
Alternativas Compensatórias para Controle de Alagamentos em Área Urbana Com Influência das Marés no Recife - PE

Compensatory Alternatives for Flooding Control in Urban Areas with Tidal Influence in Recife - PE

Marcos Antonio Barbosa da Silva Junior¹; Simone Rosa da Silva¹; Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral²

¹ Universidade de Pernambuco, Recife, PE, Brasil

² Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, Brasil

marcos15barbosa@hotmail.com; simonerosa@poli.com; jcabral@ufpe.br

Recebido: 31/03/2016

Revisado: 10/10/2016

Aceito: 08/11/2016

DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.011716040>

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de alternativas compensatórias em drenagem urbana, utilizando o modelo SWMM (Storm Water Management Model), para o ponto crítico de alagamento numa área urbana e vulnerável as oscilações de maré, situada no Recife. Para isto, utilizaram-se informações cadastrais da rede de microdrenagem e definiram-se os parâmetros e variáveis necessários para a modelagem, tais como: subáreas de contribuição ao sistema de drenagem, indicando o percentual de impermeabilização do solo, largura equivalente, declividade e taxa de infiltração; chuva de projeto; e curva de maré. Com o modelo calibrado, foram simuladas duas condições alternativas. A primeira, que trata de uma adequação da rede de drenagem, apresentou reduções máximas no volume de alagamento de 37% para os eventos com período de retorno de dois anos e de 58% para cinco anos de recorrência. A segunda, baseada na implantação de um reservatório de detenção na rede existente, apresentou resultado satisfatório para o evento de dois anos e reduziu cerca de 38% para eventos de cinco anos. Os resultados mostraram que houve uma redução na área de alagamento para as condições simuladas. No entanto, a primeira alternativa não resolveria os problemas de alagamentos locais, apenas atenuaria e aumentaria a sobrecarga dos condutos a jusante do sistema modificado, enquanto que a segunda alternativa poderia resolver o problema dos alagamentos, com a ocorrência de um evento de dois anos.

Palavras-chave: Urbanização, modelo hidrológico (SWMM), controle de alagamentos, alternativas compensatórias.

ABSTRACT

This paper presents a study of compensatory alternatives in urban drainage, using SWMM model (Storm Water Management Model), for the critical point of flooding in an urban area and vulnerable to the fluctuations in the tide, located in Recife. For this, we used the registered information of the micro-drainage network and defined the parameters and variables required for modeling, such as: the subareas of contribution to the drainage system, indicating the percentage of soil waterproofing, equivalent width, slope, and infiltration rate; project rain; and tide curve. With the model was calibrated, two alternatives were simulated. The first, which is an adaptation of the drainage network, presented maximum reductions in the volume of flooding of 37% for the events with payback period of two years and of 58% for five years of recurrence. The second,

based on the deployment of a detention tank in the existing network, presented satisfactory results for the event of two years and reduced approximately 38% for events of five years. The results showed that there was a reduction in the area of flooding for the conditions simulated. However, the first alternative would not solve the local flooding problems, it would only attenuate and would increase the overload of the ductwork downstream of the modified system, while the second alternative could solve the problem of flooding, with the occurrence of an event of two years.

Keywords: Urbanization, hydrological model (SWMM), flooding control, compensatory alternatives.

INTRODUÇÃO

O processo de urbanização acelerado e não planejado dos municípios brasileiros tem apresentado grandes mudanças no ambiente urbano, que se projetaram em impactos significativos sobre a drenagem urbana.

Yannopoulos (2013) enfatiza que este processo produz o aumento e a aceleração do escoamento superficial das águas pluviais, além de diminuir a capacidade de infiltração da água no solo, provocando dessa forma, os alagamentos e inundações.

Essa situação se agrava principalmente nas planícies costeiras, como é o caso da cidade do Recife, que teve seu processo de ocupação urbana de forma desordenada e possui um sistema de drenagem altamente vulnerável às oscilações de maré, podendo provocar sérios problemas de alagamentos em períodos de chuvas intensas combinados com maré alta (SILVA JÚNIOR, 2015).

Diante de tais peculiaridades geográficas e urbanísticas, na qual foi concebida a cidade, atualmente o Recife possui 159 pontos de alagamentos, catalogados como os mais críticos (EMLURB, 2013).

Com a inserção do conceito de sustentabilidade na temática da drenagem urbana, têm aparecido alternativas compensatórias, que visam compensar sistematicamente os efeitos da urbanização sobre as águas urbanas, recuperando funções hidrológicas naturais (MIGUÉZ et al., 2014).

A aplicação de tais medidas visa readequar os processos do ciclo hidrológico, através da infiltração e armazenamento do escoamento gerado, com o objetivo de aumentar o tempo de concentração da bacia e diminuir os picos de vazões produzidos por um evento chuvoso (SILVA; CABRAL, 2014).

Dentre as medidas de controle do escoamento, Canholi (2005) destaca a utilização dos reservatórios de amortecimento para atenuação dos picos de vazão. O citado autor enfatiza a eficiência destas obras de reservação em relação às soluções convencionais de drenagem, principalmente no que se refere a não transferir para jusante as inundações, que com certeza ocorreriam, caso a solução tivesse sido apenas a substituição da rede de galerias por uma de maior dimensão.

Uma forma de estimar o desempenho dessas soluções mitigadoras, antes de sua implantação, é através da utilização de modelos hidrológicos e hidráulicos. A partir deles, é possível criar cenários e simular eventos hidrológicos para avaliar as consequências da implantação das medidas de controle (DECINA; BRANDÃO, 2016).

Dentro deste contexto, o presente trabalho apresenta alternativas compensatórias para uma área fortemente urbanizada e com problemas de alagamentos, situada no bairro da Soledade, no município do Recife.

Para isso, o estudo de alternativas se baseou nos resultados apontados pelo modelo SWMM (Storm Water Management Model), verificando duas possibilidades para intervenção na rede de drenagem local: adequação da rede de drenagem e implantação de reservatório de retenção.

MATERIAIS E MÉTODOS

Estudo de Caso

O ponto crítico de alagamento, localizado no cruzamento da Avenida João de Barros com a Rua Joaquim Felipe, foi definido juntamente com a Secretaria de Infraestrutura e Serviços Urbanos, através da Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana (Emlurb), da Prefeitura do Recife.

Para a consolidação do estudo, foi necessário analisar o incremento do volume de escoamento provocado pela urbanização, a montante do ponto crítico em questão. Assim sendo, outros bairros vizinhos ao bairro da Soledade (Boa Vista e Santo Amaro) foram considerados na análise.

A Figura 1 apresenta a área de contribuição ao ponto de alagamento e a área de abrangência do estudo, definida a partir do sistema de drenagem integrante ao sistema principal da área estudada, até o seu exutório na foz do rio Capibaribe.

A área de contribuição ao ponto de alagamento apresenta aproximadamente 4,68 ha com perímetro de quase 1.086 m, e a área de abrangência do estudo possui 38,36 ha com perímetro de 4.893 metros e um índice de compacidade (Kc) de 2,23.



Figura 1 - Área de contribuição ao ponto de alagamento e área de abrangência do estudo.

Durante os períodos chuvosos, as ocorrências dos alagamentos no bairro da Soledade se concentram em trechos da Avenida João de Barros, mais especificamente próximo à Rua Joaquim Felipe (Figura 2).



Figura 1 - Rua Joaquim Felipe no período seco (a) e no período chuvoso (b).
Fonte: Silva Junior, 2015.

Modelo Hidrológico

Para simular as respostas hidrológicas da área em estudo, foi utilizado o modelo SWMM v.5, desenvolvido pela U.S EPA (United States Environmental Protection Agency) em 1971 (PROCEL-SANEAR, 2012).

O SWMM é um modelo dinâmico chuva-vazão, utilizado para a gestão de drenagem urbana, que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas. Pode ser utilizado para a simulação de um único evento chuvoso, para uma

simulação contínua de longo prazo, bem como para a drenagem de águas residuárias (JIANG et al., 2015).

A simulação do escoamento superficial considera que as subáreas se comportem como reservatórios não lineares, a partir da combinação das equações de Manning e da continuidade. Já a propagação do escoamento na rede de drenagem é calculada pelas equações completas de Saint Venant, por meio do método de Euler modificado (GARCIA & PAIVA, 2006).

O modelo é dividido em vários blocos computacionais diferentes que podem ser simulados separadamente. Dentre estes, para o processo de modelagem na área em estudo, foram simulados os seguintes blocos: o “Runoff” na transformação de chuva em vazão; o “Transport”, que simulou o transporte na rede de galerias segundo o conceito da onda cinemática; o “Extran”, para a modelação hidrodinâmica nos condutos (rede de galerias); e o “Statistics” que separou o registro em hidrograma para eventos de chuva independentes, além de fazer os cálculos estatísticos e realizar as análises de frequência.

1. Parâmetros e Variáveis de Entrada do Modelo

Os parâmetros necessários para a simulação hidrológica chuva-vazão da área em estudo são, além das informações de cadastro da infraestrutura de drenagem existente, as características físicas de cada subárea contribuinte a este sistema de drenagem (área, percentual de área permeável e impermeável, largura representativa, declividade, coeficiente de rugosidade de Manning e altura do armazenamento em depressões).

Além disso, variáveis como precipitação, infiltração e maré também foram consideradas neste processo, os quais serão detalhados a seguir.

• Parâmetros:

- Cadastro da microdrenagem: O cadastro do sistema de drenagem de águas pluviais da área em estudo foi cedido em meio digital, pela Secretaria de Infraestrutura e Serviços Urbanos – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana (Emlurb), da Prefeitura do Recife.

O referido cadastro precisou ser complementado com as informações da planta cadastral do sistema de microdrenagem do Recife, realizado pela Companhia Pernambucana de Saneamento (Compesa) na década de 80, também cedidas pelo órgão em meio impresso na escala de 1:1.000.

Além disso, foram executados pela equipe técnica da Emlurb, levantamentos topográficos complementares de alguns poços de visita, objetivando a melhoria do dado cedido.

- Características físicas das subáreas: Foram feitas as subdivisões de cada área de contribuição a cada poço de visita considerado no modelo, totalizando em 34 subáreas.

Após este processo e com a obtenção da área, largura equivalente, declividade e taxa de impermeabilização de cada subárea, outros aspectos foram definidos para inserção no modelo, como o coeficiente de rugosidade de Manning (Áreas Permeáveis: 0,15 s/m^{1/3}/Áreas Impermeáveis: 0,024 s/m^{1/3}) e altura de armazenamento em depressões (Áreas Permeáveis: 5 mm/Áreas Impermeáveis: 2,54 mm).

• Variáveis:

- **Precipitação:** Foram utilizados os dados horários de precipitação da estação automática RECIFE-A301 operada pelo Inmet, localizada num raio aproximado de 6 km de distância da área estudada.

Para as simulações hidrológicas, considerou-se dois eventos chuvosos datados em 25 e 26 de junho de 2014; e 17 de maio de 2013. O objetivo da inserção deste último evento consistiu no ajustamento do modelo para o local estudado, fornecendo subsídios para a calibração do mesmo. A Tabela 1 apresenta as características dos eventos simulados, enquanto a Figura 3, os hietogramas dos respectivos eventos pluviométricos.

Tabela 1 - Síntese dos eventos simulados.

Data do Evento	Duração (h)	Precipitação (mm)	TR calculado
25-26/06/2014	20	107,60	2 anos
17/05/2013	13	150,80	5 anos

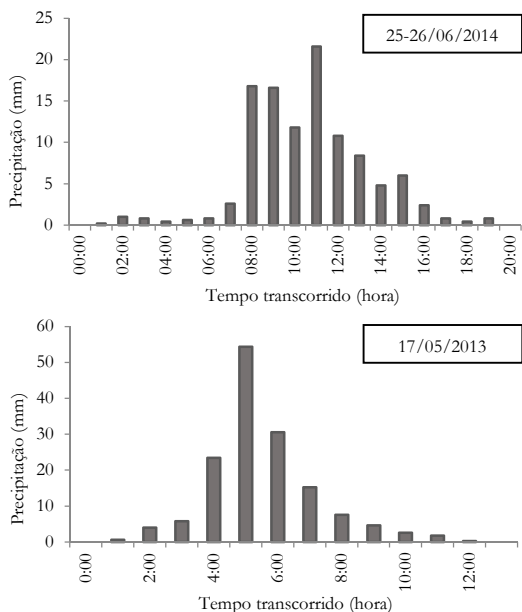


Figura 3 - Gráficos de precipitação dos eventos simulados.

- **Infiltração:** No SWMM considerou-se o modelo de infiltração de Horton para a determinação da infiltração nas áreas permeáveis. Os parâmetros inerentes a este modelo de infiltração, foram obtidos a partir dos ensaios de infiltração com infiltrômetro a simples anel. Os ensaios foram concebidos numa parcela com solo sem vegetação

em área próxima ao ponto de alagamento estudado, a partir de cinco pontos dispostos na forma de um trapézio (Figura 4).

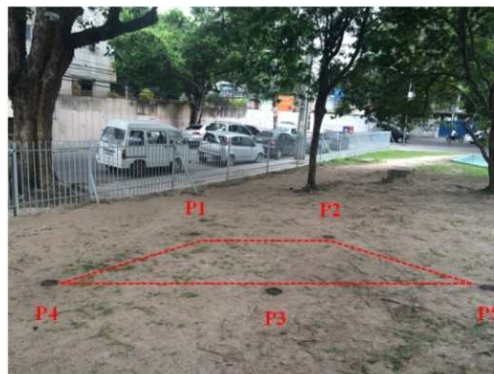


Figura 4 - Disposição dos pontos ensaiados.

Apesar da proximidade entre os cinco pontos ensaiados, as curvas resultantes dos ensaios de infiltração apresentaram comportamentos heterogêneos, conforme se observa no gráfico da Figura 5. Este fato pode estar associado à compactação do solo nos pontos investigados e também às condições de umidade inicial do ensaio.

Diante de tal constatação, resolveu-se utilizar a curva de capacidade de infiltração que apresentou melhor ajuste, com base no índice de correlação (R^2). O valor do coeficiente de determinação, descrito aqui, apenas diz o quanto a curva gerada pelo Excel conseguiu representar os pontos. Assim, seguindo este critério, verificou-se que a curva de capacidade de infiltração do Ponto 1 apresentou o índice de correlação mais próximo de 1 ($R^2=0,9808$), conforme pode ser visto na Figura 5.

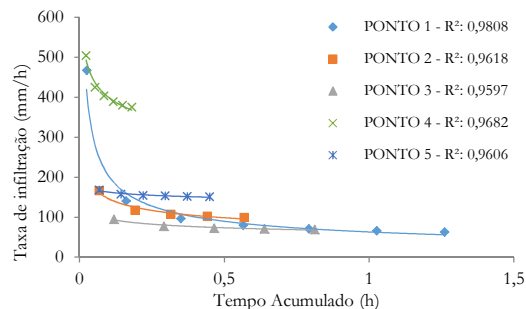


Figura 5 - Curvas de capacidade de infiltração nos cinco pontos ensaiados e índices de correlação.

Com base na equação da curva de capacidade de infiltração para o Ponto 1, ajustada à equação de Horton, foi possível a obtenção dos parâmetros necessários para a alimentação do modelo: as taxas máxima e mínima de infiltração (467,56 mm/h e 62,79 mm/h, respectivamente), e o coeficiente de decaimento (3,282 h⁻¹).

- **Maré:** Aplicada como condição de contorno no nó "Exutório", os níveis de maré foram obtidos pela interpolação horária dos registros das marés para o Porto

¹ do Recife, disponibilizadas no site da Diretoria de
² Hidrografia e Navegação – DHN (Figura 6).

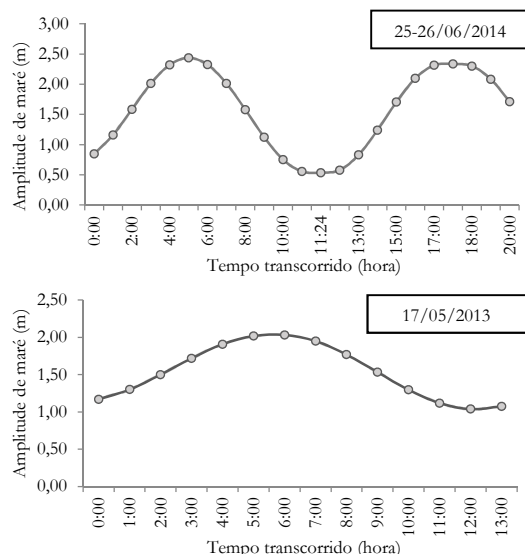


Figura 6 - Níveis de maré para os eventos simulados.

2. Montagem da Rede e Calibração

Com a obtenção do cadastro do sistema de águas pluviais, a rede de drenagem foi inserida no SWMM a partir da identificação dos objetos: Junções/Nós e Conduitos, atribuindo-lhes cotas topográficas e extensões dos elementos de drenagem existentes.

A malha do sistema de drenagem implantada no modelo atentou, principalmente, para a canalização principal do sistema (rede tronco), responsável pela drenagem das águas pluviais da área de estudo.

Na Figura 7 é apresentado o layout do modelo, com base nas informações descritas anteriormente, representando esquematicamente a rede de drenagem implantada no SWMM a partir do cadastro da Emlurb.

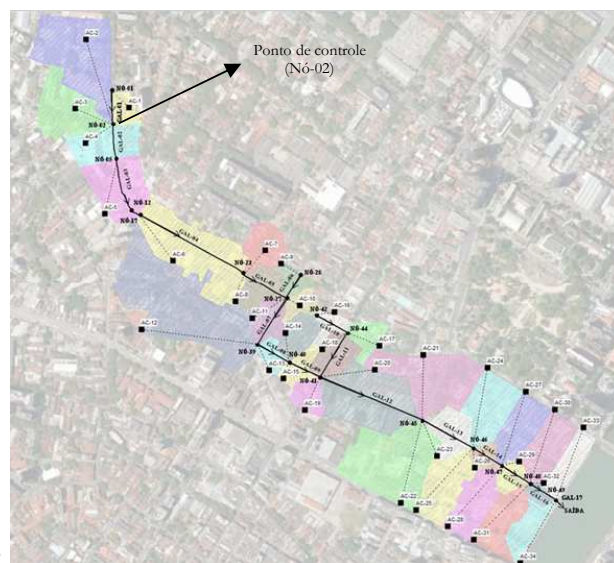


Figura 7 - Rede de drenagem implantada no SWMM.

Após a inserção dos parâmetros e variáveis de entrada no modelo, foi realizada a calibração do modelo com base nos eventos extremos de precipitação ocorridos em 25-26 de junho de 2014 e 17 de maio de 2013, compondo assim o Cenário 01 (Condição Atual).

Na ausência de sensores de nível ou medidores de vazão na área estudada, necessários para se processar um estudo de sensibilidade, calibração e validação dos parâmetros, optou-se por realizar uma calibração simplificada do modelo, baseado somente no ajuste do volume de inundação simulado ao observado durante a ocorrência dos eventos considerados, apenas no ponto de controle.

Procedendo desta forma, a calibração obtida pode ser definida como um processo expedito, uma vez que a mesma foi realizada de forma manual, através da manipulação de dois parâmetros: coeficiente de rugosidade de Manning para os conduitos e altura da camada de sedimento depositado nos conduitos.

De uma maneira geral, o objetivo deste processo foi representar o atual funcionamento do sistema, considerando a inundação da junção “Nó 2” (Figura 7) definida como ponto de controle, manipulou-se os parâmetros citados anteriormente, a fim de que o volume máximo de alagamento simulado na sobredita junção estivesse compatível com as vistorias procedidas no local durante os eventos de chuva considerados. Este mesmo procedimento também já foi adotado por outros autores, como Silva e Cabral (2014).

A partir da calibração, foram simuladas alternativas para o controle do alagamento na área, baseadas na proposição de intervenções na rede de drenagem existente, seja pela readequação da própria rede ou através da implantação de um reservatório on-line ao sistema (Cenário 02 – Condição Alternativa).

1 RESULTADOS E DISCUSSÃO

2 Cenário 01 - Condição Atual

3 Para a calibração do modelo foram utilizadas as
4 alturas observadas de lâmina d'água nos respectivos
5 eventos chuvosos bem como a área de alagamento (Tabela
6 2 e Figura 8), delimitada a partir da topografia local e da
7 observação em campo.



8
9 **Figura 8 - Área de alagamento no evento de 25-26/06/2014.**

12 **Tabela 2 - Alturas e volumes de alagamento observado e
13 simulado no ponto de controle (evento de 25-26/06/2014).**

Evento	Horário SWMM	Altura de Lâmina d'água (m)		Volume Inundado (m³)*	Volume Simulado (m³)**
		in loco	SWMM		
25 e 26/06/14	10:00	0,09	0,09	117,0	105,7
	11:00	0,08	0,07	104,0	91,6
	12:00	0,14	0,12	182,0	155,1
	13:00	0,08	0,06	104,0	81,9

Nota:

*Volume resultante do produto entre a área média de alagamento delimitada para este evento (1.300 m²) e a altura de alagamento correspondente.

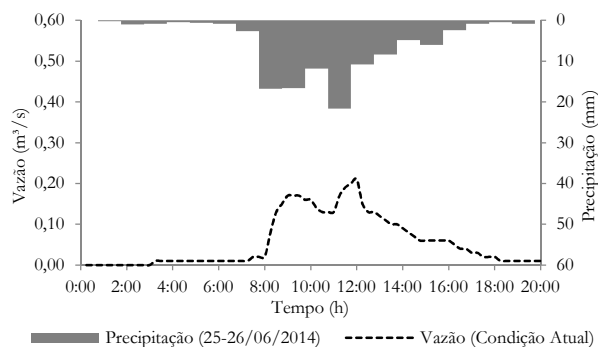
**Volumes de inundação simulados pelo SWMM para o evento em questão, com base na altura de alagamento correspondente.

14 A partir deste processo, verificou-se que o evento
15 de 25-26 de junho de 2014 apresentou coeficiente de
16 correlação médio entre os volumes estimados e simulados
17 no ponto de controle de 0,97. Para o evento de 17 de maio
18 de 2013, o coeficiente de correlação médio foi de 0,96
19 (Tabela 3). Os resultados mostram que, apesar da
20 calibração obtida ser definida como um processo expedito,
21 a correlação média entre as condições simuladas e
22 observadas se mostrou satisfatória, com índices bem
23 próximos a 1.

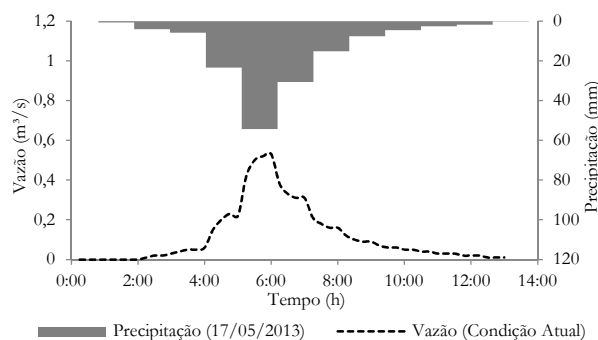
26 **Tabela 3 - Principais resultados obtidos na simulação.**

Aspectos		25-26 de junho de 2014		17 de maio de 2013	
		Observado	Simulado	Observado	Simulado
Lâmina máxima de inundação (m)		0,14	0,12	0,27	0,27
Cota máxima da inundação (m)		5,24	5,22	5,37	5,37
Volume máximo de inundação (m³)		182,0	175,0	679,9	681,0
Erros de continuidade	Escoamento superficial	-0,03%		-0,04%	
	Propagação de vazão	-8,57%		-2,18%	
Coef. de correlação médio		0,97		0,96	

27 No que se refere aos erros de continuidade
28 encontrados durante o processo de simulação (Tabela 3),
29 os mesmos se encontram dentro do limite da
30 aceitabilidade, apresentando valores menores que 10%,
31 conforme recomenda o manual do usuário do modelo
32 (PROCEL-SANEAR, 2012). Este mesmo limite de
33 aceitabilidade também já foi adotado por outros autores,
34 como Silva e Cabral (2014). Nestas condições, as Figuras 9
35 e 10 apresentam as hidrógrafas simuladas no ponto de
36 controle (Nó 2), na ocorrência dos eventos de precipitação
37 simulados com vazões de pico.



40
41 **Figura 9 - Hidrograma resultante da calibração do modelo
42 para o evento de 25-26 de junho de 2014.**



44
45 **Figura 10 - Hidrograma resultante da calibração do modelo
46 para o evento de 17 de maio de 2013.**

47 A partir das Figuras 9 e 10 apresentadas, pode-se
48 observar que o evento de 25-26 de junho de 2014
49 (107,6 mm e Tr = 2 anos) apresenta uma vazão de pico
50 afluente ao Nó 2 de 0,21 m³/s, enquanto que para o
51 evento do dia 17 de maio de 2013 (150,8 mm e Tr = 5
52 anos) a vazão máxima simulada foi de 0,53 m³/s.

53 Visando verificar a consistência das vazões
54 simuladas pelo SWMM, com suas hidrógrafas apresentadas
55 nas figuras anteriores, foi aplicado o método racional para
56 a determinação das vazões da área de contribuição ao
57 ponto de controle, considerando um coeficiente de
58 escoamento superficial de 0,86, característico de uma área
59 com urbanização consolidada, conforme estabelece a
60 Emburb (2014).

A Tabela 4 mostra os resultados dos cálculos realizados com base na aplicação do método racional considerando os seguintes aspectos:

- Para o evento de 25-26 de junho de 2014 ($Tr = 2$ anos), no qual foram registrados vários picos de precipitação distribuídos e concentrados num intervalo de 4 horas (240 min), a intensidade de precipitação foi calculada com base nesta duração.
- No caso do evento de 17 de maio de 2013 ($Tr = 5$ anos), a intensidade de precipitação foi calculada para a duração de chuva de 1 hora (60 min).

Tabela 4 - Vazões calculadas pelo método racional para as recorrências de 2 e 5 anos.

t (min)	Tr = 2 anos		Tr = 5 anos		Q ₂ anos	Q ₅ anos
	i (mm/h)	Precip. (mm)	i (mm/h)	Precip. (mm)	(m³/s)	(m³/s)
5	139,50	11,62	162,58	13,55	1,42	1,65
15	95,63	23,91	111,45	27,86	0,97	1,13
30	68,99	34,50	80,41	40,21	0,70	0,82
60	47,44	47,44	55,29	55,29	0,48	0,56
120	31,65	63,31	36,89	73,78	0,32	0,37
240	20,77	83,07	24,20	96,81	0,21	0,25

Tr: 2 anos (4h de duração) Tr: 5 anos (1h de duração)

Para o evento de 25-26 de junho de 2014, a vazão máxima obtida nas simulações foi de 0,21 m³/s, enquanto que com a aplicação do método racional chegou-se a uma vazão de 0,21 m³/s. Já no evento de 17 de maio de 2013, a vazão obtida nas simulações foi de 0,53 m³/s, enquanto que pelo método racional obteve-se a vazão de 0,56 m³/s. Consta-se, como era de se esperar, que o método racional possui a tendência de majorar as vazões. A partir desta relação, pode-se concluir que os critérios adotados na calibração do modelo, realizada de forma simplificada, representam bem as condições verificadas em campo na ocorrência dos eventos considerados.

Cenário 02 - Condições Alternativas

1. Adequação da rede de drenagem

O sistema de drenagem com influência direta no ponto crítico estudado, situado na Avenida João de Barros até o início da Rua do Príncipe, possui irregularidades na sua rede, apresentando trechos com problemas de declividade, que interfere no deslocamento do fluxo do escoamento, podendo esta, ser uma das causas para a ocorrência dos alagamentos na área.

O rede de drenagem da Av. João de Barros, tem início no poço de visita representado no modelo SWMM pelo Nó 1 e é composto por uma rede de galeria com diâmetro de $d=0,40m$ em toda a sua extensão, apresentando aumento de diâmetro ($d=0,60m$) nas imediações da Rua do Príncipe (a partir do Nó 12).

A Figura 11 mostra o perfil longitudinal da rede de drenagem e da linha d'água, situada na Avenida João de Barros até a Rua do Príncipe, destacando os trechos com declividade contrária ao fluxo e que interfere no

deslocamento do escoamento, a qual pode ser uma das causas para a ocorrência dos alagamentos na área.

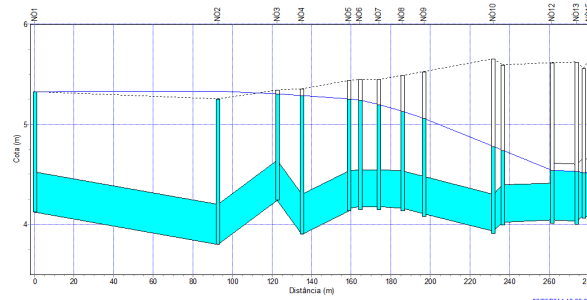


Figura 11 - Perfil da galeria da Avenida João de Barros com a Rua do Príncipe.

No primeiro momento, buscou-se readequar as cotas de fundo dos poços de visita, ajustando consequentemente as declividades dos condutos. Em seguida, foram procedidas as mudanças de diâmetro dos condutos, mantendo os critérios estabelecidos na calibração do modelo (coeficientes de rugosidade de Manning e altura da camada de sedimento depositado nos condutos). Seguindo este critério, foram realizadas quatro alternativas de readequação da rede de drenagem da Av. João de Barros, a saber:

- Alternativa 1** – Consistiu na readequação das declividades dos condutos de drenagem, mais especificamente no trecho concentrado entre os poços de visita representados pelo Nó 1 ao Nó 6;
- Alternativa 2** – Baseou-se na readequação das declividades dos condutos proposta na alternativa 1, com aumento do diâmetro da galeria ($d=0,60m$) a partir do poço de visita representado pelo Nó 4;
- Alternativa 3** – Definida pelo rearranjo das declividades dos condutos entre os Nós 1 e 6, além do aumento do diâmetro da tubulação ($d=0,60m$) de jusante ao poço de visita, representado pelo Nó 2 (ponto de controle); e
- Alternativa 4** – Foi modificada as declividades dos condutos entre os Nós 1 e 6, e procedido o aumento do diâmetro da tubulação para $d=0,60m$, em substituição à rede de galeria com diâmetro de $d=0,40m$ existente na Av. João de Barros.

A Tabela 5 mostra as novas declividades dos condutos a partir da adequação das cotas de fundo. Ainda nesta tabela, são apresentados os diâmetros considerados e os trechos correspondentes para cada alternativa simulada.

Tabela 5 - Síntese das declividades dos condutos e diâmetros correspondentes para as condições atual e alternativa.

Condição	Readequação das declividades das galerias				
	Tramo Nó 1 - Nó 2	Tramo Nó 2 - Nó 3	Tramo Nó 3 - Nó 4	Tramo Nó 4 - Nó 5	Tramo Nó 5 - Nó 6
Atual	0,35%	-1,47%	2,67%	-0,99%	-0,21%
Alternativa 1	Permanência do diâmetro da tubulação implantada ($d=0,40m$)				
	0,17%	0,18%	0,17%	0,17%	0,16%
Alternativa 2	Permanência do diâmetro da tubulação implantada ($d=0,40m$)			Aumento do diâmetro da tubulação ($d=0,60m$)	

Alternativa 3	0,29%	0,01%	0,00%	0,01%	0,00%
	Aumento do diâmetro da tubulação (d=0,60m)				
Alternativa 4	0,08%	0,01%	0,00%	0,01%	0,00%
	Aumento do diâmetro da tubulação (d=0,60m)				

Os resultados das simulações das 4 verificações consideradas são mostrados na Tabela 6, na qual se apresentam as alturas máximas das lâminas d'água do alagamento, os volumes máximos e os tempos de inundação no Nó 2 (ponto de controle), além dos erros de continuidade encontrados durante o processo de simulação das verificações propostas, para os eventos de 25-26 de junho de 2014 e 17 de maio de 2013.

Tabela 6 - Síntese dos resultados das simulações.

Condição	Aspectos	Eventos de Precipitação			
		25-26 de junho de 2014		17 de maio de 2013	
		Valor simulado	% redução	Valor simulado	% Redução
Alternativa 1	Altura máxima de inundação (m)	0,12	0%	0,27	0%
	Volume máximo de inundação (m³)	175,00	0%	681,00	0%
	Tempo de inundação (h)	5,16	0%	5,19	0%
	Erros de continuidade	Escoamento superficial		-0,03%	
		Propagação de vazão		-2,32%	
Alternativa 2	Altura máxima de inundação (m)	0,10	17%	0,27	0%
	Volume máximo de inundação (m³)	125,00	28,57%	675,00	1%
	Tempo de inundação (h)	1,38	73,25%	4,07	21,58%
	Erros de continuidade	Escoamento superficial		-0,03	
		Propagação de vazão		-5,12%	
Alternativa 3	Altura máxima de inundação (m)	0,09	25%	0,13	52%
	Volume máximo de inundação (m³)	120,00	31%	332,00	51%
	Tempo de inundação (h)	1,36	74%	4,00	23%
	Erros de continuidade	Escoamento superficial		-0,03	
		Propagação de vazão		-5,13%	
Alternativa 4	Altura máxima de inundação (m)	0,08	33%	0,11	59%
	Volume máximo de inundação (m³)	110,00	37%	289,00	58%
	Tempo de inundação (h)	1,31	75%	4,00	23%
	Erros de continuidade	Escoamento superficial		-0,03	
		Propagação de vazão		-5,20%	

Com a adequação da rede de drenagem na área de influência ao ponto de alagamento, simulada para quatro verificações, observou-se que na alternativa 1 não houve variação com relação ao cenário atual, para os eventos de precipitação simulados. Apenas a readequação das cotas, proposta por esta primeira verificação, garantiu somente condições favoráveis para escoamento das águas pluviais através dos condutos, antes dificultado pelas irregularidades presentes da rede. Esta constatação pode ser notada nos erros de continuidade gerados nos relatórios de simulação, que define a equação do balanço de massa para o escoamento e propagação das vazões nos condutos (PROCEL-SANEAR, 2012). Na condição atual, o erro de propagação de vazão era de -8,57% e passou a

ser -2,32%, para o evento de 25-26 de junho de 2014. Já para o evento de 17 de maio de 2013, o erro, que na condição atual era de -2,18%, passou a ser de -1,25%.

Nas alternativas 2, 3 e 4 para o evento de 25-26 de junho de 2014, os volumes de alagamento foram reduzidos em 28,57%, 31% e 37%, respectivamente. Para o evento de 17 de maio de 2013, as reduções foram de 1%, 51% e 58%, respectivamente. A adoção de tais medidas não garante a solução definitiva para os problemas de alagamentos ocorridos na área estudada, apenas atenuam. Além disso, nos casos em que se propôs a mudança no diâmetro da seção da tubulação existente, verificou-se um aumento na sobrecarga dos condutos na região de jusante ao sistema modificado, com incrementos médios na vazão simulada em relação ao cenário atual de 23% para o evento de 25-26 de junho de 2014 e 35% para o evento de 17 de maio de 2013.

A Figura 12 mostra a comparação entre os hidrogramas da rede de drenagem imediatamente à jusante do trecho onde foram propostas as intervenções (representado pelo conduto localizado entre os Nós 12 e 13), considerando o evento de 25-26 de junho de 2014. Na Tabela 7 são apresentados os resultados indicados no relatório de simulação, nas diferentes condições simuladas, para o mesmo evento de precipitação.

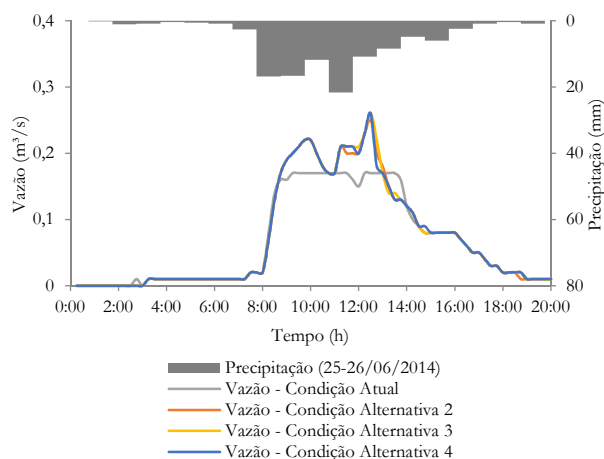


Figura 12 - Hidrogramas na rede de drenagem a jusante do sistema modificado (conduto situado entre os Nós 12 e 13).

Tabela 7 - Relatório de simulação (vazão máxima no conduto entre os Nós 12 e 13).

Situação	Vazão máxima (m³/s)	Inst. da máx. ocorrência (h:min)	Velocidade máxima (m/s)
Condição atual	0,173	12:16	0,69
Alternativa 2	0,254	12:40	0,92
Alternativa 3	0,261	12:38	0,94
Alternativa 4	0,261	12:38	0,94

2. Reservatório de detenção

Considerou-se a implantação de um reservatório de detenção (on-line) ao longo da rede de drenagem principal, mais especificamente na área de influência ao ponto de alagamento. Existem diferentes métodos para a

estimativa do volume de retenção, muito dos quais são denominados de simplificados. A experiência tem mostrado que os métodos baseados na utilização de modelos hidrodinâmicos (SWMM, HECRAS, etc.), compensam o esforço adicional na etapa de dimensionamento, visto que permitem uma economia dos custos e a detecção de falhas de dimensionamento hidráulico no projeto, impossíveis de serem visadas com as metodologias mais simplificadas (NEVES et al., 2005).

Com a utilização do SWMM, visando simular a eficiência da solução proposta para o dimensionamento preliminar do reservatório de retenção, foram aplicados métodos que definem o volume de armazenamento e também a vazão pelo método racional e equação da continuidade. Dentre os métodos existentes para obtenção do volume de armazenamento, optou-se pela aplicação do método das chuvas, definido por Baptista et al. (2005), devido à reduzida quantidade de parâmetros de entrada para a adoção de tal método, necessitando basicamente, das curvas IDF/PDF relativas a longos períodos. O método pode ser expressado por:

$$DH_{\max} = \text{Máx.} [P(D, T) - q_s \cdot D] \quad (1)$$

em que $DH_{\max}$ é a altura máxima a armazenar (m), $P(D, T)$ é a precipitação máxima (mm), D é a duração da precipitação (min ou h) e q_s é a vazão específica (mm/min), dada pela equação:

$$q_s = Q_s / A_a \quad (2)$$

sendo Q_s a vazão de saída (restrição) (m^3/s) e A_a a área de drenagem efetiva (m^2). Esta área está dada por $A_a = AC$, onde A é a área da bacia (m^2) e C é o coeficiente de escoamento pós-urbanização. O resultado deve ser convertido em mm/min para ser empregado na equação 1.

O volume máximo do reservatório é dado pelo produto entre a altura máxima a armazenar ($DH_{\max}$) e a área de drenagem efetiva (A_a).

Quanto aos parâmetros de entrada, para a obtenção da vazão afluente (Q_s) pelo método racional, no que se refere à intensidade da chuva de projeto, adotou-se o tempo de recorrência de 2 e 5 anos (coincidentes com os períodos de retorno dos eventos de precipitação simulados), geralmente utilizado para concepção dos projetos de microdrenagem (DNIT, 2006), e a duração da chuva igual ao tempo de concentração médio da área de montante ao ponto crítico estudado. A intensidade de chuva foi obtida pela equação IDF do Recife (EMLURB, 2014) e o coeficiente de escoamento adotado (C) foi de 0,86, característico de uma área com urbanização consolidada, conforme estabelece a Emburb (2014). A Tabela 8 mostra a aplicação do método das chuvas para a obtenção do volume de armazenamento do reservatório, para as recorrências preestabelecidas.

Tabela 8 - Método das chuvas: vazão de saída da área de montante (Q_s) pelo método racional.

TR (anos)	i (mm/h)	P(D,T) (mm)	Q_s (m^3/s)	$q_s = Q_s / A_a$ (mm/min)	Altura de água evacuada $q_s \cdot t$ (mm)	Altura a Armaz. $P - q_s \cdot t$ (mm)	Volume a armazen. (m^3)
2	95,63	23,91	1,07	1,60	11,87	12,04	483,08
5	111,45	27,86	1,24	1,86	13,83	14,03	563,00

As dimensões necessárias para o armazenamento são restritas às condições locais, tendo como base a largura dos logradouros e profundidade dos poços de visita existentes. As pequenas variações de cota limitam o volume a $560 m^3$ e altura útil interna de 1,00 m (Figura 13).

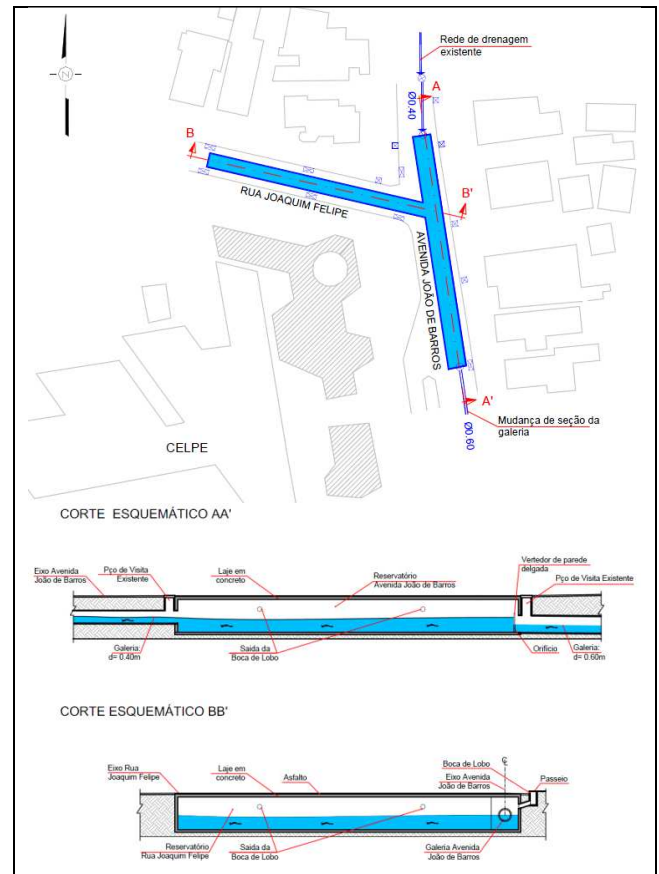


Figura 13 - Reservatório de retenção on-line na rede de drenagem.

Para a concepção desta solução, adotou-se a readequação da rede de drenagem proposta pela Verificação 2, com a rede de drenagem de chegada ao reservatório com diâmetro de $d=0,40m$ e a saída do reservatório através de um vertedor de $0,70m$ de altura e um orifício de 40×40 cm, ligado a uma galeria de saída com diâmetro de $d=0,60m$ (a partir do poço de visita representado pelo Nó 4).

A determinação da altura do vertedor, concebido em parede delgada sem contrações laterais, foi definida de tal forma que o conduto quadrado (40×40 cm) funcionasse como orifício. Além disso, a definição da altura do vertedor também esteve limitada à cota da tampa

do poço de visita situado à montante do reservatório (Nó 1 = 5,325), garantindo o vertimento das águas, quando o nível d'água dentro do reservatório atingir a cota da soleira do vertedor.

Com base na Figura 14, pôde-se observar que para o evento de 25-26 de junho de 2014 (Tr de 2 anos), o reservatório dimensionado torna-se satisfatório, uma vez que o volume produzido pelo evento encontra-se dentro da capacidade total de armazenamento do mesmo, com as alturas d'água dentro da profundidade estabelecida para o reservatório. Ainda de acordo com a citada figura, observa-se que houve o extravasamento do excedente de água dentro do reservatório através do vertedor, considerando-o com uma altura de 0,70 m. O tempo de vertimento foi de 1 hora e 15 minutos.

Já a Figura 15 obtida para o evento de 17 de maio de 2013 (Tr de 5 anos), verifica-se um achatamento no gráfico de volumes armazenados entre 5h15 e 8h, durante 2 horas e 45 minutos, propiciando nessas condições alagamentos de menor magnitude ao efetivamente ocorrido. As alturas d'água excedentes chegam ao máximo de 17 cm, com volume de alagamento de 425 m³.

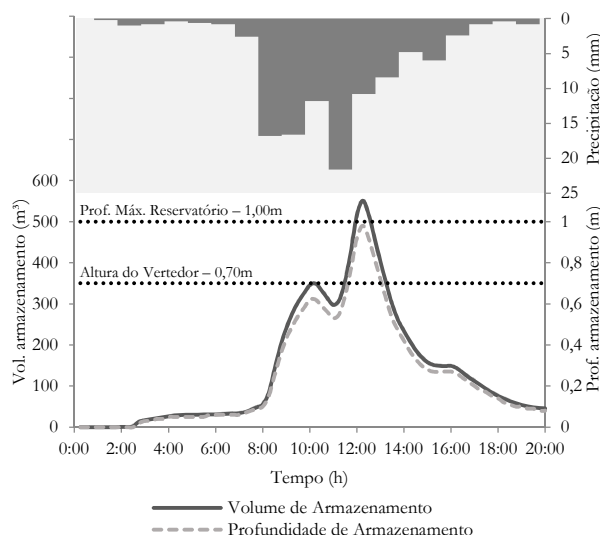


Figura 14 - Relação entre a altura d'água e volume no reservatório (Evento: 25-26 de junho de 2014).

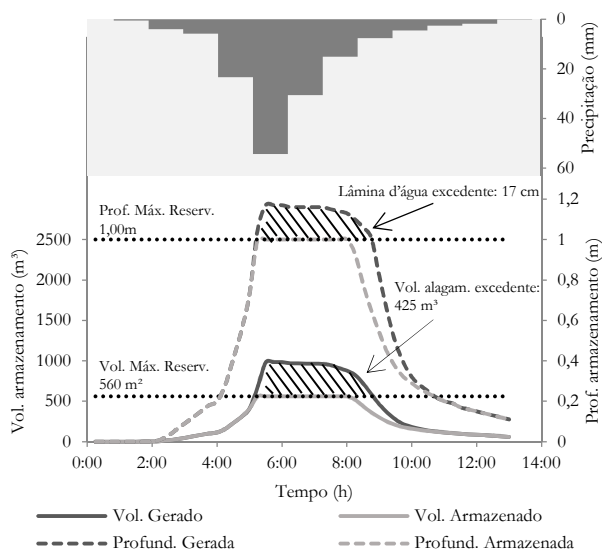


Figura 15 - Relação entre a altura d'água e volume no reservatório (Evento: 17 de maio de 2013).

De forma resumida, a Tabela 9 apresenta uma síntese dos resultados obtidos através da simulação do reservatório e a condição atual para os eventos considerados, mostrando os percentuais de redução provocados pelo efeito desta solução. Os resultados mostrados são alguns dados do relatório de simulação referente ao ponto de alagamento estudado (Nó 2), no que diz respeito ao tempo inundado e respectivo volume de inundação.

Nota-se que, no cenário com controle, há uma redução do tempo de inundação (30,25%), o volume de inundação é menor, com um decréscimo de aproximadamente 38%, o que vem a corroborar com a redução da vazão de pico para eventos com recorrência de 5 anos. Para eventos com recorrência de 2 anos, o reservatório de detenção proposto é satisfatório.

Tabela 9 – Síntese dos resultados das simulações.

Evento	Condição	Tempo de inundação (h)	Lâmina d'água (m)	Volume de alagamento (m³)
25-26/06/2014	S/ Controle	5,16	0,12	175
	C/ Controle	ZERO	ZERO	ZERO
Redução (%)		-	-	-
17/05/2013	S/ Controle	5,19	0,27	681
	C/ Controle	3,62	0,17	425
Redução (%)		30,25	37,03	37,59

CONCLUSÕES

Durante a modelagem, verificou-se que o local apresenta condição desfavorável de escoamento pelos condutos subterrâneos, apresentando trechos de galerias com declividade negativa. Isso mostra que, além da defasagem do sistema de drenagem, concebido para o padrão urbanístico quando implantado, esta irregularidade da rede pode ser uma das causas dos alagamentos recorrentes na área estudada.

A adequação da rede de drenagem simulada em quatro alternativas não garante a solução definitiva para os problemas de alagamentos ocorridos na área estudada, apenas atenuam. Isso porque nos casos em que se propôs a mudança no diâmetro da seção da tubulação existente, verificou-se um aumento na sobrecarga dos condutos na região de jusante ao sistema modificado, com incrementos médios na vazão simulada em relação ao cenário atual de 23% para o evento de 25-26 de junho de 2014 e 35% para o evento de 17 de maio de 2013.

Com a implantação de um reservatório de retenção, na ocorrência do evento de 25-26 de junho de 2014, o mesmo se mostrou satisfatório. Já para o evento de 17 de maio de 2013, o volume de alagamento foi reduzido em aproximadamente 38%, apresentando tempo de inundação também menor, quando comparados à condição atual (30,25% menor).

REFERÊNCIAS

- BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S. *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*. Porto Alegre, RS: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2005.
- CANHOLI, A. P. *Drenagem Urbana e Controle de Enchentes*. Editora: Oficina de Textos, São Paulo-SP, 2005.
- DECINA, T. G. T.; BRANDÃO, J. L. B. Análise de desempenho de medidas estruturais e não estruturais de controle de inundações em uma bacia urbana. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 21, n. 1, jan./mar. 2016.
- DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *Manual de Drenagem de Rodovias*. Rio de Janeiro - RJ, 2006.
- EMLURB. *Relatório de andamento do RAP - Caracterização da Área de Influência Direta – AID*. In: Estudo elaboração dos estudos de concepção para gestão e manejo de águas pluviais e drenagem urbana do Recife. (Versão concedida em visita técnica). Recife, PE, out. 2013.
- _____. *Manual de drenagem urbana da cidade do Recife*. In: Estudo elaboração dos estudos de concepção para gestão e manejo de águas pluviais e drenagem urbana do Recife. (Versão concedida em visita técnica). Recife, PE, mai. 2014.
- GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D. Monitoramento hidrológico e modelagem urbana da bacia do Arroio Cancela – RS. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 11, n. 4, p. 99-108, out./dez. 2006.
- JIANG, L.; CHEN, Y.; WANG, H. Urban flood simulation based on the SWMM model. *Remote Sensing and GIS for Hydrology and Water Resources*, v. 368, p. 186-191, 2015.
- MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; MASCARENHAS, F. C. B.; SANTOS, R. B. Storage measures as compensatory techniques for urban lowlands flood control. *International Journal of Sustainable Development and Planning*, v. 9, n. 2, p. 225–236, 2014.
- NEVES, M. G. F. P.; TASSI, R.; ALLASIA, D. G.; VILLANUEVA, A. O. N. Propostas de melhorias nos reservatórios para controle de cheias urbanas. In: XX Congreso Nacional del Agua y III Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur, 2005, Mendoza/Argentina. *Anais...* XX Congreso Nacional del Agua y III Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur, 2005.
- PROCEL-SANEAR. *Modelo de Gestão de Drenagem Urbana – Manual do Usuário*. João Pessoa, PB: LENHS-UFPB, 2012.
- SILVA, P. O.; CABRAL, J. J. S. P. Atenuação de picos de vazão em área problema: estudo comparativo de reservatórios de retenção em lote, em logradouros e em grande área da bacia. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, n. 2, p. 7-18, abr./jun. 2014.
- SILVA JÚNIOR, M. A. B. *Alternativas compensatórias para controle de alagamentos em localidade do Recife - PE*. 2015. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de Pernambuco, Recife, 2015.
- YANNOPOULOS, S. I.; GRIVAKI, G.; GIANNPOULOU, Io.; BASBAS, S.; OIKONOMOU, E. K. Environmental impacts and best management of urban stormwater runoff: measures and legislative framework. *Global NEST Journal*, v. 15, n. 10, p. 324-332, 2013.