UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

EDINILSON DE CASTRO FERREIRA

MODELAGEM COMPUTACIONAL COM APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE DESENVOLVIMENTO DE BAIXO IMPACTO NA BACIA URBANA DO RIACHO MOXOTÓ NA CIDADE DE RECIFE/PE

Recife
2017

EDINILSON DE CASTRO FERREIRA

MODELAGEM COMPUTACIONAL COM APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE DESENVOLVIMENTO DE BAIXO IMPACTO NA BACIA URBANA DO RIACHO MOXOTÓ NA CIDADE DE RECIFE/PE

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Área de concentração: Recursos Hídricos

Orientador: Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral.

Recife

2017

Catalogação na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

F383m Ferreira, Edinilson de Castro.
Modelagem computacional com aplicação de técnicas de desenvolvimento de baixo impacto na bacia urbana do riacho Moxotó na cidade de Recife/PE / Edinilson de Castro Ferreira. – 2017.
90 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Drenagem urbana. 3. Desenvolvimento de baixo impacto. 4. SWMM. I. Cabral, Jaime Joaquim da Silva Pereira. (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2017-294

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

“MODELAGEM COMPUTACIONAL COM APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE DESENVOLVIMENTO DE BAIXO IMPACTO NA BACIA URBANA DO RIACHO MOXOTÓ NA CIDADE DE RECIFE/PE”

defendida por

Edinilson de Castro Ferreira

Considera o candidato APROVADO

Recife,31 de Julho de 2017

Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral – Orientador – UFPE

Banca Examinadora:

_____
Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral
(Orientador)

_____
Prof. Dr. Paulo Frassinete de Araújo Filho
(Examinador externo)

_____
Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto
(Examinador interno)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pelo dom da vida e por me conceder a oportunidade de estudar uma parte de sua grandiosa natureza.

A toda minha família. Em especial aos meus pais, Anilson de Melo e Edjane de Castro, pelo amor e o incentivo ao estudo. Aos meus filhos Gabriel Mateus e Miguel Mateus e a minha esposa Magdala Mateus pela ajuda, compreensão e por acreditarem em mim. As minhas irmãs Ediani de Castro e Anicleide Risomar e a minha sobrinha Catarina de Castro pelo amor e alegria transmitidos.

Ao meu orientador, Professor Dr. Jaime Joaquim da S. P. Cabral, pelos ensinamentos e experiência transmitidas que me fizeram aumentar a minha força de vontade para aprender cada dia mais a ciência dos Recursos Hídricos.

Aos professores que fizeram parte da banca, Professor Alfredo Ribeiro e Professor Paulo Frassinete, pela aceitação ao convite e pelas sugestões recomendadas.

Ao engenheiro civil da EMLURB, Pedro de Oliveira, que teve uma importante participação neste trabalho com dicas e discussões sempre enriquecedoras, e ao engenheiro civil do Departamento de Recursos Hídricos da UFPE, Severino Lopes, pelo apoio dado nos ensaios e visitas em campo.

Aos amigos da pós-graduação, Gastão, Bruno, Vitor, Marcos e Jonatas, pela convivência agradável e as discussões e contribuições ao trabalho.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE.

A CAPES pela bolsa de mestrado concedida.

Enfim, a todos que de forma direta ou indireta contribuíram para elaboração deste trabalho.

RESUMO

O crescimento desordenado das cidades tem provocado alterações no ciclo hidrológico, as quais refletem-se em problemas de alagamentos nas áreas urbanas. As principais alterações dizem respeito aos impactos dos sistemas de drenagem urbana que provocam a diminuição da infiltração e interceptação e o aumento do escoamento superficial. A cidade do Recife reflete bem essas alterações, com um processo de ocupação desordenado somado a um sistema de drenagem bastante vulnerável, por estar em cotas baixas e assim sofrer interferência dos níveis da maré. Como forma de minimizar essas alterações, a ciência e os gestores passam a considerar a possibilidade da implantação de sistemas sustentáveis de drenagem, ou técnicas de desenvolvimento de baixo impacto (LID), analisando a possibilidade de as mesmas funcionarem em consonância com sistemas tradicionais. Este trabalho propõe-se a analisar, quais os benefícios, em termos hidrológicos, da aplicação das técnicas de baixo impacto em uma área urbana, tendo como área piloto a bacia do riacho Moxotó, localizada na cidade do Recife/PE. A bacia do Moxotó abrange parte dos bairros da Cohab e do Barro e o todo o bairro do Ibura e tem como afluentes principais os canais do Ibura e o riacho do Moxotó. Utilizando o modelo SWMM (*Storm Water Model Management*) e seus recursos de aplicação LID, foram realizadas inicialmente modelagens do cenário considerado de pré-desenvolvimento, com apoio de ortofotos da área de 1974, e do cenário atual. Essas duas modelagens serviram de apoio para aplicação dos modelos com os cenários de aplicação de técnicas LID, uma vez que as mesmas visam replicar a condição de pré-desenvolvimento da área em termos hidrológicos. As técnicas LID analisadas nesse estudo foram: pavimento permeável, detenção em lote e aplicação de uma bacia de detenção. As modelagens foram feitas por eventos observados de chuva, o qual foi utilizado um evento de junho de 2014. Para calibração do modelo, foi realizada uma medição de vazão no exutório da bacia. Os resultados demonstraram um aumento de 2,7 vezes do pico de vazão e de 1,9 o volume total de escoamento com a urbanização. Após a aplicação das técnicas LID no cenário atual, os resultados demostraram que a aplicação de uma bacia de detenção foi o que apresentou melhores resultados em relação a redução do volume total escoado, diminuindo 62% deste. Já em relação a atenuação do pico de vazão a aplicação de pavimentos permeáveis apresentou o melhor desempenho, com uma redução de 60%. A partir dos resultados é possível concluir que as técnicas LID pavimento permeável e detenção em lotes auxiliam a redução de escoamento, sendo uma alternativa viável em áreas densamente urbanizadas. Já o uso de uma grande bacia de detenção, apesar dos melhores resultados em termos hidrológicos, requer grandes investimentos.

Palavras-chave: Drenagem urbana. Desenvolvimento de baixo impacto. SWMM.

ABSTRACT

The disorderly growth of cities has caused changes in the hydrological cycle, which are reflected in flooding problems in urban areas. The main changes relate to the impacts of urban drainage systems that reduce the infiltration and interception and increase the surface runoff. The city of Recife reflects these alterations well, with a disorderly occupation process added to a very vulnerable drainage system, because it is at low levels and thus undergoes interference from tide levels. As a way of minimizing these changes, scientists and managers now consider the possibility of implementing sustainable drainage systems, or low-impact development techniques (LIDs), analyzing the possibility that they work in line with traditional systems. This paper proposes to analyze the hydrological benefits of the application of low impact techniques in an urban area. The pilot area is the Moxotó stream basin, located in the city of Recife / PE. The Moxotó basin covers part of the neighborhoods of Cohab and Barro and the entire neighborhood of Ibura and has as main tributaries the channels of the Ibura and the creek of the Moxotó. Using the SWMM (Storm Water Model Management) model and its LID application resources, modeling of the pre-development scenario, with orthophotos support from the 1974 area, and the current scenario were initially performed. These two models served as support for the application of the models with the application scenarios of LID techniques, since they aim to replicate the pre-development condition of the area in hydrological terms. The LID techniques analyzed in this study were: permeable pavement, batch detention and application of a detention basin. The modeling was done by observed events of rain, which was used an event of June 2014. For calibration of the model, a flow measurement was carried out in the exudation of the basin. The results showed a 2.7 fold increase in peak flow and 1,9 fold total flow with urbanization. After applying the LID techniques in the current scenario, the results demonstrated that the application of a detention basin was the one that presented the best results in relation to the reduction of the total volume drained, decreasing 62% of this. Regarding the attenuation of the peak of flow, the application of permeable pavements presented the best performance, with a reduction of 60%. From the results it is possible to conclude that the LID permeable pavement and batch detention techniques help to reduce the flow, being a viable alternative in densely urbanized areas. Already the use of a large basin of detention, despite the best hydrological results, requires greats investments.

Keywords: Urban drainage. Low impact development. SWMM.

Lista de Ilustrações

Figura 1 - Características do balanço hídrico numa bacia urbana 17
Figura 2 - Impacto da urbanização na resposta hidrológica 18
Figura 3 - Impacto da urbanização na resposta hidrológica 19
Figura 4 - Regiões Político-Administrativa (RPAs), Microrregiões e bairros 23
Figura 5 - Pontos Críticos de alagamentos na cidade do Recife/PE 24
Figura 6 - Parâmetros urbanísticos das condições de desenvolvimento convencional e de LID.....27
Figura 7 - Representação Idealizada da sub-bacia. 35
Figura 8 - Modelo de Reservatório Não-Linear para a sub-bacia 35
Figura 9 - Representação conceitual de um controle LID – Bacia de infiltração 38
Figura 10 - Bacia Hidrográfica do rioacho Moxotó na cidade do Recife/PE 39
Figura 11 - Imagens ao longo do canal do Ibura e do Riacho do Moxotó 40
Figura 12 - Fluxograma das etapas do trabalho 41
Figura 13 - Discretização das sub-bacias do canal do Ibura e do riacho do Moxotó.42
Figura 14 - Imagem de 1974 e 2013, vetorização áreas impermeáveis (1974) e classificação (2013).....44
Figura 15 - Locais das seções transversais inseridas na modelagem 45
Figura 16 - Levantamento topográfico da seção 03 no canal do Ibura.....45
Figura 17 - Mapa de declividade percentual da bacia do riacho Moxotó.....47
Figura 18 - Evento de precipitação dos dias 24 e 25 junho de 2014 (Evento 01). 48
Figura 19 - Evento de precipitação dos dias 29 e 30 de maio de 2016 (Evento 02). 48
Figura 20 - Perfil longitudinal canal do Ibura e riacho do Moxotó. 49
Figura 21 - Seção onde foi realizada as medições de vazão 52
Figura 22 - Representação de um sistema de pavimento permeável 53
Figura 23 - Ajuste dos parâmetros da sub-bacia após a introdução do LID 56
Figura 24 - Local escolhido para implantação da bacia de detenção 61
Figura 25 - Mapa das áreas impermeáveis das imagens de 1974 (Cenário de pré-urbanização).....62
Figura 26 - Resultado da classificação supervisionada das imagens do cenário atual 63
Figura 27 - Ocupações irregulares nas margens do canal do Ibura (a,b) e riacho do Moxotó (c,d). 64

Figura 28 - Trecho do hidrograma simulado após a calibração do modelo 69
Figura 29 - Hidrograma cenário atual e de pré-urbanização para o evento 01 70
Figura 30 - Gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para o evento 01.....71
Figura 31 - Hidrograma cenário atual e de pré-urbanização para o evento 02 71
Figura 32 - Gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para o evento 02.....72
Figura 33 - Ponto crítico de alagamento na av. Dois Rios – Ibura, local onde foi detalhada a microdrenagem na modelagem 73
Figura 34 - Perfil longitudinal da rede de microdrenagem e influência do riacho do Moxotó no escoamento da rede. 74
Figura 35 - Hidrograma após a aplicação do pavimento permeável 77
Figura 36 - Gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo após aplicação do pavimento permeável 77
Figura 37 - Hidrograma – cenários com detenção em lote com e sem dispositivos de saída 80
Figura 38 - Gráfico de volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo – cenário com detenção em lote com e sem dispositivos de saída.....80
Figura 39 - Hidrograma para o cenário com uma bacia de detenção.....83
Figura 40 - Gráfico de volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para o cenário com uma bacia de detenção.....83
Figura 41 - Gráfico com todos os resultados analisados.....86

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Sistema atual de macrodrenagem da cidade do Recife/PE. Fonte: Emlurb (2015).....22
Tabela 2 - Exemplos de infraestruturas de LID e algumas especificações sobre estas. Fonte: Zanandrea (2016) 28
Tabela 3 - Modelos Hidrológicos Aplicados à Drenagem Urbana. Fonte: Viessman e Lewis (2002) apud Collodel (2009).....33
Tabela 4 - Distância recomendada entre as verticais.....51
Tabela 5 - Número de pontos de medição na vertical 51
Tabela 6 - Áreas impermeáveis em cada sub-bacia e percentuais de aumento 64
Tabela 7 - Dados de entrada das sub-bacias do modelo SWMM 65
Tabela 8 - Parâmetros de entrada de cada trecho no modelo SWMM.....66
Tabela 9 - Resultado das medições de rotação e cálculo das velocidades em cada ponto. 67
Tabela 10 - Resultado das vazões em cada ponto e da vazão total 68
Tabela 11 - Resultado da calibração do coeficiente de Manning 69
Tabela 12 - Parâmetro considerados para simulação do pavimento permeável no SWMM 75
Tabela 13 - Distribuição das áreas de pavimento permeável em cada sub-bacia.....76
Tabela 14 - Parâmetros necessários para simulação dos microrreservatório de detenção no SWMM.....78
Tabela 15 - Quantidade total de reservatório em cada sub-bacia.....79
Tabela 16 - Principais parâmetros da bacia de detenção 82

Lista de Siglas e Abreviaturas

ABC - Análise de Bacias Complexas

BMP – Best Management Practices

CEMADEN – Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

EMLURB - Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana

FIDEM - Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitano do Recife

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IPH - Instituto de Pesquisas Hidráulicas

LID - Low Impact Development

MDT - Modelo Digital do Terreno

PCSWMM - Personal Computer Storm Water Management Model

PDDU - Plano Diretor de Drenagem Urbana

PDU - Planos Diretores de Urbanização

RMR - Região Metropolitana de Recife

RPA - Regiões Político-Administrativas

SCS - Soil Conservation Service

SIG - Sistema de Informações Geográfica

SuDS - Sustainable Drainage Systems

SWMM - Sotrm Water Manegement Model

USEPA - United States Environmental Protection Agency

USP - Universidade de São Paulo

WSUD - Water Sensitive Urban Desing

ZEPA - Zona Especial de Proteção Ambiental

SUMÁRIO

1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA 12
2 OBJETIVOS 15
2.1 Objetivo Geral 15
2.2 Objetivos Específicos 15
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 16
3.1 O impacto da urbanização convencional nos sistemas de drenagem 16
3.1.1 Gestão da drenagem urbana e medidas de controle 19
3.1.2 A problemática da urbanização e da drenagem urbana em Recife/PE 21
3.2 Alternativas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) 25
3.3 Modelagem Hidrológica de Bacias Urbanas 30
3.3.1 Modelo SWMM (Storm Water Manegement Model) 33
4 MATERIAIS E MÉTODOS 39
4.1 Área de estudo 39
4.2 Estratégia Metodológica 41
4.2.1 Caracterização física da bacia e levantamento dos dados 41
4.2.2 Simulação dos cenários de pré-desenvolvimento e do cenário atual 45
4.2.2.1 Dado observado de vazão e calibração modelo 50
4.2.3 Simulação dos cenários com aplicação das práticas LID 53
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO 62
5.1 Dinâmica da expansão urbana 62
5.2 Parâmetros do modelo SWMM 65
5.2.1 Resultado da calibração e medição de vazão 67
5.3 Cenário de pré-urbanização e cenário atual 69
5.4 Cenários com aplicação de técnicas LID 74
5.4.1 Pavimento permeável 75
5.4.2 Microrreservatório de detenção em lote 78
5.4.3 Bacia de detenção 81
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 84
REFERÊNCIAS 87

1. RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A ocupação territorial urbana, sem o devido planejamento integrado das diversas infraestruturas necessárias ao desenvolvimento harmônico da cidade, desencadeou o surgimento de problemas de drenagem por ocasião dos eventos hidrológicos de alta intensidade. Com a expansão territorial, sem uma legislação e uma fiscalização que garanta o disciplinamento adequado do uso e ocupação do solo, os problemas de alagamentos e inundações tendem a se intensificar.

As obras de macrodrenagem, constituídas da execução de projetos de canais – retificação da calha principal, obras de aterros das áreas alagadiças e obras secundárias como bueiros, galerias, bocas-de-lobo –, tornaram-se ações de destaque dos governantes municipais da segunda metade do século XX, com repercussão política significativa e geradora de anseios de desenvolvimento da cidade, particularmente com relação à expansão do acesso viário e ocupação de terras até então inaproveitáveis. A conscientização de integração ambiental do espaço urbano começou a ser sentida a partir dos graves problemas gerados pelo desenvolvimento urbano caótico, em que as obras de infraestrutura voltadas ao saneamento básico somente se realizavam depois de consolidados os graves problemas à saúde pública e à segurança das habitações, patrimônios e vidas humanas (RIGHETTO, 2009).

A evolução das áreas impermeáveis devido ao processo de urbanização descontrolada, traz como resultado o desencadeamento de impactos ambientais, principalmente hidrológicos. O surgimento de centros urbanos sem o devido planejamento põe em risco o balanço hídrico, devido às alterações geradas no ciclo hidrológico natural. Com impermeabilização, a água não infiltra no solo e escoa superficialmente rumo ao sistema de drenagem urbana ou diretamente aos cursos de água (FRITZEN & BINDA, 2011).

A cidade do Recife possui peculiaridades geográficas que devem ser consideradas para a sustentabilidade do seu sistema de drenagem. As baixas cotas de seu território em relação ao nível do mar, áreas planas, lençol freático próximo à superfície e aflorante na estação chuvosa, influência dos níveis das marés, são características naturais que dificultam a drenagem. O sistema de drenagem do Recife também é prejudicado devido canalização de riachos urbanos e ocupação de suas margens por

construções regulares e irregulares, alta taxa de impermeabilização do solo, destino inadequado dos resíduos sólidos e falta de saneamento (PREUS et al., 2011).

A complexidade envolvida no manejo eficiente da bacia urbana e, em particular, da drenagem demandam estudos e avaliações continuados, com a compreensão de que a dinâmica da cidade envolve múltiplos sistemas e atores, e as questões são sempre atuais, exigindo, portanto, conceitos e tecnologias novos e ampla discussão nas mais variadas esferas que compõem as forças sociais da cidade. A base de análise deve evidente e necessariamente ser a de um Plano Diretor da Cidade no qual se integra o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) (RIGHETTO, 2009).

Na tentativa de sanar boa parte das deficiências apresentadas pelos sistemas de drenagem tradicional, são desenvolvidos métodos compensatórios de manejo de águas pluviais (também denominados Best Management Practices, BMPs) os quais são constituídos de planejamento em escala de bacia e da aplicação de dispositivos de armazenamento e infiltração (e.g. detenções, retenções, pavimentos permeáveis, microrreservatórios, valos e trincheiras de infiltração) (SOUZA, CRUZ & TUCCI, 2012).

Dentre os métodos compensatórios de manejo das águas, surge a abordagem americana de desenvolvimento de baixo impacto – *Low Impact Development (LID).*

Para o *Department of Defense* (2004), LID é uma estratégia de gestão das águas pluviais, com foco na restauração das funções hidrológicas do local, visando a proteção do recurso natural e requerimentos ambientais regulamentários. O desafio de planejar com LID se encontra em buscar o controle de quantidade e qualidade, por intermédio de práticas integradas e estratégias de projeto, que incluem: retenção e/ou detenção; controle e captura de poluentes, recarga subterrânea, valorização estética da propriedade; e uso múltiplo das áreas, satisfazendo normas locais por áreas verdes ou espaço com vegetação.

A bacia do riacho Moxotó, localizada em grande parte no bairro do Ibura, em uma das regiões da cidade do Recife que sofre um processo de ocupação desordenada. Seus principais cursos de água, o canal do Ibura e o Riacho do Moxotó, em vários trechos, tem-se visto suas margens ocupadas, e somando-se a isso, é observado ao longo dos seus cursos várias contribuições de esgoto doméstico. Baseado nessa realidade esse trabalho propõe-se a analisar a possibilidade de aplicação de práticas de

desenvolvimento de baixo impacto em áreas urbanas, como forma de mitigação dos impactos hidrológicos.

Considerando ainda o alto custo das medidas de controle de drenagem quando a ocupação já está em fase avançada (TUCCI, 2005), deve-se buscar alternativas adequadas e viáveis dentro da realidade socioeconômica da região.

Entende-se então, que se faz necessária uma avaliação adequada dos diferentes impactos envolvidos e das características da dinâmica de expansão urbana local. Uma ferramenta muito utilizada na avaliação quantitativa destes impactos é o uso de modelos computacionais de drenagem urbana. Portanto, nesse estudo, torna-se relevante a realização de simulações hidrológicas, tendo como área de aplicação a bacia do riacho do Moxotó, a fim de avaliar impactos e propor medidas visando o desenvolvimento urbano sustentável, analisando alternativas benéficas hidrologicamente.

1. OBJETIVOS

1.1. Objetivo Geral

Analisar a aplicação de medidas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) em área urbana consolidada, a partir da avaliação do aumento do escoamento superficial provocado pela expansão das áreas impermeáveis na sub bacia do canal do Ibura em Recife/PE.

1.2. Objetivos Específicos

- Realizar a modelagem hidrodinâmica da sub bacia do Ibura afim de verificar a capacidade do sistema de macrodrenagem da região.

- Diagnosticar os pontos críticos de alagamentos na área de estudo.

- Analisar a possibilidade de replicar o cenário de pré-desenvolvimento em termos de escoamento superficial e volume total de escoamento, a partir da aplicação de técnicas de sustentáveis de drenagem urbana.

- Com o uso do Modelo de Gestão das Águas Pluviais SWMM, avaliar as Técnicas de Baixo Impacto: pavimento permeável, detenção em lote e bacia de detenção na bacia em estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. O impacto da urbanização convencional nos sistemas de drenagem

O homem, a partir da ocupação do espaço geográfico tem influenciado, direta ou indiretamente, alterações no meio ambiente. Talvez, hoje sejam as cidades as formas mais agressivas de alteração do ambiente natural e, consequentemente, este local torna-se palco de diferentes impactos ambientais, que muitas vezes trazem consequências para a população. Dentre essas alterações no ambiente, citam-se as alterações no ciclo hidrológico e nas características naturais da drenagem, o que pode acarretar problemas como inundações, assoreamento e erosão (FRITZEN & BINDA, 2011).

Em países em desenvolvimento, como o Brasil, observa-se, em geral, o crescimento desordenado das cidades, sem controle adequado sobre o uso do solo e sem uma vinculação ao Plano Diretor Urbano. A cidade como o ponto de atração, favorecendo a migração na busca de melhores condições de vida, sofre um aumento populacional não programado e os habitantes mais pobres ocupam zonas críticas de forma desordenada, em sub-residências, sem a necessária realização de infraestrutura que seria necessária. O resultado, são cidades sem sistemas de drenagem e saneamento adequado, com alta densidade populacional e grande pressão social (MIGUEZ, MASCARENHAS & MAGALHÕES, 2007).

A urbanização contribui para mudanças no fluxo de radiação e na quantidade de precipitação, na evaporação e evapotranspiração, na infiltração em solos e consequentemente provoca mudanças no ciclo hidrológico. Os efeitos das grandes áreas urbanas no microclima local têm sido reconhecidos a muito tempo e ocorrem como resultado de mudanças no regime de energia, poluição do ar e padrões de circulação do ar causados pelas construções e transformações na cobertura terrestre (MARSALEK et al., 2006).

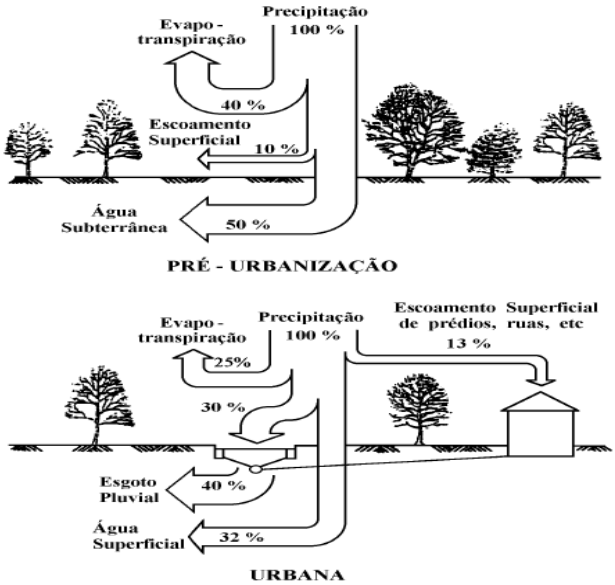
Collischonn e Dornelles (2013) ressalta que quando uma obra de drenagem é dimensionada sem levar em conta as transformações que podem ocorrer na bacia, ela pode apresentar problemas de funcionamento em curto espaço de tempo, em função do processo de urbanização. Isso ocorreu em diversas cidades brasileiras na

segunda metade do século XX, que foi um período marcado por imenso processo de urbanização no Brasil, e continua ocorrendo em alguns casos.

Tucci (2005) esclarece que o desenvolvimento urbano altera os componentes do ciclo hidrológico natural através das alterações na superfície do solo. Com a impermeabilização através de telhados, ruas, calçadas e pátios, a água que antes infiltrava, passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial, ou seja o volume que antes escoava lentamente pela superfície do solo e ficava retido na vegetação, com a urbanização, passa a escoar pelos canais, exigindo maior capacidade de escoamento das seções.

O mesmo autor avaliou o escoamento superficial na bacia do rio Belém em Curitiba. Com uma área de drenagem de 42 km² e áreas impermeáveis da ordem de 60% foi obtido um aumento de 6 vezes na vazão média de cheia das condições rurais para a condição atual de urbanização. Na Figura 1 é apresentada a vazão média de cheia em função da área de drenagem para a bacias rurais e para a bacia do rio Belém.

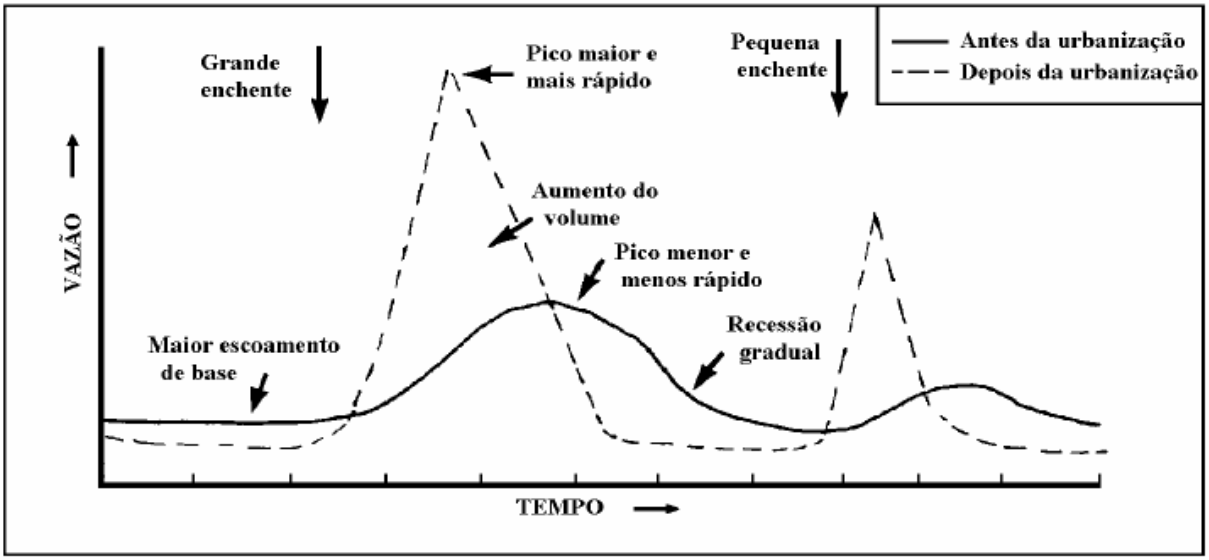
Figura 1 - Características do balanço hídrico numa bacia urbana



Fonte: Tucci (2005)

Outras constatações da urbanização é a redução do tempo de pico, ou seja, o tempo de concentração de uma bacia urbana tende a ser menor do que um de uma bacia rural (Figura 2). Com a redução da infiltração, o aquífero tende a diminuir o nível do lençol freático por falta de alimentação, reduzindo o escoamento subterrâneo.

Figura 2 - Impacto da urbanização na resposta hidrológica



Fonte: Tucci (2005)

Portanto, a ocupação do espaço urbano, sem considerar suas limitações, tem causado efeitos diretos sobre os recursos hídricos no meio ambiente antrópico. O desmatamento, a substituição da cobertura vegetal natural, a instalação de redes de drenagem artificial, a ocupação das áreas de inundação, a impermeabilização das superfícies, vistos sob um enfoque “imediatista” da ocupação do solo, refletem-se diretamente sobre o processo hidrológico urbano, com alterações drásticas de funcionamento dos sistemas de drenagem urbanos (Figura 3) (RIGHETTO, 2009).

Figura 3 - Impacto da urbanização na resposta hidrológica

Fonte: Righetto (2009)

2.1.1. Gestão da drenagem urbana e medidas de controle

Segundo Tucci (2005) o controle atual do escoamento na drenagem urbana tem sido realizado de forma equivocada, com sensíveis prejuízos para a população. A origem dos impactos é devida principalmente a dois erros:

- Princípios dos projetos de drenagem: A drenagem urbana tem sido desenvolvida com a falsa crença que a melhor drenagem é a que retira a água pluvial excedente o mais rápido possível do seu local de origem.
- Avaliação e controle por trechos: São construídos canais para evitar a inundação em cada trecho crítico. A canalização dos pontos críticos acaba apenas transferindo a inundação de um lugar para o outro.

Nas áreas ribeirinhas, onde a tendência de desenvolvimento é pressionar sua ocupação, a gestão tem sido aumentar a capacidade do rio, permitindo que a população ocupe o leito menor até a sua margem.

O gerenciamento da drenagem urbana faz parte do gerenciamento do espaço urbano. Este se realiza por meio dos chamados Planos Diretores de Urbanização (PDUs) ou

de Uso do Solo Urbano. Segundo IBGE (2000) escrito por Cruz, Souza e Tucci (2007) dos 5.507 municípios brasileiros, apenas 841 possuem PDUs (15,3%), sendo que destes, apenas 489 com data posterior a 1990 (8,9%). Se forem considerados apenas os municípios com mais de 20.000 habitantes, 485 possuem PDU de um total de 1.483 (32,7%). Ainda assim, os planos existentes, em sua maioria absoluta, concentram sua abordagem em aspectos arquitetônicos e urbanísticos, sem um maior aprofundamento nas questões ambientais e principalmente de drenagem. Isto demonstra a carência de instrumentos legais adequados aos cenários de planejamento sustentável dos setores urbanos.

As medidas de correção que visam minimizar os impactos causados pelas inundações são classificadas, de acordo com sua natureza, em medidas estruturais e medidas não estruturais.

As medidas estruturais correspondem as obras que podem ser implantadas visando a correção e/ou prevenção dos problemas decorrentes de enchentes. As medidas não estruturais são aquelas em que se procura reduzir os danos ou as consequências das inundações, não por meio de obras, mas pela introdução de normas, regulamentos e programas que visem, por exemplo, ao disciplinamento do uso e ocupação do solo, a implementação de sistemas de alerta e a conscientização da população para a manutenção dos dispositivos de drenagem (CANHOLI, 2005).

Para Martins (2012), a gestão da drenagem urbana compreende um conjunto de técnicas e ações que podem ser resumidas em três grupos: Planejamento, Procedimento e Preparo:

- O Planejamento inclui atividades como a elaboração dos planos diretores, projeto e implantação de sistemas de redução de risco e exige o uso maciço de todo o elenco de medidas, estruturais e não estruturais.
- O Procedimento compreende a operação e manutenção dos sistemas estruturais implantados, a execução do monitoramento, previsão de eventos e antecipação de extremos e a adoção de medidas de sustentação, como campanhas de conscientização, capacitação e fortalecimento da máquina institucional encarregada do setor. Políticas de implantação de técnicas compensatórias que favoreçam a permeabilidade, a detenção e a depuração são exemplos de procedimentos sustentáveis a serem executados de forma permanente.

- O Preparo compreende a organização para resposta às emergências relacionadas ao sistema de drenagem urbana. A resposta a emergências exige, antecipação e treinamento apropriado em diversos setores. Os planos de ação emergencial já são exigidos atualmente para os grandes empreendimentos, como barragens, usinas nucleares e grandes indústrias que tem potencial de causar danos ao meio ambiente e populações, e devem integrar em breve os instrumentos de gestão da drenagem.

2.1.2. A problemática da urbanização e da drenagem urbana em Recife/PE

Recife possui uma área de 219 km², 1.537.704 habitantes e densidade demográfica de 7037,6 hab/km² (IBGE, 2010). Os primeiros núcleos urbanos surgiram nos pontos extremos do porto e seu processo de urbanização intensificou-se no século XX, com a modificação do espaço horizontal e vertical, acarretando transformações nos ecossistemas naturais. Na década de 1960, Recife recebeu muitos imigrantes vindos do interior do Estado de Pernambuco e de toda RMR, com ocupação de muitas áreas ribeirinhas e consequentes inundações dos bairros do centro e do Oeste (PREUS et al., 2011).

A cidade do Recife, que tem nas suas águas a expressão máxima de sua feição urbana, além de morros que emolduram uma região costeira inundável, também sofre com intenso processo de urbanização. Seu território, formado por uma planície aluvionar de terraços quaternários, é entremeado por uma rede de águas que faz interface com o oceano atlântico, constituída de 3 rios principais Beberibe, Capibaribe e Tejipió e diversos riachos além de 99 canais que deságuam num delta comum formado por ilhas, manguezais e grandes massas d'água (CARMO, BEZERRA & VASCONCELOS, 2014). A rede de microdrenagem é composta por galerias e canaletas, apresentando, aproximadamente, uma extensão total de 1.580 km.

A Tabela 1 resume o sistema de macrodrenagem atual da cidade do Recife:

Tabela 1 - Sistema atual de macrodrenagem da cidade do Recife/PE. Fonte: Emlurb (2015)

Rios	Nº de Canais	Extensão (km)		
		Revestido	Sem Revestimento	Total
Capibaribe	33	29,005	10,24	39,245
Beberibe	25	18,057	12,103	30,16
Tejipió	14	5,5	11,735	17,245
Jordão*	3	12,705	0,435	13,14
Jiquiá*	18	15,601	9,826	25,427
Jaboatão	6	2,535	5,045	7,58
TOTAL	**99**	**83,403**	**49,384**	**132,787**

*Os rios Jordão e Jiquiá fazem parte da bacia do Tejipió.

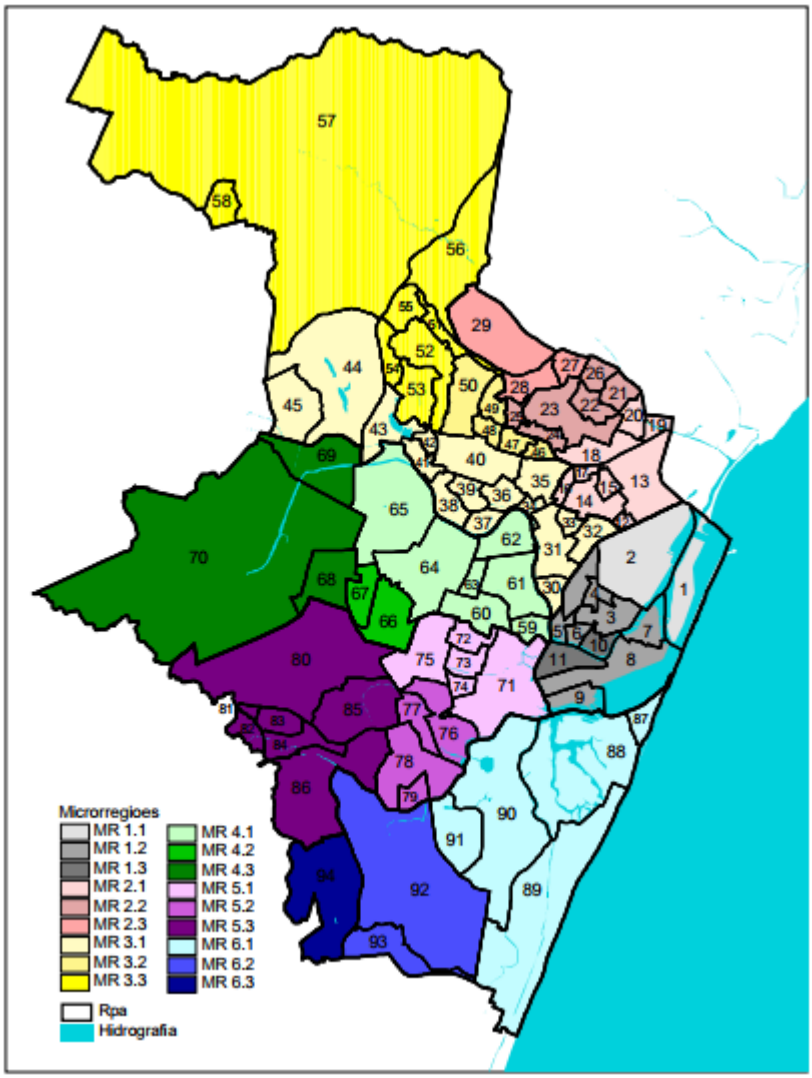
**O curso principal do rio Jaboatão fica no município de Jaboatão dos Guararapes/PE mas alguns de seus afluentes ficam no município de Recife/PE.

O território do Recife, ao longo do tempo, passou por diversas divisões físico-territoriais e político-administrativa (Distrito, Sub-Distrito, Zonas Administrativas, Setores, Regiões Político-Administrativas e Microrregiões). Essas divisões ocorreram de forma sucessiva, buscando sempre atender a objetivos específicos, cujas finalidades estiveram voltadas para a fiscalização, o licenciamento de obras e a aplicação da Legislação Urbanística, bem como para o Planejamento, o Sistema de Informações e o Censo Demográfico (CAVALCANTI; LYRA; AVELINO, 2008).

Desde 1991 os 94 bairros da cidade foram oficializados e instituíram-se as Regiões Político-Administrativas (RPAs), a princípio dividindo-se o município em 12 RPAs. Alguns anos depois, foram revistas e agrupadas nas atuais 6 RPAs, legalmente instituídas pela Lei 16.293/97, sempre respeitando o limite dos bairros. Ainda para efeito de planejamento, cada RPA foi subdividida em três microrregiões (CAVALCANTI; LYRA; AVELINO, 2008).

Na Figura 4, observam-se as divisões político-administrativas adotadas atualmente para a cidade do Recife.

Figura 4 - Regiões Político-Administrativa (RPAs), Microrregiões e bairros



Fonte: Prefeitura do Recife apoud Cavalcanti, Lyra e Avelino (2008)

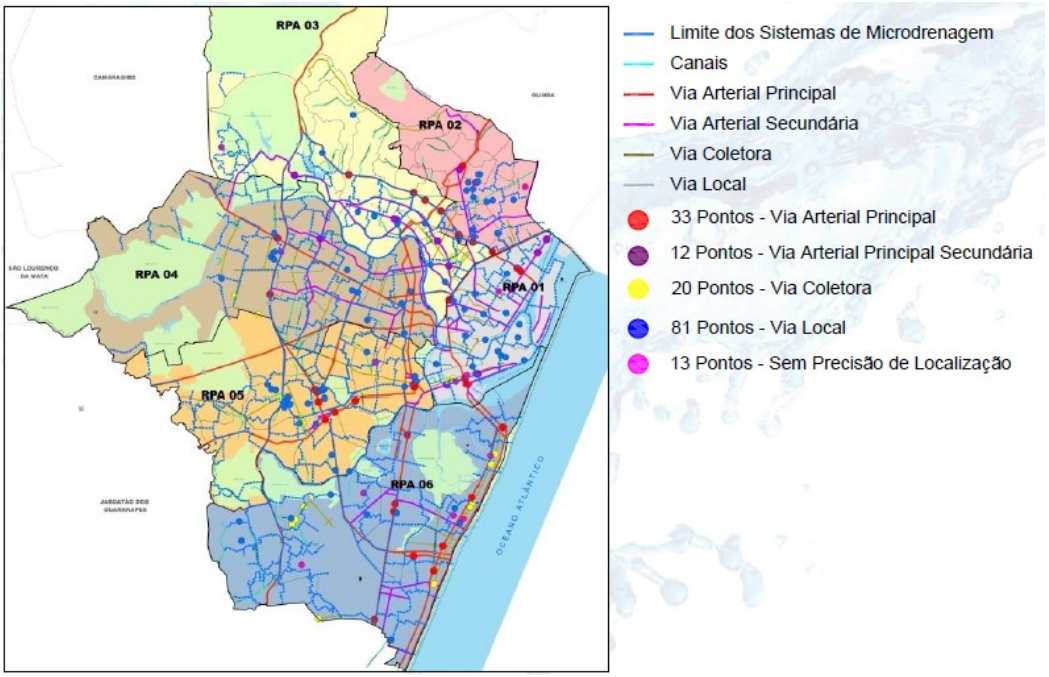
Os problemas recorrentes do Sistema de Drenagem do Recife são, segundo a Emlurb (2015):

- Uso do sistema de drenagem para escoamento de dejetos;
- Ocupação de áreas de inundações;
- Inúmeras áreas afetadas por alagamentos, devido influência das marés;
- Obstruções na macrodrenagem em virtude da presença de esgotos e crescimento da vegetação;
- Galerias semiobstruídas e danificadas;
- Vários assentamentos de baixa renda, localizados ao longo dos rios e canais causando confinamento da calha fluvial;

- A ocupação dos morros e encostas aumentando as vazões, a formação de sedimentos e pondo em risco a vida da população.

Segundo levantamento feito pela a Emlurb (2015), a cidade do Recife tem atualmente 159 pontos críticos de alagamentos. A Figura 5, mostra no mapa da cidade do Recife, os pontos de alagamentos especificando seus locais de ocorrência.

Figura 5 - Pontos Críticos de alagamentos na cidade do Recife/PE



Fonte: Emlurb (2013)

Seguindo as tendências atuais de planejamento de gestão das águas pluviais, a cidade do Recife, elaborou seu Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU). O Plano Diretor de Drenagem Urbana do Recife possui como metas (EMLURB; RECIFE, 2015):

- Diagnóstico do sistema de drenagem atual;
- Relatório de caracterização da área de influência;
- Relatório Ambiental
- Relatório Concepção: Estudo de alternativas mais estudos complementares – com estimativas de custos, indicação de soluções, diretrizes de programas, projetos e sistemas de gestão;
- Proposta de tratamento das margens de rios e riachos;

- Manual de drenagem;
- Cadastro da macrodrenagem;
- Cadastro da microdrenagem;
- Projeto básico de requalificação ambiental dos rios Tejipió e Jiquiá;
- Projeto executivo de 5 canais: Canal do Guarulhos, Ibura, Jardim Planalto e Vila das Crianças.

2.2. Alternativas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID)

Segundo Souza, Cruz e Tucci (2012) no final dos anos 90, a ciência passou a reconhecer o papel do solo e da vegetação (sistemas naturais de drenagem) no controle quali-quantitativo de águas pluviais, ao promover a infiltração, a evapotranspiração e o contato da água com a flora e microfauna. Os sistemas que mais avançaram nesse sentido foram as abordagens americanas de *Low Impact Development* (LID, denominado no Brasil por Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto), a abordagem australiana de *Water Sensitive Urban Desing (WSUD)* e a abordagem britânica de *Sustainable Drainage Systems (SuDS).*

O Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) é uma estratégia de gerenciamento de águas pluviais e de uso da terra que tenta replicar os processos hidrológicos de infiltração, armazenamento, evaporação e transpiração da pré-urbanização enfatizando a conservação e o uso dos recursos naturais do local e integrando-se a um projeto. As estratégias LID podem ser aplicadas a novos desenvolvimentos, modernizações urbanas, melhoria de infraestrutura e projetos de revitalização para proteger os recursos aquáticos (HINMAN, 2012).

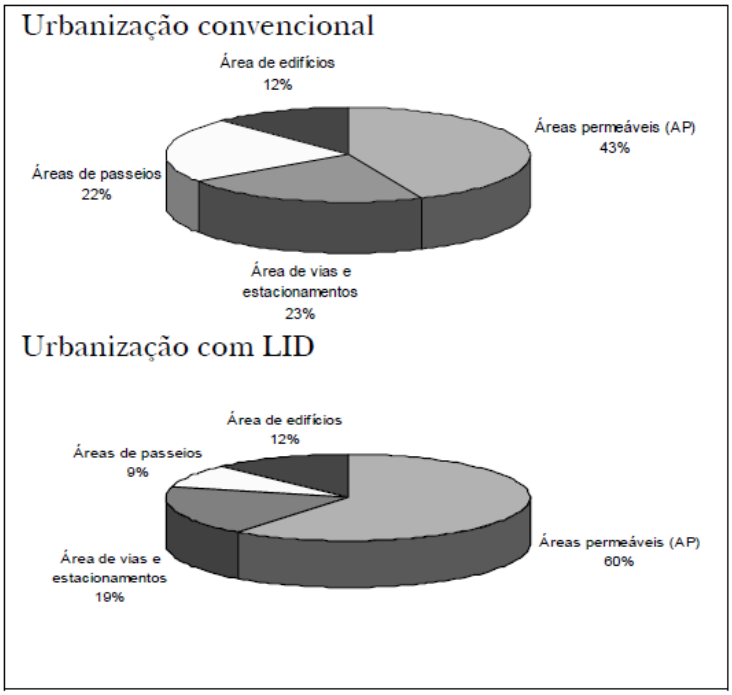
Além de fornecer benefícios para a qualidade da água, as práticas LID reduzem a quantidade total de escoamento. Como abordado anteriormente, o desenvolvimento convencional e os projetos de sistemas de drenagem atuais inibem as funções hidrológicas naturais, criando grandes superfícies impermeáveis que impedem a infiltração e a recarga das águas subterrâneas, aumentam o escoamento superficial e poluem as águas a jusante.

Tavanti e Barbassa (2012) realizaram uma análise comparativa dos métodos de planejamento urbano em uma microbacia urbana na área do Campus da Universidade

Federal de São Carlos, na sub-bacia do Rio do Monjolinho, no município de São Carlos. Avaliaram-se os aspectos hidrológicos, urbanísticos e ambientais como forma de comparar três cenários: pré-desenvolvimento, desenvolvimento convencional existente e desenvolvimento de baixo impacto (LID). Selecionaram-se parâmetros que permitiram avaliar os cenários propostos (Figura 6). Os resultados demonstram um ganho paisagístico e estético no projeto de desenvolvimento de baixo impacto; com a criação de 25% de área de cobertura vegetal; com o aumento de áreas permeáveis pela redução de 17% das áreas impermeáveis (vias, estacionamentos e passeios) em relação à urbanização convencional. Quanto aos aspectos hidrológicos, consegue-se uma redução de 21% da vazão de pico, e 26,9% do volume de pós-desenvolvimento em relação ao convencional, alcançado com o uso de técnicas de LID.

A maioria das formas de desenvolvimento tem a capacidade de incorporar algum nível de técnicas e práticas de projetos LID. No entanto, locais com densa urbanização e desenvolvimento vertical limitam a viabilidade de soluções LID, enquanto que o desenvolvimento residencial de baixa densidade tem mais flexibilidade para a incorporação de projetos LID. Outros fatores limitantes a aplicação de LID são as condições de permeabilidade do solo, a presença de contaminantes e a inclinação do terreno o que pode dificultar a infiltração (FLAGSTAFF, 2009).

Figura 6 - Parâmetros urbanísticos das condições de desenvolvimento convencional e de LID.



Fonte: Tavanti Barbassa (2012)

As infraestruturas de drenagem podem ser divididas em três tipos distintos, segundo a forma de controle de vazões (TUCCI, 2005):

- Técnicas para controle na fonte: definido pelo controle do escoamento no lote, em praças e passeios, como poços de infiltração, como pavimentos permeáveis, microrreservatórios individuais, valas, valetas ou áreas de armazenamento e infiltração, telhados armazenadores, entre outras;

- Técnicas para controle na microdrenagem: controle que age sobre o hidrograma de um ou mais loteamentos, valas e valetas de armazenamento e infiltração, entre outras;

- Técnicas para controle na macrodrenagem: é o controle sobre os principais canais urbanos, como bacias de retenção, detenção ou infiltração.

Alguns tipos de controle de drenagem, são comumente chamadas de “infraestruturas verdes”. Essas infraestruturas contribuem para a atenuação do escoamento superficial e também da poluição carreada pelo escoamento, através da captação de

águas pluviais, contribuindo com a filtragem e seu processo natural de retorno ao solo (ROSA; CLAUSEN; DIETZ, 2015).

A Tabela 2 mostra algumas especificações de exemplos de infraestruturas de drenagem comumente usadas como LID.

Tabela 2 - Exemplos de infraestruturas de LID e algumas especificações sobre estas. Fonte: Zanandrea (2016)

Infraestrutura	Característica Principal	Função	Efeito	Considerações
Trincheiras de Infiltração	Reservatório linear escavado no solo preenchido com material poroso	Infiltração no solo e/ou retenção, de forma concentrada e linear, da água da chuva caída em superfície limítrofe	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área adjacente	Não recomendada para locais com lençol freático próximo à superfície, devido ao risco de contaminação
Jardins de Chuva	São um tipo de sistema de biorretenção	Englobam os processos de retenção e/ou infiltração	Redução do volume de escoamento superficial	Não recomendada para locais com lençol freático próximo à superfície, devido ao risco de contaminação
Pavimentos Permeáveis	Pavimento com camada de base porosa como reservatório	Armazenamento e/ou infiltração temporária da chuva no local do próprio pavimento. Áreas externas ao pavimento podem também contribuir	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado pelo pavimento e por eventuais áreas externas	Não pode ser usado em locais com tráfego intenso e/ou de cargas pesadas (TUCCI, 2005)
Micro-reservatório	Reservatório de pequenas dimensões tipo ‘caixa d’água’ residencial	Armazenamento temporário do esgotamento pluvial de áreas impermeabilizadas próximas	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas	Recomendado somente se houver declividade para escoamento por gravidade até rede convencional
Áreas vegetadas *(Swales)*	Depressões lineares cobertas com grama e/ou vegetação	Permitir maior tempo para água infiltrar no solo natural abaixo dela	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial (ROSSMAN, 2008)	Não eficiente se a afluência vem com muitos sedimentos

Zhang, Guo e Hu (2015) estimou os efeitos de três práticas LID (telhado verde, pavimento permeável e micro reservatório) no escoamento e no fluxo de base no modelo SCS (Soil Conservation Service) e na equação do fluxo de base em um distrito residencial de alta densidade de Nanjing, na China. Os resultados demostraram uma redução do escoamento superficial variando de 0,6 a 36,8 %. Para pavimento permeável, a geração de fluxo de base aumentou com o aumento no armazenamento efetivo.

Ahiablame e Shakya (2016), avaliaram a capacidade de redução de inundação a partir da adoção de práticas LID em larga escala em uma bacia hidrográfica urbana na cidade de Normal em McLean Country, no estado de Illinois, usando o Modelo PCSWMM (Personal Computer Storm Water Management Model). Foram simuladas as estruturas pavimento permeáveis, micro reservatórios e jardins de chuva. Os dispositivos foram avaliados individualmente em vários níveis (25%, 50%, 75% e 100%) e combinados. Os resultados evidenciaram uma redução 3 a 40% quando analisados individualmente e de 16 a 47% quando combinados.

Xu et al. (2017) desenvolveram um método geral para o planejamento de escala de blocos LID-BMP (BMP – Best Management Practices). O método proposto incorpora a otimização do layout da cadeia LID-BMP em escala local e a análise do cenário de escala de bloco no procedimento de planejamento no SWMM (Storm Water Management Model) para melhorar a eficiência computacional e a qualidade das soluções. Um estudo de caso em Tianjin, na China, foi conduzido para demostrar a metodologia proposta. Os resultados mostraram que a metodologia proposta exibiu um desempenho aceitável na qualidade de escoamento e controle qualidade. Todos os cenários LID alcançaram mais de 75% de taxa de controle do volume total de escoamento, 22% - 46% de eficiência de redução de fluxo máximo e mais de 32% de taxa de remoção de poluentes a um custo de apenas 47-50 CNY $/m² (aproximadamente 30 reais/m²).

A utilização de mecanismos de incentivo ao controle de drenagem nos moldes de LID, podendo estes apresentar caráter punitivo (por exemplo, cobrança de taxa por uso do sistema público) e/ou de premiação (por exemplo um selo de certificação da edificação), pode auxiliar na aproximação de sistemas de drenagem à sustentabilidade inclusive por “preparar terreno” para a instalação de legislação que

obrigue o controle total das condições hidrológicas de pré-ocupação (e não apenas vazão máxima) (CRUZ; SOUZA; TUCCI, 2007).

2.3. Modelagem Hidrológica de Bacias Urbanas

Os modelos de drenagem urbana objetivam a representação do escoamento da precipitação pela superfície do terreno, a interceptação, a infiltração, a evapotranspiração e a interação destes processos com a rede de drenagem de águas pluviais. Em resumo, os pacotes computacionais de drenagem urbana podem ser entendidos como a associação de modelos tipo chuva-vazão com modelos de propagação de escoamento (em canais ou galerias) (RIGHETTO, 2009).

Modelos capazes de simular a qualidade e a quantidade de águas pluviais apareceram no início da década de 1970 e foram desenvolvidos principalmente por agências governamentais dos EUA, como a Agência de Proteção Ambiental dos EUA (*United States Environmental Protection Agency – USEPA*). Desde então, vários modelos de bacias hidrográficas urbanas foram desenvolvidos. Esses modelos incluem modelos conceituais muito simples a modelos hidráulicos complexos (ZOPPOU, 2001).

Para Zoppou (2001), os componentes básicos de um modelo de águas pluviais urbanas são: (i) modelagem de precipitação-escoamento (geração de escoamento superficial e subsuperficial do excesso de precipitação, perda e acumulação de poluentes de superfícies impermeáveis) e (ii) modelagem de transporte (encaminhamento do fluxo de água e poluentes através das infraestruturas de águas pluviais, como canais abertos, redes de tubos e armazenamento).

Cândido (2013) diz que os modelos computacionais de simulação sistemas de drenagem urbana consistem, de forma simplificada, em representar um sistema de drenagem real em um computador, e que este último, por meio de um algoritmo que lhe são intrínsecos, permite simular o comportamento do escoamento ao longo das diferentes infraestruturas que compõem o sistema. O recurso à utilização deste tipo de modelos, permite, assim, responder a importantes questões no decorrer das diferentes fases do ciclo de vida de um sistema, nomeadamente, na sua fase embrionária (concepção e projeto), na fase de exploração, ou, quando ocorre, na fase

de reabilitação. No quadro 1, apresenta-se a relevância que constitui a modelação para diferentes fases do ciclo de vida de um empreendimento.

Quadro 1 – Modelação nas diferentes fases do ciclo de vida de um empreendimento. Fonte: Cândido (2013)

Fase	Utilidade do recurso modelação
Planejamento, projeto e construção	Estudo e comparação de soluções alternativas.
Operação e manutenção	Avaliação de desempenho.
Reabilitação	Prever o comportamento para diferentes estratégias de reabilitação.

De acordo com Tucci (1998) os modelos podem ser assim classificados:

a) **Concentrado ou Distribuído:** o modelo é dito concentrado quando não leva em consideração a variabilidade espacial da bacia. Já o modelo é considerado distribuído quando suas variáveis e parâmetros dependem do espaço e/ou tempo;

b) **Estocástico ou Determinístico**: quando a chance de ocorrência das variáveis for levada em consideração, e o conceito de probabilidade é introduzido na formulação do modelo, o processo e o modelo são ditos estocásticos. Ou seja, quando para uma mesma entrada, o modelo produz uma mesma saída (com condições iniciais iguais) o modelo é classificado como determinístico.

c) **Conceitual ou Empírico**: os modelos são ditos conceituais quando levam em consideração os conceitos físicos relacionados aos processos hidrológicos. Já os modelos empíricos são aqueles que utilizam funções que não tenham relação com os processos físicos envolvidos e são baseados em análises estatísticas, como métodos de correlação e análise de regressão.

Dado o grande número de estratégias de gerenciamento alternativas e restrições que devem ser satisfeitas, alguns modelos incluem uma técnica de otimização. A otimização fornece um mecanismo para automatizar uma série sistemática de execuções de um modelo em busca de uma solução ideal de uma série de possíveis

resultados. A melhor solução pode ser mínima no sentido de menor custo ou a maior melhoria para um determinado investimento. Isso é definido matematicamente por uma função objetivo (ZOPPOU, 2001).

A maioria dos modelos hidrológicos disponíveis atualmente está ligada ou fortemente acoplada a um SIG (*Sistema de Informações Geográfica*). Na modelagem hidrológica urbana, esta prática é ainda mais comum, pois 80% das abordagens do modelo analisado possuem um link SIG. A disseminação das ferramentas SIG certamente foi um dos principais impulsionadores do desenvolvimento de modelos hidrológicos espacialmente distribuídos. Hoje em dia, quase todos os tipos de modelos se beneficiam do gerenciamento de dados espaciais para obter, por exemplo, valores médios de parâmetros. Entres os recursos utilizados das ferramentas GIS, temos (SALVADORE; BRONDERS; BATELAAN, 2015):

- Pré e pós-processamento de parâmetros e dados de entrada do modelo;
- Gerenciar e exibir dados espaciais;
- Representação da superfície da bacia hidrográfica, que inclui aspectos topográficos e delimitação das bacias hidrográfica;
- Assimilação de dados de sensoriamento remoto;
- Identificação da resposta unitária hidrológica ou elementos hidrológicos unitários;
- Como estrutura de acoplamento do modelo.

Existe atualmente um grande número de modelos hidrológicos a disposição dos profissionais da área de recursos hídricos. Na tabela 3.3 é apresentado alguns dos modelos hidrológicos, e suas respectivas origens, mais aplicados à drenagem urbana na atualidade, segundo a literatura internacional.

Tabela 3 - Modelos Hidrológicos Aplicados à Drenagem Urbana. Fonte: Viessman e Lewis (2002) apud Collodel (2009).

Código	***Nome***	***Agência criadora***	***Ano***
MOUSE	Modelling of Urban Sewer	DHI	1985
CHM	Chicago Hydrograph Method	City of Chicago	1959
ILLUDAS	Illinois Urban Drainage Area Simulator	Ill. Water Survey	1972
STORM	Storage, treatment, Overflow Runoff Model	Corps of Engineers	1974
TR-55	SCS Technical Release 55	SCS	1975
DR3M	Distributed Routing Rainfall-Runoff Model	USGS	1978
IPH-2	Instituto de Pesquisas Hidráulica	IPH-UFRS	1981
SWMM	Storm Water Management Model	EPA	1971

Entre os modelos desenvolvidos no Brasil, muitos pesquisadores utilizam o modelo ABC (desenvolvido na Universidade de São Paulo – USP) ou o modelo IPH (desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – IPH-UFRGS) para transformação da chuva em vazão (RIGHETTO, 2009).

2.3.1. Modelo SWMM (Storm Water Manegement Model)

O SWMM é um modelo dinâmico de simulação de precipitação-escoamento usado para simulação de um evento único ou a longo prazo (contínuo) de quantidade e qualidade de escoamento de áreas principalmente urbanas. A componente do escoamento do SWMM opera em um conjunto de áreas das sub-bacias que recebem precipitação e geram escoamento e carga de poluentes. A porção do encaminhamento do fluxo do SWMM transporta este escoamento através de um sistema de tubulações, canais, dispositivos de armazenamento/tratamento, bombas e reguladores. O SWMM calcula a quantidade e a qualidade do escoamento gerado em cada sub-bacia e as taxas de fluxos, profundidade e qualidade da água nas tubulações ou canal durante o período da simulação composto por vários passos (ROSSMAN; HUBER, 2016).

Righetto (2009), cita alguns dos objetivos da utilização do SWMM. Entre eles tem-se: Dimensionamento do sistema de drenagem para controle de alagamentos; Avaliação

de uso de sistemas de detenção de cheias e proteção da qualidade das águas; Mapeamento de áreas inundáveis; Análise do efeito de medidas compensatórias; Efeito qualitativo no sistema devido ao carreamento de poluentes; Entrada de esgoto e de outras fontes pontuais externas ao sistema de águas pluviais; Redução da concentração de poluentes no tratamento das águas em reservatórios e por meio de processos naturais em galerias e canais; Sensibilidade quanto aos componentes do ciclo hidrológico de bacias, como infiltração, evaporação e escoamento superficial.

O modelo SWMM foi desenvolvido pela USEPA (*United States Environmental Protection Agency*) e, ao longo das últimas décadas, foram incorporados diversos melhoramentos. Atualmente, o SWMM é o pacote computacional mais utilizado para simulação da drenagem urbana, principalmente por ser de domínio público e ter seu código de programação aberto (RIGHETTO, 2009).

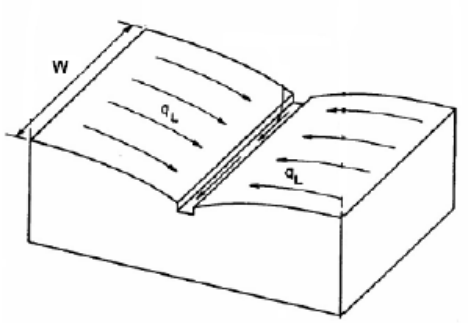
Este estudo utiliza o modelo SWMM, uma das razões para o seu uso é a disponibilidade das ferramentas LID. O SWMM pode modelar explicitamente os seguintes tipos de práticas de LID: Bacia de bio-retenção, jardim de chuva, telhado verde, trincheira de infiltração, pavimento permeável, barris de chuva, telhado desconectado da rede de drenagem, vala de infiltração.

Outras práticas LID, como preservação de áreas naturais, a redução da cobertura impermeável e a restauração do solo, podem ser modeladas usando elementos de escoamento convencionais do SWMM (ROSSMAN & HUBER, 2016).

- **Equações governantes**

Para o SWMM a sub-bacia funciona como uma superfície retangular que tem uma inclinação uniforme S e uma largura W que faz convergir todo o fluxo para um único canal de saída conforme Figura 7 (ROSSMAN & HUBER, 2016).

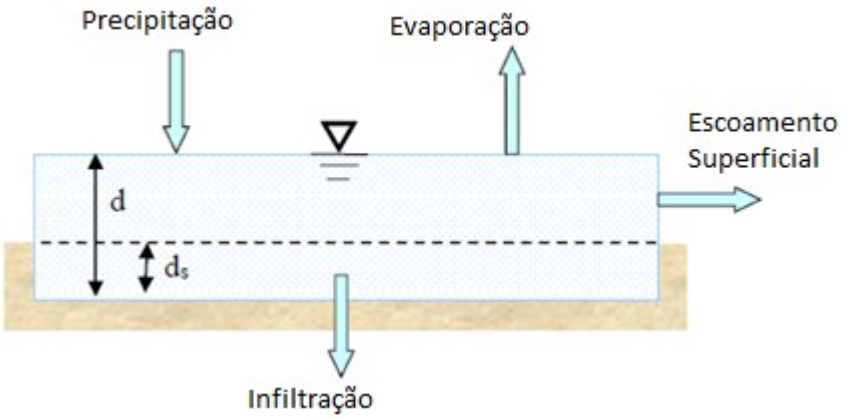
Figura 7 - Representação Idealizada da sub-bacia.



Fonte: Rossman; Huber (2016)

O escoamento superficial é gerado modelando a sub-bacia como um reservatório não-linear, ver Figura 8 (ROSSMAN; HUBER, 2016).

Figura 8 - Modelo de Reservatório Não-Linear para a sub-bacia



Fonte: Rossman; Huber (2016)

Nesta representação a sub-bacia recebe o fluxo vindo da *precipitação* (chuva ou neve fundida) e as perdas são representadas pela *evaporação* e a *infiltração*. A água acima da superfície da sub-bacia é representada por *d*. A água acima da profundidade de armazenamento das depressões d_s poderá se tornar fluxo de escoamento *q.* O armazenamento das depressões é responsável por acumulações de precipitações iniciais, como os acúmulos nas superfícies e interceptações nos telhados e vegetações.

A partir da conservação de massa, a taxa de variação da profundidade em relação ao tempo *t* é igual a diferença entre os fluxos de entrada e de saída sobre a sub-bacia, que é dada pela Equação 3.1.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - q \tag{3.1}$$

Onde:

i = precipitação (mm)

e = taxa de evaporação superficial (mm)

f = taxa de infiltração (mm/h)

q = escoamento superficial (m³/s)

Supondo que o fluxo através da superfície da sub-bacia se comporta como se fosse um fluxo uniforme dentro de um canal retangular de largura *W* (m), altura $d - d_s$ e inclinação S, a equação de Manning pode ser usada para expressar a taxa de fluxo volumétrico do escoamento residual Q (m³/s), como:

$$Q = \frac{1{,}49}{n} S^{\frac{1}{2}} R_x^{\frac{2}{3}} A_x \tag{3.2}$$

Onde, n é coeficiente de rugosidade de Manning, *S* é a declividade média da sub-bacia, A_x é área da sub-bacia através da largura superficial de escoamento e R_x é o raio hidráulico associado a esta área. Referindo-se as Figuras 7 e 8, A_x é uma área retangular com largura *W* e altura $d - d_s$. Como *W* é sempre muito maior que *d,* tem-se que $A_x = W\,(d - d_s)$ e $R_x = d - d_s$. Substituindo estas expressões na Equação 3.2, temos que:

$$Q = \frac{1{,}49}{n} W S^{\frac{1}{2}} (d - d_s)^{\frac{5}{3}} \tag{3.3}$$

Para obter a vazão por unidade de área superficial *q*, basta dividir a Equação 3.3 pela área da superfície da bacia *A.* Temos então que:

$$q = \frac{1{,}49 W S^{\frac{1}{2}}}{A\, n} (d - d_s)^{\frac{5}{3}} \tag{3.4}$$

Substituindo esse resultado na Equação 3.1, tem-se que:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - \alpha(d - d_s)^{\frac{5}{3}} \tag{3.5}$$

Onde

$$\alpha = \frac{1{,}49 W S^{\frac{1}{2}}}{A\, n} \tag{3.6}$$

A Equação 3.5 é uma equação diferencial não linear. Conhecidos os valores de i, e, f, d_s e α a Equação pode ser resolvida numericamente ao longo de cada passo de tempo para a profundidade de água d. Uma vez conhecido d, os valores de escoamento superficial q podem ser encontrados na Equação 3.4. Observe que a Equação 3.5 aplica-se somente quando d é maior do que d_s. Quando $d \leq d_s$, o escoamento q é zero e o balanço de massa em d torna-se simplesmente:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f \tag{3.7}$$

As equações que regem o modelo de propagação ao longo do canal, são as equações da conservação de massa e momento, conhecidas como as equações de Saint Venant, as quais podem ser expressas da seguinte forma para o fluxo ao longo de um canal individual:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad Continuidade \tag{3.8}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A}\right)}{\partial x} + gA\frac{\partial H}{\partial x} = gAS_f - gAh_L \qquad Momento \tag{3.9}$$

Onde:

A: área da seção molhada (m²);

Q: vazão (m³/s);

x: distância no sentido longitudinal (m);

t: tempo (s);

g: aceleração da gravidade (m/s²);

S_f: declividade do canal (m/m);

h_L: declividade ao longo da linha de energia (m/m).

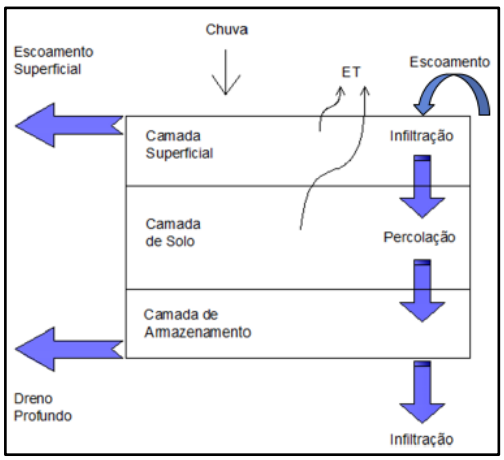
Na equação 3.9, os dois primeiros termos representam as forças inerciais do escoamento. O terceiro termo representa a força de pressão. O primeiro termo do lado direito representa a força de gravidade e o ultimo termo a força de atrito.

No modelo tem-se a opção de escolher o nível de sofisticação a ser utilizado para resolver estas equações, optando pelo *Método do Fluxo Constante*, *Método da Onda Cinemática* ou o *Método da Onda Dinâmica*.

A versão mais atual do SWMM 5.1, oferece um módulo de controle de LID onde é possível simular o desempenho hidrológico das técnicas de baixo impacto. Os objetos de baixo impacto são projetados para subtrair parte do escoamento superficial por meio de processos artificiais combinados de retenção, infiltração e evaporação (ROSSMAN, 2010).

No SWMM os controles LID são representados pela combinação de camadas verticais cujas propriedades são definidas por unidades de área. O modelo SWMM realiza o balanço hídrico, determinando o que escoa de uma camada para outra e o que é armazenado em uma camada. Como exemplo, as camadas utilizadas para modelar uma bacia de infiltração e o caminho percorrido pela água entre essas camadas são representadas na Figura 9 (ROSSMAN, 2010).

Figura 9 - Representação conceitual de um controle LID – Bacia de infiltração



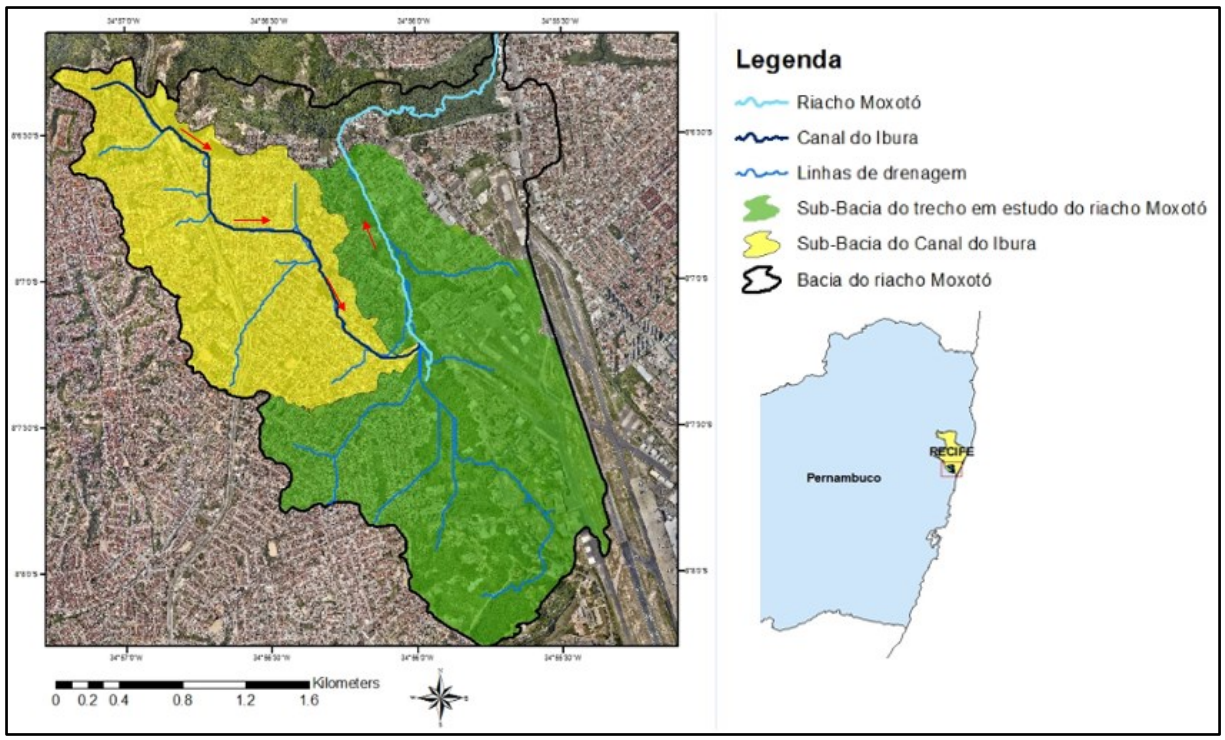
Fonte: Rossman (2010

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Área de estudo

A área escolhida para este estudo foi a bacia hidrográfica do riacho Moxotó*, na cidade do Recife/PE. A bacia abrange parte dos bairros da Cohab e do Barro, na região mais altas da bacia, e todo o bairro do Ibura nas regiões intermediárias e mais baixas. A bacia do Moxotó é composta por dois cursos principais: o riacho do Moxotó e o canal do Ibura. Para uma simulação com maior detalhe, optou-se por realizar a modelagem apenas para as sub-bacias de um trecho do riacho do Moxotó e para a sub-bacia do canal do Ibura, que segue apresentada na Figura 10.

Figura 10 - Bacia Hidrográfica do riacho Moxotó na cidade do Recife/PE



A Bacia do riacho Moxotó possui uma área total de 7,44 km² e possui uma diferença de cota de cerca de 85 metros do ponto mais alto ao ponto mais baixo. As regiões a montante da bacia possuem uma declividade acentuada, fator que, junto com uma impermeabilidade alta, aumenta a velocidade de escoamento da bacia. Segundo a

* Em Pernambuco existe outro rio com o mesmo nome e de maior porte na região do sertão do Estado.

classificação pedológica os solos da EMBRAPA o solo da bacia é um argissolo vermelho-amarelo.

Estima-se que a população da bacia seja de cerca 80.350 habitantes e possui aproximadamente 23.750 domicílios, segundo dados do IBGE (2010).

O canal do Ibura possui maior parte de seu curso canalizado e aberto. Em grande parte, ao longo do canal, é possível constatar um cenário de ocupação irregular com suas margens densamente ocupadas por construções, além de vários pontos com contribuição de esgoto doméstico. A Figura 11 destaca algumas imagens ao longo do canal Ibura e do riacho do Moxotó. O canal do Ibura tem seu exutório no riacho do Moxotó, que por sua vez deságua no rio Tejipió.

Figura 11 - Imagens ao longo do canal do Ibura e do Riacho do Moxotó

O canal do Ibura possui uma extensão total de 3,3 km e uma diferença de cota de cerca de 50 metros. O riacho do Moxotó possui 3,7 km de extensão com uma diferença de cota de apenas 3 metros.

Os bairros do Ibura e da Cohab, pertencem a Região Político-Administrativas 6 (RPA 6), sendo o Ibura na Microrregião 6.2 e a Cohab na Microrregião 6.3, o bairro do Barro pertence a RPA 5 e microrregião 5.3. O bairro do Ibura possui em sua região uma

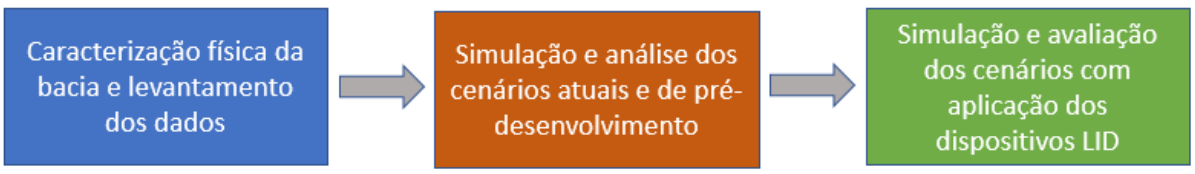
área de preservação ambiental, a Zona Especial de Proteção Ambiental (ZEPA) Engenho Uchoa, que é uma das 25 Zonas Especiais de Proteção Ambiental do Recife (ZEPAs). Também possui grande parte de seu território ocupada pelo Aeroporto dos Guararapes, hoje Aeroporto Gilberto Freyre, e apresenta um incremento populacional de 2,18% ao ano (CAVALCANTI, LYRA & AVELINO, 2008).

Na bacia do riacho Moxotó, as medições das precipitações são realizadas pela estação pluviométrica USF Alto da Bela Vista, a qual é controlada pelo Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN). Os meses com maiores índices registrados de chuvas são os meses de maio, junho e julho, possuindo uma média mensal, do total acumulado no mês, em torno de 370 mm para esses meses.

3.2. Estratégia Metodológica

Esse estudo foi desenvolvido em três etapas principais. Essas etapas estão apresentadas no fluxograma abaixo (Figura 12) e detalhadas na sequência.

Figura 12 - Fluxograma das etapas do trabalho

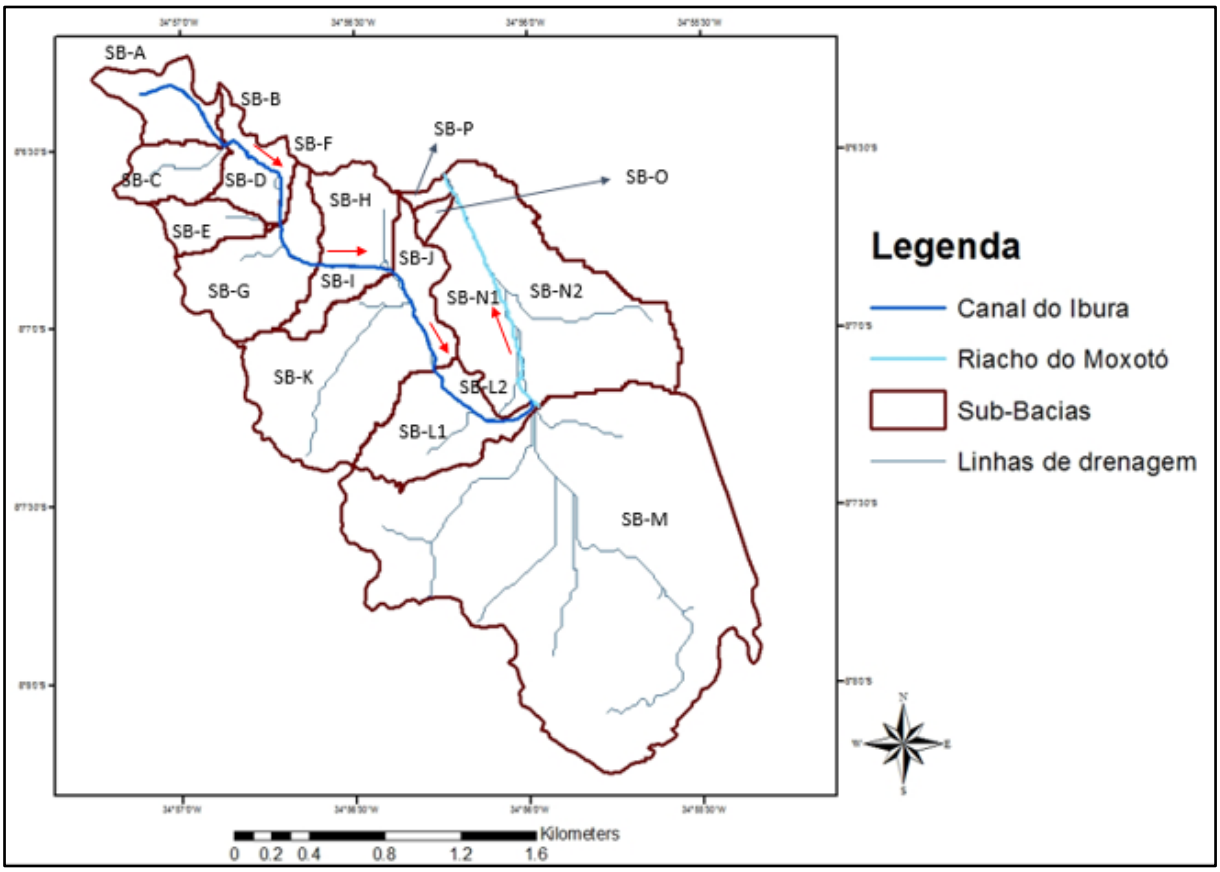


3.2.1. Caracterização física da bacia e levantamento dos dados

O desenvolvimento desta etapa inicia-se pela delimitação da bacia hidrográfica. Para tal, foi utilizado curvas de nível na escala de 1:1000 e com distância entre as curvas de 1 metro. As curvas de nível foram disponibilizadas pela EMLURB (Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana da cidade do Recife/PE). Inicialmente, as curvas de nível foram transformadas em um Modelo Digital do Terreno (MDT) gerando um MDT com resolução de 15,63 metros. Essa transformação e a delimitação da bacia, foram feitas de maneira automática com o uso de software de geoprocessamento.

Para melhor representação dos processos hidrológicos da bacia, foi feita a discretização da bacia do canal do Ibura e do riacho Moxotó em pequenas sub-bacias. Após a discretização chegou-se a 16 sub-bacias, conforme pode-se observar na Figura 13. Das linhas de fluxo geradas pelo processo de delimitação da bacia, foram consideradas, para fins de modelagem hidráulica, apenas as dos canais principais da macrodrenagem, o canal do Ibura e o riacho do Moxotó. Das 16 sub-bacias geradas 12 são bacias de contribuição do canal do Ibura e as 4 restantes contribuem para o riacho Moxotó.

Figura 13 - Discretização das sub-bacias do canal do Ibura e do riacho do Moxotó



As sub-bacias SB-O e SB-P foram delimitadas manualmente, através das curvas de nível, pois nelas foram detalhados os sistemas de microdrenagem.

Para verificar o uso do solo, foram utilizadas ortofotos do ano de 2013, cedidas pela EMLURB. As ortofotos citadas, já se encontravam georreferenciadas (SIRGAS 2000 UTM zone 25) e possuem resolução de 0,08 metros. Além da inspeção visual, foi realizada uma classificação supervisionada das imagens.

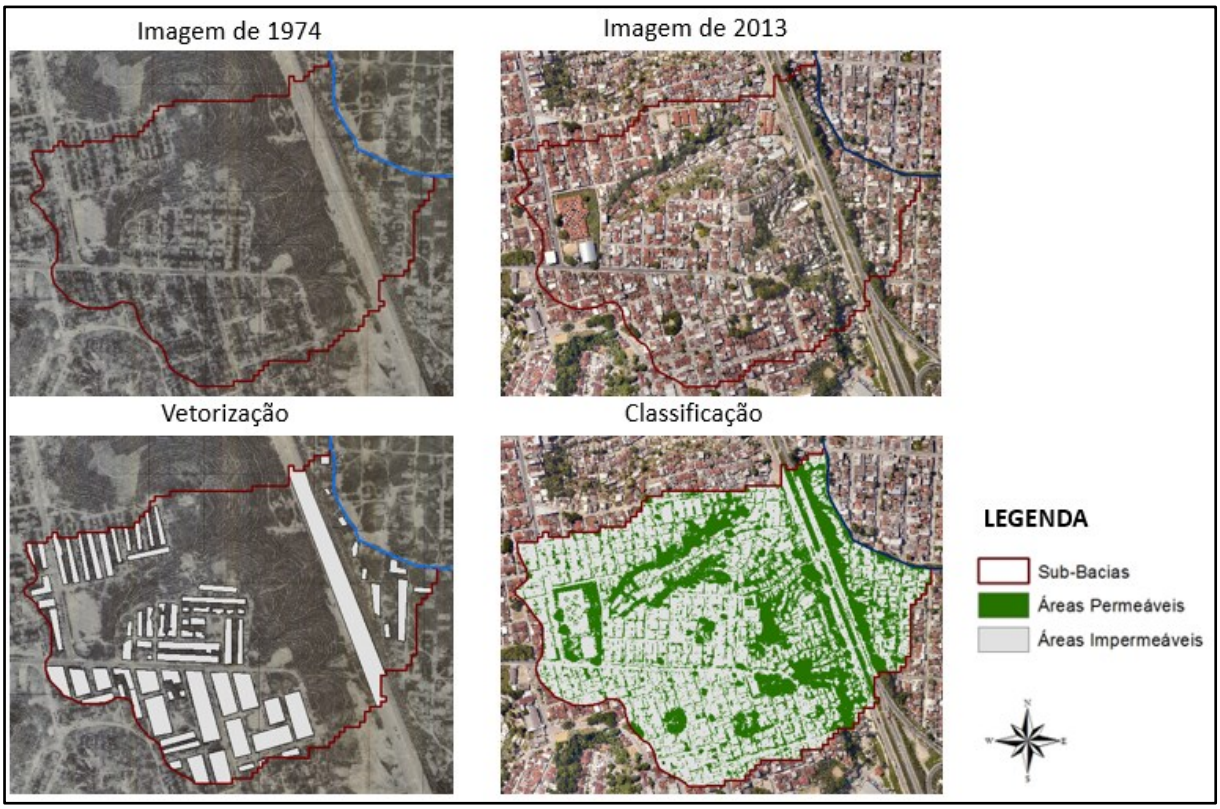
O princípio da classificação supervisionada é baseado no uso de algoritmos para determinados pixels que representam valores de reflexão característicos para determinadas classes. Foram coletadas amostras de imagens para representar duas classes, uma classe para as áreas impermeáveis, representada pelos telhados, estradas em asfalto ou concreto e demais construções, e outra classe representando as superfícies permeáveis, que são as áreas com vegetação e terrenos em solo natural. O algoritmo utilizado foi o da Máxima Verossimilhança.

Para entender a dinâmica de expansão urbana da bacia e criar um cenário considerado de pré-desenvolvimento, foram utilizadas ortofotos da área do ano de 1974. Patrocinadas pela FIDEM (Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife) as ortofotos de 1974 foram executadas, na época, pela empresa Serviço Aerofotogramétricos Cruzeiro do Sul S.A., que realizou todo levantamento aerofotográfico da cidade do Recife. As imagens foram disponibilizadas, também, pela EMLURB.

Cada ortofoto, cobre uma extensão de uma quadrícula de 1000 metros de cada lado. O georreferenciamento foi realizada com software de geoprocessamento e foram utilizados de 10 a 15 pontos de controle por imagem. Pontos de controle são pontos foto identificáveis, ou seja, são objetos, alvos, detalhes no terreno e que irão aparecer nas imagens aéreas, são utilizados para fazer a relação entre o sistema de coordenadas da imagem com o sistema de coordenadas do terreno. O resultado é um mosaico com as ortoimagens da área da bacia.

Após georreferenciamento, foi feita a vetorização das áreas impermeáveis, a fim de quantificar e comparar com as áreas impermeáveis atuais. Esse dado é necessário para realizar a modelagem do cenário de pré-urbanização. Para visualizar a metodologia proposta de classificação das imagens, a Figura 14 mostra, como exemplo, uma das sub-bacias no cenário de 1974 e do cenário atual, adiante será mostrado o resultado para toda a bacia.

Figura 14 - Imagem de 1974 e 2013, vetorização áreas impermeáveis (1974) e classificação (2013)



Para caracterização do sistema de drenagem, foram adquiridos juntos a EMLURB, seções transversais, levantadas topograficamente, do canal do Ibura e do riacho do Moxotó e também dados da microdrenagem da região. Ao todo, nas modelagens, foram inseridas 24 seções transversais, sendo 17 do canal do Ibura e 7 do riacho do moxotó. Em uma das sub-bacias foi detalhado o sistema de microdrenagem, por possuir um ponto de alagamento fora da macrodrenagem. A Figura 15 mostra os locais das seções transversais que foram inseridas na modelagem e a Figura 16 mostra o perfil topográfico da seção 03.

Figura 15 - Locais das seções transversais inseridas na modelagem

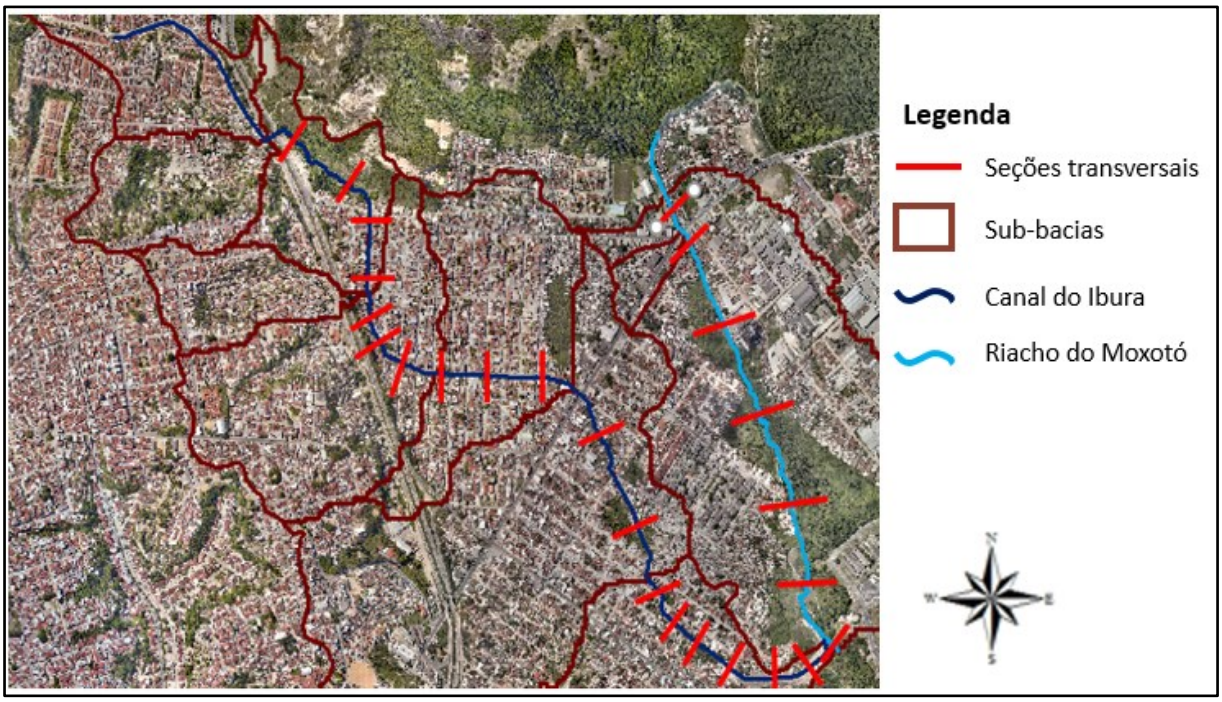
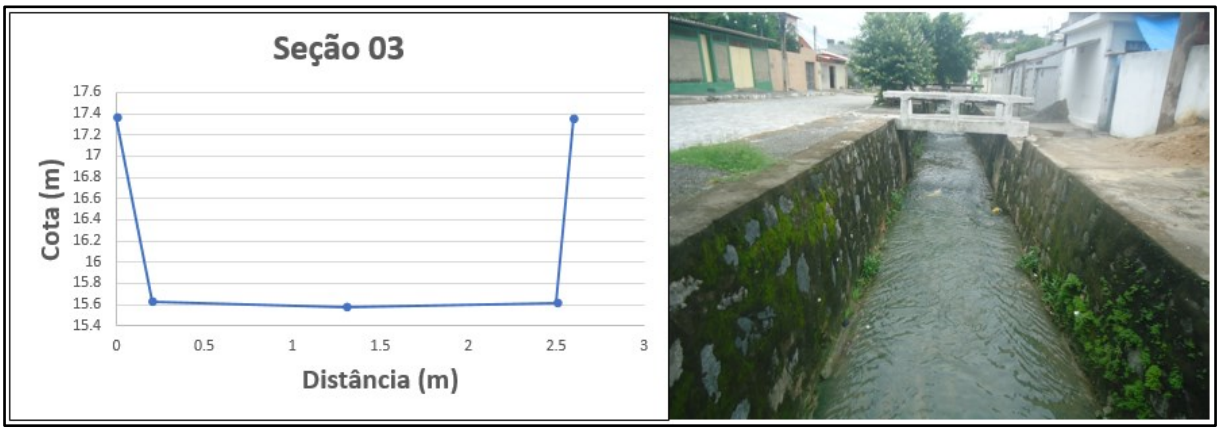


Figura 16 - Levantamento topográfico da seção 03 no canal do Ibura



Outras informações como, pontos de alagamentos e nível de água do canal ou do riacho em tempo seco, foram conseguidas através de diálogos com os moradores locais.

3.2.2. Simulação dos cenários de pré-desenvolvimento e do cenário atual

O modelo escolhido para realizar as simulações hidráulica e hidrológica foi o modelo SWMM (*Storm Water Management Model*). Os dados de entrada usados para as simulações chuva-vazão foram eventos de precipitação, área e larguras

características das sub-bacias, coeficiente de rugosidade de Manning, declividade da sub-bacia, altura de armazenamento em depressões e dados de infiltração do solo.

Para estimativa da largura superficial de escoamento utilizou-se a largura do retângulo equivalente a área da bacia. Sendo assim, as equações 4.1 e 4.2, foram usadas para calcular a largura do retângulo equivalente, que se utiliza da área e do perímetro da bacia.

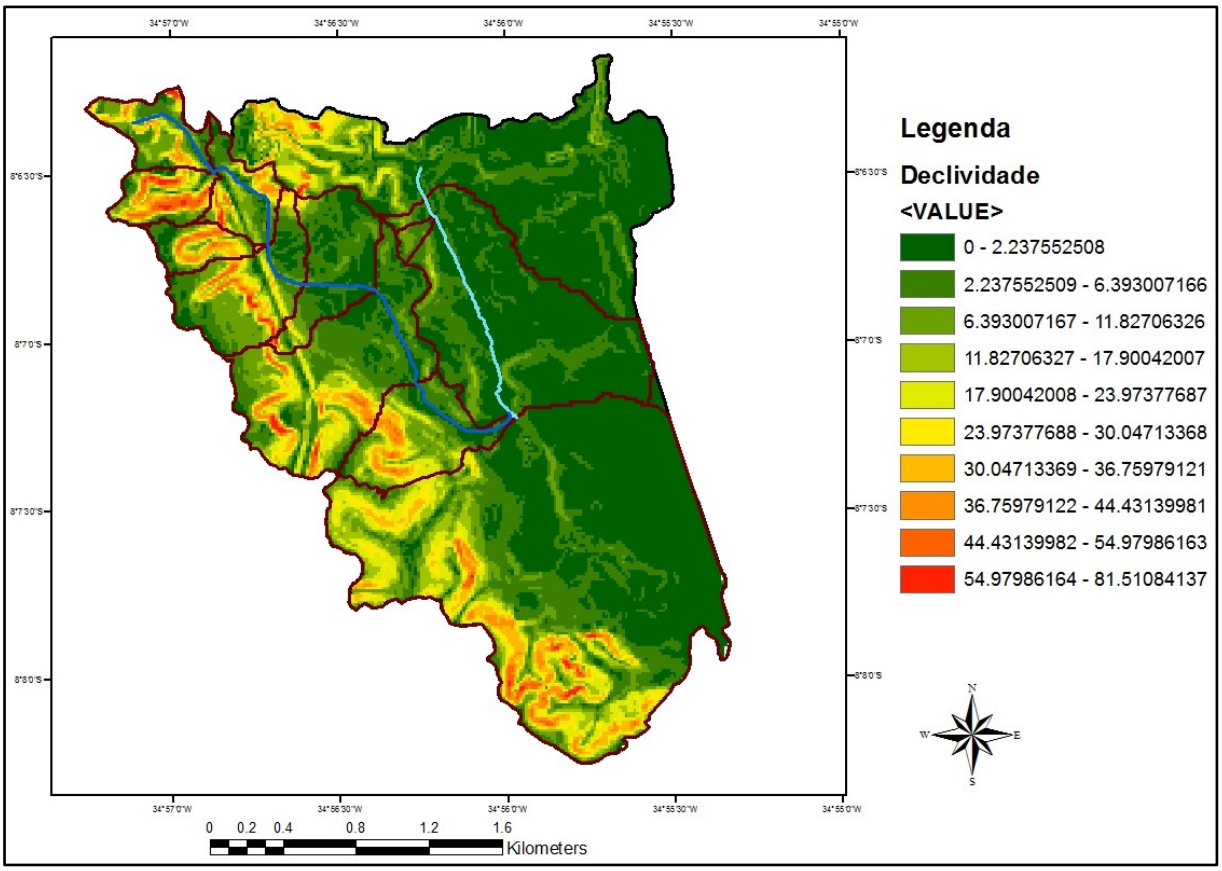
$$L_e = \frac{K_c\sqrt{A}}{1{,}12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K_c}\right)^2}\right] \tag{4.1}$$

$$K_c = 0{,}282\left(\frac{P}{\sqrt{A}}\right) \tag{4.2}$$

Onde L_e é a largura superficial de escoamento (m) da bacia; A é a área da bacia (km²); K_c é coeficiente de compacidade da bacia (adimensional); e P é perímetro da bacia (m).

Em cada sub-bacia foi verificada a declividade média, que foi obtida através dos mapas de declividade gerados com uso da ferramenta *Slope* no *ArcMap 10.1,* tendo como base o MDT gerado a partir das curvas de nível. A figura 17, apresenta o mapa de declividade de toda a bacia do riacho Moxotó. Nas regiões das encostas, observa-se declividades na ordem de 80%.

Figura 17 - Mapa de declividade percentual da bacia do riacho Moxotó



Foram escolhidos dois eventos de precipitação para a análise hidrológica, o evento de 24 e 25 de junho de 2014 (*Evento 01*) e o evento de 29 e 30 de maio de 2016 (*Evento 02*) (Figura 18 e 19). Durante o *Evento 01* o total precipitado foi de 167,3 mm, sendo 15,3 mm no dia 24 e 152,0 mm no dia 25, esse total corresponde a 51,3% do total de chuvas para todo o mês do evento que foi de 326,1 mm. O *Evento 02* o total de chuvas foi de 125,8 mm, com 12,6 mm no primeiro dia (29) e 113,2 mm no segundo dia (30), o total precipitado para esse evento corresponde 29,9% do total precipitado para esse mês, 420,8 mm.

Figura 18 - Evento de precipitação dos dias 24 e 25 junho de 2014 (Evento 01).

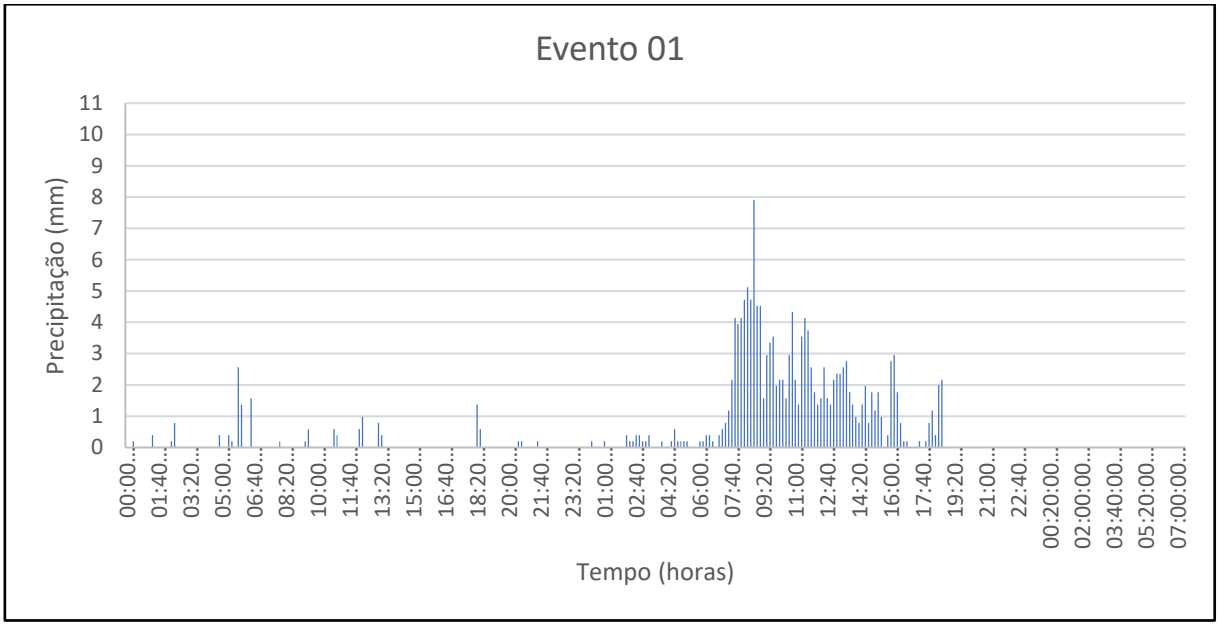
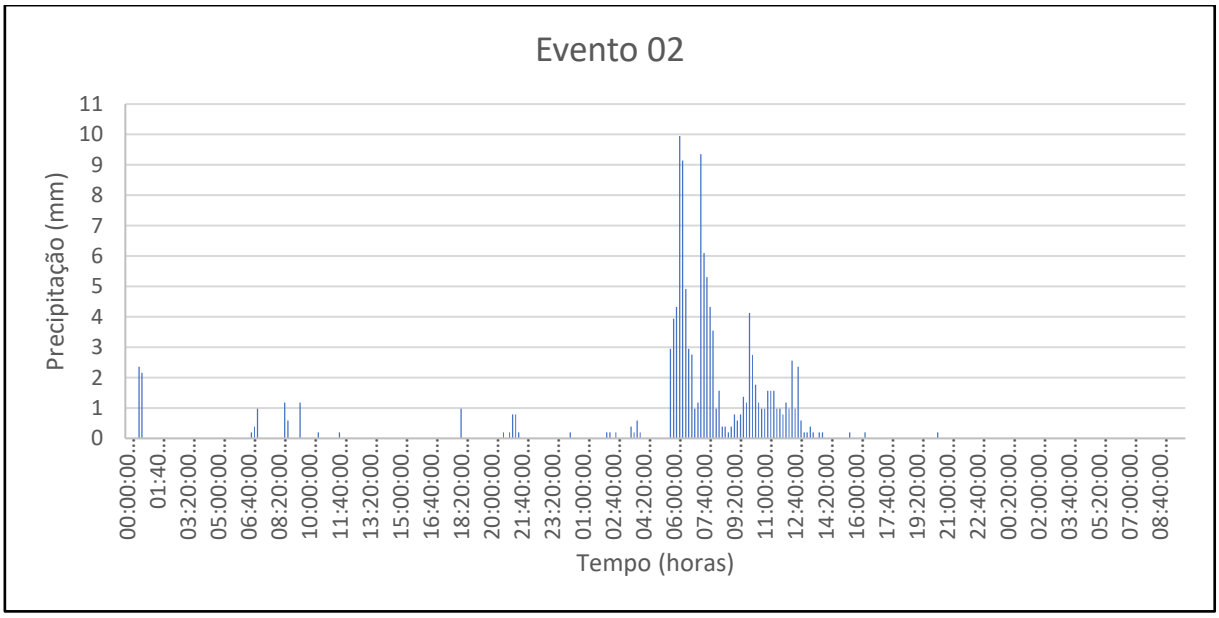


Figura 19 - Evento de precipitação dos dias 29 e 30 de maio de 2016 (Evento 02).



As medições dos eventos foram realizadas pela estação pluviométrica USF Alto Bela Vista – Ibura, localizada dentro da bacia em estudo, nas coordenadas geográfica latitude 89S 59' 58" e longitude 178E 59' 42". A série de dados foram baixadas no site do CEMADEM (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – www.cemaden.gov.br).

O modelo escolhido para simular a infiltração no solo foi o modelo de Horton, que é um dos modelos infiltração disponíveis no SWMM. A capacidade de infiltração ao longo de tempo, segundo Horton, é governada pela seguinte equação exponencial:

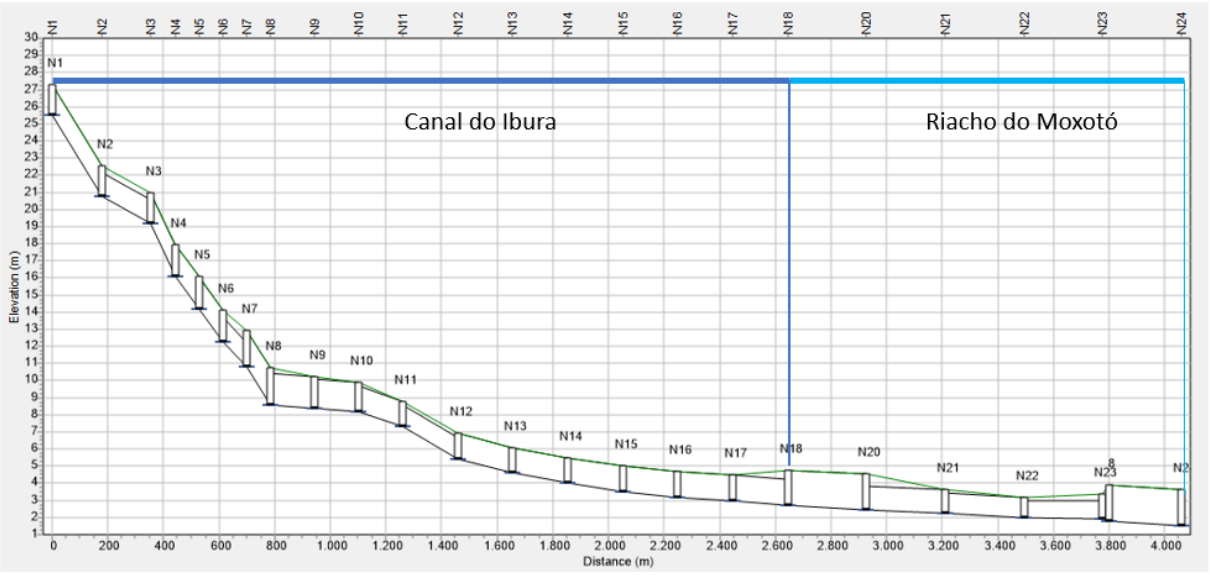
$$I = I_b + (I_o - I_b).e^{-kt} \tag{4.3}$$

Onde *I* é a capacidade de infiltração do solo; I_b é taxa mínima de infiltração; I_o é a taxa de infiltração inicial e *k* é a constante de decaimento ao longo do tempo *t.* Os parâmetros de infiltração do solo foram estimados através dos valores sugeridos em Rossman e Huber (2016) no Manual do SWMM (Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology – Revised).

A altura de armazenamento nas depressões e o coeficiente de rugosidade de Manning foram definidos de acordo com as faixas de valores sugeridos por Rossman e Huber (2016), observado as características em campo.

Os parâmetros necessários para caracterização dos condutos e canais naturais são: comprimento do conduto, declividade, rugosidade e as seções transversais. A distância de uma seção transversal a outra (o fim de uma seção e início da outra) é caracterizado no modelo como “nó”, o qual são estabelecidas as cotas ao longo do sistema de drenagem principal. As cotas desses nós foram obtidas através do MDT. A Figura 20, mostra a seção longitudinal com a cotas ao longo do canal do Ibura e do Riacho do Moxotó.

Figura 20 - Perfil longitudinal canal do Ibura e riacho do Moxotó.



Inicialmente foram realizadas simulações para dois cenários de urbanização: o cenário de pré-urbanização e o cenário atual. O cenário de pré-urbanização foi considerado de acordo com observação das taxas de impermeabilidade vistas nas ortofotos de 1974, as quais foram feitas a vetorização das áreas impermeáveis a fim de quantificá-las. Esse cenário pode ser considerado de pré-desenvolvimento, pois, conforme informações da EMLURB e diálogo com moradores locais, nessa época não se observava alagamentos na região. O cenário atual é representado pelo sistema atual de acordo com o que foi levantado na bacia, sem nenhuma intervenção e com as taxas de impermeabilização atuais.

Os resultados obtidos para os dois cenários permitiram fazer uma comparação da evolução das áreas impermeáveis da região e seus impactos nos sistemas de drenagem atual.

3.2.2.1. Dado observado de vazão e calibração modelo

Afim de se alcançar uma simulação mais realística do modelo, foi feita uma medição de vazão numa das seções do riacho do moxotó, próxima ao ponto considerado o exutório da bacia. As medições foram realizadas com o Molinete Hidráulico de eixo horizontal *BFM001 Valeport* e utilizou-se o Método da Meia Seção.

Os molinetes são instrumentos projetados para girar em velocidades diferentes de acordo com a velocidade da água. A relação entre velocidade da água e velocidade de rotação do molinete é a equação do molinete, que é dada pelo seu fabricante, Equações 4.4 e 4.5. O método da meia seção consiste no cálculo das vazões parciais, por meio da multiplicação da Velocidade Média na vertical e pela soma das semidistâncias às verticais adjacentes. O cálculo da vazão total na seção é a soma de todas as vazões parciais.

$$0{,}013 + 0{,}2512.\beta \quad para\ \beta[0{,}07; 0{,}32] \tag{4.4}$$

$$0{,}008 + 0{,}2667.\beta \quad para\ \beta[0{,}32; 11{,}28] \tag{4.5}$$

Onde β é número de rotações por segundo observada no molinete.

A distância entre as verticais e o número de pontos de medição na vertical, seguiram a recomendação da DNAEE (1977) conforme as tabelas 4 e 5 abaixo, e são função da largura do rio e da profundidade, respectivamente.

Tabela 4 - Distância recomendada entre as verticais

Largura do Rio (m)	***Distância entre as verticais (m)***
≤ 3,00	0,30
3,00 – 6,00	0,50
6,00 – 15,00	1,00
15,00 – 30,00	2,00
30,00 – 50,00	3,00
50,00 – 80,00	4,00
80,00 – 150,00	6,00
150,00 – 250,00	8,00
≥ 250,00	12,00

Fonte: DNAEE (1977)

Tabela 5 - Número de pontos de medição na vertical

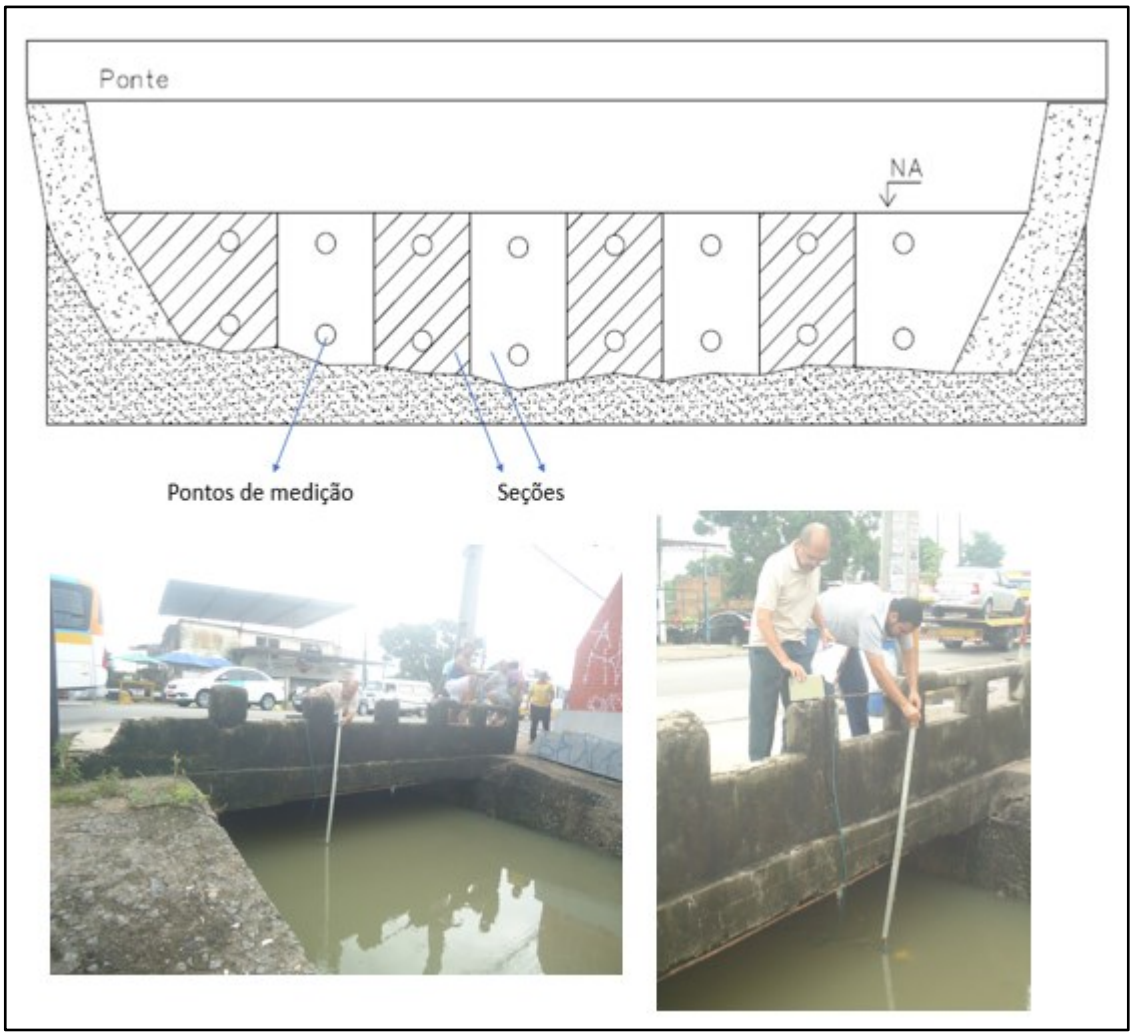
Nº de Pontos	***Posição na Vertical em relação à profundidade (h)***	***Cálculo da velocidade média na vertical***	***Profund. "h" (m)***
1	0,6.h	$V = V_{0,6}$	0,15 – 0,6
2	0,2 e 0,8.h	$V = (V_{0,2} + V_{0,8}) / 2$	0,6 – 1,2
3	0,2; 0,6 e 0,8.h	$V = (V_{0,2} + 2.V_{0,6} + V_{0,8}) / 4$	1,2 – 2,0
4	0,2; 0,4; 0,6 e 0,8.h	$V = (V_{0,2} + 2.V_{0,4} + 2.V_{0,6} + V_{0,8}) / 6$	2,0 – 4,0
5	S; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8.h e F	$V = [V_S + 2.(V_{0,2} + V_{0,4} + V_{0,6} + V_{0,8}) + V_F] / 10$	>4,0

S: Superfície; F: Fundo

Fonte: DNAEE (1977)

As medições foram feitas no riacho do Moxotó, no trecho onde o mesmo cruza a avenida Dois Rios. A ponte facilitou o acesso ao riacho para realizar as medições. Seguindo as recomendações das tabelas 4 e 5, a distância entre as verticais foi de 0,50m e o número de pontos de medição foram 2, um a 0,2 da profundidade e outro a 0,8. A Figura 21 mostra a seção levantada em campo onde foram realizadas as medições. Para cada ponto, foram feitas 3 medições de rotação considerando a média das três. O passo de tempo utilizado em cada medição de rotação foi de 50 segundos.

Figura 21 - Seção onde foi realizada as medições de vazão



Após a medição da vazão, foi realizada uma simulação no modelo SWMM alterando o evento de chuva para o evento de precipitação do dia anterior a medição. Em seguida foi verificado o valor da vazão na modelagem, no momento e no trecho da medição em campo, afim de compará-la com a vazão observada. Utilizou-se o método da tentativa e erro para calibrar o modelo, ou seja, o valor do coeficiente de Manning dos condutos foi sendo alterado no modelo até que alcançasse o valor da vazão observada, no trecho medido e no momento da medição.

3.2.3. Simulação dos cenários com aplicação das práticas LID

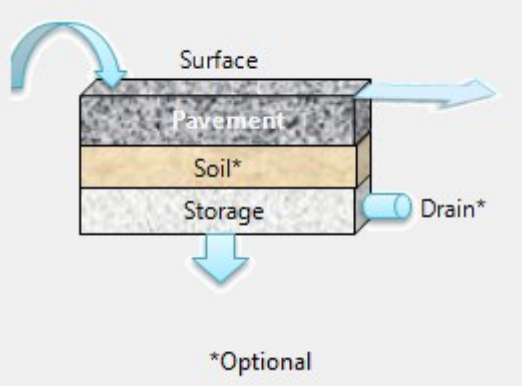
Neste trabalho foram analisadas três práticas de desenvolvimento de baixo impacto, pavimento permeável, detenção em lotes (no SWMM chamado de barril de chuva) e uma grande bacia de detenção. Para cada uma das aplicações, foram analisados os percentuais de redução do pico de escoamento, volume total de escoamento e redução das cotas de alagamento.

- **Cenário com aplicação de pavimento permeável**

Os pavimentos permeáveis com uma estrutura de camada de reservatório são dispositivos de controle na fonte que atuam no controle da produção do escoamento superficial, permitindo que a água proveniente da chuva passe através deles, reduzindo desse modo o escoamento superficial (CASTRO et al., 2013).

Um sistema típico de pavimento permeável consiste em uma camada superficial, de concreto ou de asfalto permeável, uma camada de areia de assentamento e uma camada de armazenamento de cascalho na parte inferior, que pode conter um sistema opcional de drenagem de tubos ranhurados (Figura 22).

Figura 22 - Representação de um sistema de pavimento permeável



Fonte: SWMM 5.1

As equações governantes no modelo SWMM para pavimentos permeáveis, com a camada de areia inclusa, segundo Rossman e Huber (2016), são:

$$\frac{\partial d_1}{\partial t} = i + q_o - e_1 - f_1 - q_1 \qquad Camada\ superficial \qquad (4.6)$$

$$D_4(1 - F_4)\frac{\partial \theta_4}{\partial t} = f_1 - e_4 - f_4 \qquad Camada\ do\ pavimento \qquad (4.7)$$

$$D_2\frac{\partial \theta_2}{\partial t} = f_4 - e_2 - f_2 \qquad Camada\ de\ areia \qquad (4.8)$$

$$\emptyset_3\frac{\partial d_3}{\partial t} = f_2 - e_3 - f_3 - q_3 \qquad Camada\ de\ armazenamento \qquad (4.9)$$

Onde,

D_1: Profundidade de água armazenada na superfície (mm);

t: Tempo (s);

i: Taxa de precipitação caindo diretamente sobre a superfície do pavimento (mm/s);

q_o: Escoamento capturado de outras áreas (mm/s);

q_1: Escoamento da camada superficial ou taxa de excesso (mm/s);

q_3: Vazão de saída do dreno da camada de armazenamento (mm/s);

e_1: Evaporação da água na superfície (mm/s);

e_4: Evaporação da água no solo (mm/s);

f_1: Taxa de infiltração de água superficial na camada do solo (mm/s);

f_2: Taxa de percolação da água através da camada de solo na camada de armazenamento (mm/s);

f_3: Taxa de infiltração de água da camada de armazenamento no solo nativo (mm/s);

f_4: Taxa a que a água drena para fora da camada do pavimento (mm/s);

D_2: Espessura da camada de areia (mm)

D_4: Espessura do pavimento (mm);

F_4: Fração da área do pavimento ocupada pelos blocos impermeáveis (mm), para sistemas contínuos $F_4 = 0$;

θ_2: Teor de umidade na camada de areia;

θ_4: Teor de umidade da camada do pavimento;

$\emptyset_3$: Fração de vazios da camada de armazenamento (Volume de vazios/Volume total).

Essas variáveis constituem os dados de entrada para simulação com aplicação do pavimento permeável. A estratégia utilizada para dimensionamento do pavimento permeável na bacia, está descrita na sequência abaixo:

1- Determinação do volume de armazenamento do pavimento permeável (V_{arm}): Para determinação do volume a ser armazenado utilizou-se o Método das Perdas da Reservação Natural. Segundo Canholi (2005), o volume do reservatório deve ser no mínimo igual ao volume perdido de reservação devido à urbanização. Logo tem-se que:

$$V_{arm} = V_{Atual} - V_{pré} \tag{4.10}$$

Onde, V_{arm} é o volume a ser armazenado pela infraestrutura LID, o qual corresponde ao volume de reservação perdido com a urbanização; V_{Atual} é volume total de escoamento do cenário atual de urbanização e $V_{pré}$ é igual ao volume total de escoamento do cenário considerado pré-urbanizado.

2- Fixou-se uma espessura de camada de armazenamento em 50 centímetros e calculou-se, pela equação 4.11, a área necessária de pavimento permeável em toda a bacia.

$$V_{arm} = H\ .A_{PavPerm}.\emptyset_3 \tag{4.11}$$

$$A_{PavPerm} = \frac{V_{arm}}{H.\emptyset_3} \tag{4.12}$$

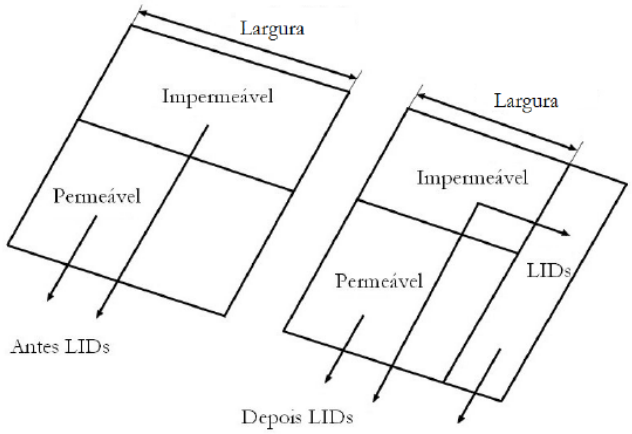
Onde $A_{PavPerm}$ é a área total de pavimento permeável; H espessura da camada de armazenamento; V_{arm} é volume a ser armazenado na bacia e $\emptyset_3$ é a porosidade do cascalho na camada de armazenamento.

3- A área de pavimento permeável resultante é distribuída em todas as sub-bacias proporcionalmente a área impermeável de cada sub-bacia, ou seja:

$$A_{PavPermSubBacia} = \frac{A_{impSubBacia}}{A_{impBacia}} A_{PavPerm} \quad (4.13)$$

4- Após a inserção do pavimento permeável nas sub-bacias, há necessidade de ajustes nas propriedades relativas ao percentual de áreas impermeável e à largura do escoamento para compensar a área total da sub-bacia que, agora, está ocupada pelo dispositivo LID, ver Figura 23.

Figura 23 - Ajuste dos parâmetros da sub-bacia após a introdução do LID



Fonte: Rossman (2010)

- **Cenário com aplicação de detenção em lotes com microrreservatórios**

Os microrreservatórios de detenção em lotes, podem ser entendidos como uma medida de controle na fonte, uma vez que podem ser integrados às instalações de águas pluviais do lote. O princípio do funcionamento do reservatório detenção é receber o escoamento gerado no lote (telhados e áreas impermeáveis, em geral), e direcioná-lo para a rede pública de drenagem, promovendo seu armazenamento temporário e a descarga da vazão afluente dele em níveis inferiores (nível de pré-urbanização) através de dispositivos de descargas, como orifícios e vertedores. O objetivo principal é o restabelecimento das condições naturais do escoamento superficial que vai para rede de drenagem (SILVA, 2016).

A modelagem com o microrreservatório é realizada com apenas uma camada de armazenamento, com todo espaço nela vazio, e com um dispositivo de saída colocada acima do fundo impermeável. A equação que governa a aplicação do microrreservatório em lote, é a equação da continuidade abaixo, segundo Rossman e Huber (2016).

$$\frac{\partial d_3}{\partial \mathrm{t}} = f_1 - q_1 - q_3 \qquad (4.14)$$

Onde d_3 é a altura de armazenamento do reservatório; f_1 é o escoamento capturado para o reservatório; q_1 é o escoamento no fundo reservatório e q_3 é fluxo pela saída do reservatório. Nesse caso é desconsiderada precipitação e a evaporação no reservatório.

Um dos dados de entrada do modelo com microrreservatório em lote é o coeficiente de fluxo do dreno de fundo. Foi usada a equação sugerida no manual do SWMM por Rossman e Huber (2016).

$$C_d = 0{,}6\left(\frac{A_s}{A_0}\right)(2g)^{0{,}5} \qquad (4.15)$$

Onde C_d é o coeficiente de fluxo; A_s é área da superfície do reservatório; A_o é a área de saída do dreno e *g* é a aceleração da gravidade. O SWMM tem a opção de manter o fluxo de saída pelo dreno fechada, tornando igual a zero o coeficiente de esvaziamento.

A estratégia para aplicação de microrreservatório em lotes na bacia, seguiu a seguinte sequência:

1- Determinação do volume a ser armazenado pelos os reservatórios (V_{det}):
   Método das Perdas da Reservação Natural (equação 4.10)

2- Determinação das dimensões do reservatório padrão:
   O reservatório padrão será replicado em todos os lotes munido com o dispositivo. Foi estabelecido que deve ter 5000 litros o qual possui as seguintes dimensões: altura de 1,60 metros e diâmetro 2,00 metros. A quantidade total

de lotes com um reservatório de detenção instalado deverá ser, tal que, o somatório do volume de todos seja igual ao volume de detenção determinado, anteriormente, pelo Método das Perdas da Reservação Natural V_{det}.

$$n = \frac{V_{det}}{V_d} \tag{4.16}$$

Onde n é a quantidade de lotes com um reservatório de detenção instalado e V_d é o volume do reservatório padrão.

3- Determinação do dreno de fundo:

O fluxo através do dreno, segundo Rossman e Huber (2016), é dado pela equação:

$$q_o = C_d(h_d)^{0,5} \tag{4.17}$$

Onde q_o representa o fluxo na saída; h_d é a altura do reservatório e C_d é o coeficiente de fluxo que é dado pela equação 4.15. Substituindo a equação 4.13 na equação 4.14 e isolando a área A_o do dreno, temos que:

$$A_o = \frac{q_o . A_s}{0,6.(2gh_d)^{0,5}} \tag{4.18}$$

O somatório do fluxo através de todos os drenos deverá ser menor ou igual a vazão de pico do cenário pré-urbanizado $Q_{préUrb}$ temos então que:

$$Q_{préUrb} = \sum_{i=1}^{n} q_i \tag{4.19}$$

Onde n é número total de lotes munidos com o reservatório padrão. Considerando apenas um reservatório padrão, temos que o fluxo através do dreno deve ser:

$$q_o = \frac{Q_{preUrb}}{n} \tag{4.20}$$

Assim, é possível calcular a área do dreno A_d. Sendo o dreno do tipo orifício circular podemos calcular o diâmetro *d* necessário do regulador de fluxo, de forma a atender a vazão de pré-urbanização.

4- A quantidade total de reservatório é distribuída de forma proporcional a área impermeável de cada sub-bacia de forma que:

$$n_{SubBacia} = \left(\frac{A_{impSubBacia}}{A_{impBacia}}\right).n \qquad (4.21)$$

Onde $n_{SubBacia}$ é número de microrreservatórios em cada sub-bacia.

A modelagem para esse cenário foi realizada para a situação de microrreservatório com regulador de fluxo e sem regulador de fluxo.

- **Cenário com aplicação de uma bacia de detenção**

As estruturas de detenção dos deflúvios situadas a jusante visam controlar os escoamentos no âmbito das bacias ou sub-bacias de drenagem, sendo, portanto, de maior importância e significado relativamente à intervenção urbana (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995)

A finalidade principal dessa solução é promover a redução do pico das enchentes, por meio do amortecimento conveniente das ondas de cheia, obtida pelo armazenamento de parte do volume escoado. Entretanto, a utilização dessas estruturas vem sendo associada também a outros usos, como recreação e lazer e, também, a melhoria da qualidade (CANHOLI, 2005).

No modelo SWMM as unidades de armazenamento são representadas por nós no sistema de drenagem que fornecem o volume a ser armazenado. As propriedades volumétricas de uma unidade de armazenamento são descritas por uma função ou tabela de área de superfície versus altura.

Os principais parâmetros de entrada para unidades de armazenamento incluem: a elevação inversa, a profundidade máxima, dados da área de profundidade, potencial

de evaporação, área de superfície estanque quando inundada (opcional), dados de entrada externa (opcional).

Os reguladores de fluxos normalmente utilizados por esse tipo de estrutura, são orifício e os vertedores, que pode ser retangular, triangular ou trapezoidal.

O fluxo através de um orifício é calculado no modelo SWMM pela seguinte equação:

$$Q_o = C_o A_o \sqrt{2gh_o} \tag{4.22}$$

Onde Q_o é fluxo através do orifício; C_o é o coeficiente de descarga; A_o é a área de abertura do orifício; g é a aceleração da gravidade e h é lâmina ou altura de água, acima do eixo central do orifício (orifício livre) ou diferença de nível d'água (orifício afogado).

O orifício é representado no SWMM através de um "link" que liga o nó que representa a unidade de armazenamento ao "nó" que inicia a seção imediatamente a jusante da bacia de detenção. O valor do coeficiente de descarga sugerido pelo programa é de 0,65.

Já o fluxo através do vertedor retangular, o qual foi escolhido para esse estudo, é dado pela seguinte equação:

$$Q_w = \frac{2\sqrt{2g}}{3} . C_W . L . H^{\frac{3}{2}} \tag{4.23}$$

Onde Q_w é o fluxo através do vertedor retangular; C_w é coeficiente de fluxo pelo vertedor e L_w e h_w são as dimensões do vertedor. Para esse tipo de vertedor o SWMM sugere valores de 1,38 a 1,83 para o coeficiente de fluxo.

Para este estudo foi simulada a aplicação de uma bacia de detenção localizada numa das sub-bacia do riacho do Moxotó, onde há disponibilidade de área suficiente para sua aplicação. A figura 24 abaixo mostra o local escolhido para simulação da bacia de detenção.

Figura 24 - Local escolhido para implantação da bacia de detenção

Os reguladores de fluxo utilizados foram o orifício circular e o vertedor retangular. O diâmetro do orifício circular de saída da bacia de detenção foi dimensionado de maneira que o seu fluxo seja menor ou igual a vazão de pico do cenário considerado pré-urbanizado, que pode ser calculado isolando seu diâmetro na equação 4.20, conforme:

$$D_o = \left(\frac{4Q_{préUrb}}{\pi C_o \sqrt{2gh}}\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (4.24)$$

As dimensões do reservatório em planta foram determinadas de acordo com a área disponível para sua implantação de maneira a evitar custos de desapropriação. A altura do reservatório foi dimensionada para armazenar o volume total de escoamento acrescido com evolução urbana do cenário de pré-urbanização para o cenário atual, ou Método das Perdas da Reservação Natural.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Dinâmica da expansão urbana

Após a análise da expansão urbana, através das ortofotos do ano de 1974, onde foram vetorizadas as áreas consideradas impermeáveis, e as ortofotos do ano de 2013, considerada a situação atual, as quais foram feitas uma classificação supervisionada, resultaram nos mapas das Figuras 25 e 26. Os resultados demonstraram um acréscimo de 183% das áreas impermeáveis. Para o cenário pré-urbanizado as áreas impermeáveis correspondem 17% da área total da bacia. O cenário atual essa área corresponde a 44% da área total.

O valor de 44% da taxa de impermeabilização do cenário atual, é considerado um valor baixo quando comparado a outras urbanizações. Isso se deve a área de proteção ambiental na bacia, a qual possui uma grande área permeável com vegetação nativa. Quando desconsiderada essa área, a taxa de impermeabilidade na bacia chega a um valor de 63%.

Figura 25 - Mapa das áreas impermeáveis das imagens de 1974 (Cenário de pré-urbanização)

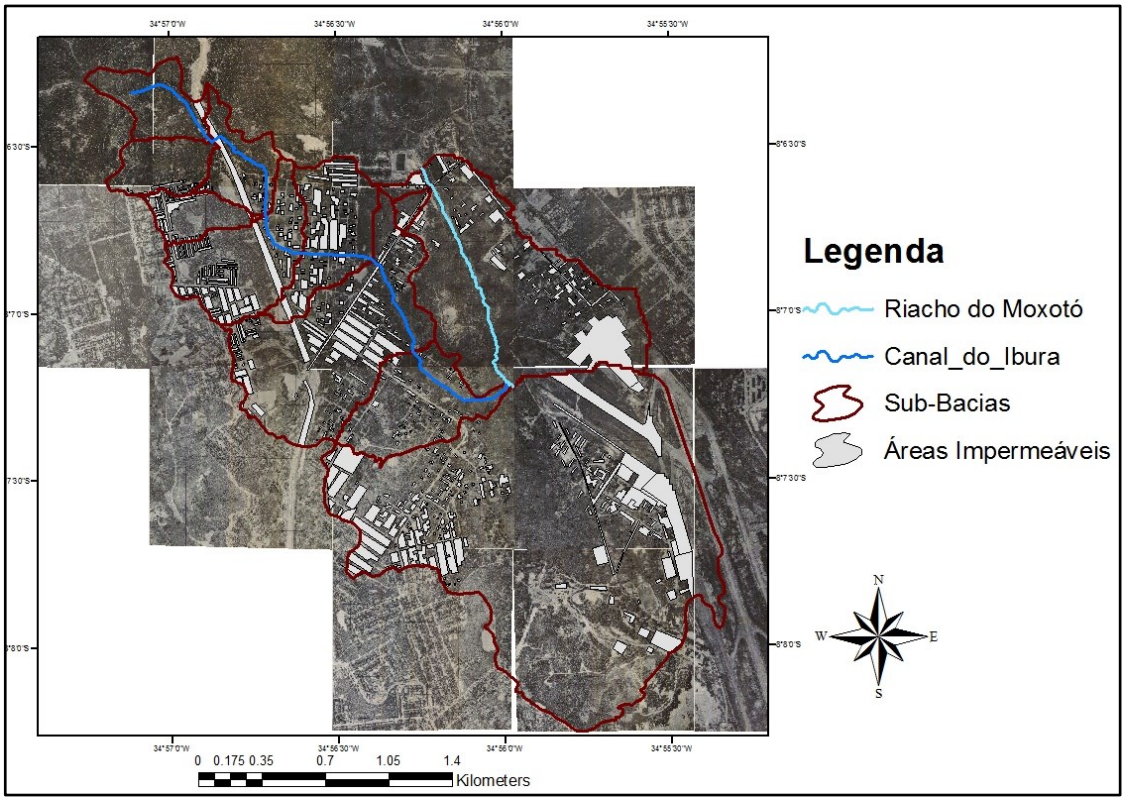
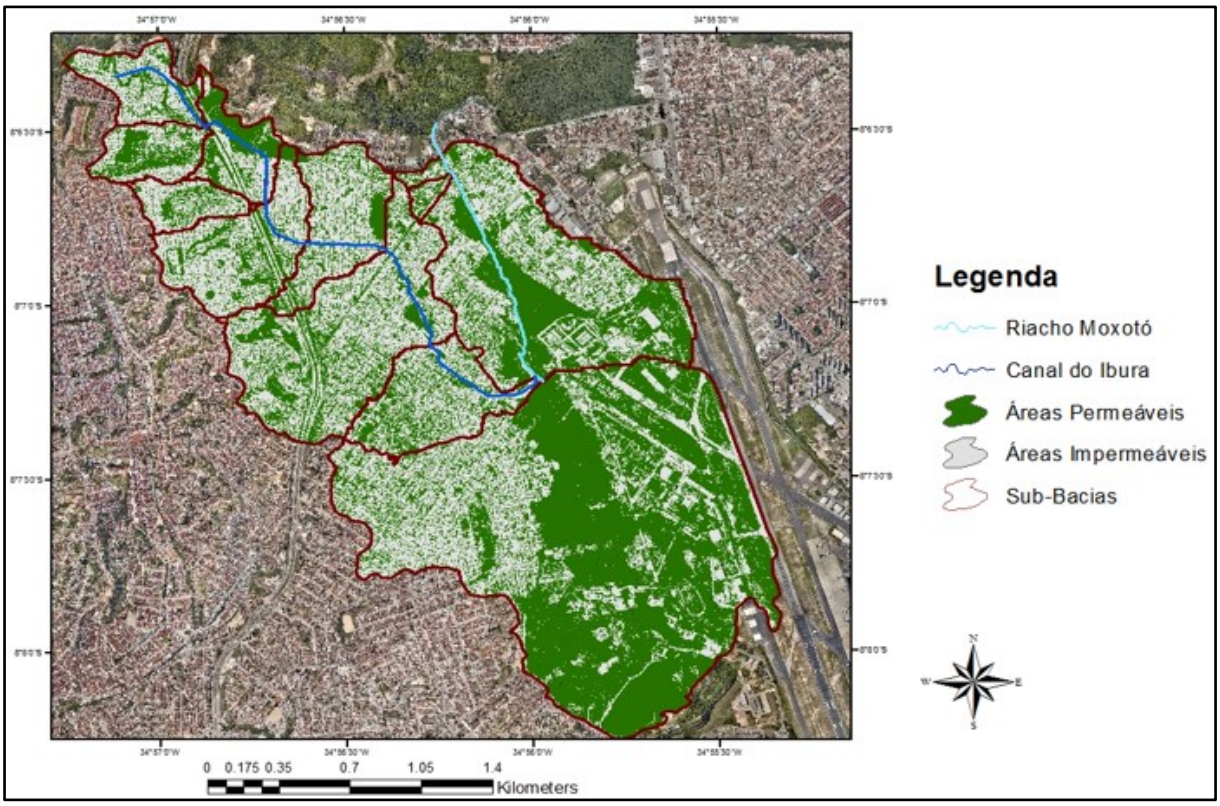


Figura 26 - Resultado da classificação supervisionada das imagens do cenário atual



Observa-se que as sub-bacias mais a montante da região apresentaram um crescimento mais acentuado, visto que nessas áreas, ainda não existia nenhum grau de urbanização, é caso das sub-bacias SB-A, SB-B, SB-C e SB-D.

Nota-se que a região considerada área de preservação ambiental manteve-se, até um certo grau, preservada, na região próxima ao aeroporto nas sub-bacias SB-M e SB-N. A Tabela 6 mostra as áreas impermeáveis de cada sub-bacia, para os dois cenários, assim como os percentuais de aumento para cada uma delas.

Através de visitas a região foi possível constatar uma tendência de estrangulamento de vários pontos da seção do canal do Ibura e na região mais a jusante do riacho do Moxotó, conforme mostra as imagens da Figura 27.

Figura 27 - Ocupações irregulares nas margens do canal do Ibura (a,b) e riacho do Moxotó (c,d).

Tabela 6 - Áreas impermeáveis em cada sub-bacia e percentuais de aumento

		CENÁRIO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO		***CENÁRIO ATUAL***		
SUB_BACIA	***ÁREA TOTAL (ha)***	***ÁREA IMPERM. (ha)***	***% IMPERM.***	***ÁREA IMPERM. (ha)***	***% IMPERM.***	***% DE AUMENTO DA ÁREA IMPERMEÁVEL***
SB-A	17,80	0,46	3%	10,79	67%	2498%
SB-B	7,44	0,45	6%	1,81	27%	338%
SB-C	14,75	0,76	5%	7,11	53%	936%
SB-D	9,38	1,89	20%	4,90	57%	185%
SB-E	11,50	2,23	19%	7,34	70%	262%
SB-F	7,65	0,95	12%	5,25	75%	511%
SB-G	27,93	7,66	27%	16,97	67%	144%
SB-H	20,12	5,40	27%	12,53	69%	155%
SB-I	9,39	2,50	27%	5,71	67%	151%
SB-J	13,38	1,29	10%	8,15	67%	593%
SB-K	61,44	13,51	22%	34,99	63%	185%
SB-L	32,15	1,39	4%	17,82	61%	1312%
SB-M	261,56	49,32	19%	83,96	35%	88%
SB-N	98,20	12,89	13%	42,68	48%	264%
SB-O	2,68	0,79	29%	1,35	55%	88%
SB-P	2,12	0,55	26%	1,08	56%	116%
TOTAL	**597,49**	**102,05**	**17%**	**262,44**	**44%**	**183%**

4.2. Parâmetros do modelo SWMM

Os parâmetros de entrada do modelo SWMM, para cada sub-bacia, encontram-se apresentados na tabela 7. Na tabela 8, estão os parâmetros inicialmente estimados para cada trecho assim como as cotas dos nós ao longo da rede de drenagem. Os dados de área e taxa de impermeabilidade estão na tabela 6, citada anteriormente.

Tabela 7 - Dados de entrada das sub-bacias do modelo SWMM

SUB BACIA	***Largura superf. (m)***	***Declividade média (%)***	***Manning (permeável)***	***Manning (impermeável)***	***Prof de arm depr (permeável) (mm)***	***Prof de armazenamento (impermeável) (mm)***
SB-A	158,9	13,3	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-B	68,4	12,2	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-C	137,0	24,3	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-D	128,7	13,6	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-E	115,7	18,0	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-F	120,1	5,7	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-G	268,8	13,8	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-H	240,9	3,1	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-I	102,5	3,4	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-J	126,3	3,0	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-K	370,2	12,8	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-L	216,3	27,4	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-M	678,4	5,0	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-N	266,0	1,9	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-O	86,6	5,5	0,15	0,013	3,81	1,905
SB-P	59,5	4,5	0,15	0,013	3,81	1,905

Tabela 8 - Parâmetros de entrada de cada trecho no modelo SWMM

Trechos	*Comprimento (m)*	*Tipo da Seção*	*Manning inicial do trecho*	*Cota do nó inicial (m)*	*Cota do nó final (m)*
TR-01	177,5	Solo natural	0,035	25,5	20,8
TR-02	177,5	Solo natural	0,035	20,8	19,2
TR-03	86,0	Revestimento de concreto	0,012	19,2	16,1
TR-04	86,0	Revestimento de concreto	0,012	16,1	14,2
TR-05	86,0	Revestimento de concreto	0,012	14,2	12,3
TR-06	86,0	Revestimento de concreto	0,012	12,3	10,8
TR-07	86,0	Revestimento de concreto	0,012	10,8	8,6
TR-08	158,0	Solo Natural	0,035	8,6	8,4
TR-09	158,0	Solo Natural	0,035	8,4	8,2
TR-10	158,0	Solo Natural	0,035	8,2	7,3
TR-11	198,0	Solo Natural	0,035	7,3	5,4
TR-12	198,0	Revestimento de concreto	0,012	5,4	4,6
TR-13	198,0	Revestimento de concreto	0,012	4,6	4,0
TR-14	198,0	Revestimento de concreto	0,012	4,0	3,5
TR-15	198,0	Revestimento de concreto	0,012	3,5	3,2
TR-16	198,0	Revestimento de concreto	0,012	3,2	3,0
TR-17	198,0	Revestimento de concreto	0,012	3,0	2,7
TR-18	60,0	Solo Natural	0,035	3,1	2,7
TR-19	283,0	Solo Natural	0,035	2,7	2,47
TR-20	283,0	Solo Natural	0,035	2,47	2,25
TR-21	283,0	Solo Natural	0,035	2,25	1,96
TR-22	283,0	Solo Natural	0,035	1,96	1,93
TR-23	22,0	Bueiro	0,015	1,93	1,80
TR-24*	9,5	Galeria de concreto	0,015	1,95	1,96
TR-25*	8,5	Galeria de concreto	0,015	2,1	2,0
TR-26*	50,0	Galeria de concreto	0,015	2,0	1,96
TR-27*	8,90	Galeria de concreto	0,015	1,96	1,93
TR-28*	37,0	Galeria de concreto	0,015	1,93	1,80
TR-29	261,0	Solo Natural	0,035	1,80	1,56

(*) trechos na microdrenagem

4.2.1. Resultado da calibração e medição de vazão

A calibração foi realizada pelo método da tentativa e erro, a qual foi alterado o valor estabelecido inicialmente para o coeficiente de Manning dos condutos, até que o valor simulado se tornasse próximo ao valor observado na medição. Os resultados das medições de velocidade estão na Tabela 9 abaixo.

Tabela 9 - Resultado das medições de rotação e cálculo das velocidades em cada ponto.

		Rotações do molinete					
Vertical	**Área (m²)**	**0,2h**	**0,2h**	**0,2h**	**Média**	**rot/s (β)**	**Velocidade no ponto (m/s)**
1	0,544	92	95	89	92	1,840	0,499
2	0,383	100	88	95	94	1,887	0,511
3	0,401	100	96	102	99	1,987	0,538
4	0,405	103	94	94	97	1,940	0,525
5	0,421	110	111	103	108	2,160	0,584
6	0,391	79	76	86	80	1,607	0,436
7	0,364	64	53	61	59	1,187	0,324
8	0,46	71	72	67	70	1,400	0,381
Vertical	**Área (m²)**	**0,8h**	**0,8h**	**0,8h**	**Média**	**rot/s (β)**	**Velocidade no ponto (m/s)**
1	0,544	96	85	86	89	1,780	0,483
2	0,383	113	111	111	112	2,233	0,604
3	0,401	114	116	115	115	2,300	0,621
4	0,405	122	119	123	121	2,427	0,655
5	0,421	115	118	114	116	2,313	0,625
6	0,391	113	117	107	112	2,247	0,607
7	0,364	109	108	103	107	2,133	0,577
8	0,46	84	85	85	85	1,693	0,460

OBS: Foi utilizado um passo de tempo 50 segundos para cada medição da velocidade.

A partir da equação dada pelo fabricante do molinete, calculou-se a velocidade em cada ponto. Seguindo as recomendações das tabelas 4 e 5, a velocidade total em cada ponto é calculada pela média das velocidades a 0,2 e 0,8 da profundidade. A tabela 10, mostra os valores totais da velocidade e vazão, em cada vertical, e o valor da vazão em toda a seção, calculado pela soma das vazões nas verticais.

Tabela 10 - Resultado das vazões em cada ponto e da vazão total

Vertical	Velocidade na vertical (m/s)	Vazões (m^3/s)
1	0,491	0,267
2	0,557	0,213
3	0,580	0,232
4	0,590	0,239
5	0,605	0,255
6	0,522	0,204
7	0,451	0,164
8	0,420	0,193
Vazão Total (m^3/s)		**1,768**

As medições foram realizadas no dia 25 de maio de 2017, iniciando as 10:00h e terminando 12:00h. Na simulação foram inseridos os dados do evento de precipitação do dia anterior a medição (dia 24) até o horário final das medições (00:00h do dia 24 até 12:00h do dia 25). Todas as simulações foram realizadas com o passo de tempo de 10 minutos, portanto, fornecem resultados de valores de vazão em todos os trechos e nós a cada 10 minutos.

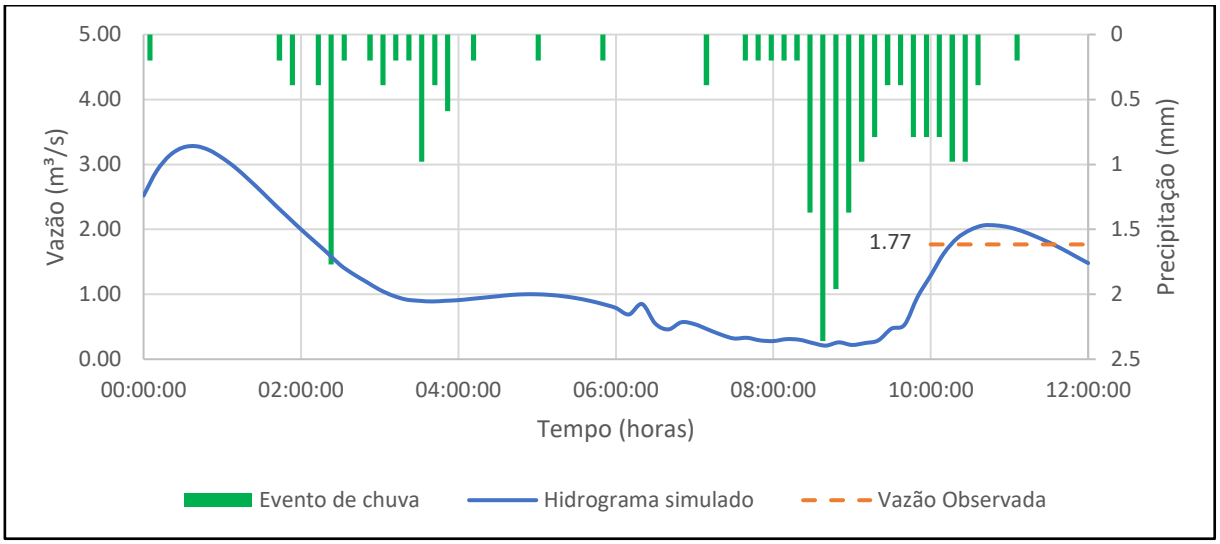
A estratégia foi calcular a média de todas as vazões simuladas no período das 10:00h até as 12:00h (mesmo horário das medições), alterar os valores de coeficiente de Manning dos condutos até que essa média seja próxima a ao valor observado da vazão. Os condutos com revestimento de concreto não sofreram alterações em relação a estimativa inicial.

A tabela 11 apresenta os resultados dos coeficientes de Manning após a calibração e a Figura 28 mostra o hidrograma simulado para o evento de chuva do dia anterior a medição, na mesma figura é destacado a vazão observada no trecho de medição.

Tabela 11 - Resultado da calibração do coeficiente de Manning

Trecho onde foi realizado a medição	Vazão observada (m^3/s)	Média das vazões simuladas entre 10:00h e 12:00h (m^3/s)
TR-23	1,768	1,796
Coeficientes de Manning calibrados		
	Inicial	**Calibrado**
Trechos em solo natural (Canal do Ibura)	0,035	0,030
Trechos em revestimento de concreto (Canal do Ibura)	0,012	0,012
Trechos em solo natural (Riacho do Moxotó)	0,035	0,032
Galeria de concreto	0,015	0,016
Bueiro de concreto	0,015	0,016

Figura 28 - Trecho do hidrograma simulado após a calibração do modelo



4.3. Cenário de pré-urbanização e cenário atual

Avaliação dos cenários de pré-urbanização e atual, tem como ideia principal averiguar os impactos hidrológicos devido ao crescimento das áreas impermeáveis na bacia do rio Moxotó. Verificando qual o aumento do pico de vazão e do volume total de

escoamento. Os resultados encontrados servem de ponto de partida para o dimensionamento e avaliação das práticas de desenvolvimento de baixo impacto, que serão adiante analisadas, uma vez que as mesmas objetivam replicar o cenário de pré-urbanização em termos hidrológicos.

O cenário de pré-urbanização foi simulado considerando as taxas de impermeabilização observadas nas ortofotos de 1974 (17% de áreas impermeáveis) e mantendo todos os outros parâmetros iguais ao o cenário atual.

Os hidrogramas e os gráficos do volume total de escoamento acumulado do cenário de pré-urbanização e o cenário atual, são mostrados nas Figuras 29 e 30 para o evento *01* e nas Figuras 31 e 32 para o evento *02*.

As variações de vazão ao longo do tempo, em todos os casos, foram verificadas no "nó" (N24) considerado o exutório da bacia. Os volumes totais de escoamento ao longo do tempo foram verificados no último trecho da rede de drenagem (TR-29).

Figura 29 - Hidrograma cenário atual e de pré-urbanização para o evento 01

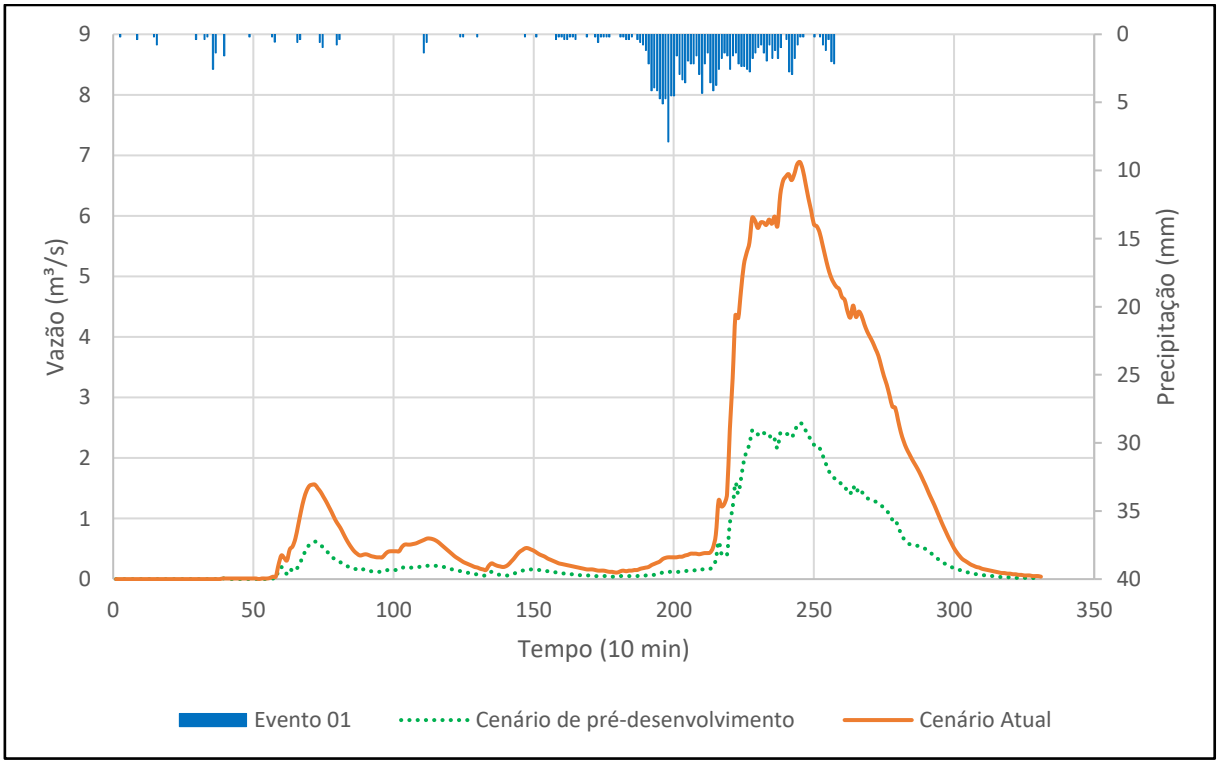


Figura 30 - Gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para o evento 01

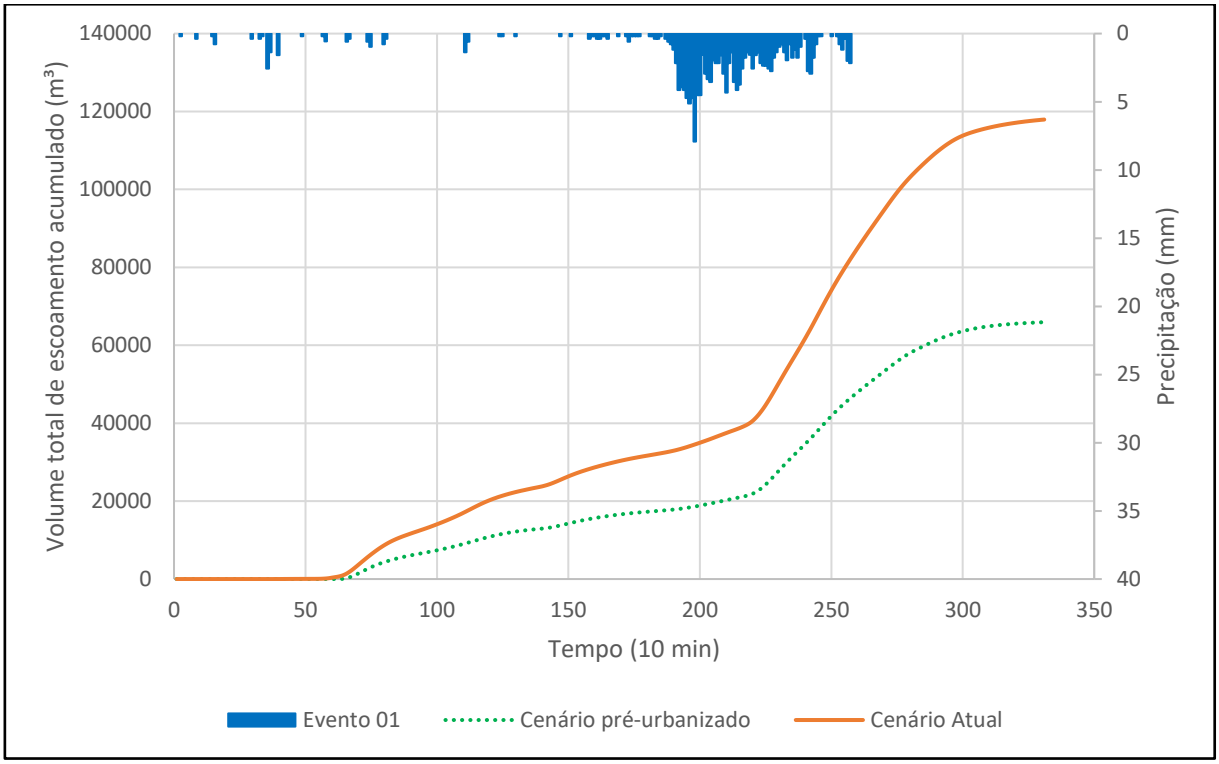


Figura 31 - Hidrograma cenário atual e de pré-urbanização para o evento 02

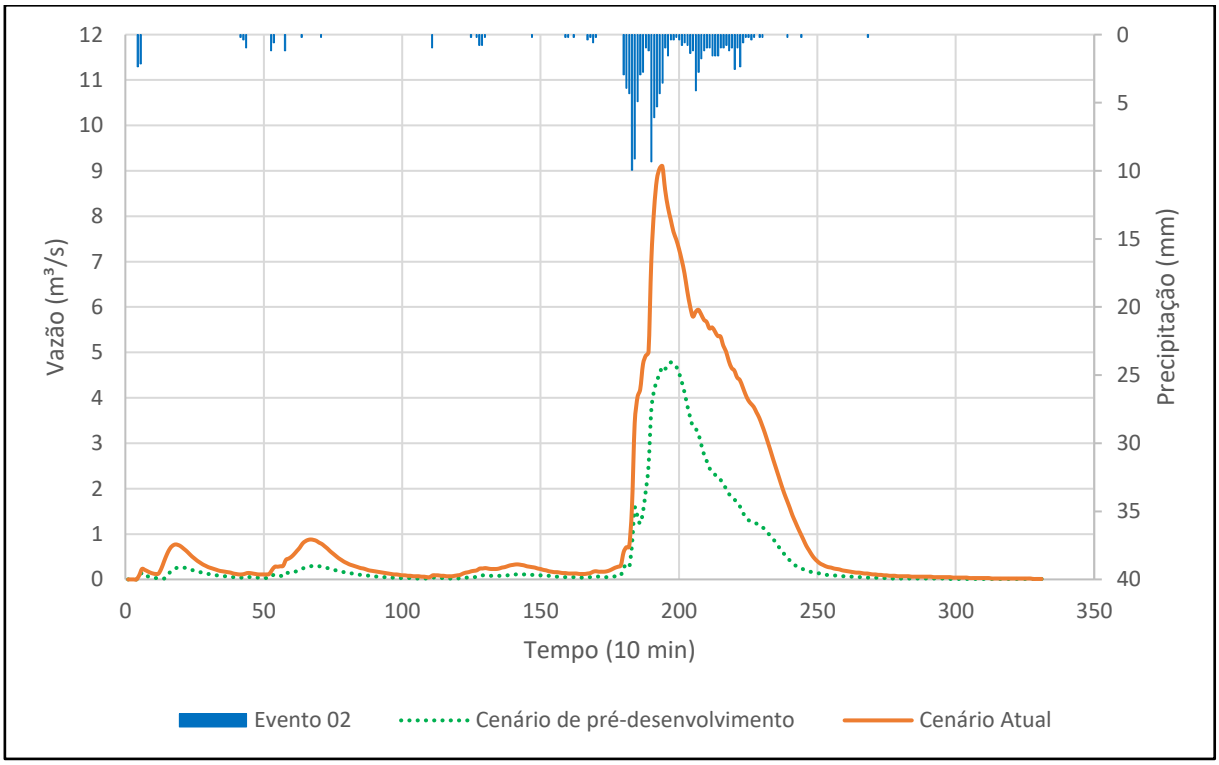
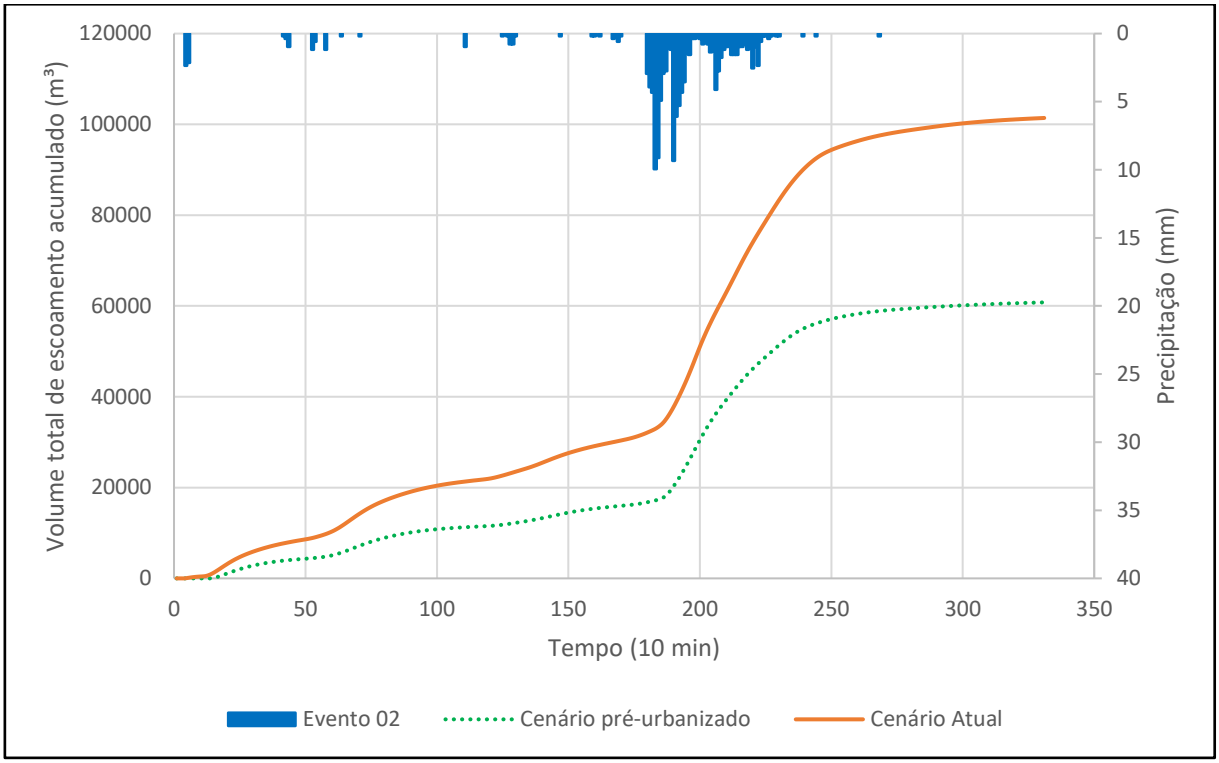


Figura 32 - Gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para o evento 02



Analisando o *Evento 01*, a vazão de pico aumentou 2,7 vezes com a urbanização o que corresponde a um aumento de 167%, passando de 2,58 m³/s para 6,89 m³/s. Para o mesmo evento o aumento no volume total de escoamento foi de 79% correspondendo a um acréscimo de 52.005 m³. Para o *Evento 02* o pico de vazão aumentou 1,9 vezes devido a urbanização, correspondendo a um aumento de 90%, passando de 4,78 m³/s para 9,10 m³/s. O aumento no volume total de escoamento foi 67%, o equivalente a um acréscimo de 40.755 m³.

No *Evento 01* os tempos de pico ocorreram no mesmo intervalo de tempo para os dois cenários, com o pico de vazão ocorrendo à 40h e 50min depois do início do evento analisado. Já na análise do *Evento 02* houve uma antecipação do pico de vazão de 30 minutos com a urbanização, ocorrendo o pico de vazão a 32h e 40min a partir do início do evento analisado no cenário atual.

A simulação do cenário atual demostrou a existência de falhas no sistema de drenagem, apresentando alguns condutos com capacidade insuficiente de escoamento. Os “nós” em que houveram extravasamento foram nas sub-bacias, as

quais foram detalhadas a rede de microdrenagem, local já conhecido como ponto crítico de alagamento.

Através de diálogos com moradores locais, foi levantada a área de alagamento observada quando da ocorrência de eventos extremos. O ponto de alagamento descrito ocorre na av. Dois Rios próximo ao cruzamento da avenida com o riacho Moxotó. A área de alagamento levantada corresponde a aproximada 2.400 m².

Os eventos analisados apresentaram volume de extravasamento no "nó" N26. O volume extravasado no "nó" indica a insuficiência de escoamento do conduto a jusante a ele. O volume de extravasamento para o *Evento 01* foi de 2.666 m³ e o para o *Evento 02* foi de 3.901 m³. A Figura 33 mostra a rede de microdrenagem detalhado no modelo com a indicação do "nó" N26.

O conduto que apresenta capacidade insuficiente de escoamento é o último da rede, o que indica que a mesma sofre influência do riacho do Moxotó, para o qual vai o escoamento da drenagem desse ponto, provocando o alagamento. A Figura 34 apresenta o perfil longitudinal da rede de microdrenagem, com a possível influência do riacho do Moxotó.

Figura 33 - Ponto crítico de alagamento na av. Dois Rios – Ibura, local onde foi detalhada a microdrenagem na modelagem

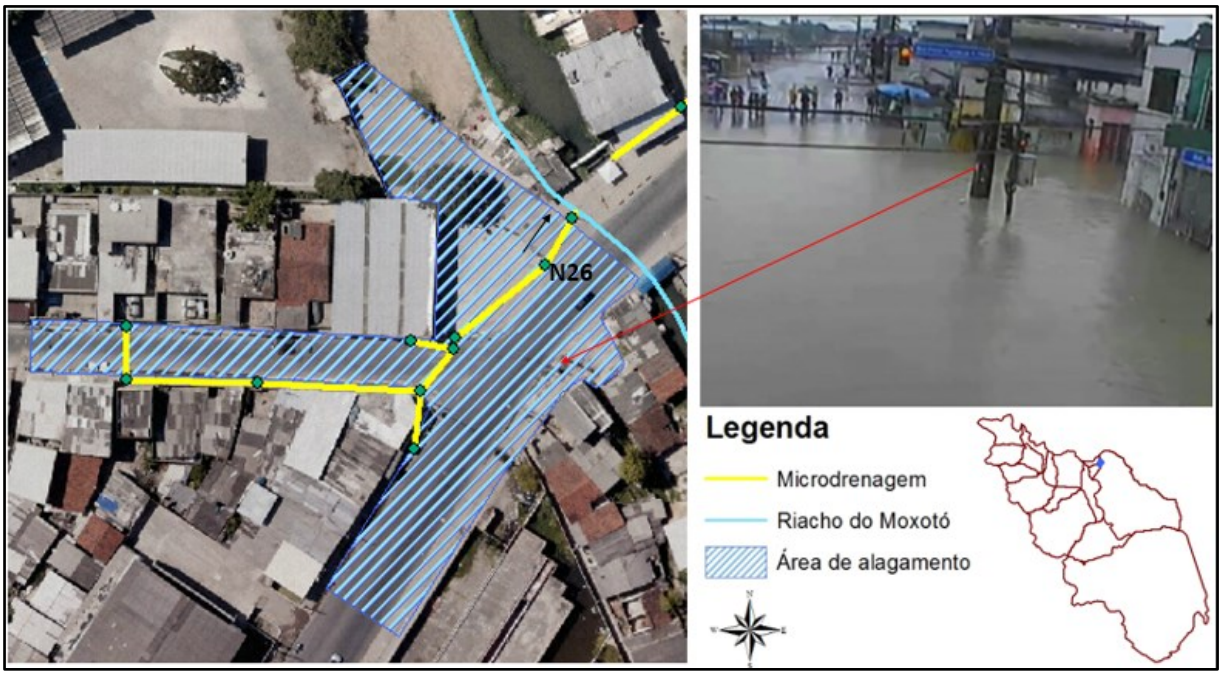
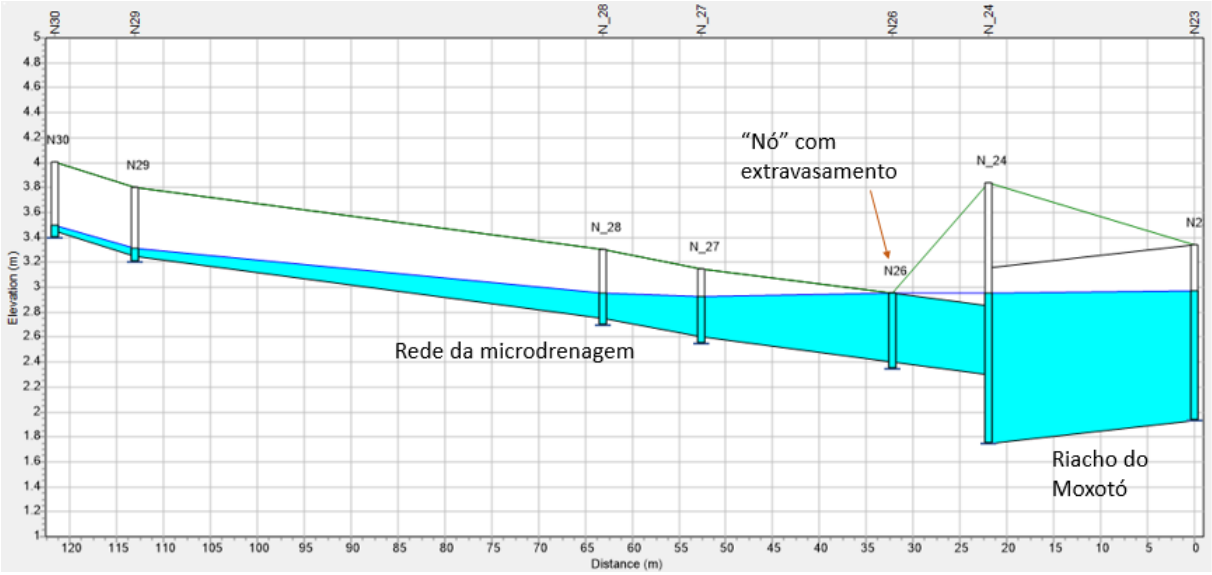


Figura 34 - Perfil longitudinal da rede de microdrenagem e influência do riacho do Moxotó no escoamento da rede.



4.4. Cenários com aplicação de técnicas LID

As simulações dos cenários com aplicação de práticas de desenvolvimento de baixo impacto visam analisar quais os benefícios hidrológicos elas podem causar na bacia. As variáveis analisadas foram: redução do pico de vazão, redução do volume total de escoamento e redução do volume de extravasamento nos pontos de alagamento.

As técnicas LID analisadas foram: pavimento permeável, microrreservatório de detenção em lote e aplicação de uma bacia de detenção. As técnicas de baixo impacto só foram analisadas para o *Evento 01.*

Conforme metodologia, definiu-se como meta, que as técnicas LID simuladas, devem possuir uma capacidade de armazenamento igual ao volume perdido de reservação após a urbanização e os dispositivos de saída de possuir fluxo igual ou menor que a vazão de pré-urbanização.

4.4.1. Pavimento permeável

Os parâmetros necessários para a simulação de pavimentos permeáveis no modelo, foram retirados de Pinheiro et al. (2016) e de valores sugeridos pelo manual do SWMM em Rossman (2010). A tabela 12 mostra os parâmetros utilizados pelo SWMM para simular a aplicação do pavimento permeável na bacia.

Tabela 12 - Parâmetro considerados para simulação do pavimento permeável no SWMM

Parâmetros	***Valor***
Superfície	
Profundidade de armazenamento (mm)	1,905
Coeficiente de Manning na superfície do pavimento	0,015
Declividade (%)	5,0
Pavimento	
Espessura (mm)	150
Índice de vazios	0,2
Superfície impermeável	0
Permeabilidade (mm/h)	12240
Fator de colmatação	0
Armazenamento	
Altura (mm)	500
Índice vazios	0,75
Taxa de infiltração (mm/h)	120

Conforme a metodologia proposta, o volume perdido devido a urbanização corresponde a 52.005 m³. Para uma altura da camada de armazenamento de 500 mm e utilizando um cascalho com índice de vazios de 0,75, pela equação 4.12, tem-se que será necessária uma área de 138.680 m² de pavimento permeável que deverá ser aplicado em toda a bacia. Essa área corresponde a 4,85% da área total da bacia do riacho Moxotó.

Essa área total foi distribuída proporcionalmente aos percentuais de área impermeável de cada sub-bacia (equação 4.13). A tabela 13 apresenta os valores de área de pavimento permeável para cada sub-bacia assim como os valores dos ajustes de área impermeável após a aplicação da infraestrutura LID. Foi considerado que 60% das

áreas impermeáveis de cada sub-bacia direcionam a água precipitada para o pavimento permeável.

Tabela 13 - Distribuição das áreas de pavimento permeável em cada sub-bacia

SUB_BACIA	ÁREA (ha)	ÁREA IMPERMEÁVEL (ha)	% IMP EM RELAÇAO AO TOTAL	ÁREA DE PAV PERM (ha)	% DE ÁRAE DE PAV. PERM	AJUSTE % DE IMPERMEÁVEL
SB-A	17,80	11,87	4,1%	0,58	3,2%	66%
SB-B	7,44	1,99	0,7%	0,10	1,3%	26%
SB-C	14,75	7,82	2,7%	0,38	2,6%	52%
SB-D	9,38	5,39	1,9%	0,26	2,8%	57%
SB-E	11,50	8,07	2,8%	0,39	3,4%	69%
SB-F	7,65	5,78	2,0%	0,28	3,7%	75%
SB-G	27,93	18,67	6,5%	0,91	3,2%	66%
SB-H	20,12	13,78	4,8%	0,67	3,3%	68%
SB-I	9,39	6,28	2,2%	0,30	3,2%	66%
SB-J	13,38	8,97	3,1%	0,43	3,2%	66%
SB-K	61,44	38,49	13,5%	1,87	3,0%	62%
SB-L	32,15	19,60	6,9%	0,95	3,0%	60%
SB-M	261,56	92,36	32,3%	4,48	1,7%	34%
SB-N	98,20	46,95	16,4%	2,28	2,3%	47%
SB-O	2,68	1,485	0,5%	0,72	2,7%	54%
SB-P	2,12	1,19	0,4%	0,58	2,7%	55%
TOTAL	**592,7**	**286,0**	**100%**	**13,9**	**2,3%**	**47%**

O hidrograma, para o cenário com pavimento permeável, é apresentado na Figura 35, no mesmo hidrograma, permaneceram os cenários de pré-urbanização e atual, para comparação.

A redução no pico de vazão foi 60%, passando de 6,89 m³/s para 2,79m³/s. A diminuição no volume total de escoamento foi 42%, reduzindo um volume total de 49.739 m³, o qual corresponde a 96% do volume perdido de reservação natural com a urbanização. O gráfico de volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo é apresentado na Figura 36.

Após a aplicação do pavimento permeável, o resultado da simulação não apresentou mais nenhum volume de alagamento no “nó” N26.

Figura 35 - Hidrograma após a aplicação do pavimento permeável

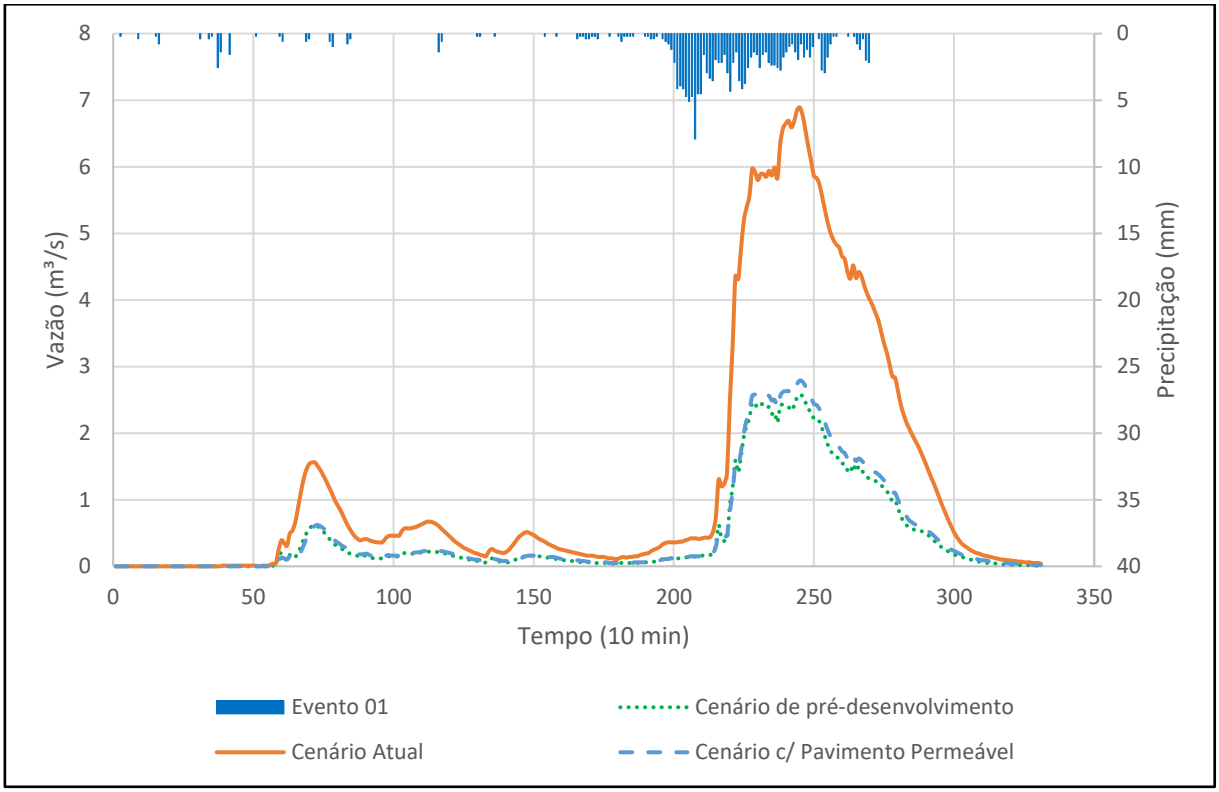
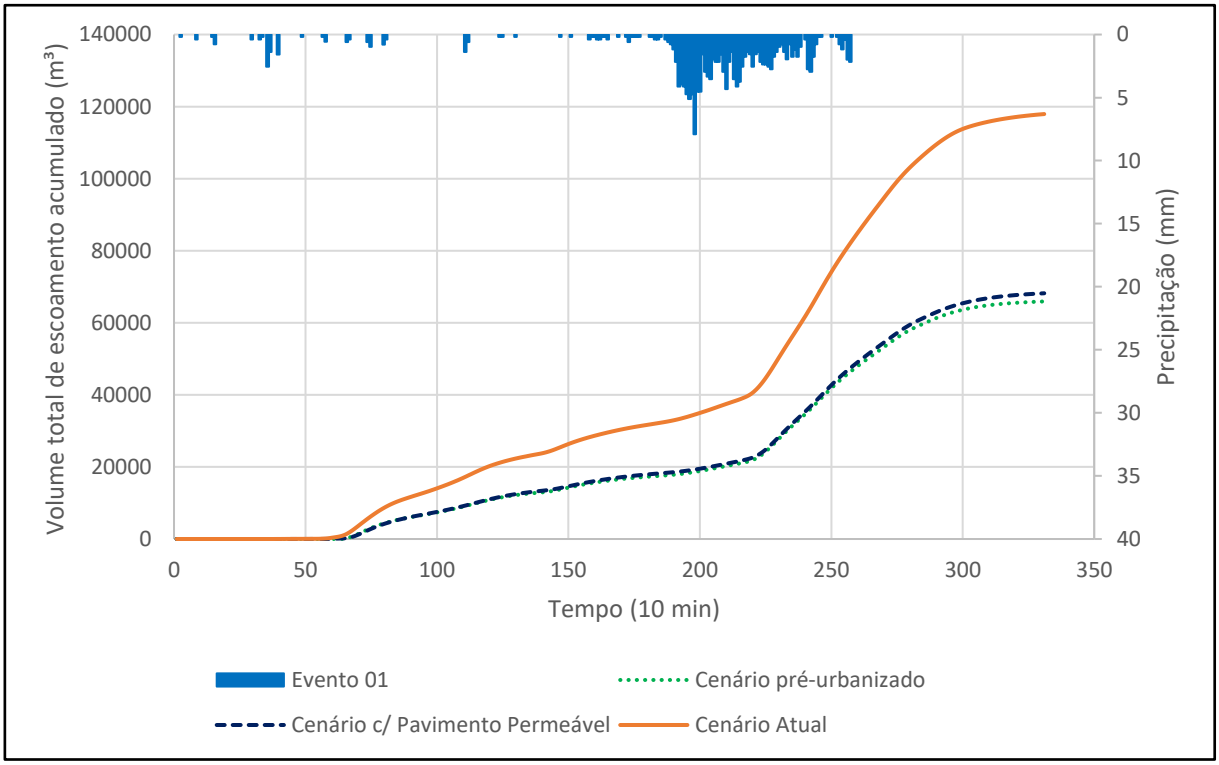


Figura 36 - Gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo após aplicação do pavimento permeável



4.4.2. Microrreservatório de detenção em lote

A simulação de microrreservatório de detenção em lotes no modelo SWMM possui como dados de entrada, apenas a altura do reservatório e os parâmetros do regulador de fluxo.

Todos os dados de entrada necessário estão expostos na tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros necessários para simulação dos microrreservatório de detenção no SWMM

Parâmetros	***Valor***
Parâmetros do reservatório	
Capacidade (m³)	5,0
Altura (m)	1,60
Diâmetro da superfície (m)	2,00
Regulador de fluxo	
Tipo	Orifício circular
Distância do fundo (mm)	6,00
Diâmetro (cm)	1,70
Coeficiente de fluxo (mm/h)	4,53*
Tempo de retardo**	0

* O coeficiente de fluxo foi calculado pela equação 4.13; **O SWMM pode estabelecer um tempo o qual o descarregador de fundo será aberto.

O reservatório padrão escolhido possui um volume 5 m³. Esse volume de armazenamento foi escolhido visando que as quantidades totais de reservatórios instalados nos lotes não ultrapassassem os 50% do número de domicílios da região da bacia. A quantidade de reservatórios total, calculada pela equação 4.15, é igual a 10.351, de maneira que o volume total de todos os reservatórios deva atender ao volume perdido de resevação natural com a urbanização.

Considerando essa quantidade de reservatórios tem-se que o número lotes com o reservatório padrão instalado corresponde a cerca de 44% das residências da bacia, que segundo IBGE (2010), a região possui aproximadamente 23.750 domicílios.

O regulador de fluxo, calculado pela equação 4.17, do tipo orifício circular possui um diâmetro de 1,7 cm, de maneira que o somatório de todas as vazões em cada reservatório seja menor igual a vazão de pico do cenário pré-urbanizado.

A quantidade total de reservatório padrão, foi distribuída proporcionalmente a área impermeável de cada sub-bacia (equação 4.21). A tabela 15, mostra a quantidade de reservatórios em cada sub-bacia. No SWMM é inserido a área superficial de um reservatório e a quantidade total em cada sub-bacia.

Tabela 15 - Quantidade total de reservatório em cada sub-bacia

SUB_BACIA	ÁREA (ha)	ÁREA IMPERMEÁVEL (ha)	QUANTIDADE RESERVATÓRIO EM CADA SUB-BACIA
SB-A	17,80	11,87	430
SB-B	7,44	1,99	72
SB-C	14,75	7,82	283
SB-D	9,38	5,39	195
SB-E	11,50	8,07	292
SB-F	7,65	5,78	209
SB-G	27,93	18,67	676
SB-H	20,12	13,78	499
SB-I	9,39	6,28	227
SB-J	13,38	8,97	324
SB-K	61,44	38,49	1393
SB-L	32,15	19,60	709
SB-M	261,56	92,36	3343
SB-N	98,20	46,95	1699
SB-O	2,68	1,485	54
SB-P	2,12	1,188	43
TOTAL	**592,69**	**286,01**	**10351**

Foi feita também, a simulação dos reservatórios sem reguladores de fluxo no fundo, nesse caso o modelo SWMM entende que após não haver mais capacidade de armazenamento no reservatório o mesmo passar a verter e contribuir com o escoamento da bacia. Essa opção é ativada apenas zerando o coeficiente de fluxo.

As Figuras 37 e 38, segue o hidrograma e o gráfico de volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para as duas situações simuladas (com dispositivo de saída e sem dispositivo de saída). Nos gráficos permanecem os cenários de pré-urbanização e o cenário atual, para efeito de comparação.

Figura 37 - Hidrograma – cenários com detenção em lote com e sem dispositivos de saída

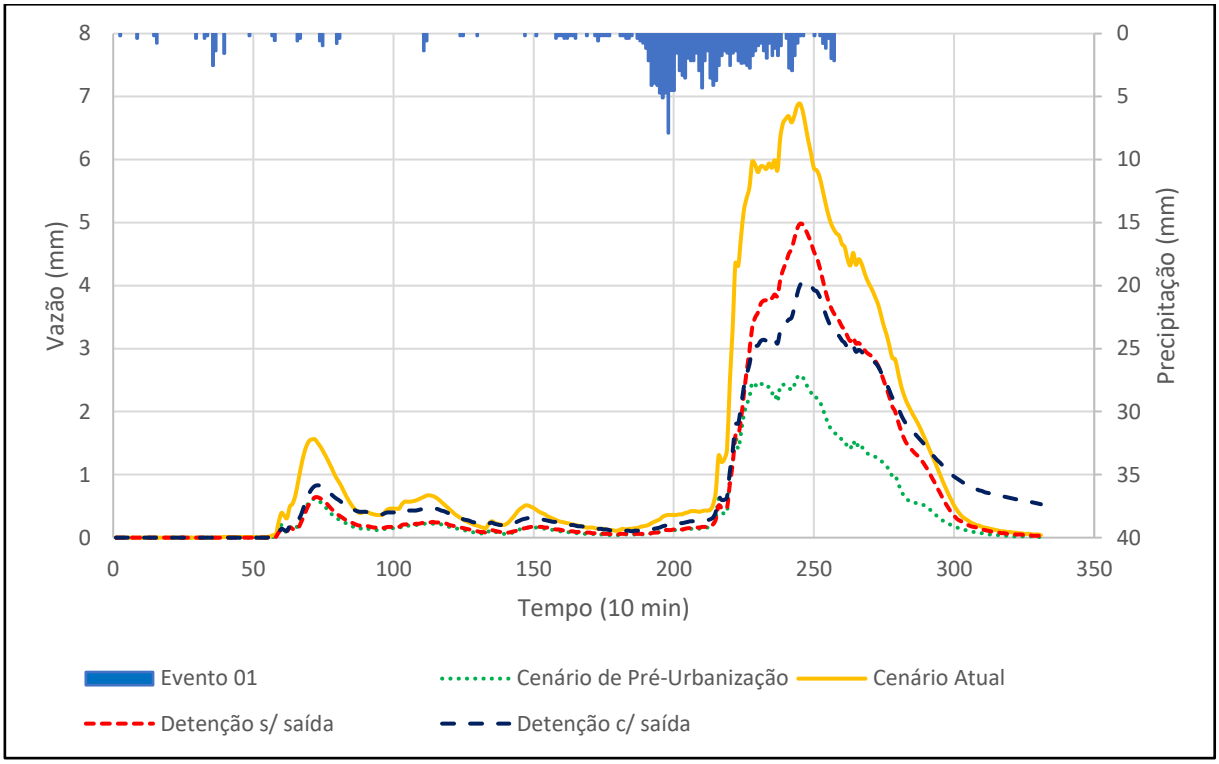
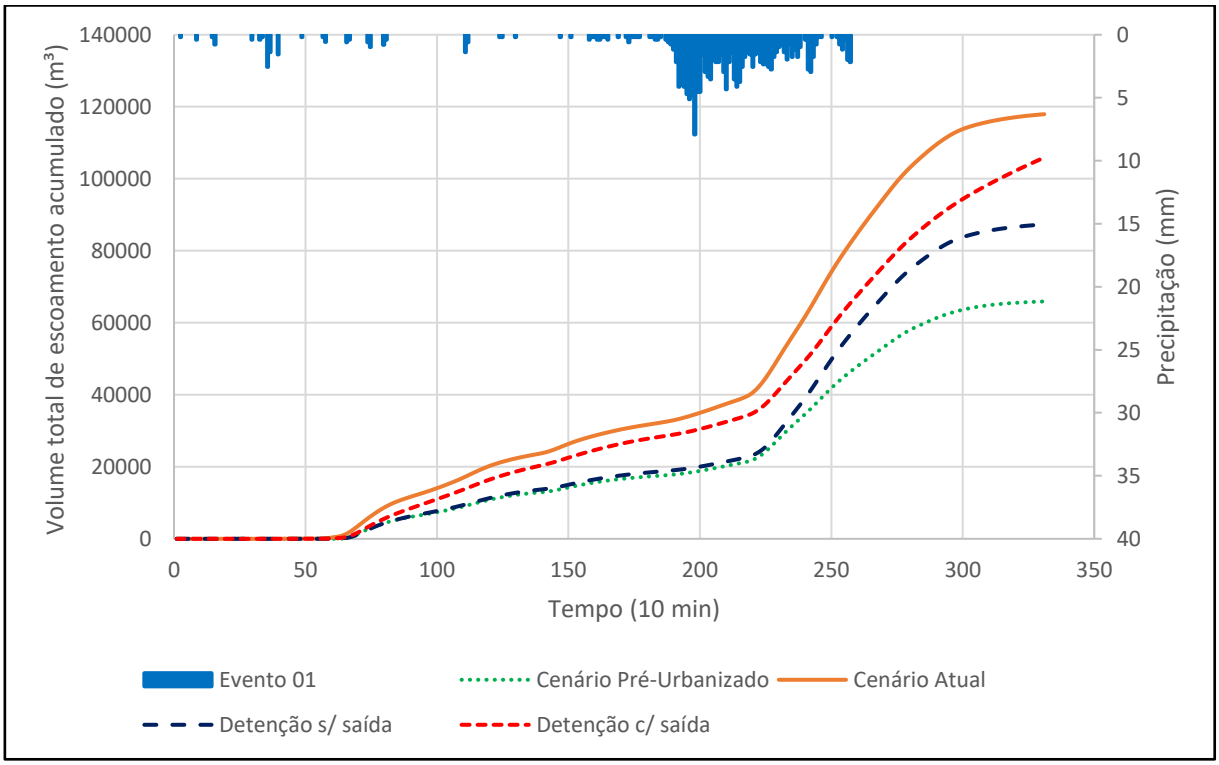


Figura 38 - Gráfico de volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo – cenário com detenção em lote com e sem dispositivos de saída



As reduções no pico de vazão foram de 27,7% para a detenção sem dispositivos de saída e de 41,1% para a detenção com dispositivos de saída. Nas duas situações as vazões máximas foram retardadas em 2h e 10min para detenção sem saída e em 2h e 20min para a detenção com regulador de fluxo em relação ao tempo de pico do cenário atual.

Quanto ao volume total de escoamento, observou-se uma diminuição de 25,9% para o sistema sem dispositivo de saída e de apenas 10,2% para a detenção com regulador de fluxo.

A partir dos resultados dos hidrogramas, é possível observar que nas chuvas iniciais os reservatórios de detenção, sem o dreno de fundo, controlam o escoamento apresentando curvas, tanto de vazão como de volume, semelhante ao cenário de pré-urbanização. Essa eficiência, ocorre até ascensão do hidrograma, quando o sistema passa a não ter mais capacidade de armazenamento.

Já os reservatórios com dispositivos de saída, apresenta pouca eficiência no controle do escoamento nas precipitações iniciais, porém, possuem um desempenho satisfatório em relação ao pico de vazão. Constata-se também, que após cessar as chuvas, os hidrogramas dos sistemas com regulador de fluxo possuem uma tendência de redução do escoamento menor que os outros cenários.

Após as simulações com as detenções em lote, tanto com saída ou sem saída, os resultados não apresentaram mais volume de alagamento no “nó” N26.

4.4.3. Bacia de detenção

A bacia de detenção simulada, nesse estudo, conforme a estratégia metodológica, teve suas dimensões determinadas para atender a capacidade de armazenar o volume de escoamento acrescido pela urbanização, o qual foi determinado pelo Método da Perda de Reservação Natural. Além do critério de armazenamento as dimensões da bacia obedeceram a disponibilidade de área para sua aplicação.

O regulador de fluxo foi determinado de maneira que sua vazão máxima de saída seja menor ou igual a vazão de pré-urbanização. A bacia de detenção simulada, possui dois reguladores de fluxo, um orifício circular no fundo e um vertedor retangular, suas dimensões foram determinadas pelas equações 4.23 e 4.24.

Os principais parâmetros da bacia de detenção estão dispostos na tabela 16.

Tabela 16 - Principais parâmetros da bacia de detenção

Parâmetros	Valor
Área (m²) – (90 x 120m)	10.800,00
Altura (m)	5,00
Capacidade de armazenamento (m³)	54.000,00
Reguladores de fluxo	
Diâmetro do orifício (m)	0,70
Dimensões o vertedor retangular	
h_w (m)	0,50
L_w (m)	2,50
Coeficiente de descarga (orifício) – C_o	0,65
Coeficiente de descarga (vertedor) – C_w	1,50

O hidrograma e o gráfico do volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo, são apresentados nas figuras 39 e 40. A redução no pico de vazão foi 58,8 %, passando do valor de 6,89 m³/s para 2,84 m³/s. Apesar da redução, o pico de vazão após a aplicação da bacia, apresentou uma antecipação de 1 hora em relação a vazão máxima do cenário atual.

A redução no volume total de escoamento foi bastante significativa, reduzindo um valor total de 73.105 m³, correspondendo a uma redução de 62,0 %.

Figura 39 - Hidrograma para o cenário com uma bacia de detenção

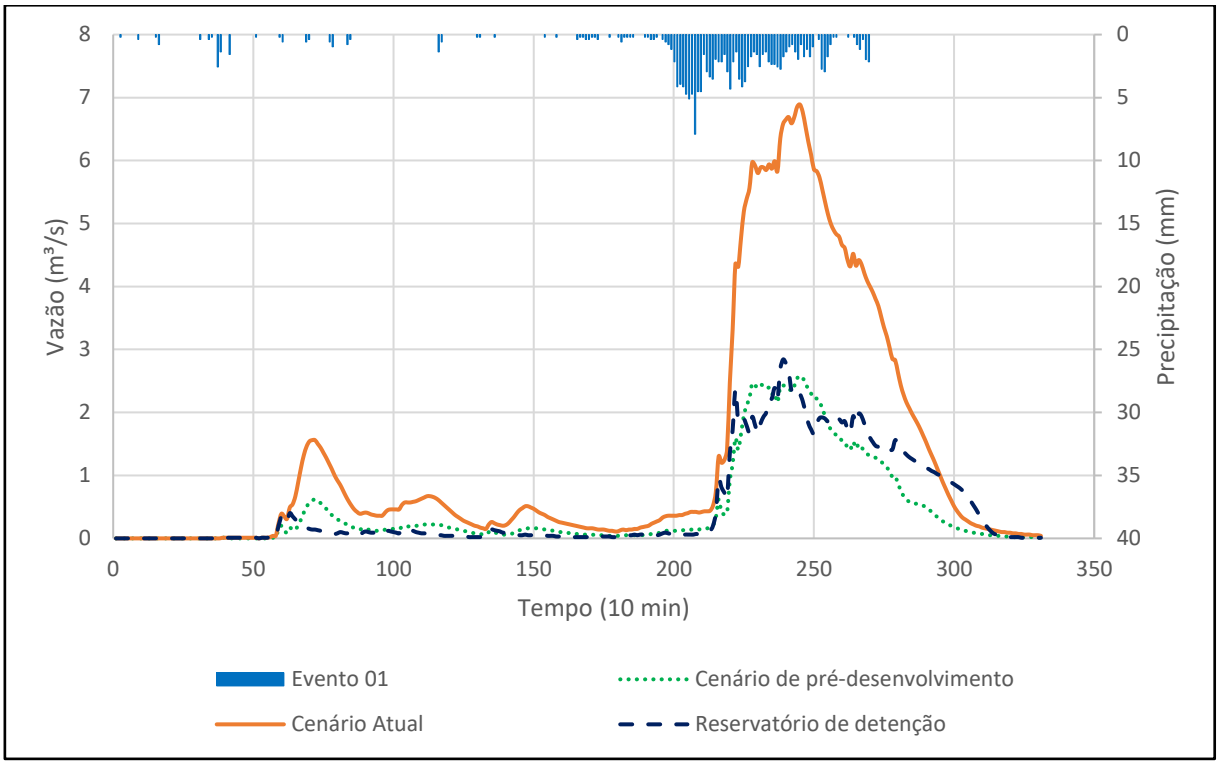
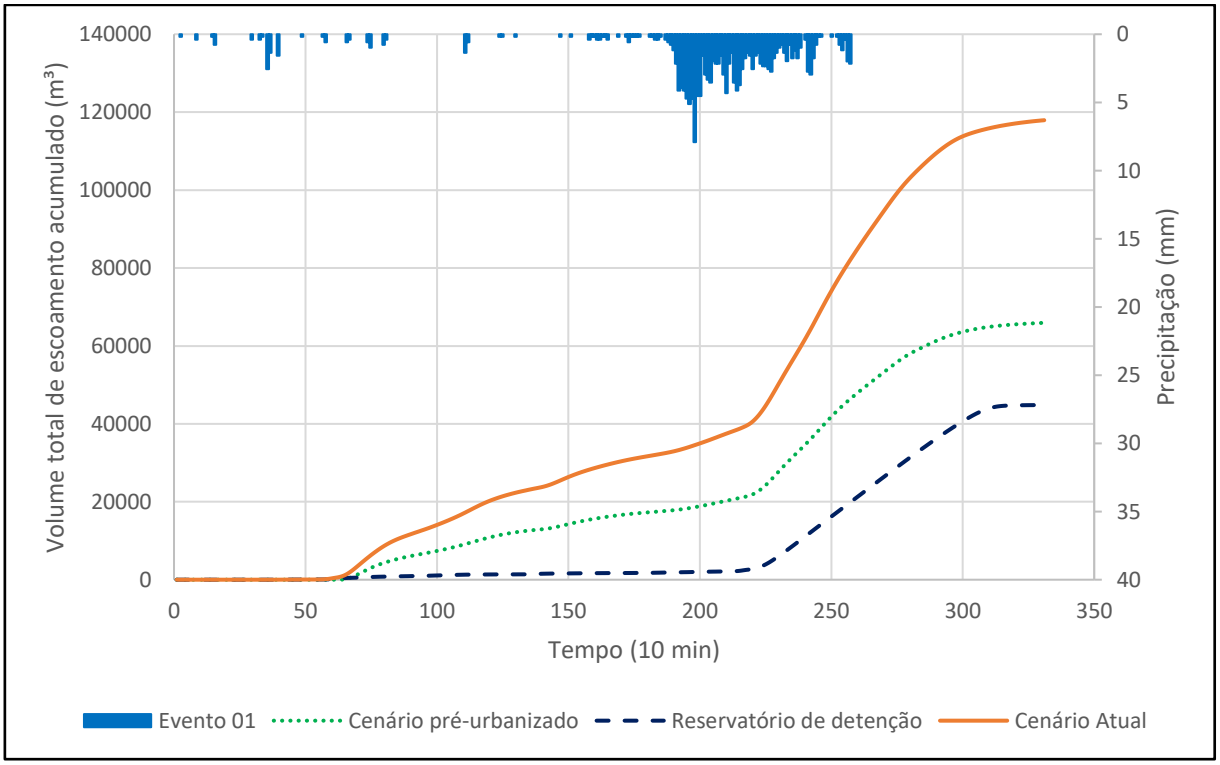


Figura 40 - Gráfico de volume total de escoamento acumulado ao longo do tempo para o cenário com uma bacia de detenção



5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho teve como objetivo avaliar quais os benefícios em termos hidrológicos da aplicação de infraestruturas de baixo impacto aplicadas em uma bacia urbana, tendo como área piloto a bacia do riacho Moxotó localizada em sua maior parte no bairro do Ibura no município de Recife/PE.

Foram avaliadas três propostas de controle de impactos hidrológicos: pavimento permeável, microrreservatórios de detenção em lote e uma bacia de detenção. Todas essas técnicas foram analisadas em combinação com o sistema de drenagem convencional existente.

Inicialmente foi feita a caracterização física da região, onde, através de articulações com o órgão responsável pela manutenção urbana de Recife, a EMLURB, foi possível o levantamento de dados de topografia da região (curva de nível), a rede de microdrenagem, seções transversais dos principais cursos, além de ortofotos e informações sobre os pontos críticos de alagamentos. Esses dados serviram de base para a delimitação da bacia de contribuição, mapa de declividade e uso e ocupação do solo, os quais foram obtidos através de técnicas de geoprocessamento.

Através de visitas a região de estudo, foi possível o levantamento de mais informações e a constatação de um cenário de ocupação irregular com tendência de estrangulamento das seções do canal Ibura e do riacho do Moxotó.

O modelo SWMM mostrou-se adequado para os objetivos propostos no trabalho, onde apresentou resultados compatíveis com outros estudos semelhantes em bacias urbanas e aplicações de técnicas LID.

A avaliação dos cenários de pré-urbanização e o do cenário atual demonstrou uma tendência de crescimento acentuada da urbanização, apresentando um aumento de 183% das áreas impermeáveis em quase 40 anos. Os resultados das modelagens e do Método das Perdas da Reservação Natural mostraram que a região sofreu um aumento de 79% no volume total de escoamento superficial e o pico de vazão cresceu 2,7 vezes em relação a vazão máxima do cenário pré-urbanizado.

Os resultados das simulações do cenário atual indicaram a existência de condutos com capacidade insuficiente de escoamento, apresentando extravasamento nos “nós” localizados em uma área já conhecida como ponto crítico de alagamento, na avenida Dois Rios próximo ao seu cruzamento com o riacho Moxotó.

Dentre as propostas analisadas, a aplicação de uma bacia de detenção foi a que apresentou o melhor desempenho na redução do volume total de escoamento superficial, com uma diminuição de 62% deste volume.

Sua aplicação, pode ser considerada um projeto viável para região, uma vez que possui disponibilidade de área e topografia favorável para sua implantação. Além desses fatores, a sua implantação inibiria a tendência de ocupações desordenadas em um trecho as margens do riacho do Moxotó.

O uso de pavimentos permeáveis, com uma camada de reservação de 50 cm e utilizando um cascalho com porosidade de 0,75, sendo aplicado em 4,9% da área impermeável da bacia no cenário atual, apresentou o melhor resultado na redução da vazão máxima, com um desempenho de 60% na diminuição do pico de vazão.

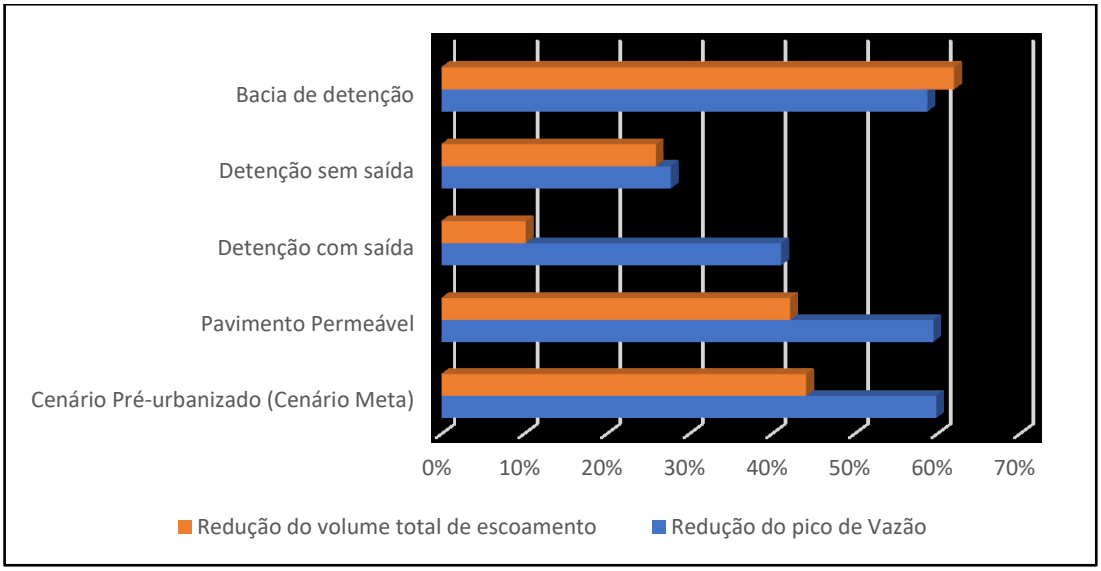
Dentre as técnicas LID utilizadas, essa é talvez a que apresenta maiores limitações quanto a sua implantação na bacia. Além de fatores como nível do lençol freático e taxa de infiltração do solo nativo favoráveis, sua eficiência hidrológica pode ser afetada ao longo do tempo se não houver a correta manutenção do pavimento. Portanto é necessário o comprometimento do órgão público responsável pela drenagem da cidade, com a correta e periódica manutenção da infraestrutura LID.

Os sistemas de microrreservatório com detenção em lote com regulador de fluxo instalado, apresentou melhor desempenho no que concerne a redução do pico de vazão, quando comparado com os reservatórios sem o uso do dreno de fundo, apresentando uma redução de 41% da vazão máxima. Porém, o uso dos mesmos, sem o regulador de fluxo instalado, apresenta melhor resultado que o anterior, na redução do volume total de escoamento superficial, sendo esse desempenho igual a 27%.

Nas simulações com uso de microrreservatórios de detenção, foi considerado um reservatório padrão, com capacidade de armazenamento de 5000 litros e sendo instalado em aproximadamente 44% dos domicílios da bacia do riacho do Moxotó.

A figura 41, apresenta o gráfico com todos os resultados das reduções de pico de vazão e volume total de escoamento encontrados nesse estudo.

Figura 41 - Gráfico com todos os resultados analisados



A principal limitação do uso de microrreservatórios em lotes urbanos, refere-se ao custo de implantação relativamente alto, e sendo o reservatório instalado no lote, esse custo passa a ser do proprietário. Porém o seu volume armazenado, no caso da detenção sem o dispositivo de saída, pode ser utilizado para outros fins.

Os resultados encontrados nesse trabalho sugerem que as infraestruturas LIDs devem ser discutidas como métodos complementares de controle de inundações, avaliando as possibilidades de sua implantação em área densamente urbanizadas, como a região avaliada no estudo.

Para a realização de trabalhos futuros, sugere-se fazer simulações com outros dispositivos de baixo impacto, como telhados verde, bacia de infiltração, trincheiras e valas de infiltração, entre outras; avaliar as várias possibilidades dimensionais dos dispositivos analisando custos de implantação e manutenção; verificar a possibilidade de mais de uma técnica de baixo impacto funcionando conjuntamente.

REFERÊNCIAS

AHIABLAME, Laurent; SHAKYA, **Ranish. Modeling flood reduction effects of low impact development at a watershed scale**. Journal Of Environmental Management, [s.l.], v. 171, p.81-91, abr. 2016. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2016.01.036.

CÂNDIDO, João Ricardo Souteiro. **MODELAÇÃO DINÂMICA DE SISTEMAS DE DRENAGEM EM MEIO URBANO**. 2013. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2013.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 295 p.

CARMO, Alison J. A.; BEZERRA, Onilda G.; VASCONCELOS, Ronald F. A.. **Águas da Cidade do Recife: Uma Proposta de Desenho Urbano-Paisagístico para as APP's Ribeirinhas.** In: III SEMINÁRIO NACIONAL SOBRE O TRATAMENTO DE ÁREAS DE PRESERVAÇÃO PERMANENTE EM MEIO URBANO E RESTRI, 3., 2014, [s.l.]. Seminário. Belém: Appurbana, 2014. p. 1 - 17.

CASTRO, Andréa Souza; GOLDENFUM, Joel Avruch; SILVEIRA, Andre Luiz Lopes Da; MARQUES, David Manuel Lelinho da Mota**. Avaliação da Evolução do Comportamento Quantitativo de Pavimentos Permeáveis no Controle do Escoamento Superficial.** Rbrh – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 18, n. 1, p.263-273, mar. 2013.

CAVALCANTI, Helenilda; LYRA, Maria Rejane de Britto; AVELINO, Emília. **Mosaico Urbano do Recife: Exclusão Inclusão Socioambiental.** Recife: Massangana, 2008. 324 p.

COLLISCHONN, Walter; DORNELLES, Fernando. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. 2. ed. Porto Alegre/rs: Abrh, 2013.

COLLODEL, Milena Gardai. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão.** 2009. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CRUZ, Marcus A. S.; SOUZA, Christopher Freire; TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Controle da Drenagem Urbana no Brasil: Avanços e Mecanismos para sua Sustentabilidade**. In: XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7., 2007, [s.l.]. Artigo. São Paulo: Abrh, 2007. p. 1 - 15.

EMLURB; **Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Recife.** 2015. Disponível em: <http://conselhodacidade.recife.pe.gov.br>. Acesso em: 13 jun. 2017.

FLAGSTAFF. **Low Impact Development: Guidance Manual for Site Design and Implementation.** Flagstaff, Arizona: City Of Flagstaff Utilities Division Stormwater Management Section, 2009. 151 p.

FRITZEN, Maycon; BINDA, Andrey Luis. **ALTERAÇÕES NO CICLO HIDROLÓGICO EM ÁREAS URBANAS: cidade, hidrologia e impactos no ambiente**. Ateliê Geográfico, [s.l.], v. 5, n. 3, p.239-254, 27 dez. 2011. Universidade Federal de Goias. http://dx.doi.org/10.5216/ag.v5i3.16703.

HINMAN, Curtis. L**ow Impact Development Technical Guidance Manual for Puget Sound.** Puget Sound: Ahbl, 2012. 365 p.

IBGE. **Censo Demográfico de 2010.** Disponível em: <http://www.ibge.gov.br>. Acesso em: 01 maio. 2017.

MARSALEK, J.; CISNEROS B. E. Jiménez; Malmquist P. A.; KARAMOUZ M.; GOLDENFUM J.; CHOCAT B. **Urban water cycle processes and interactions.** 78. ed. Paris: Ihp-vi Technical Document In Hydrology, 2006. 92 p.

MARTINS, José Rodolfo Scarati. **Gestão da drenagem urbana: só tecnologia será suficiente?** 2012. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo - scarati@usp.br. Disponível em: <http://www.daee.sp.gov.br/outorgatreinamento/Obras_hidráulic/gestaodrenagem.pdf>. Acesso em: 14 jun. 2017.

MIGUEZ, M. G.; MASCARENHAS, F. C. B.; MAGALHÃES, L. P. C.. **Multifunctional landscapes for urban flood control in developing countries. International Journal Of Sustainable Development And Planning**, Rio Janeiro, v. 2, n. 2, p.153-166, jun. 2007.

PEÑA-GUZMÁN, Carlos Andrés; MELGAREJO, Joaquín; PRATS, Daniel; TORRES, Andrés; MARTÍNEZ, Sandra. **Urban Water Cycle Simulation/Management Models: A Review.** Water, [s.l.], v. 9, n. 4, p.285-310, 19 abr. 2017. MDPI AG. http://dx.doi.org/10.3390/w9040285.

PINHEIRO, Lígia. **PROJETO TÉCNICO: PAVIMENTO PERMEÁVEL**. [s.l.]: Fábrica de Ideias Brasileiras – Fib, 2016. 21 p.

PREUS, Simone Lima da Costa; SILVA, Aucilene Alice; BRAGA, Ricardo Augusto Pessoa; CABRAL, Jaime Joaquim da Silva Pereira. **ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL E AMBIENTAL PARA A DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL: o caso do Recife**,

Pernambuco. In: XIX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 19., 2011, Maceió. Artigo. Maceio: Abrh, 2011. p. 1 - 19

RIGHETTO, Antônio Marozzi. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas.** Rio de Janeiro: Abes, 2009. 396 p.

ROSA, David J.; CLAUSEN, John C.; DIETZ, Michael E.. **Calibration and Verification of SWMM for Low Impact Development.** Jawra Journal Of The American Water Resources Association, [s.l.], v. 51, n. 3, p.746-757, 30 jan. 2015.

ROSSMAN, Lewis A.. **STORM WATER MANAGEMENT MODEL USER'S MANUAL Version 5.0**. Cincinnati, Oh: U.s. Environmental Protection Agency, 2010. 295 p.

ROSSMAN, Lewis A.; HUBER, Wayne C.. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology (Revised).** Cincinnati: National Risk Management Laboratory Office Of Research And Development U.s. Environmental Protection Agency, 2016. 233 p.

ROSSMAN, Lewis A.; HUBER, Wayne C.. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality**. Cincinnati: National Risk Management Laboratory Office Of Research And Development U.s. Environmental Protection Agency, 2016. 161 p.

SALVADORE, Elga; BRONDERS, Jan; BATELAAN, **Okke. Hydrological modelling of urbanized catchments: A review and future directions.** Journal Of Hydrology, [s.l.], v. 529, p.62-81, out. 2015. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.028.

SILVA JUNIOR, Marcos Antônio Barbosa da. **Alternativas Compensatórias para o Controle de Alagamentos em Localidade do Recife**. 2015. 154 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica de Pernambuco, Recife, 2015.

SILVA, Daniele Feitoza. **Análise da influência de microrreservatório em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia**. 2016. 172 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2016.

SOUZA, Christopher Freire; CRUZ, Marcus Aurélio Soares; TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto: Planejamento e Tecnologias Verdes para a Sustentabilidade** d. Rbrh – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre/rs, v. 17, n. 2, p.9-18, jun. 2012.

TAVANTI, Débora Riva; BARBASSA, Ademir P.. **Análise dos Desenvolvimentos Urbanos de Baixo Impacto e Convencional.** Rbrh – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, São Carlos/sp, v. 17, n. 4, p.17-28, dez. 2012.

TUCCI, Carlos E. M.. **Gestão das Águas Pluviais. Ministério das Cidades: Global** Water Partnership - Wolrd Bank – Unesco., 2005. 270 p.

TUCCI, Carlos E. M.. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. Universidade /ufrgs/associação, 1998. 668 p.

TUCCI, Carlos E. M.; PORTO, Rubem La Laina; BARROS, Mário T. de (Org.). **Drenagem Urbana: Coleção ABRH de Recursos Hídricos. 5. ed**. Porto Alegre: Editora da Universidade/ufrgs, 1995. 414 p.

XU, Te; JIA, Haifeng; WANG, Zheng; MAO, Xuhui; XU, Changqing. **SWMM-based methodology for block-scale LID-BMPs planning based on site-scale multi-objective optimization: a case study in Tianjin**. Frontiers Of Environmental Science & Engineering, [s.l.], v. 11, n. 4, p.1-12, 30 abr. 2017. Springer Nature. http://dx.doi.org/10.1007/s11783-017-0934-6.

ZANANDREA, Franciele. **Avaliação de Técnicas de Baixo Impacto no Controle de Impactos Hidrológicos em uma Bacia Urbana em Consolidação.** 2016. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/rs, 2016.

ZHANG, Xingqi; GUO, Xinya; HU, Maochuan. **Hydrological effect of typical low impact development approaches in a residential district.** Natural Hazards, [s.l.], v. 80, n. 1, p.389-400, 21 set. 2015. Springer Nature. http://dx.doi.org/10.1007/s11069-015-1974-5.

ZOPPOU, Christopher. **Review of urban storm water models. Environmental Modelling & Software,** [s.l.], v. 16, n. 3, p.195-231, abr. 2001. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/s1364-8152(00)00084-0.