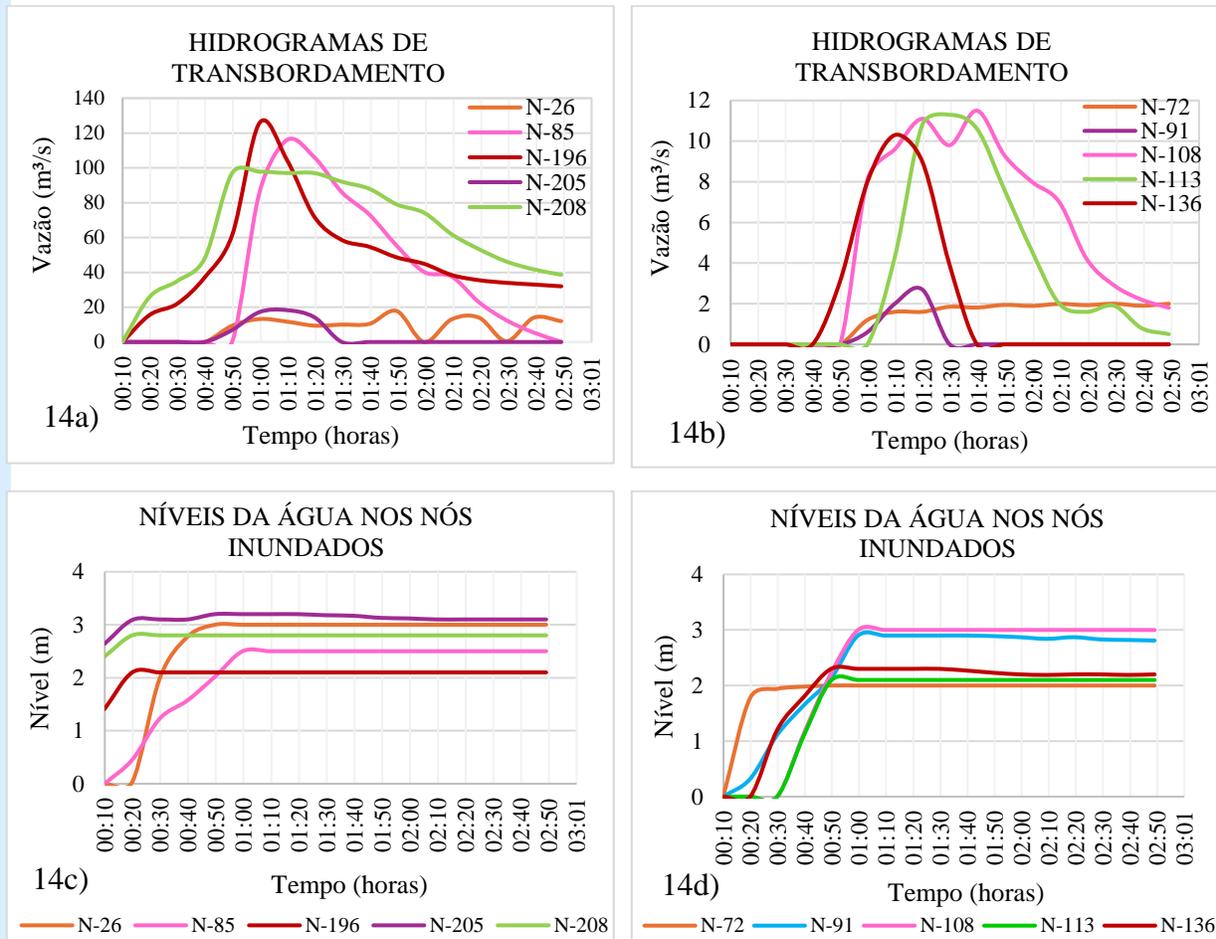
De modo similar ao caso 3B, essa alternativa conta com as técnicas sustentáveis para o

amortecimento de cheias e infiltração das águas pluviais, mas com o leito fluvial em condições naturais.

A capacidade dos reservatórios de amortecimento, os vertedores, os orifícios, bem

como as condições para abertura dos orifícios foram estabelecidos iguais às considerações do caso 3B, com ressalva da largura do orifício da B1, que foi de 5,2 metros, pois mediante a simulação, obteve-se melhor desempenho para atender a vazão efluente.

Figura 14 - Hidrogramas de transbordamento e níveis da água nos nós



Fonte: Santana (2021).

Após a simulação deste cenário, os resultados indicaram 10 pontos em que a capacidade do canal foi superada. As Figuras 14a e 14b indicam os nós em que ocorreram as inundações, bem como os hidrogramas de transbordamento; as Figuras 14c e 14d, representam o nível da água nesses nós, em cada tempo de análise.

Os nós 85, 196 e 208 chamam atenção pelos valores dos picos dos hidrogramas de transbordamento. O N-85 fica a 20 metros do exutório do rio mangabeira, o N-196 está localizado 100 m antes do exutório do rio Trobogy e o N-208

localiza-se a 140 metros após o exutório do rio Trobogy. Os picos dos hidrogramas nesses nós alcançam aproximadamente 116 m³/s em 1h 10min, 125,8 m³/s em 1h e 97,8 em 1h, respectivamente.

Os gráficos dos níveis da água mostram a capacidade máxima dos locais onde ocorreram os transbordamentos. O nó N-85 tem capacidade máxima de 2,5 m e a partir de 1h de chuva ele opera em sua capacidade máxima; o nó N-196 tem capacidade máxima de 2,1 m e a partir de 20 minutos de chuva o escoamento atinge essa altura; o N-208 tem capacidade máxima de 2,8 m, também em 20

minutos de chuva a altura da lâmina d'água nessa seção atinge esta capacidade. Os demais nós inundados possuem picos de transbordamento pequenos, comparados a esses três e as capacidades máximas variam de 2 m a 3,2 m.

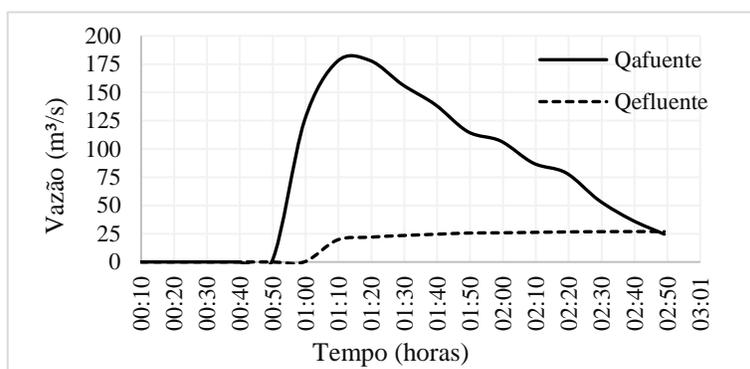
Vale ressaltar que ao longo dos 20 metros de um nó a outro, a seção natural do canal possui cotas distintas e, conseqüentemente, os níveis d'água variam.

Os 3 nós que possuem maiores picos de transbordamento estão localizados próximos aos exutórios de outras bacias hidrográficas; isso indica

que para atenuação dos transbordamentos do rio Jaguaribe, avaliando a chuva de projeto no tempo de recorrência de 50 anos, medidas de controle também devem ser empregadas nas bacias dos rios Mangabeira e Trobogy, seus principais afluentes.

Com relação aos dispositivos de amortecimento da vazão, constatou-se que a bacia de amortecimento B1 funcionou em sua capacidade máxima, amortecendo a vazão que chega da S1 e controlando a inundação que acontece no local. A Figura 15 mostra os resultados das vazões afluente e efluente à B1.

Figura 15 - Vazões afluentes e efluente a B1



Fonte: Santana (2021).

O pico da vazão afluente foi de 178,3 m³/s em 1h 20min e a vazão máxima efluente foi de 26,9 m³/s. Com relação às bacias de detenção B2, B3 e B4, os resultados mostraram que elas estão superdimensionadas neste caso de análise.

A B2 começou a receber contribuição em 20min de chuva, tempo da vazão de pico da S3, com exutório a 120 metros do dispositivo. Entretanto, o nível máximo da água atingiu 2,19 m, 75% da sua capacidade, em 40min de chuva. A B3, localizada 100 metros a montante do exutório do rio Mangabeira, atingiu aproximadamente 75,6% da sua capacidade, o nível máximo nessa unidade de armazenamento foi de 2,27 m, a partir de 1h 20min, sendo que no tempo de pico da bacia do rio Mangabeira (1h 10min) o nível atingiu 2,24 m, evidenciando que essa sub-bacia é o maior contribuinte desse reservatório; isso porque as ondas de cheia provocadas pelo rio se propagaram tanto para jusante quanto para montante. Isso pôde

ser confirmado pelo hidrograma de transbordamento ocorrido no nó N-85 e pelo número de Froude, que em todo esse percurso é menor que 1. Já a B4 atingiu aproximadamente 53% da sua capacidade.

A Figura 16 mostra os níveis da água nos dispositivos de armazenamento B2, B3 e B4 em todo o tempo de análise.

Diante do exposto, para fins de implementação desses dispositivos, a diminuição na capacidade das estruturas B2, B3 e B4 pode ser empregada, a fim de baratear a obra.

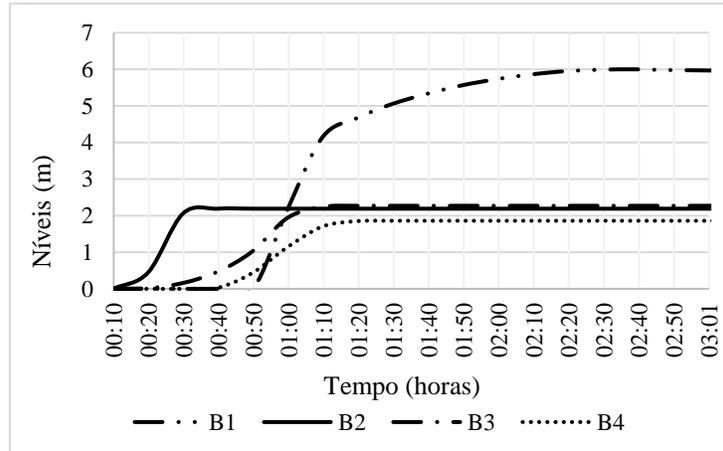
DISCUSSÃO

Com base nas respostas obtidas durante a etapa de modelagem hidrológico-hidráulica, constatou-se que caso nenhuma medida de controle do escoamento seja adotada na bacia hidrográfica do rio Jaguaribe, as implicações relacionadas ao processo de transbordamento do rio tendem a aumentar, à medida que cresce o processo de

ocupação na bacia. Isso pode ser verificado comparando-se o caso 1A, que representa o diagnóstico do cenário onde a bacia se encontra em condições atuais de infiltração, com os casos 2A,

caso tendencial conforme projeções das leis municipais. No caso tendencial, os hidrogramas de transbordamento se elevam em todos os nós.

Figura 16 - Níveis da água nas unidades de armazenamento



Fonte: Santana (2021).

Nos nós com maiores picos de transbordamento, N-1, N-85, N-196 e N-208, as porcentagens médias do aumento do pico desses hidrogramas são de 41,8%, 24,3%, 34,5% e 36,7%, respectivamente. Quando a condição do leito fluvial muda, caso 1B, e são realizadas as canalizações em todo o trecho estudado hidráulicamente, os hidrogramas de transbordamento são atenuados em alguns nós, entretanto, para as condições hidráulicas impostas, ainda ocorrem transbordamentos em alguns pontos do rio.

O caso tendencial das condições de uso e ocupação da bacia agregada à canalização do leito fluvial também foi simulado, 2B, e como consequência do aumento das condições de impermeabilização, os picos dos hidrogramas de transbordamento dos nós também se elevaram.

Assim sendo, os resultados indicam que as canalizações do leito fluvial como medida isolada de controle do escoamento não resolvem os problemas das inundações que acontecem na área de estudo e, apesar de atenuar os hidrogramas em alguns nós, os escoamentos ganham maiores velocidades, aumentando o pico da vazão transbordada nos nós de jusante. Isso pode ser visualizado comparando-se o nó N-208 do caso 1A, localizado próximo ao exutório do rio Trobogy, e o nó N5 do caso 1B, nó

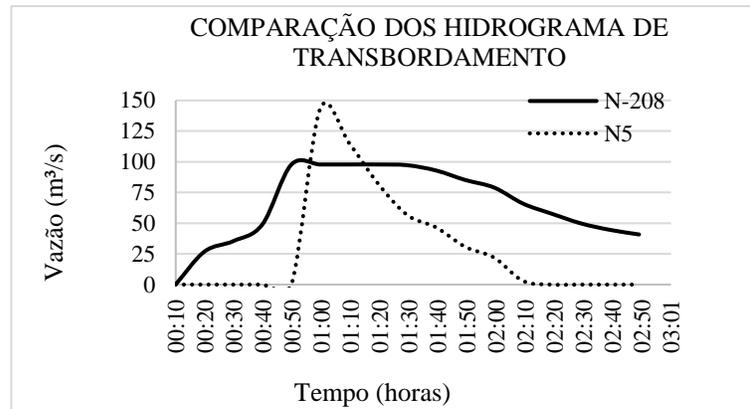
ligado ao mesmo exutório do rio Trobogy. A Figura 17 mostra os hidrogramas destes dois nós.

O nó N5 possui, além de um maior pico, menor intervalo de tempo de transbordamento; isso é característico das obras que aceleram o escoamento, pelo fato de ganharem maior velocidade. O pico menor do N-208 é devido à atenuação da energia cinética do escoamento; essa atenuação ocorre devido aos meandros naturais do corpo d'água, onde a declividade da seção varia no tempo e a rugosidade do leito possui maior resistência ao escoamento.

Os casos 3A e 3B se mostraram mais satisfatórios, com relação à atenuação dos hidrogramas de transbordamento e quantidade de pontos transbordados, do que o caso em que a canalização é utilizada como medida de controle isolada. Ambos, 3A e 3B, foram simulados utilizando-se a mesma condição de impermeabilização da bacia, com medidas de recomposição da vegetação nativa fragmentada, buscando-se reestabelecer as condições naturais de infiltração e diminuindo-se o volume e a velocidade dos escoamentos. Além disso, ambos os casos contaram com a instalação de bacias de amortecimento em quatro locais pontuais, próximos ao leito fluvial estudado. O que difere esses dois são

as condições do próprio leito fluvial, 3A natural e 3B canalizado.

Figura 17 - Comparação dos hidrogramas de transbordamento dos nós N-208 e N5



Fonte: Santana (2021).

Os resultados mostraram que a atenuação dos hidrogramas das sub-bacias, após a implementação das técnicas que aumentam o potencial de infiltração, foi positiva, variando entre 1,7% e 14,3% nos dois casos, comparando com os diagnósticos da situação atual de uso e ocupação do solo. As bacias de amortecimento também funcionaram de maneira positiva, atenuando as vazões de pico que chegaram aos trechos, entretanto elas trabalharam de formas diferentes, devido à mudança da seção do canal.

No caso 3A ocorreram significativas diminuições na quantidade de pontos de transbordamentos, comparando com o caso 1A, com percentual de diminuição de aproximadamente 52,4%. Ainda assim, nos nós que continuaram transbordando, ocorreram atenuações significativas nos hidrogramas de transbordamento. Por exemplo, os nós N-1, N-85, N-196 e N-208, mudaram de forma que: no N-1 a capacidade do canal não foi superada e a unidade de armazenamento conectada ao primeiro trecho atenuou a vazão de pico que ali chega; no N-85 a vazão de pico diminuiu cerca de 6%; no N-196 houve atenuação média de 6,3% no hidrograma total; e no N-208 a atenuação média do hidrograma foi de 3,8%.

Essas atenuações foram mais significativas comparando o caso 3A com o cenário tendencial (caso 2A): no N-85 ocorreu uma diminuição de aproximadamente 16,7% da vazão de pico, no N-196 a atenuação média do hidrograma de transbordamento foi de, aproximadamente, 30,2% e no N-208 em torno de 15,9%.

As atenuações dos hidrogramas de transbordamento do caso 3B comparadas com o caso 1B, tiveram um percentual de diminuição de pontos de transbordamento em 30%. Ainda assim, a média do hidrograma de transbordamento teve uma diminuição de aproximadamente 75,5% no nó N3; 8,1% no N4 e 2,7% no N5. Comparando-se o caso 3B com o caso tendencial e as mesmas condições do leito fluvial (caso 2B), a atenuação foi ainda mais significativa de, aproximadamente, 81,4%, 25,7% e 56,5%, respectivamente.

Com esses resultados, observa-se que nos pontos de jusante, próximos à bacia do rio Trobogy, ocorreram menores atenuações quando a bacia se encontra em condições atuais de impermeabilização. Assim sendo, medidas de controle, como reservatórios de amortecimento, podem ser pensadas para implementação na S5, a fim de atenuar a vazão de pico que chega no seu exutório. Pessoa, Becegato e Berlanda (2023) realizaram simulações onde bacias de detenção possibilitaram amortecimento das vazões de pico na ordem de 28,4%.

De uma forma geral, os cenários associados às técnicas sustentáveis mostraram resultados mais satisfatórios. Entretanto, nos dois casos ainda seriam necessárias outras medidas de controle associadas às que foram simuladas, principalmente na bacia do rio Mangabeira e do rio Trobogy, seja com a implantação de outras bacias de amortecimento ou com a adoção de estruturas que permitam maior infiltração.

O caso 3B, por se tratar da canalização do leito fluvial, provoca necessariamente os prejuízos ocasionados por este tipo de obra, desde os impactos nas características naturais do próprio corpo hídrico à mudança nas funções biótica e abiótica do ecossistema aquático e do ciliar, levando à perda e/ou extinção de espécies animais e vegetais. Essas obras têm custos elevados, exemplo disso, segundo Tucci (2003), tem-se o rio Tamandateí, em São Paulo, onde os gastos com a canalização chegaram a US\$ 50 milhões/km e, ainda assim, não resolveram os problemas das inundações; e o rio Arrudas, em Belo Horizonte, que teve um gasto de US\$ 25 milhões/km, também não resolvendo o problema da inundação, pois logo após sua conclusão o canal sofreu transbordamento.

Os custos referentes à canalização do Rio Jaguaribe, de acordo com o TCU (2016), para o mesmo trecho estudado nesse trabalho, foram da ordem de aproximadamente R\$ 26,59 milhões/km e,

ainda assim, mediante as simulações aqui estudadas, infere-se que não resolverão os problemas das inundações.

Com base no exposto, pode-se concluir que a alternativa representada pelo caso 3A (leito natural e o uso de técnicas sustentáveis na bacia) é a que melhor se ajusta à área de estudo, mas a fim de uma melhor resposta para a chuva com recorrência de 50 anos se faz necessária a implantação de outras técnicas sustentáveis na bacia, principalmente nas sub-bacias 2 e 5, seja na macrodrenagem, ou a nível de lotes, e em áreas públicas. Adicionalmente, em consonância com França *et al.* (2022), a adoção das medidas sustentáveis deve resultar na redução das cargas poluentes do escoamento superficial e na melhoria da qualidade das águas do rio.

Na tentativa de melhor visualizar os resultados e as comparações dos casos estudados, foi elaborado um quadro resumo (Quadro 9) com as principais análises.

Quadro 9 - Quadro resumo da análise comparativa dos casos de estudo

Comparação entre as condições de uso e ocupação do solo da bacia com o diagnóstico da situação atual - Caso 1		
Aspectos observados	Urbanização tendencial (conforme Leis Municipais)	Urbanização com uso de Técnicas Sustentáveis
Área impermeável na bacia	Aumento médio de 25,76%	Diminuição em 5,54%
Processos de infiltração e evapotranspiração da bacia	Diminuição média de 37%	Aumento médio de 5,64%
Tempo de concentração da bacia	Diminuição média de 19,96%	Aumento médio de 4%
Vazão de pico dos hidrogramas de escoamento superficial	Aumento médio de 23,4% na S1; 11,4% na S2; 13% na S3; 21% na S4 e 33,6% na S5	Diminuição média de 1,7% na S1; 3,25% na S2; 5,65% na S3; 14,3% na S4 e 5,7% na S5
Hidrogramas de transbordamento nos nós	Aumento	Atenuação
Comparação entre os casos de intervenção no leito fluvial com mesmas condições de uso e ocupação do solo da bacia (Caso 1A com 1B, Caso 2A com 2B, Caso 3A com 3B)		
Aspectos observados	Leito natural	Leito canalizado
Velocidade de escoamento	Menor	Maior
Quantidade de pontos de transbordamento	Maior	Menor
Hidrograma de transbordamento dos nós de jusante (próximo a foz)	Atenuação do pico	Aumento do pico
Fatores bióticos e abióticos	Mais favorável	Perda

Serviços ecossistêmicos	Mais favorável	Perda
Custos financeiros	Menores custos	Elevado
Efeito das técnicas compensatórias		
Aspectos observados	Leito natural	Leito canalizado
Pontos de transbordamento	Diminuição média em 52,38%	Diminuição média em 30%
Atenuação dos hidrogramas de transbordamento dos nós	Atenuação de 3,8% a 100% nos pontos mais críticos (N-1, N-85, N-196, N-208)	variação de 2,7% a 100%
Efeito das técnicas compensatórias		
Aspectos observados	Leito natural	Leito canalizado
Atenuação média do hidrograma de escoamento no nó conectado a B1	61,80%	49,4%
Atenuação média do hidrograma de escoamento no nó conectado a B2	24,20%	2%
Atenuação média do hidrograma de escoamento no nó conectado a B3	14,40%	4,1%
Atenuação média do hidrograma de escoamento no nó conectado a B4	56,60%	5,3%

NOTAS:

Caso 1A - Leito natural + condição atual de uso e ocupação do solo

Caso 1B - Leito canalizado + condição atual de uso e ocupação do solo

Caso 2A - Leito natural + condição tendencial de uso e ocupação do solo

Caso 2B - Leito Canalizado + condição tendencial de uso e ocupação do solo

Caso 3A - Leito natural + uso de técnicas sustentáveis

Caso 3B - Leito canalizado + uso de técnicas sustentáveis

Fonte: adaptado de Santana (2021).

CONCLUSÃO

O presente estudo avaliou comparativamente alternativas de manejo e drenagem das águas urbanas, na bacia hidrográfica do rio Jaguaribe (em Salvador) visando o controle das inundações. Esta bacia passa por processos recorrentes de transbordamento do rio, onde, naturalmente, devido às chuvas intensas, a capacidade do leito menor é superada chegando ao leito maior. Assim sendo, em consequência do elevado adensamento da bacia, atingem as populações circunvizinhas e causam prejuízos sociais, econômicos e ambientais.

Embora muito adensada, a bacia ainda é uma área de expansão urbana onde existem áreas disponíveis que podem ser consideradas no manejo das águas pluviais.

No estudo foi empregada uma abordagem quali-quantitativa na qual se analisaram seis casos diferentes, a partir de uma combinação de condições hidrológicas e hidráulicas, sendo que os resultados gerados mediante as modelagens permitiram uma identificação de danos e/ou benefícios ocasionados por cada cenário estudado.

Os danos refletidos pela quantidade de pontos de transbordamento, bem como o hidrograma transbordado, tendem a crescer caso nenhuma medida de controle seja adotada. Evidentemente isso decorre do processo de crescimento e urbanização da bacia. Isso foi verificado nas respostas obtidas pelo diagnóstico da situação atual de condição de impermeabilização da bacia comparando-se com o diagnóstico da situação tendencial.

O rio Jaguaribe passou pelo processo de canalização do leito fluvial no trecho hidráulicamente estudado neste trabalho, com o objetivo de resolver os problemas das inundações que assolam a região, entretanto, para estas condições do leito, o objetivo justificado para a realização da obra não foi alcançado.

A divergência do resultado alcançado aqui com o projeto de macrodrenagem da área, pode ser reflexo das variáveis hidrológicas adotadas no projeto elaborado pela CONDER em 2015, principalmente aqueles relacionados às características de cobertura do solo da bacia, onde a modificação desses parâmetros, devido à mudança de impermeabilização, pode ter contribuído para o aumento da estimativa do escoamento superficial.

Outro aspecto importante e que merece destaque, é a definição da chuva de projeto. Nesse estudo foi construída uma curva IDF, a qual foi utilizada para obtenção dos hietogramas de entrada ao modelo hidrológico. O projeto de macrodrenagem da CONDER faz uma comparação de curvas existentes para a cidade de Salvador, mas não foi constatada qual foi utilizada. As IDFs existentes na literatura, para Salvador, foram elaboradas com dados antigos e, como a atualização dessas curvas é necessária de forma contínua no tempo, considerando que sua estacionariedade é comprometida devido a variabilidades climáticas, esse fator também pode ter influenciado na diferença dos hidrogramas obtidos.

As medidas sustentáveis adotadas nesse estudo surgem como auxiliadoras eficientes para o objetivo do controle das inundações, como visto nos casos 3A e 3B. A simulação contou com a recomposição da vegetação nativa de uma área de 1,17 km² e 4 bacias de amortecimento próximas ao leito hidráulicamente estudado. A redução dos pontos de transbordamento, no caso em que a condição do leito permanece natural associado às técnicas para o amortecimento da vazão (3A), caiu 52,38% comparado ao cenário atual e tendencial (1A e 2A), com reduções significativas nos hidrogramas de transbordamento dos nós, variando, no caso atual, de 3,8% a 100% e, no caso tendencial, de 15,9% a 100%. Essa avaliação foi feita para os nós com situações mais críticas, embora nos demais nós também tenham ocorrido atenuações significativas.

Analisando-se os casos que possuem as

condições do leito canalizado, a redução percentual de pontos de transbordamento no caso 3B (cenário que possui as técnicas de amortecimento de vazão) foi de 30%, comparando-se com o caso atual e tendencial (1B e 2B, respectivamente). Os hidrogramas médios de transbordamento reduziram de 2,7% a 100% no caso atual e de 25,7% a 100% no tendencial.

Assim sendo, nota-se o potencial das medidas sustentáveis. Só a recomposição da vegetação em 2% da área da bacia já influenciou significativamente no hidrograma de escoamento superficial das sub-bacias, variando a atenuação média dos hidrogramas, comparando-se com o cenário atual, 3% na S1, 5,7% na S2, 15,3% na S3, 17,8% na S4 e 6,1% na S5. Na comparação com o cenário tendencial, a atenuação média dos hidrogramas foi de respectivamente, 27,5%, 19,3%, 40,4%, 38,9%, 42,5%. E essa condição do uso e ocupação do solo da bacia, associada às bacias de amortecimento, que também mostraram resultados significativos na atenuação do processo de transbordamento, reduziu aproximadamente 52,38% de pontos de transbordamento, quando associadas ao leito natural e 30% na comparação entre os leitos canalizados.

Nesse sentido, identificou-se que a medida que melhor se ajusta à bacia, para o controle do escoamento das águas superficiais é a que conta com as técnicas sustentáveis associadas ao leito fluvial natural. A condição do leito, nesse caso, também faz cumprir o que está disposto no inciso II do Art. 97 (diretrizes para a drenagem e o manejo de águas pluviais urbanas) do PDDU da cidade de Salvador de 2016, que visa à proteção dos fundos de vale, talwegues, várzeas, áreas de preservação permanente ao longo dos cursos e espelhos d'água, preservando a vegetação existente e visando à sua recuperação.

Vale ressaltar que o inciso I, também do Art. 97, prevê a “[...] implantação de medidas estruturantes de prevenção de inundações [...], combate ao desmatamento e à formação de novos assentamentos precários”. Além disso, o inciso III define que se devem analisar alternativas “[...] estruturais e estruturantes de natureza preventiva e institucional, criando parques lineares, a recuperação de várzeas, matas ciliares, implantação de valas de infiltração gramadas, reservatórios de contenção de cheias [...]” (Salvador, 2016). Ou seja,

todas as alternativas pensadas e analisadas nesse estudo fazem cumprir o que está disposto no Plano Diretor da cidade.

Em resumo, com este estudo algumas conclusões podem ser extraídas: a primeira delas é que as medidas de controle devem ser empregadas para sanar os problemas das inundações que acontecem na região estudada; as canalizações do leito do rio, como medida isolada de controle, não resolvem os problemas das inundações; a bacia hidrográfica do rio Jaguaribe ainda é uma área de expansão urbana, onde existem ecossistemas naturais de grande importância para a sustentabilidade urbana e que colaboram positivamente para os efeitos adversos das chuvas intensas; as áreas vegetadas, além de favorecer a evapotranspiração e infiltração, contribuem para a redução do volume do escoamento superficial e o aumento da recarga subterrânea, reduzem a velocidade do escoamento, aumentando o tempo de concentração da bacia; e as bacias de amortecimento de cheias funcionam de forma positiva, controlando grandes picos de vazão do escoamento superficial.

REFERÊNCIAS

- BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico do Manejo das Águas Pluviais Urbanas – 2017**. 264 p. Brasília, DF: SNS/MDR, 2019.
- CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.
- CIRANO, M.; LESSA, G. C. Oceanographic characteristics of Baía de Todos os Santos, Brazil. **Revista Brasileira de Geofísica**, v. 25, n. 4, p. 363-387, dez. 2007.
- BAHIA (Estado). Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia. **Relatório de estudos hidráulicos da bacia do Rio Jaguaribe e Rio Mangabeira**. Elaboração de Projetos, Desenvolvimento de Trabalho Social e Execução de Obras de Macrodrenagem para Canalização e Revestimentos na Calha dos Rios Jaguaribe e Mangabeira. Salvador: CONDER, 2015.
- BAHIA (Estado). GEOBAHIA - Sistema de informações geográficas do estado da Bahia. Dados do INEMA. Geologia. Disponível em: <http://geobahia.inema.ba.gov.br/geobahia5/interface/openlayers.htm?i4925btdadtjkvae>. Acesso em: 20 mai. 2019.
- EARTH EXPLORER. United States Geological Survey – USGS. Disponível em: <https://earthexplorer.usgs.gov/>. Acesso em: 12 ago. 2019.
- EMBRAPA. **Mapa exploratório - reconhecimento de solos margem direita do Rio São Francisco estado da Bahia**, 1976. Disponível em: <https://www.embrapa.br/busca-de-publicacoes/-/publicacao/335823/mapa-exploratorio---reconhecimento-de-solos-margem-direita-do-rio-sao-francisco-estado-da-bahia>. Acesso em: 8 mai. 2019.
- FRANÇA, L. R. C.; COURA, M. de A. ; OLIVEIRA, R. de ; RODRIGUES, A. C. L. ; MEDEIROS, D. L. R. de. Aplicação de Técnicas de desenvolvimento urbano de baixo impacto no controle da poluição das Águas do Riacho das Piabas, Campina Grande, Brasil. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 27, p. 541-552, mai./jun. 2022.
- FRICH, P., ALEXANDER, L. V., DELLA-MARTA, P., GLEASON, B., HAYLOCK, M. KLEIN TANK A.M. G., PETERSON, T. Observed coherent changes in climatic extremes during the second half of the twentieth century. **Climate Research**, v.19, p.193–212, Jan. 2002.
- GENOVEZ, A. M., ZUFFO, A. C. Chuvas intensas no Estado de São Paulo: estudos existentes e análise comparativa. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.5, p.45-58, jul./set. 2000.
- KAO, S.-C.; GANGULY, A. R. Intensity, duration, and frequency of precipitation extremes under 21st-century warming scenarios. **Journal of Geophysical Research**, v. 116, n. D16, 26 Aug. 2011.
- UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA. Laboratório de eficiência energética e hidráulica em saneamento. **Modelo de gestão de drenagem urbana**. EPA SWMM 5.0. Manual do Usuário. João Pessoa, PB: LENHS, 2012.
- MAILHOT, A.; DUCHESNE, S.; CAYA, D.; TALBOT, G. Assessment of future change in intensity-duration-frequency (IDF) curves for

Southern Quebec using the Canadian Regional Climate Model (CRCM). **Journal of Hydrology**, v. 347, n. 1-2, pp. 197–210, Dec. 2007.

MENDONÇA, F.; DANNI-OLIVEIRA, I. M. Brasil: aspectos termopluiométricos e tipos climáticos. In: ____ (orgs.). **Climatologia**: noções básicas e climas do Brasil. 206p. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

MORUZZI, R. B.; OLIVEIRA, S. C. de. Relação entre intensidade, duração frequência de chuvas em Rio Claro, SP: métodos e aplicação. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.13, v.9, p. 59-68, mai. 2009.

PEREIRA, D. C.; DUARTE, L. R.; SARMENTO, A. P. Determinação da curva de intensidade, duração e frequência do município de Ipameri – Goiás. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 2, p. 233-246, 17 ago. 2017.

PESSOA, N. M. M.; BECEGATO, V. A.; BERLANDA, A. Simulação de Dispositivos LID para a Gestão Sustentável de Água Pluviais na Bacia Hidrográfica do Rio Ponte Grande. **Geoambiente On-line**, Goiânia, n. 45, 2023. Disponível em: <https://revistasufj.emnuvens.com.br/geoambiente/article/view/75764>. Acesso em: 8 jan. 2024.

POLETO, C. SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): Uma Contextualização Histórica. **Revista Thema**, v.8, n.1, 15 jun. 2011.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. 4. ed. São Carlos: EESC-USP/projeto REENGE, 2006.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model User's Manual**. Version 5.0 Revised. Cincinnati OH: United States Environmental Protection Agency – USEPA, Jul., 2010.

SALVADOR. Plano de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais – PMDU. Em atendimento ao Decreto nº 23.764 de 2013, que conforma o Plano Municipal de Saneamento Básico – PMSB,

instituído pela Lei nº 7.891/2011. Salvador: PMS, 2015.

SALVADOR. Lei nº 9.069 de 2016. Dispõe sobre o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano do Município de Salvador – PDDU e dá outras providências. Salvador: CMS, 2016.

SANTANA, C. R. **Alternativas para o controle do escoamento das águas urbanas: uma análise da bacia hidrográfica do Rio Jaguaribe - Salvador/BA**. 2021. 144 f. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento - Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2021.

SANTOS, E.; PINHO, J.A.; MORAES, L. R. S.; FISCHER, T (Orgs.). **O Caminho das Águas em Salvador**: Bacias Hidrográficas, Bairros e Fontes. Salvador, BA: CIAGS/UFBA; SEMA, 2010.

SÃO PAULO (Estado). Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Drenagem urbana**: manual de projeto. 1. ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 466p., 1986.

SÃO PAULO (Estado). Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Drenagem urbana**. 2. ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 116p., 1980.

TRIBUNAL DE CONTAS DA UNIÃO. **Relatório de fiscalização**. 48p. Brasília, DF: TCU, 2016. Disponível em: https://www.camara.leg.br/internet/comissao/index/mista/orca/orcamento/OR2017/Fiscobras2016/anexo/SINTETICOS/Sint%C3%A9tico_2016_119.pdf. Acesso em: 3 nov. 2020.

TUCCI, C. E. M. Drenagem Urbana. **Ciência e Cultura**, v. 55, n. 4, São Paulo, 2003. Disponível em: <http://rhama.com.br/blog/wp-content/uploads/2017/01/drenagem-urbana.pdf>. Acesso em: 18 jan. 2019.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia**: ciência e aplicação. 1. ed. Porto Alegre, RS: UFRGS/ABRH, 1993.