



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE  
NÚCLEO DE TECNOLOGIA  
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**O EFEITO DAS TÉCNICAS DE ARMAZENAMENTO EM UMA REDE  
DE DRENAGEM URBANA: ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DO  
RECIFE**

MARIA MANUELLE PRISCILLA SILVA

CARUARU, 2018

**MARIA MANUELLE PRISCILLA SILVA**

**O EFEITO DAS TÉCNICAS DE ARMAZENAMENTO EM UMA REDE  
DE DRENAGEM URBANA: ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DO  
RECIFE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil/  
Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho

CARUARU, 2018

Catalogação na fonte:  
Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4-1242

S586e Silva, Maria Manuelle Priscilla.  
O efeito das técnicas de armazenamento em uma rede de drenagem urbana: estudo de caso para a cidade do recife. / Maria Manuelle Priscilla Silva. – 2018.  
95f. ; il. : 30 cm.

Orientador: Artur Paiva Coutinho.  
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.  
Inclui Referências

1. Reservatórios. 2. Drenagem urbana. 3. Recursos hídricos. I. Coutinho, Artur Paiva (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2018-173)

MARIA MANUELLE PRISCILLA SILVA

**O EFEITO DAS TÉCNICAS DE ARMAZENAMENTO EM UMA REDE DE  
DRENAGEM URBANA: ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DO RECIFE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

A banca examinadora, composta pelos professores abaixo, considera o candidato MARIA MANUELLE PRISCILLA SILVA aprovado.

Caruaru, 09 de agosto de 2018.

Banca examinadora:

Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho: \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. Ms. Severino Martins dos Santos Neto: \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Vitor Hugo de Oliveira Barros: \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. José Martins de França Neto: \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Elder Alpes, de Vasconcelos: \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina de TCC)

*Dedico esse trabalho a minha mãe.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por estar comigo em todos os momentos de minha vida, por ter me levado à Universidade e me carregado nos braços nos momentos difíceis, me iluminado em todas as minhas dúvidas, por ser meu afago e minha força nas horas de medos e adversidades;

Agradeço a minha família que é tudo em minha vida, é o ombro nas horas tristes, é o apoio quando não consigo me segurar sozinha, é o sorriso nas horas felizes, na verdade minha família é meu orgulho! É para eles que dedico esta conquista. À minha mãe Maria Welielma Silva que sempre foi exemplo de fibra, de mulher guerreira, aos meus irmãos Socorro, Wilma, Wellington e Manoel, pois sempre foram exemplos de compreensão e amizade, agradeço por estarem ao meu lado durante este caminho;

Ao meu orientador, Professor Dr. Artur Paiva Coutinho, a quem dedico minha admiração e meu respeito pela pessoa e profissional que este se mostra. Dedico toda minha gratidão pela forma permanente e incondicional que foi o seu apoio e orientação durante o período de elaboração deste trabalho. Os seus esclarecimentos foram essenciais para a concretização deste trabalho.

Aos mestres, dedico minha admiração e respeito e agradecimento pela contribuição para minha formação, pois graças a eles esta conquista, hoje, se faz possível, agradeço a todos meus professores do ensino básico especialmente ao meu professor Sebastião Azevedo que sempre me incentivou e acreditou em minha capacidade.

Agradeço todos os meus amigos que sempre estiveram do meu lado e torceram por mim, especialmente: Thainá Miranda, aos meus companheiros de graduação pelo conhecimento compartilhado, agradeço especialmente: Flaviane Ramos, Emerson Thiago e Sérgio Manoel (peça chave na elaboração deste trabalho), por todos os anos de amizade, parceria e descontração.

A todas as pessoas que fizeram parte da minha vida nestes anos, todas as que passaram e deixaram algo de si.

*“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota”.*

*(Madre Teresa de Calcutá)*

## RESUMO

A crescente urbanização que atinge as grandes cidades expõe uma problemática a ser estudada e tratada, referente ao uso e ocupação do solo e drenagem urbana dos municípios, pois uma consequência direta é o aumento da impermeabilização do solo, que vem causando mudanças no ciclo hidrológico e acarretando problemas como inundações, gerando prejuízos para a sociedade. A cidade do Recife sofre frequentemente com esses problemas relacionados a urbanização, daí a escolha pela mesma. Diante dessa situação, é necessária a sugestão de novas alternativas para solucionar o problema, assim surgindo as técnicas compensatórias, estas, como o próprio nome indica, compensam os efeitos da urbanização. O presente trabalho teve como objetivo dimensionar e simular um sistema de drenagem para um bairro da cidade do Recife, fazendo uso do programa de simulação Storm Water Management Model (SWMM), simulando a utilização de técnicas compensatórias (reservatórios) para a atenuação das vazões de pico em dois objetos de estudo (nó e conduto). Os resultados obtidos mostraram que, a adoção de reservatórios ao longo do sistema de drenagem gerou uma redução de aproximadamente 40% nos picos de vazão dos objetos estudados, tornando-se assim, uma solução interessante para a redução do crescente escoamento superficial e consequentemente do volume a ser interceptado pelos sistemas de drenagem urbana.

**Palavras-chave:** Reservatórios. Técnicas compensatórias. SWMM. Drenagem urbana.

## ABSTRACT

The increasing urbanization that reaches the big cities exposes a problem to be studied and treated, referring to the use and occupation of the soil and urban drainage of the municipalities, because a direct consequence is the increase of the waterproofing of the soil, that has been causing changes in the hydrological cycle and causing problems like floods, generating damages for the society. The city of Recife frequently suffers from these problems related to urbanization, hence the choice for it. Faced with this situation, it is necessary to suggest new alternatives to solve the problem, thus the compensatory techniques, which, as the name suggests, compensate for the effects of urbanization. The objective of this work was to design and simulate a drainage system for a neighborhood in the city of Recife, using the Storm Water Management Model (SWMM) simulation program, simulating the use of compensatory techniques (reservoirs) for the attenuation of peak in two objects of study (node and conduit). The results showed that the adoption of reservoirs along the drainage system generated a reduction of approximately 40% in the peaks of the studied objects, becoming an interesting solution for the reduction of the increasing surface flow and consequently the volume to be intercepted by urban drainage systems.

**Keywords:** Reservoirs. Compensatory techniques. SWMM. Urban drainage.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 O ciclo hidrológico .....	20
Figura 2 Fluxograma de processos decorrentes da urbanização e impactos .....	22
Figura 3 Características dos Leitos dos rios .....	23
Figura 4 Hidrogramas de vazão antes e depois da urbanização .....	25
Figura 5 Micro reservatório em lote.....	34
Figura 6 Relação entre Geoprocessamento e suas geotecnologias .....	35
Figura 7 Elementos que compõem um SIG .....	36
Figura 8 Alguns softwares de análise espacial utilizados no Brasil.....	36
Figura 12 Localização do ponto crítico de alagamento e área de contribuição.....	42
Figura 13 Detalhe da área de contribuição para o ponto crítico de alagamento .....	43
Figura 14 Detalhamento da bacia hidrográfica.....	44
Figura 15 Etapas para obter a área de contribuição do ponto crítico .....	45
Figura 16 Caracterização da superfície da área de estudo.....	46
Figura 17 Recorte da sub-bacia 10 no ambiente QGIS.....	49
Figura 18 Rede de drenagem .....	50
Figura 19 Sub-bacias no SWMM .....	51
Figura 20 Sistema de drenagem .....	52
Figura 21 Esquema Representativo do Modelo de Infiltração Green-Ampt. ....	58
Figura 22 Dados de Infiltração .....	58
Figura 23 Reservatório de dimensões variáveis .....	61
Figura 24 SWMM informações do reservatório .....	62
Figura 25 Curva Tabular .....	63
Figura 26 Localização do nó E1 e do trecho T19-E1 .....	64
Figura 27 Erro de Continuidade, situação 1 .....	66
Figura 28 Verificação de velocidade nos trechos.....	67
Figura 29 Verificação de capacidade nos trechos.....	68
Figura 30 Afluência total nó E1, situação 1 .....	69
Figura 31 Capacidade do trecho T19-E1, situação 1 .....	69
Figura 32 Velocidade do trecho T19-E1, situação 1 .....	70
Figura 33 Vazão do trecho T19-E1, situação 1 .....	70
Figura 34 Escoamento do sistema, situação 1.....	71

Figura 35 Erro de continuidade, situação 2 .....	71
Figura 36 Comparativo da Afluência Total no nó E1, situação 1 e 2.....	72
Figura 37 Capacidade do trecho T19-E1, situação 2 .....	73
Figura 38 Velocidade do trecho T19-E1, situação 2 .....	73
Figura 39 Comparativo da Vazão do trecho T19-E1, situação 1 e 2.....	74
Figura 40 Comparativo do Escoamento sistema para as situações 1 e 2.....	75
Figura 41 Erro de continuidade situação 3.....	76
Figura 42 Comparativo da Afluência Total E1, situação 1 e 3.....	76
Figura 43 Capacidade do trecho T19-E1, Situação 3 .....	77
Figura 44 Velocidade no trecho T19-E1, situação 3 .....	77
Figura 45 Comparativo da Vazão no trecho T19-E1, situação 1 e 3.....	78
Figura 46 Erro de continuidade situação 4 .....	79
Figura 47 Comparativo da Afluência Total E1, situação 1 e 4.....	79
Figura 48 Capacidade do Trecho T19-E1, situação 4 .....	80
Figura 49 Velocidade do Trecho T19-E1, situação 4 .....	80
Figura 50 Comparativo da Vazão do Trecho T19-E1, situação 1 e 4.....	81
Figura 51 Erro de continuidade, situação 5.....	82
Figura 52 Comparativo da Afluência Total no nó E1, Situação 1 e 5 .....	82
Figura 53 Capacidade do Trecho T19-E1, situação 5 .....	83
Figura 54 Velocidade do Trecho T19-E1, situação 5 .....	83
Figura 55 Comparativo entre as vazões do Trecho T19-E1, Situação 1 e 5 .....	84
Figura 56 Erro de continuidade para a simulação 6 .....	85
Figura 57 Comparativo da Afluência Total no nó E1, situação 1 e 6.....	85
Figura 58 Capacidade do Trecho T19-E1, situação 6 .....	86
Figura 59 Velocidade do Trecho T19-E1, situação 6 .....	86
Figura 60 Comparativo entre as vazões do Trecho T19-E1, situações 1 e 6.....	87

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 Modelos hidrológicos aplicados a drenagem urbana .....	29
Tabela 2 Valores de C para diversas superfícies.....	47
Tabela 3 Valores adotados de C para a área de estudo.....	47
Tabela 4 Valores de C para as sub-bacias e para toda bacia.....	48
Tabela 5 Relações baseadas na equação de Manning .....	53
Tabela 6 Limites de alguns parâmetros de galerias pluviais .....	54
Tabela 7 Profundidade das depressões das áreas permeáveis e impermeáveis. ...	55
Tabela 8 Coeficiente de rugosidade superfície livre.....	56
Tabela 9 Valores Típicos.....	59
Tabela 10 Evento chuvoso.....	60
Tabela 11 Picos de vazão dos objetos de estudo .....	87

## **LISTA DE SIGLAS**

IBGE -	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
PIB -	Produto Interno Bruto
SWMM -	Storm Water Management Model
EPA -	Environmental Protection Agency
IDF -	Intensidade-Duração-Frequência
IDH -	Índice de Desenvolvimento Humano
INMET -	Instituto Nacional de Meteorologia
ASCE -	American Society of Civil Engineers
ONU -	Organização das Nações Unidas
SRHE -	Secretaria de Recursos Hídricos e Energéticos
PE3D -	Pernambuco Tridimensional
SDEC -	Secretaria de Desenvolvimento Econômico
PSHPE -	Programa de Sustentabilidade Hídrica de Pernambuco
RPA -	Região Político Administrativa
TauDEM -	Terrain Analysis Using Digital ElevationModels
MDE -	Modelo Digital de Elevação
ITEP -	Instituto de Tecnologia de Pernambuco
LAMEPE -	Laboratório de Meteorologia de Pernambuco
ENCIBRA -	Estudos e Projetos de Engenharia ( Empresa de Consultoria)

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>	<b>Unidade</b>
A	Áreas das Sub-bacias	hectare
C	Coeficiente de Escoamento	adimensional
h/D	Lâmina d'água/Diâmetro	adimensional
i	Intensidade Pluviométrica	mm/h
K0	Condutividade solo saturado	mm/h
Kc	Coeficiente de Compacidade	adimensional
Kt	Condutividadesolo de transição	mm/h
L	Comprimento Condutos	metros
Q	Vazão	m <sup>3</sup> /s
Qp	Vazão Seção Plena	m <sup>3</sup> /s
Q/Qp	vazão/Vazão Seção Plena	adimensional
Tc	Tempo de Concentração	minutos
Tp	Tempo de Percurso	minutos
Tr	Tempo de Retorno	anos
V	Velocidade de Escoamento	m/s
Vp	Velocidade Seção Plena	m/s
θ0	Teor de Umidade Solo Saturado	%
θi	Teor de Umidade Inicial	%
ψ	Sucção Capilar	mm

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	Justificativa .....	17
1.2	Motivação .....	17
1.3	Objetivos.....	18
1.3.1	<i>Objetivo Geral</i> .....	18
1.3.2	<i>Objetivos Específicos</i> .....	18
2	REFERENCIAL TEÓRICO .....	19
2.1	Urbanização e seu Impacto no Ciclo Hidrológico .....	19
2.1.1	<i>Urbanização e seu Reflexo no Ciclo das Bacias Hidrográficas</i> ..	19
2.1.2	<i>Bacia Hidrográfica</i> .....	21
2.2	Estudos Hidrológicos .....	24
2.2.1	<i>Definições</i> .....	24
2.2.2	<i>Infiltração</i> .....	25
2.2.3	<i>Método para Determinação das Vazões de Projeto</i> .....	26
2.2.4	<i>Equação de Chuva (IDF)</i> .....	27
2.3	Modelos Hidrológicos.....	27
2.4	O Sistema de Drenagem Urbana .....	30
2.4.1	<i>Projeto de Drenagem</i> .....	31
2.4.2	<i>Plano Diretor de Drenagem Urbana</i> .....	31
2.5	Estruturas de Drenagem Urbana .....	32
2.6	Geoprocessamento.....	34
2.6.1	<i>Sistema de informação Geográfica - SIG</i> .....	35
2.6.2	<i>Pernambuco Tridimensional – PE3D</i> .....	37
3	METODOLOGIA.....	39
3.1	Área de estudo .....	39
3.2	Caracterização das sub - bacias .....	45

<b>3.3</b>	<b>Dimensionamento dos Condutos .....</b>	<b>52</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Velocidade da Seção e Lâmina d'água .....</b>	<b>52</b>
<b>3.4</b>	<b>Características do Sistema .....</b>	<b>54</b>
<b>3.4.1</b>	<b>Parâmetros .....</b>	<b>55</b>
<b>3.4.1.1</b>	<b>Sub-bacias.....</b>	<b>55</b>
<b>3.4.1.2</b>	<b>Nós e Trechos.....</b>	<b>56</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Variáveis .....</b>	<b>57</b>
<b>3.4.2.1</b>	<b>Infiltração .....</b>	<b>57</b>
<b>3.4.2.2</b>	<b>Precipitação .....</b>	<b>59</b>
<b>3.5</b>	<b>Técnica Compensatória Adotada .....</b>	<b>60</b>
<b>3.5.1</b>	<b>Características do Reservatório .....</b>	<b>61</b>
<b>3.6</b>	<b>Objetos de Estudo .....</b>	<b>63</b>
<b>3.6.1</b>	<b>Simulações .....</b>	<b>64</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>66</b>
<b>4.1</b>	<b>Simulação da Situação 1 .....</b>	<b>66</b>
<b>4.2</b>	<b>Simulação da Situação 2 .....</b>	<b>71</b>
<b>4.3</b>	<b>Simulação da Situação 3 .....</b>	<b>75</b>
<b>4.4</b>	<b>Simulação da Situação 4 .....</b>	<b>78</b>
<b>4.5</b>	<b>Simulação da Situação 5 .....</b>	<b>81</b>
<b>4.6</b>	<b>Simulação da Situação 6 .....</b>	<b>84</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>89</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>91</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Com a crescente urbanização das últimas décadas, a mesma vem trazendo inúmeras consequências para a população, uma delas é a ocorrência de inundações que tem importunado grande parte das cidades brasileiras de médio e grande porte, consequência direta do crescimento acelerado e desordenado da malha urbana.

Uma das grandes consequências da urbanização são o aumento de áreas impermeáveis, da compactação do solo, da poluição dos mananciais por resíduos sólidos e por esgotamento sanitário e a erosão em morros e encostas (SILVA, 2010).

No caso da compactação do solo e da impermeabilização das superfícies, os níveis de permeabilidade caem drasticamente, aumentando assim o escoamento superficial, alterando o ciclo hidrológico, elevando a velocidade de escoamento, aumentando a vazão rapidamente. A consequência desse fato, é o crescimento dos transtornos nas vias urbanas como alagamentos, aquaplanagem, contato da população com água poluída aumentando a vulnerabilidade a doenças de veiculação hídrica.

Muitos municípios têm uma grande dificuldade em elaborar políticas públicas que visem o ordenamento do espaço urbano, já que a legislação em vigor não obriga a elaboração de um plano diretor para municípios com população inferior a 20.000 habitantes. Aliado a falta de legislação há ainda o desinteresse por parte dos gestores municipais e a pouca disponibilidade de recursos (SOARES et al., 2008).

Soluções para esses casos partem da aplicação de instrumentos de gestão por parte do poder público através do plano diretor de drenagem urbana, visando a proteção do leito do rio, um bom saneamento, impedindo as construções em áreas de risco, realizando o desassoreamento do rio, implantando técnicas que visem diminuir a velocidade de escoamento superficial, aumentando assim seu tempo de detenção na bacia, diminuindo assim os picos de vazão. Além disso, muitos dos sistemas de drenagem estão ligados à rede de esgoto, que não está dimensionada para esse volume.

Para reestabelecer os componentes do ciclo hidrológico, surgem as denominadas técnicas compensatórias, que são aquelas que apresentam uma abordagem diferente quando comparadas com as soluções convencionais, isso

porque as soluções alternativas se opõem ao conceito de rápida evacuação. Essas técnicas tem o objetivo de controlar o escoamento através da infiltração no solo das águas pluviais. (BRUNO et al., 2013), algumas delas são: bacias de retenção e detenção; trincheiras de infiltração; detenção em lotes; e outras. Essas técnicas também podem e devem ser usadas juntamente à outras medidas não estruturais, como: reeducação ambiental, preservação de áreas permeáveis, e programas de alerta de inundações.

O presente trabalho se propõe a realizar uma simulação numérica de uma rede de drenagem em um bairro da cidade do Recife usando o Storm Water Management Model (SWMM). Visando que as simulações gerem a ilustração de trechos da rede em situação crítica. As condições de implantação das técnicas compensatórias foram analisadas visando uma melhoria nos sistemas de drenagem, gerando informações que possibilitem a tomada de decisões futuras por parte dos órgãos públicos.

## **1.1 Justificativa**

Devido à dificuldade de ter um sistema de drenagem adequado permitindo que as cidades não sofreram com os alagamentos, existe a necessidade da implantação de tecnologias sustentáveis como as técnicas compensatórias. Técnicas que visam diminuir a efeito do aumento da velocidade e do volume do escoamento superficial. A vantagem dessas técnicas é aumentar o tempo de detenção na bacia, possibilitando redução da vazão máxima e consequentemente aumentando a capacidade dos condutos de transportar a vazão, evitando as inundações.

As dificuldades de um sistema de drenagem adequado na maioria das cidades brasileiras como no caso de Recife, que sofre todos os anos com grandes alagamentos, devido a um sistema de drenagem defasado que não comporta os níveis a que é submetido. A técnica a ser implementada visa aumentar o tempo que a vazão permanece na rede, trazendo impactos positivos para a mesma.

## **1.2 Motivação**

A importância de um sistema adequado de drenagem associado ao manejo consciente das águas pluviais urbanas é fundamental para as cidades altamente urbanizadas a medida que se acumulam os efeitos negativos gerados pelas chuvas, tais como: alagamentos, inundações, deslizamentos etc. Não devendo-se esquecer

que o grande responsável são as ações antrópicas, como a ocupação desordenada de áreas urbanas e sua consequente impermeabilização, ocasionando uma redução da infiltração no solo gerando o aumento do escoamento superficial.

Um adequado sistema de drenagem possibilita benefícios para a população, tais como: redução de gastos com manutenção de vias públicas, redução de danos a propriedade e do risco de perdas humanas, redução da incidência de doenças de veiculação hídrica. Por esse fato a implementação de novas técnicas de drenagem possibilita uma melhoria na gestão integrada das águas pluviais urbanas.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo Geral**

Avaliar o impacto de técnicas compensatórias em um sistema de drenagem aplicado a um bairro da cidade do Recife-Pe.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Simular uma rede fictícia de drenagem urbana de um bairro da cidade do Recife utilizando o SWMM.
- Avaliar o uso de técnicas de armazenamento de águas pluviais no desempenho de uma rede de drenagem urbana de um bairro da cidade do Recife.
- Verificar o efeito do uso de reservatórios através de simulação numérica em uma rede de drenagem urbana de um bairro da cidade do Recife.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Urbanização e seu Impacto no Ciclo Hidrológico

O aumento do processo acelerado e desordenado da urbanização, no último século, principalmente nos países em desenvolvimento, deve-se ao aumento das condições econômicas, da alta taxa de natalidade e ao êxodo rural. Já nos países desenvolvidos nota-se uma estabilização populacional, tendendo a uma diminuição, devido a terem uma taxa de natalidade abaixo de 2,1 por casal (TUCCI, 2005).

Segundo a ONU (2017), com a urbanização desenfreada e sem planejamento, a população mundial será de aproximadamente 10 bilhões de habitantes até o ano de 2050, consequentemente, questões como garantia de água potável, quantidade de alimentos suficiente, gestão de resíduos sólidos, coleta e tratamento de efluentes e drenagem pluvial eficiente devem ser pensados de maneira a diminuir ou até mesmo sanar problemas ocasionados pelos mesmos.

Como ressaltado no texto a urbanização mal planejada causa danos nos recursos hídricos e na infraestrutura das cidades, alguns problemas nesse contexto são destacados por (TUCCI, 1995).

Problemas no abastecimento de água devido a poluição dos mananciais efeito direto do lançamento dos efluentes sem tratamento em rios e lagos e resíduos sólidos, dos escoamentos das águas urbanas e rurais. Esses fatores afetam a disponibilidade da água tanto para o abastecimento humano e animal quanto para irrigação;

Utilização de fossas “negras” como sistema de tratamento de esgoto, contaminando assim o lençol freático;

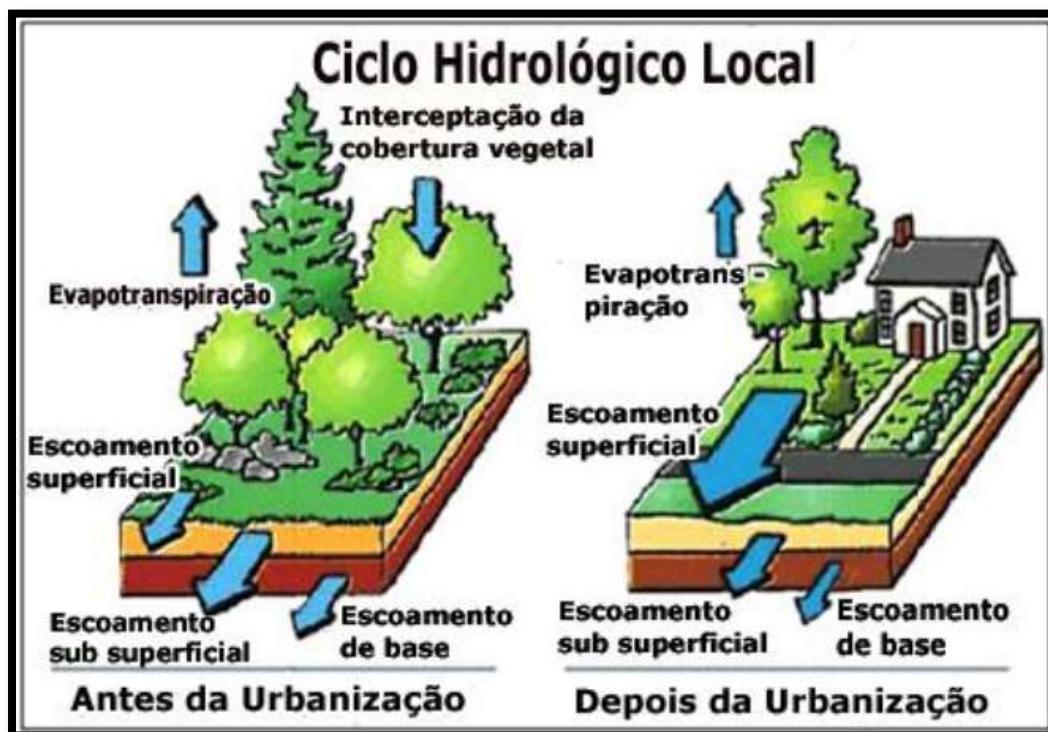
Já se tratando de drenagem urbana pluvial, o aumento das áreas impermeáveis, a mudança de topografia, alterações no curso dos rios, portanto, haverá um aumento significativo nas vazões de pico, bem como, a antecipação de seu tempo de pico. Sendo assim, basta apenas uma precipitação de médio porte para que já ocorram transtornos (TUCCI, 1995).

#### 2.1.1 Urbanização e seu Reflexo no Ciclo das Bacias Hidrográficas

O ciclo hidrológico, segundo (LIMA, 2008), pode ser explicado como sendo, a água dos oceanos, plantas e superfícies que evaporam e/ou evapotranspiram para a

atmosfera levando a formação das precipitações, onde as mesmas voltam a superfície podendo ser interceptadas pelas plantas e/ou infiltrada e o restante escoa pela bacia hidrográfica até os corpos hídricos. Na Figura 1 é ilustrado o ciclo hidrológico antes e depois da urbanização, respectivamente, ressaltando o aumento do escoamento superficial.

Figura 1 O ciclo hidrológico



Fonte: The National Academies Press - Urban Stormwater Management in the United States (2008)

Dante disto há alguns anos vem se disseminando no Brasil a ideia de restabelecer as condições hidrológicas de pré-urbanização nas grandes cidades, baseada em técnicas compensatórias que visam principalmente a retenção e a infiltração da água precipitada (BAPTISTA et al., 2005). Na Europa e nos Estados Unidos estas técnicas são utilizadas há mais tempo, desde o início dos anos de 1970, devido principalmente aos impactos causados pelo sistema convencional de drenagem (COLLISCHONN, 2001 apud SILVA, 2010).

### **2.1.2 Bacia Hidrográfica**

A bacia hidrográfica é o elemento fundamental de análise no ciclo hidrológico, principalmente na sua fase terrestre, que engloba a infiltração e o escoamento superficial (SILVEIRA, 1993).

A bacia hidrográfica é uma área definida pela topografia da região, em que os pontos mais elevados são os divisores de águas com outras bacias hidrográficas, toda precipitação que cai em seu interior é drenada por gravidade para seu curso de água principal, ou alimentado superficialmente ou subterrânea. Sendo assim, a parte da precipitação que não é interceptada e/ou infiltrada, escoa superficialmente, sendo descarregada através de uma simples saída, denominada de exutório, que fica localizada no ponto mais baixo da área da bacia (VALENTE, 2013).

Para entender e detalhar o comportamento de uma bacia hidrográfica com relação aos processos hidrológicos é necessário estudar alguns parâmetros associados a suas características físicas, geológicas e vegetativas, (LIMA, 2008) os classifica da seguinte forma:

- Parâmetros físicos: fator de área, de forma e de compacidade, altitude e declividade média, número, comprimento dos canais, direção do escoamento superficial, comprimento da bacia, densidade e padrão de drenagem, entre outros;
- Parâmetros geológicos: tipos de rochas, solos e sedimentos fluviais, etc.;
- Parâmetros da vegetação: tipo de cobertura vegetal, espécies, densidade, índice de área foliar, biomassa, etc.

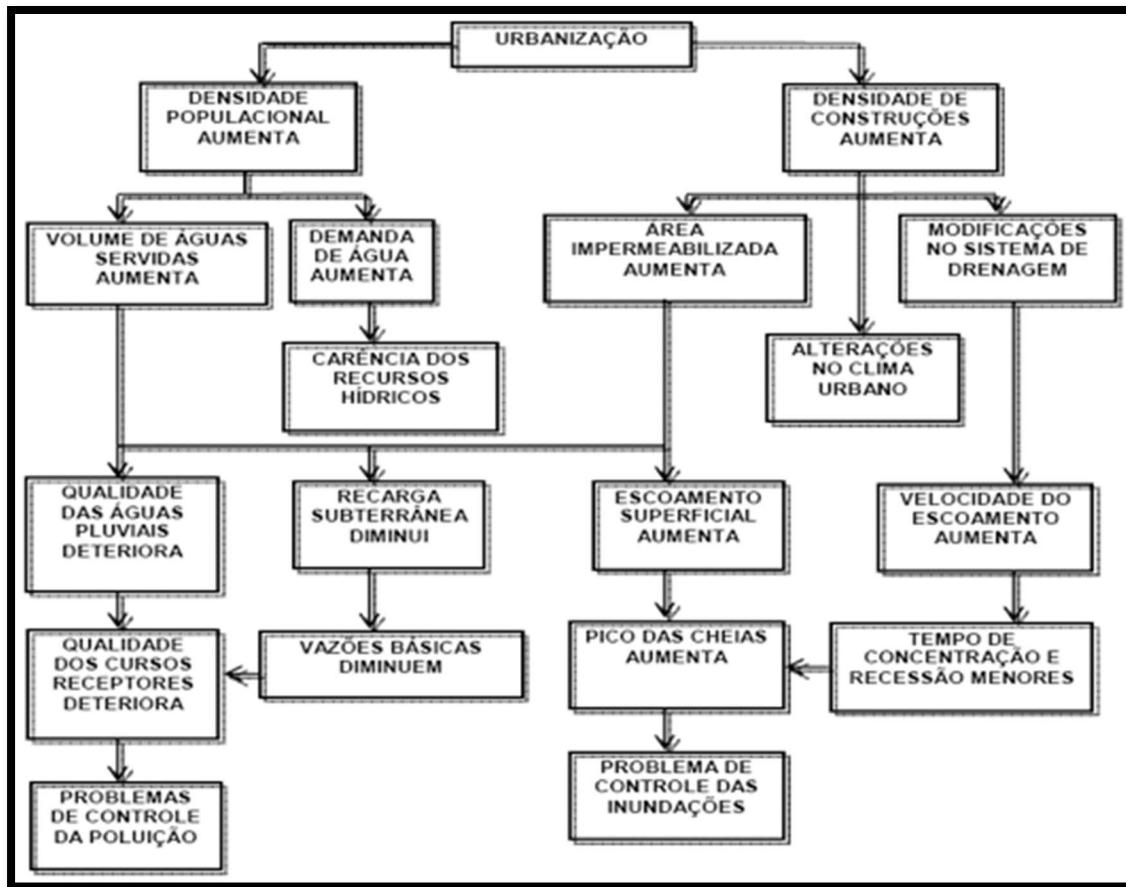
Tais parâmetros irão determinar dados importantes, tais como:

- A partição do total precipitado em quantitativos infiltrado, interceptado e escoamento superficial;
- As vazões máximas e o tempo de pico;
- A predisposição da bacia à ocorrência de inundações.
- Estes dados serão necessários para entender os processos existentes no ciclo hidrológico, evitar e prevenir desastres e realizar um bom planejamento das cidades.

O crescimento acelerado da população, juntamente com a necessidade de gerar bens e serviços, tem mudado radicalmente as condições de uso e ocupação do

solo, causando assim grandes mudanças no ciclo hidrológico, como mostrado na Figura 2.

Figura 2 Fluxograma de processos decorrentes da urbanização e impactos



Fonte: PORTO (1995)

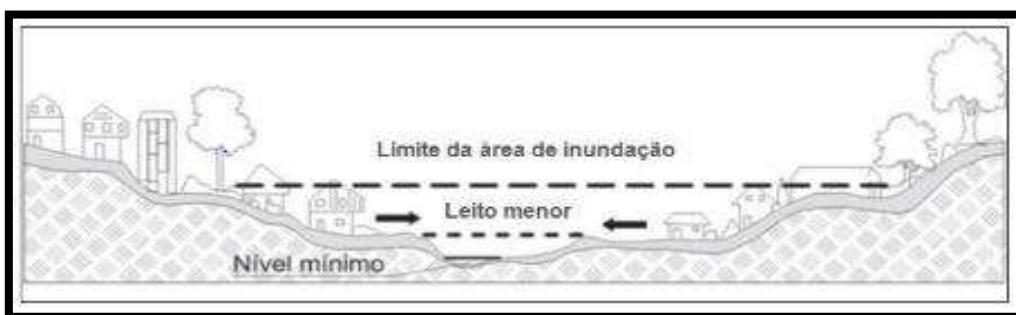
O processo de urbanização traz consigo mudanças consideráveis nas condições naturais das bacias hidrográficas, provocando a diminuição da cobertura vegetal, impermeabilização do solo, mudanças na topografia, alteração nos leitos dos mananciais, e consequentemente no ciclo hidrológico, reduzindo assim a interceptação, a infiltração e a evapotranspiração e aumentando o escoamento superficial, o que acaba causando as inundações em dias de alta precipitação. Tucci (2001).

Segundo (TUCCI, 2005), o escoamento superficial originado das precipitações de média e grande intensidade pode produzir inundações no meio urbano, ocorrendo de forma isolada ou combinada. (TUCCI, 1995) salienta que as inundações urbanas

são decorrentes de dois processos: as inundações em áreas ribeirinhas e as inundações devido à urbanização.

As inundações em áreas ribeirinhas ocorrem, quando devido a grandes precipitações o rio escoa para seu leito maior, atingindo assim a população que ocupa indevidamente este local. A ocupação de áreas ribeirinhas deve-se principalmente: pela falta de um plano diretor eficiente que englobe tais questões, pela falta de informações sobre o comportamento do rio e sobre ocorrência de antigas e possíveis futuras inundações. Na Figura 3 são ilustradas as características dos leitos dos rios.

Figura 3 Características dos Leitos dos rios



Fonte: TUCCI (2008).

TUCCI (1995) destaca que as inundações causadas pela urbanização são explicadas pelas diversas modificações na bacia que ocorrem durante esse processo. Podem ocorrer inundações localizadas, provocadas por estrangulamentos das seções de rios, por remanso ou por erros de execução em projetos de drenagem.

Segundo JUSTINO (2004), a urbanização traz mudanças no uso e ocupação do solo aumentando sua impermeabilização, que influencia no escoamento superficial sobre a bacia hidrográfica. O que com o aumento populacional irá se tornar cada vez mais acentuado. Uma das principais evidências das influências da urbanização sobre o escoamento superficial é que precipitações menos intensas e mais frequentes já causam inundações. Isso porque as grandes precipitações de maior intensidade também provocam inundações em bacias rurais, pois seu solo logo é saturado e passa a gerar escoamento superficial.

Segundo TUCCI (2005), com o desenvolvimento urbano vem a necessidade de construção de obras de infraestrutura como pontes, taludes de estradas e obras de drenagens. Essas obras quando mal planejadas ou sem a adequada manutenção podem se tornar uma obstrução ao escoamento, aumentando em dias chuvosos a possibilidade de inundações. A extração da capacidade do sistema estrutural de drenagem de água pluvial, também é reflexo da urbanização, sendo a impermeabilização do solo e condutos pluviais subdimensionados os fatores que mais contribuem com o aumento da frequência deste tipo de problema.

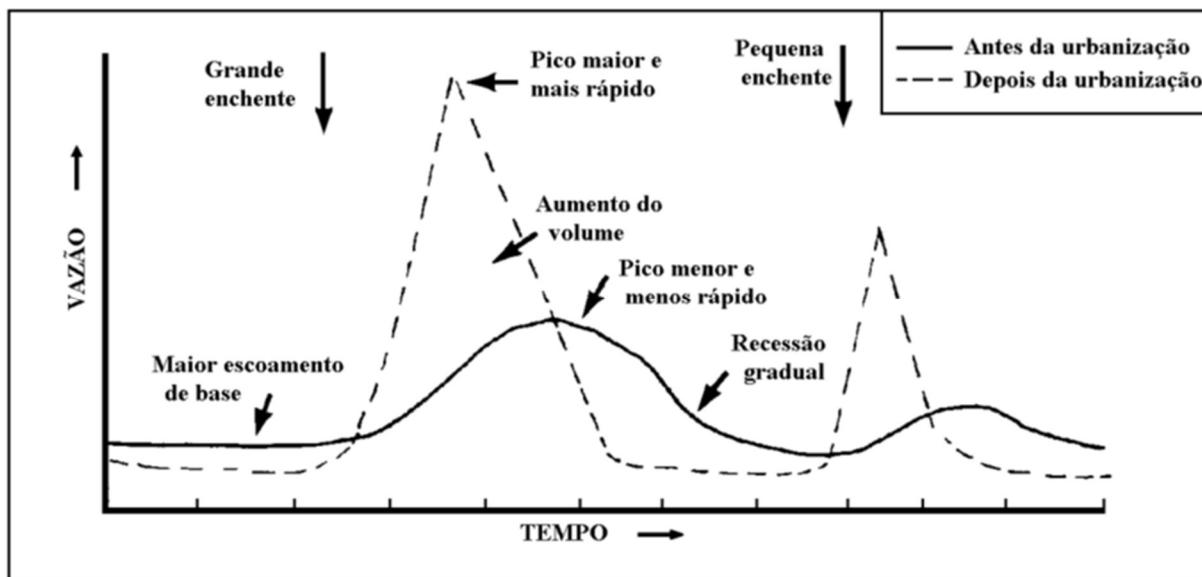
## 2.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

### 2.2.1 *Definições*

Segundo TUCCI (2001), alguns conceitos importantes são:

- Tempo de retorno é baseado em dados históricos, probabilidade de uma precipitação ser igualada ou superada, ao menos uma vez em um determinado intervalo de tempo. Este período deve ser adotado de acordo com o tipo de construção e necessidade de segurança, estes valores de referência já estão tabelados em várias literaturas da área de dimensionamento de obras hidráulicas.
- Tempo de concentração é o tempo que uma determinada precipitação leva para escoar do ponto mais extremo da bacia hidrográfica até seu ponto final o exutório.
- Intensidade pluviométrica é calculada a partir do tempo de retorno e concentração de uma determinada precipitação, o valor se seus coeficientes dependem de fatores da região.
- Hidrograma é a relação da vazão na bacia hidrográfica com a precipitação, sendo que parte desta é infiltrada no solo, parte é evaporada e o restante é conduzido até os corpos hídricos presentes ao longo da bacia, através do escoamento superficial. Deste modo, a impermeabilização do solo é fator determinante para forma do hidrograma, pois esta pode alterar muito a quantidade infiltrada e o quantitativo do escoamento superficial.

Figura 4 Hidrogramas de vazão antes e depois da urbanização



Fonte: TUCCI (1997)

### 2.2.2 Infiltração

A infiltração é o fenômeno de penetração da água nas camadas do solo próximas à superfície do terreno, movendo-se para baixo, através dos vazios, sob a ação da gravidade, até atingir uma camada suporte, que a retém, formando então a água do solo (MARTINS, 1976).

Infiltração é a passagem de água da superfície para o interior do solo (TUCCI, 1993). Um fator importante ligado à infiltração, diz respeito às chuvas, pois dependendo de sua intensidade, pode gerar escoamento superficial quando a capacidade de infiltração é excedida (GUERRA, 1994).

A água de chuva precipitada sobre terreno permeável é geralmente succionada totalmente pelo solo até o instante em que se inicia a formação de um espelho d'água na superfície e, por conseguinte, a ocorrência de deflúvio superficial. Esse fato pode ser observado por qualquer pessoa, porém é regido por leis físicas complexas, cuja quantificação é supostamente conseguida por meio de experimentos, leis empíricas e solução de equações diferenciais que governam o movimento da água no solo (RIGHETTO, 2008).

Normalmente, a infiltração decorrente de precipitações naturais não é capaz de saturar todo o solo, restringindo-se a saturar, quando consegue, apenas à

superfície, conformando um perfil típico onde o teor de umidade decresce com a profundidade (TUCCI, 2009).

### **2.2.3 Método para Determinação das Vazões de Projeto**

Para um bom projeto de drenagem de água pluvial é necessária uma análise criteriosa, já que, as determinações das vazões de projeto são feitas baseadas nos dados de chuvas que ocorrem nas bacias hidrográficas em estudo. Os valores obtidos neste cálculo serão sempre aproximados, devido às incertezas hidrológicas, às simplificações dos métodos disponíveis e aos critérios adotados. Para o dimensionamento de um sistema de drenagem de água pluvial é necessário estudar a hidrologia e características de toda bacia hidrográfica, juntamente com sua ocupação atual e futura, devem se considerar também os efeitos de obras em estudo, tanto a montante quanto a jusante (RAMOS; BARROS e PALOS, 1999).

A determinação das vazões de projeto pode ser feita de três formas: empíricas, deduzidas a partir da experiência; cinemáticas, levando em conta as características do movimento da água pela bacia e as fórmulas de base estatística. A utilizada no presente trabalho será o método racional.

Segundo RAMOS; BARROS e PALOS (1999), o método racional é um método simples recomendando para bacias hidrográficas de pequenas dimensões, inferiores a 2 km<sup>2</sup>, e que apresentem características simples. Este método é largamente aceito, já que apresenta resultados satisfatórios quando aplicado dentro dos limites. Entretanto, ele não é recomendado para bacias complexas, pois fornece resultados superestimados de vazões.

A equação para obtenção da vazão, conhecida como fórmula racional, é apresentada na equação 1:

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad (1)$$

Onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s);

C = coeficiente de escoamento superficial (runoff);

i = intensidade média da precipitação (mm/h);

A = área da sub-bacia (ha).

#### **2.2.4 Equação de Chuva (IDF)**

Uma das dificuldades apresentadas no projeto de obras de drenagem vem ser a determinação da precipitação intensa máxima provável que deve ser utilizada. Em localidades onde já se dispõe de dados pluviométricos analisados, esta dificuldade se ameniza. A intensidade máxima pontual pode ser determinada através das relações intensidade-duração-frequência – IDF das chuvas. Essas relações são obtidas através de uma série de dados de chuvas intensas, suficientemente longas e representativas do local do projeto.

A cidade do Recife dispõe de uma vasta quantidade de equações de chuva elaboradas (IDF) por diversos órgãos, foi escolhida a equação elaborada pela ENCIBRA.

$$i = \frac{335,47 * Tr^{0,218}}{(Tc+4)^{0,539}} \quad (2)$$

Onde:

$i$  = intensidade média da precipitação (mm/h);

Tr = tempo de retorno (anos);

Tc = tempo de concentração (min).

### **2.3 Modelos Hidrológicos**

TUCCI (2005) define modelo como sendo uma representação do comportamento do sistema. E o classifica em Físicos, Analógicos e Matemáticos. Os protótipos que são estruturas construídas com dimensões menores para representar a estrutura real, são características dos modelos físicos. Já os analógicos se baseiam em utilizar equações análogas de outros sistemas, é o caso, por exemplo, do escoamento hidráulico com o circuito elétrico. Os modelos matemáticos são os mais utilizados principalmente com o advento da informática o que veio a facilitar as operações, eles se baseiam em equações específicas do sistema. No caso dos

recursos hídricos, mais especificamente a área de drenagem pluvial, os modelos matemáticos em sua maioria estão relacionados a uma entrada, a chuva, e uma saída, o escoamento, e suas equações são as que regem o escoamento à superfície livre baseada na lei da conservação das massas e do balanço de quantidade de movimento (MELLER, 2004 – apud BASTOS, 2007).

Os modelos hidrológicos podem ainda ser classificados, segundo TUCCI (2005), de acordo com a utilização em: DE COMPORTAMENTO – descreve o comportamento do sistema; DE OTIMIZAÇÃO – tem o objetivo de apresentar melhores soluções; DE PLANEJAMENTO – relaciona soluções com quantitativos no âmbito social e ambiental.

Com relação à drenagem urbana, a tabela lista os modelos mais utilizados com alguns detalhes de suas origens. Pode-se destacar nesta lista o modelo MOUSE (Modelling of urban sewer - Dinamarca 1985) por ser o mais utilizado entre os pesquisadores e o modelo SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL), desenvolvido pela Environmental Protection Agency – EPA-USA em 1971, o qual vem sendo aprimorado ao longo dos anos por diversos pesquisadores, pois o mesmo, como sendo um software livre, dispõe também de seu código fonte aberto e isso tem colaborado para sua utilização em nível mundial em vários centros de pesquisas. Este fato justifica a sua escolha para aplicação neste trabalho e a seguir será apresentado com mais detalhes.

Tabela 1 Modelos hidrológicos aplicados a drenagem urbana

Código	Nome	Agência Criadora	Ano
<b>MOUSE</b>	Modelling of Urban Sewer	DHI	1985
<b>HEC-HAS 4.1</b>	The Hydrologic Engineering Center-River Analysis System	Corps of Engineers-USA	2008
<b>MODCEL</b>	Modelo Matemático de Células de Escoamento	COPPE –UFRJ/Miguez & Mascarenhas	2001
<b>SWMM</b>	Storm Water Management Model	EPA-USA	1971
<b>STORM</b>	Storage, Treatment, Overflow Runoff Model	Corps of Engineers-USA	1974
<b>TR-55</b>	SCS Technical Release 55	SCS	1975
<b>DR3M</b>	Distributed Routing Rainfall-Runoff Model	USGS	1978
<b>IPH-2</b>	Instituto de Pesquisas Hidráulicas	IPH-UFRGS	1981
<b>ABC</b>	Análise de Bacias Complexas	Universidade de São Paulo	1985

Fonte: VIESSMAN e LEWIS (2002)

O modelo que será utilizado no presente trabalho é o Storm Water Management Model – SWMM (Modelo de Gestão de Drenagem Urbana – SWMM), é um modelo de chuva-vazão geralmente utilizado para a gestão da drenagem urbana, que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas, pode ser utilizado para um único evento, mas também para a simulação continua de longo prazo. É amplamente utilizado em várias partes do mundo, para o planejamento, análises e projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais em áreas urbanas, sistemas coletores de águas residuais (sejam eles separados, unitários ou mistos), com muitas aplicações, também, em áreas não urbanas.

Desenvolvido em 1971, o SWMM vem recebendo várias atualizações desde seu lançamento. Seu uso é muito difundido ao redor do mundo, pois proporciona uma análise de projetos de drenagem de águas pluviais em centros urbanos, além de uma análise em sistemas de águas residuárias (ROSSMAN, 2010)

Segundo ROSSMAN (2010), as principais aplicações do SWMM são:

- Concepção e dimensionamento de componentes da rede de drenagem para controle de inundações;

- Dimensionamento de estruturas de retenção e acessórios para o controle de inundações e a proteção da qualidade das águas;
- Delimitação de zonas de inundação em leitos naturais;
- Concepção de estratégias de controle para minimizar o transbordamento de sistemas unitários e mistos;
- Avaliação do impacto de contribuições e infiltrações sobre o transbordamento de sistemas de drenagem de águas residuárias;
- Geração de poluição difusa para estudos de lançamento de efluentes (carga de contaminantes);
- Avaliação da eficácia das BMPs (Boas Práticas de Manejo), para reduzir o carreamento de poluentes durante a chuva.

O SWMM é um modelo que vem se aprimorando ao longo dos anos pelas razões já citadas anteriormente; o mesmo tem sido alvo de vários trabalhos de avaliação principalmente com relação à discretização da bacia estudada e condutos com pequenos diâmetros. BASTOS (2007), avaliou o modelo em 3 bacias hidrográficas no Rio Grande do Sul, detectando problemas de instabilidade em uma bacia (Alto da Colina I), que apresentava condutos forçados de pequena dimensão o que impossibilitou a simulação.

GARCIA et al. (2004), avaliando o SWMM com relação à discretização, aplicaram o modelo na bacia do Arroio Cancela no Rio Grande do Sul com uma discretização simplificada (6 subáreas) e outra detalhada (18 subáreas); os resultados apresentaram coeficientes de correlação com relação a dados observados acima de 0,95 e erros médios satisfatórios, chamando a atenção apenas que na discretização simplificada houve uma majoração das vazões de pico, sugerindo que se deve ter cuidado quanto ao nível de detalhamento.

## **2.4 O Sistema de Drenagem Urbana**

TUCCI (2005) define o sistema de drenagem urbana como o conjunto de ações e obras relativas a encaminhar o escoamento pluvial de forma adequada e segura evitando riscos e prejuízos à população. RAMOS; BARROS e PALOS (1999) salientam que a drenagem urbana deve ser entendida como parte do planejamento urbano e seu dimensionamento deve ser feito de forma que atenda necessidades técnicas e sociais e econômicas.

#### **2.4.1 Projeto de Drenagem**

Os sistemas de drenagem podem ser classificados de acordo com as suas dimensões em macro e micro drenagem, para TUCCI (1995), podem ser definidos como:

- Macrodrenagem obras de maior porte, que são projetadas com períodos de retorno de 25 a 100 anos, são canais abertos de contornos fechados, grandes galerias pluviais, dispositivos de armazenamento;
- Micro drenagem são condutos pluviais da rede primária, são projetados com período de retorno entre 2 a 10 anos, este é composto pelos seguintes itens:
  - ✓ Pequenas galerias são obras de menor porte que as de macrodrenagem, destinadas a conduzir o escoamento proveniente das bocas de lobo;
  - ✓ Poços de visita estão localizados ao longo dos trechos e são destinados a manutenção e inspeção, mudança de direção, diâmetro e declividade;
  - ✓ Bocas de lobo dispositivos destinados a captação da água pluvial, localizados em pontos estratégicos onde as sarjetas não são suficientes;
  - ✓ Conduto forçado é toda tubulação que é utilizada sob pressão;
  - ✓ Estações de bombeamento são um conjunto de equipamentos utilizados quando não é possível o escoamento por gravidade.

#### **2.4.2 Plano Diretor de Drenagem Urbana**

Segundo TUCCI (2005), o plano diretor de drenagem urbana mostra soluções técnicas e reguladoras para minimizar problemas provenientes do escoamento superficial e inundações em áreas urbanas. As bases para um plano diretor de drenagem urbana são: planejar a distribuição do escoamento para os cenários de ocupação atual e ocupação futura, de modo que atenda tal crescimento evitando prejuízos econômicos, sociais e ambientais, e controlar e regulamentar ocupação de áreas de risco e de inundações.

O planejamento da drenagem urbana visa resolver e evitar problemas para a sociedade, através de ações que regulamentam principalmente a ocupação de áreas ribeirinhas. Os planos de drenagem eficiente contemplam:

- Estudo abrangente sobre as condições da bacia, para que todas as decisões tomadas sejam de âmbito geral, com durações por maiores períodos de tempo, bem como, levantar os dados necessários para determinação de um projeto eficiente de sistema de drenagem de água pluvial;
- Criar normas e critérios para dimensionamento, com parâmetros pré-estabelecidos como: tempo de retorno, coeficiente de rugosidade entre outros.
- Identificar as áreas de risco e zoneá-las e as áreas que devem ser preservadas para compra-las, evitando riscos de inundações e degradação da mata ciliar, respectivamente;
- Possibilitam a homogeneização da drenagem com outros sistemas através de sua combinação com outros planos existentes (plano diretor, plano viário, plano de esgoto e água entre outros);
- Criar medidas preventivas com baixos custos garantindo eficiência para o sistema de drenagem;
- Se necessário, prevê as melhores medidas de controle de problemas de drenagem já instalados.

## **2.5 Estruturas de Drenagem Urbana**

BAPTISTA et al., (2005) classifica técnicas compensatórias em estruturais e não estruturais que visam aumentar o tempo de concentração nas bacias diminuindo assim os picos de vazões. As técnicas não estruturais se baseiam em legislação específica que contemplam os instrumentos das políticas voltadas ao uso e ocupação do solo, educação ambiental e elaboração de planos diretores setoriais e eficazes.

As estruturas pontuais são definidas por TUCCI (1995), como sendo medidas distribuídas que atuam diretamente na fonte geradora do escoamento, e (URBONAS e STAHER (1993) apud TASSI, 2002), complementam o conceito como sendo medidas que buscam restituir o armazenamento natural existente na pré-urbanização. Como exemplo se destacam os poços de infiltração e reservatórios de retenção em lotes ou em quadras, estruturas estas que buscam agir onde se iniciam os escoamentos superficiais. Dentre elas destacam-se os micro reservatórios de detenção em nível de lote, técnica compensatória que será utilizada neste estudo com

o objetivo de amenizar o impacto decorrente da inundação devido às chuvas de grande intensidade.

A armazenagem em lotes pode ainda proporcionar seu uso doméstico em atividades que não requerem uma água de boa qualidade, como regar plantas, abastecimento de caixas de descargas, entre outras, ou ainda proporcionar a infiltração total ou parcial dependendo das características físicas do solo com relação à sua condutividade hidráulica.

Outras vantagens e desvantagens foram apresentadas por O'LOUGHLIN et al., (1995) apud TASSI (2002), em estudo realizado em Sydney na Austrália, as quais são listadas a seguir.

**Vantagens:**

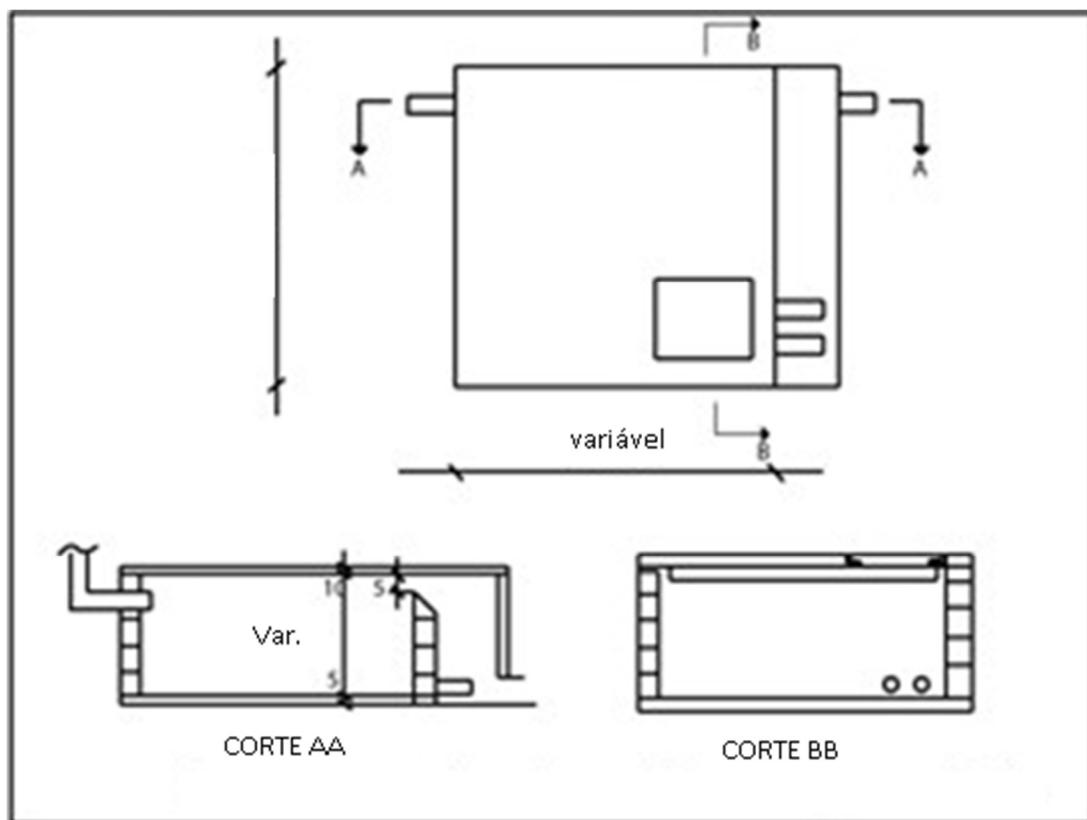
- O micro reservatório previne impactos adversos do desenvolvimento restaurando, pelo menos parcialmente, o armazenamento natural perdido;
- Não transfere para jusante os impactos da urbanização, diferenciando-se por isso do sistema tradicional;
- O sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem está implementando a urbanização e se beneficia dela;
- Os problemas são resolvidos na sua origem e as soluções não são adiadas.

**Desvantagens:**

- Os regulamentos são ainda deficientes, e os critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados;
- Sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes baixas das bacias podem aumentar a taxa de escoamento à jusante devido aos hidrogramas retardados;
- A manutenção das estruturas é o maior problema, pois os micro reservatórios impõem obrigações muito pesadas aos proprietários;
- Os micro reservatórios possibilitam pouca redução de poluentes na água coletada.

Na Figura 5 é apresentado um detalhe de reservatório em lote cuja finalidade é armazenar a água de chuva por um determinado período, devolvendo-a ao sistema de micro drenagem após este tempo ou ao longo deste período a partir de uma vazão de controle.

Figura 5 Micro reservatório em lote



Fonte: CRUZ (1998)

CANHOLI (2005) salienta que alguns reservatórios de amortecimento de cheias construídos no início da década de 1990, como é o caso do Reservatório Pacaembu, foram constatadas reduções superiores a 50% na vazão de jusante em eventos observados em fevereiro e março de 1995, quando comparada com eventos semelhantes ocorridos antes da implantação da referida estrutura; ratificando a eficiência destas estruturas em relação às convencionais em não transferir para jusante as inundações, que com certeza ocorreriam caso a solução tivesse sido apenas a substituição da rede de galerias por uma de dimensão maior.

## 2.6 Geoprocessamento

Como conceito, o geoprocessamento evolui com o constante crescimento no qual são utilizados os seus métodos e técnicas. Pode-se assim dizer que o geoprocessamento seria um conjunto de técnicas computacionais que opera em cima

de base de dados georreferenciados para transformá-los em informação (XAVIER, 2009).

Para D'ALGE (2007), geoprocessamento é uma área na qual se usa de técnicas computacionais e matemáticas para o tratamento de processos que ocorrem no espaço geográfico.

O Geoprocessamento é um ramo da área do conhecimento denominada oficialmente de Geomática. Ele engloba o total conjunto de técnicas (ou tecnologias) ligadas à informação espacial, quer seja no tocante a coleta, tratamento e análise desses dados (MEDEIROS, 2012).

Figura 6 Relação entre Geoprocessamento e suas geotecnologias



Fonte: MEDEIROS (2012)

### **2.6.1 Sistema de informação Geográfica - SIG**

Os SIG (Sistemas de Informação Geográfica) são instrumentos computacionais desenvolvidas para o geoprocessamento, agregando informações de diversas fontes em bancos de dados georreferenciados (GOMES; AGUIAR, 2005).

Para FERREIRA (1998), elaborar um SIG apenas como um conceito não é uma coisa simples, pois sua utilização alcançando diversas áreas e domínios de atividades como a agricultura, geografia, engenharia e informática. Assim seria possível definir em cada área ou domínio, dependendo da maneira que os SIG são utilizados.

SIG é uma poderosa ferramenta pelo fato de unir uma enorme gama de informações sobre o ambiente e possuir um vasto e poderoso repertório de ferramentas para a exploração desses dados. Na Figura 7, são apresentados alguns elementos que compõem um SIG.

Figura 7 Elementos que compõem um SIG



Fonte: Medeiros (2012)

A Figura 8, dispõe dos principais Softwares usados no gerenciamento de dados, mapeamento digital e geoprocessamento encontrados no mercado, cujas aplicabilidades aprimoram-se a cada nova versão lançada.

Figura 8 Alguns softwares de análise espacial utilizados no Brasil

Programas	Funcionalidades
ArcGIS	Geoprocessamento. Modelagem Digital do Terreno. Análise Geoestatística.
QGIS	Geoprocessamento. Modelagem Digital do Terreno. Análise Geoestatística.
Global Mapper	Geoprocessamento. Modelagem Digital do Terreno. Análise Geoestatística. Exportação de dados.
Spring	Geoprocessamento. Modelagem numérica de terreno.
gvSIG	Geoprocessamento.
AutoCAD Map 3D	Gerenciamento de dados espaciais. Acesso a dados CAD.
PostgreSQL (PostGIS)	Gerenciamento de dados espaciais.
Saga	Geoprocessamento.
Kosmo	Geoprocessamento.
Surfer	Geoprocessamento. Modelagem digital de elevação.
SAS.GIS	Geoprocessamento.
Idrisi	Geoprocessamento. Classificação por segmentação de imagens. Modelagem por detecção de mudanças.
Envi	Geoprocessamento. Classificações supervisionadas e não-supervisionadas.
TerraView/SIG	Gerenciamento de dados espaciais. Geoprocessamento.
ERDAS imagine	Geoprocessamento. Ortorectificação de imagens.

Fonte: SILVA et al. (2017).

## **2.6.2 Pernambuco Tridimensional – PE3D**

Após as enchentes que atingiram drasticamente municípios da Mata Sul do Estado de Pernambuco, entre 2010 e 2011, foram realizados serviços de mapeamento das áreas afetadas e da calha dos principais rios das bacias hidrográficas atingidas. Esse mapeamento, realizado por meio da Secretaria de Recursos Hídricos e Energéticos (SRHE), realizou uma varredura a laser do terreno que permitiu obter com rapidez e qualidade as informações altimétricas para elaboração dos projetos das barragens de controle de cheias, além de desenvolver sistema de prevenção e alerta de inundações para a bacia do rio Una (PE3D, 2018).

Perfilamento ou varredura a laser consiste no levantamento da altura de pontos sobre uma superfície através da emissão de raios laser. É como construir uma maquete digital que representa as variações de altitude do terreno e do que se encontra sobre ele, como edificações e árvores (PE3D, 2018).

Atualmente, cabe à Secretaria de Desenvolvimento Econômico (SDEC) gerenciar o Programa de Sustentabilidade Hídrica de Pernambuco (PSHPE), financiado pelo Banco Mundial. O PSHPE tem como objetivo ampliar o acesso da população à água potável e ao esgotamento sanitário. Com o êxito obtido, foi tomada a decisão de inserir nas metas do PSHPE o mapeamento para todo o território do Estado, dando assim origem ao Programa Pernambuco Tridimensional (PE3D) (PE3D, 2018).

Os serviços compreendem o recobrimento aerofotogramétrico e perfilamento a laser de todo o território pernambucano. O conjunto de dados está sendo apresentado exclusivamente em meio digital e todo o conteúdo será disponibilizado integralmente para download. Ao final do levantamento serão disponibilizados, com coordenadas planimétricas e altimétricas, cerca de 75 bilhões de pontos, ou seja, um ponto a cada 1,3 m<sup>2</sup> de todo o território pernambucano. É uma notável base de dados espaciais para suporte a muitas iniciativas para o desenvolvimento sustentável de Pernambuco (PE3D, 2018).

Além da sua importância para as ações governamentais e da iniciativa privada, o PE3D deve se tornar um marco para o desenvolvimento no campo acadêmico, com benefícios a todas as ciências que desenvolvem pesquisas e lidam com a localização espacial e caracterização do relevo. A base de dados espaciais disponibilizada

permitirá o desenvolvimento de novas ferramentas tecnológicas de forma pioneira, visto que Pernambuco é o primeiro estado das Américas, fora dos Estados Unidos, a dispor de produtos dessa natureza para todo o seu território.

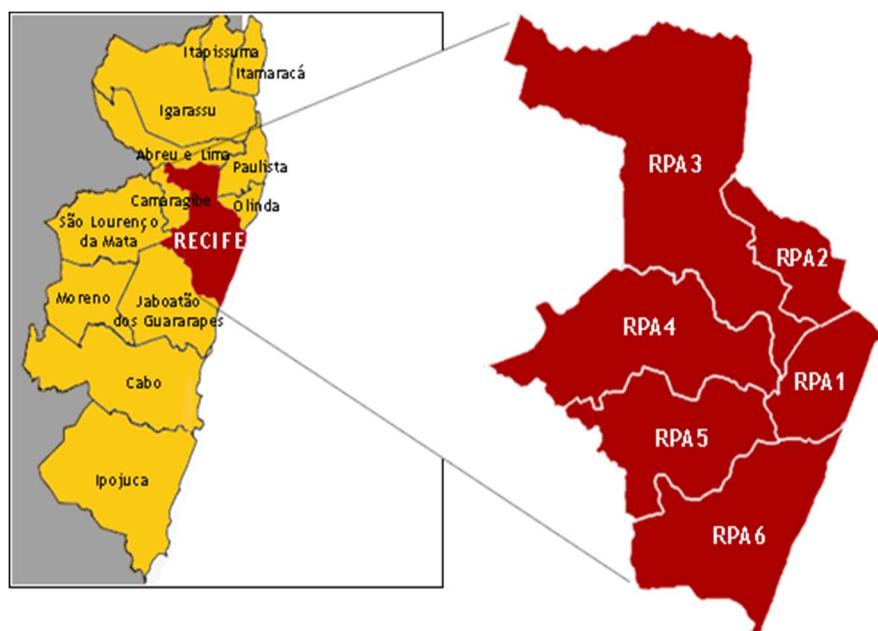
### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Área de estudo

O Recife é um município brasileiro, capital do estado de Pernambuco, localizado na Região Nordeste do país. Com área territorial de aproximadamente 218 km<sup>2</sup>, é formado por uma planície aluvial, tendo as ilhas, penínsulas e manguezais como suas principais características geográficas. Conforme a lei municipal nº 16 293, de 22 de janeiro de 1997, a cidade do Recife se divide em seis regiões (Figura 9) político-administrativas (RPAs): Centro, Norte, Noroeste, Oeste, Sudoeste e Sul. As RPAs, por sua vez, dividem-se em microrregiões, que agrupam os bairros, a região mais populosa é a RPA 6 com 382.650 residentes e a menos populosa é RPA 1 com 78.114 residentes.

A área a ser estudada está inserida na RPA-6 (Figura 10) mais precisamente no bairro do Ibura, que possui uma área de 10,19 km<sup>2</sup> e contava com uma população de 50.617 habitantes de acordo com o último censo. Sua localização geográfica apresenta as seguintes coordenadas geográficas: -8,115° (latitude), -34,940° (longitude). Foi utilizada apenas uma porção da área citada, pois a sub-bacia não comprehende todo o bairro. A mesma foi escolhida por conter um ponto de alagamento critico na Avenida Dois Rios, como ilustrado na Figura 11.

Figura 9 Região Metropolitana destaque para o Recife



Fonte: Prefeitura do Recife

Figura 10 Destaque para RPA-6



See more at: <http://www7.recife.pe.gov.br/a-cidade/perfil-dos-bairros/rpa-6/#zhash.xh46p02q.sput>

Fonte: Prefeitura do Recife

Figura 11 Alagamento Avenida Dois Rios

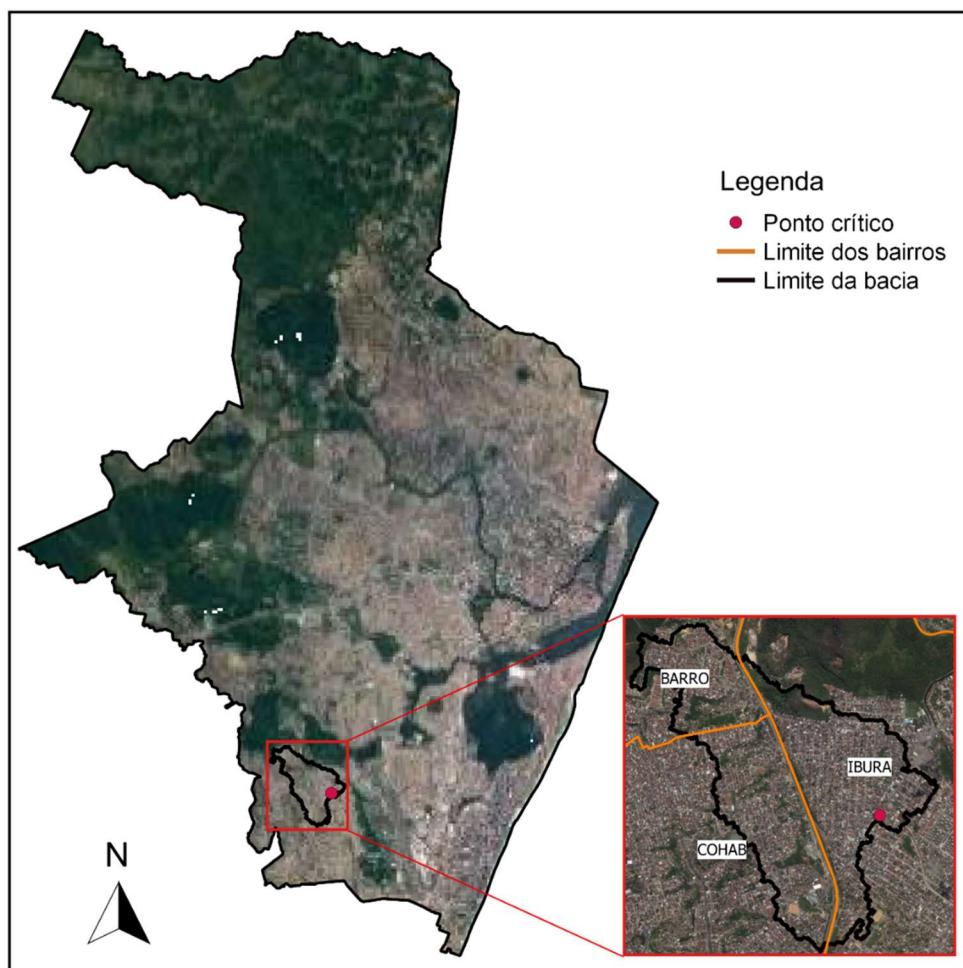


Fonte: Jornal do Commercio, 2017

Com o processo de urbanização desenfreado, principalmente no que diz respeito à impermeabilização com ocupação das margens, apresentam calhas insuficientes para receber as aguas provenientes das altas precipitações que atingem a cidade entre os meses de março a junho, causando grandes transtornos e gerando pontos de alagamento, acarretando prejuízos para comerciantes e para população em geral, pois devido a esses alagamentos também há uma grande proliferação de doenças ligadas a agua poluída e acumulada. Outro grande impacto é devido a ineficiente coleta dos esgotos domésticos que por muitas vezes são destinados as redes de macro e micro drenagem.

Inicialmente dividiu-se a região em uma bacia hidrográfica de maior área afim de especificar um ponto crítico de alagamento para o presente trabalho como mostrado na Figura 12:

Figura 9 Localização do ponto crítico de alagamento e área de contribuição



Fonte: Autor, 2018

O Limite do bairro do Ibura com os bairros Cohab e Barro coincidem com a BR -101 que corta longitudinalmente a bacia. A região de estudo possui uma área de 1,85 Km<sup>2</sup> e possui características distintas. Observando a Figura 13, nota-se que a região compreendida pelo bairro do Ibura é a mais urbanizada, possuindo áreas verdes quase que insignificantes e quadras bem definidas, já os bairros Cohab e Barro possuem assentamentos irregulares com quadras e ruas mal delimitadas.

O canal do Ibura tem início no bairro Barro e estende-se pelo bairro do Ibura cruzando a Avenida Dois Rios. O canal recebe praticamente toda vazão da bacia em questão, o que provoca alagamento no ponto crítico.

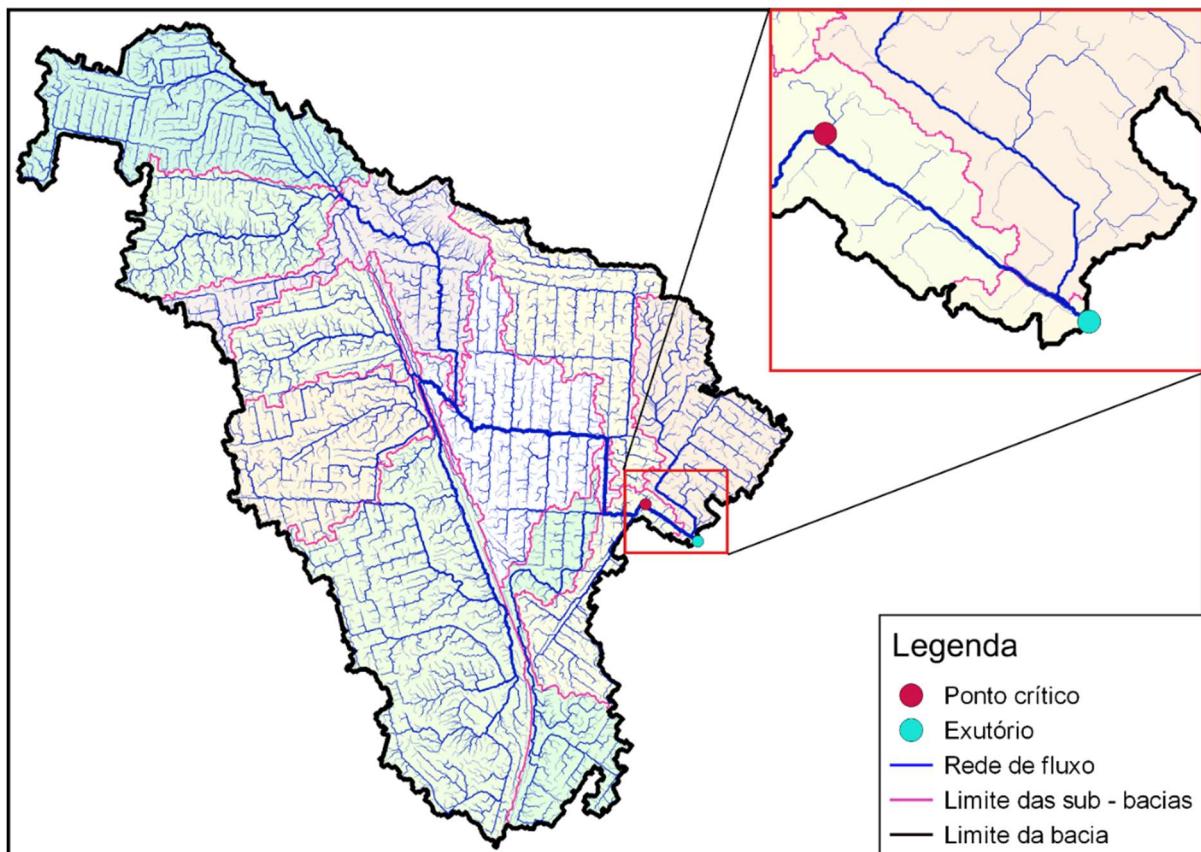
Figura 10 Detalhe da área de contribuição para o ponto crítico de alagamento



Fonte: Autor, 2018

A Figura 14 especifica a bacia hidrográfica com sua rede de fluxo e as delimitações das sub-bacias. A delimitação da área de contribuição para o ponto crítico de alagamento, o levantamento de coordenadas, cotas, cálculo de áreas, foram realizados utilizando o QGIS Versão 2.18.7, como programa de geoprocessamento e a modelagem digital de elevação do terreno. Para delimitação da área de contribuição o algoritmo TauDEM – *Terrain Analysis Using Digital Elevation Models*. Versão 5 (USA, 2015) foi adicionado ao QGIS. O exutório da bacia hidrográfica, foi inserido a jusante do ponto crítico para que fosse possível determinar a contribuição da sub-bacia mais à direita.

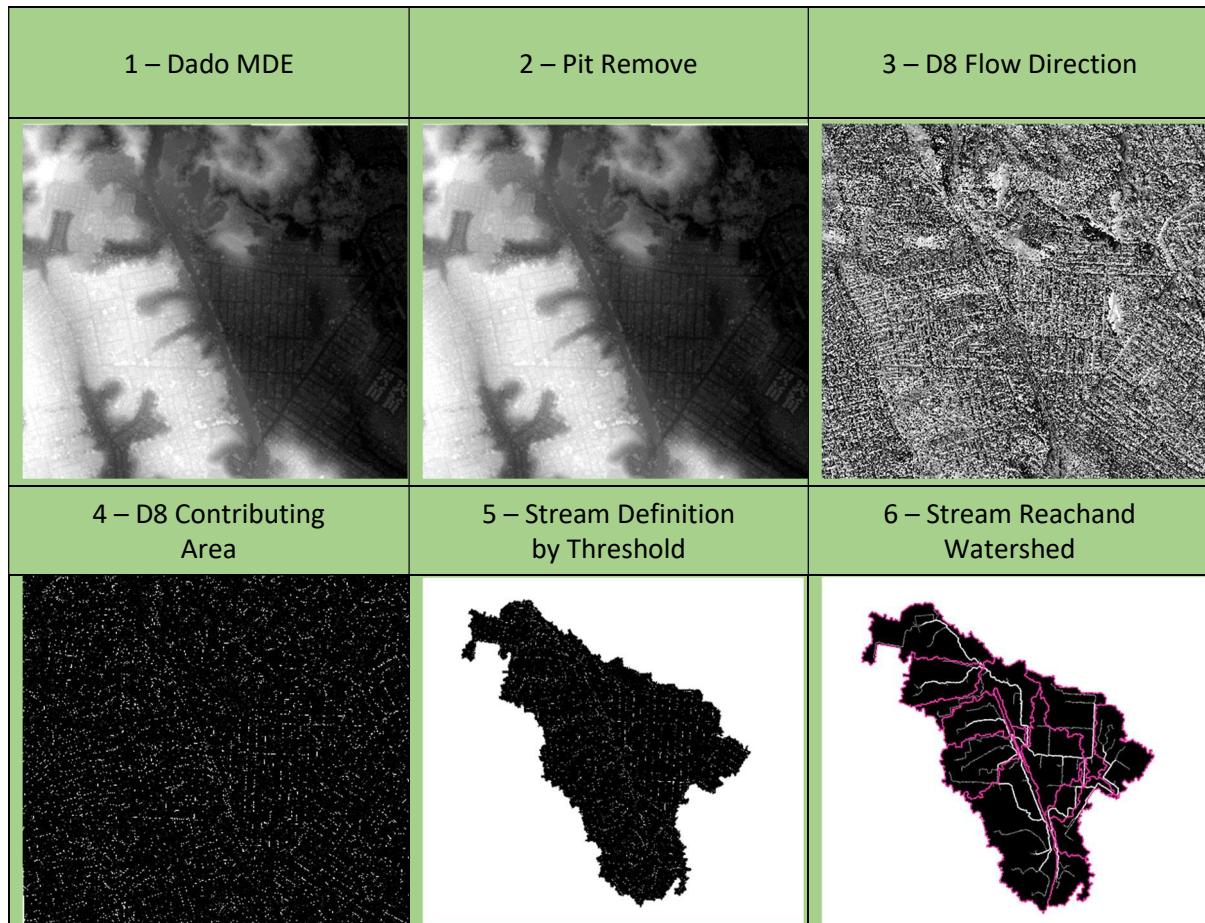
Figura 11 Detalhamento da bacia hidrográfica



Fonte: Autor, 2018

A Figura 15 ilustra as etapas dos processos realizados no QGIS a partir da ferramenta TauDEM para obtenção da área de contribuição. O dado de entrada foi o MDE; em seguida foi utilizada a ferramenta *Pit Remove* para remover pixels muito diferentes dos vizinhos; após isso foi obtida a imagem das direções de fluxo por meio do método *D8 Flow Direction*; o próximo passo foi encontrar a área de contribuição utilizando o algoritmo *D8 Contributing Area*; em seguida definiu-se o exutório mancando-se a opção *Stream Definition by Threshold* para que o fluxo gerado seja a partir dele; e por fim, foi obtido a delimitação das sub-bacias (*Steam Reachand Watershed*).

Figura 12 Etapas para obter a área de contribuição do ponto crítico



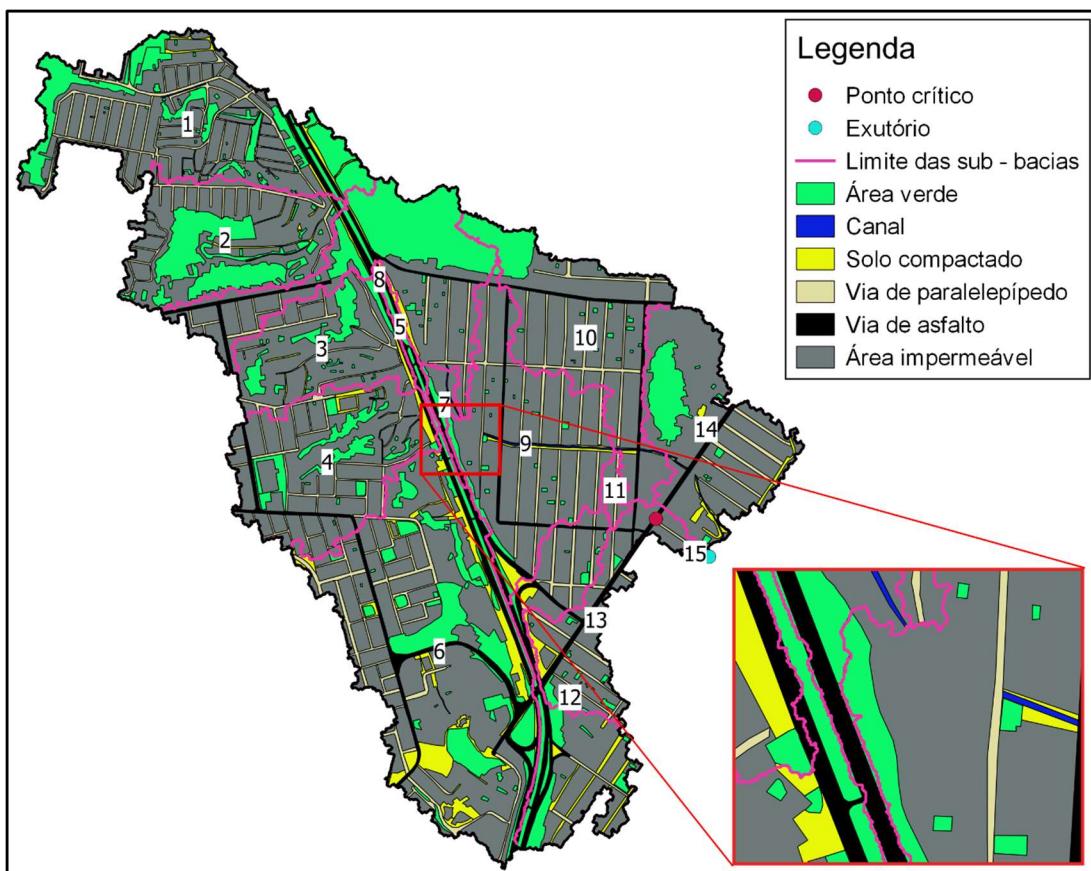
Fonte: Autor, 2018

Os dados de entrada, com a topografia da região estudada foram fornecidos pelo Laboratório de Recursos Hídricos da UFPE – Campos do Agreste, no qual foram utilizados os arquivos MDE (Modelo Digital de Elevação) na escala 1:5000, produzidos pelo Pernambuco Tridimensional.

### 3.2 Caracterização das sub - bacias

O processo no QGIS gerou 15 sub-bacias, as quais, foram caracterizadas quanto ao uso e ocupação do solo. No ambiente QGIS utilizando as imagens de satélite do Google de 2015, identificou-se e quantificou-se, as áreas verdes, canais, solo compactado, vias de paralelepípedo, vias de asfalto e áreas impermeáveis dos lotes como mostrado na Figura 16.

Figura 13 Caracterização da superfície da área de estudo



Fonte: Autor, 2018

Conforme apresentado, mostra visualmente a urbanização e os graus de impermeabilização da área de estudo, uma vez que as áreas com vegetação e áreas sem revestimentos, são pontuais. O coeficiente de escoamento (runoff) foi calculado a partir do coeficiente de escoamento das diversas superfícies mostradas na Tabela 2. Os valores adotados de C para cada superfície estão descritos na Tabela 3.

Tabela 2 Valores de C para diversas superfícies

<b>Superfícies</b>	<b>C</b>
Telhados perfeitos sem fuga;	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas em bom estado;	0,85 a 0,90
Pavimentação de paralelepípedos, ladrilhos ou blocos de madeira;	0,70 a 0,85
Para superfícies anteriores sem as juntas tomadas;	0,50 a 0,70
Pavimentação de blocos inferiores sem as juntas tomadas;	0,40 a 0,50
Estradas macadamizadas;	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulho;	0,15 a 0,30
Superfícies não-revestidas, terrenos descampados, parques, jardins	0,10 a 0,30
Do solo na natureza e do subsolo.	0,01 a 0,20

Fonte: Villela e Mattos (1980).

Tabela 3 Valores adotados de C para a área de estudo.

<b>Superfícies</b>	<b>C</b>
Área verde	0,1
Solo compactado	0,6
Via de paralelepípedo	0,8
Via de Asfalto	0,9
Área Impermeável dos Lotes	0,85

Fonte: Villela e Mattos (1980).

Para os variados usos de ocupação do solo nas sub-bacias, o coeficiente de escoamento foi calculado fazendo-se a média ponderada como ilustrado na Equação 3.

$$\text{Coeficiente de escoamento: } C = \frac{C_1.A_1 + C_2.A_2 + \dots + C_n.A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (3)$$

Onde:

Cn: coeficiente de escoamento para uma determinada superfície;

An: área correspondente a essa superfície.

Os resultados obtidos do coeficiente de escoamento para a cada sub-bacia e para toda bacia estão dispostos na Tabela 4. Os valores de Cn calculados para as

sub-bacias foram obtidos utilizando a Eq. 3, a partir do levantamento das áreas no QGIS para os variados tipos de cobertura da superfície como descrito na Tabela 3.

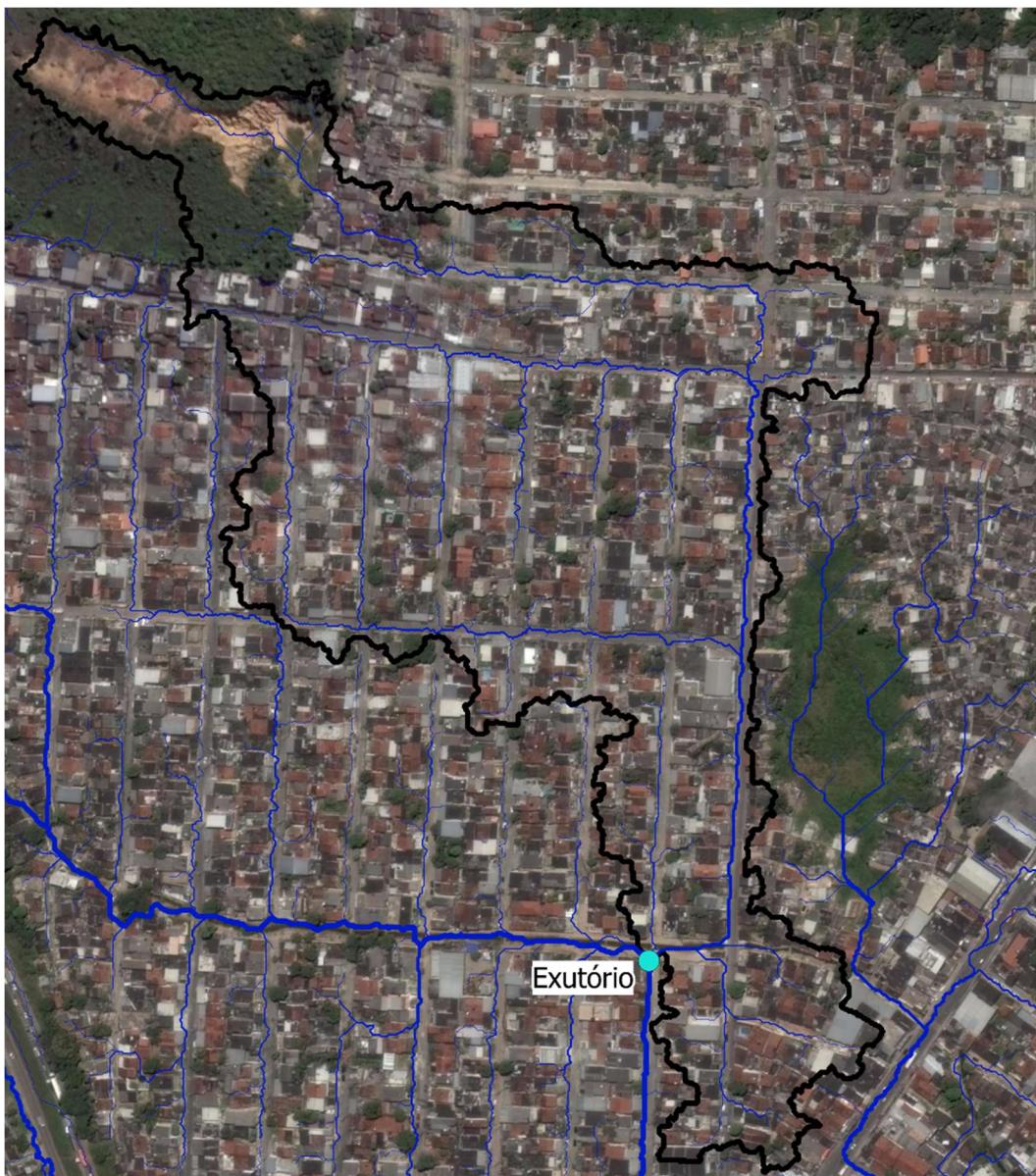
Tabela 4 Valores de C para as sub-bacias e para toda bacia

<b>Sub-bacia</b>	<b>An(m<sup>2</sup>)</b>	<b>Cn</b>	<b>C</b>
1	218205,4	0,64	0,7
2	140921,94	0,61	
3	104617,24	0,73	
4	158933,41	0,75	
5	9012,98	0,59	
6	358718,45	0,69	
7	12594,6	0,71	
8	163520,36	0,55	
9	178600,26	0,8	
10	153207,74	0,76	
11	7364,53	0,84	
12	122446,32	0,74	
13	76743,9	0,8	
14	142866,28	0,74	
15	1383,4	0,84	

Fonte: Autor, 2018

Na ausência de dados relativos ao sistema de drenagem, como por exemplo, locação de bocas de lobo e poços de visita, bem como o traçado das galerias pluviais, foi traçado um sistema de drenagem hipotético para a realização do trabalho. Desta forma optou-se pela escolha de umas das 15 sub-bacias a qual estivesse diretamente ligada com a contribuição para o ponto crítico. Sendo escolhida a sub-bacia 10 para o estudo, a qual é umas das que possui maior taxa de impermeabilidade e uma relativa área verde na qual poderá vir a ser implantada uma das técnicas de armazenamento que visam atenuar os picos de vazão. A sub-bacia 10 encontra-se ilustrada na Figura 17.

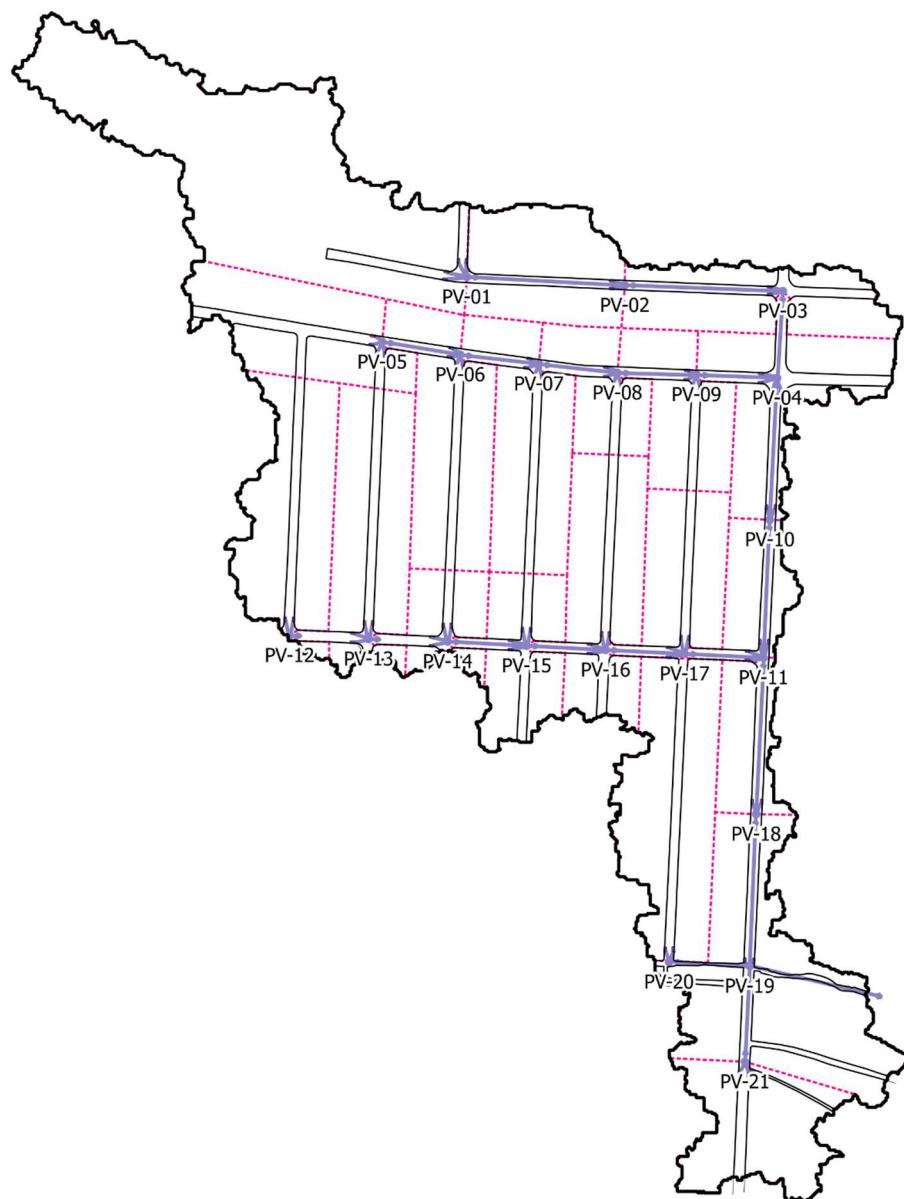
Figura 14 Recorte da sub-bacia 10 no ambiente QGIS



Fonte: Autor, 2018

As linhas de fluxo ilustradas na Figura 17, permitem identificar a direção do escoamento, auxiliando o traçado da rede de drenagem. Os poços de visitas foram locados nos cruzamentos e nas mudanças de direção da galeria principal, obedecendo a distância máxima entre poços de visita de 120 m. O traçado da rede de drenagem e a discretização das subáreas que contribuem para cada poço de visita estão mostrados na Figura 18.

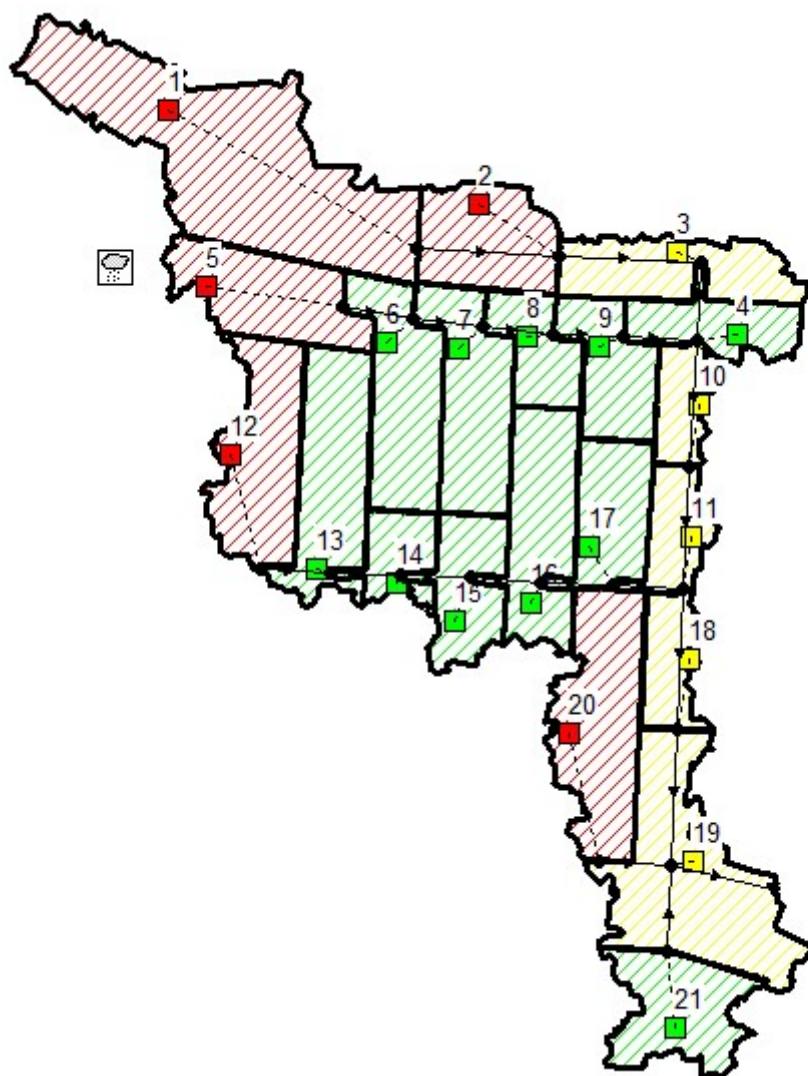
Figura 15 Rede de drenagem



Fonte: Autor, 2018

Após a divisão da sub-bacia 10 em novas subáreas, cada nova área passou a representar uma nova sub-bacia no SWMM, totalizando 21 novas, como ilustra a Figura 19.

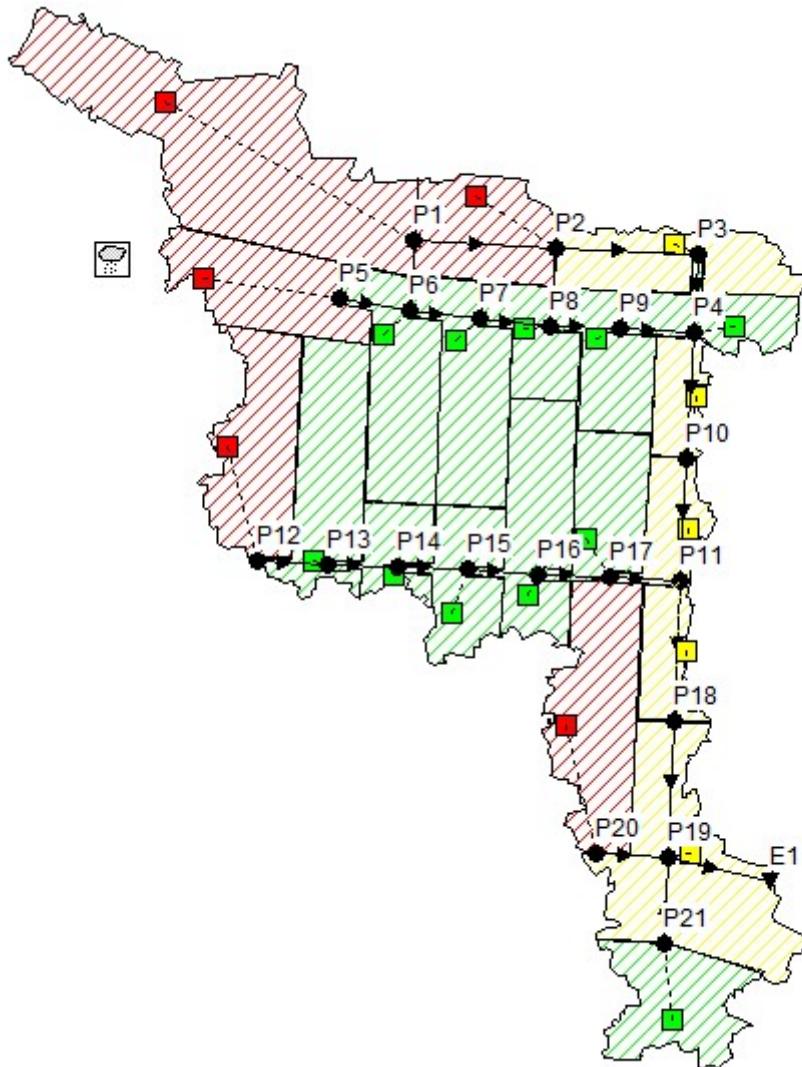
Figura 16 Sub-bacias no SWMM



Fonte: Autor, 2018

Como pode ser visto na Figura 20, todo escoamento proveniente das sub-bacias está sendo direcionado para o exutório E1, que foi escolhido como receptor de todo escoamento do sistema. Também ilustra o sentido do escoamento e a locação dos poços de vista do ponto de vista do SWMM.

Figura 17 Sistema de drenagem



Fonte: Autor, 2018

### 3.3 Dimensionamento dos Condutos

Com o sistema de drenagem devidamente traçado, fez-se necessário a utilização de uma técnica para o dimensionamento hidráulico dos condutos, por meio do método racional.

#### 3.3.1 Velocidade da Seção e Lâmina d'água

Com posse das informações de vazão de cada trecho é possível a determinação da velocidade de escoamento e a altura da lâmina d'água. Para a

obtenção desses dados é necessário que sejam conhecidas a velocidade e a vazão de seção plena  $V_p$  e  $Q_p$ , respectivamente.

Com o diâmetro dos condutos já determinado e utilizando as equações 4 e 5, tem-se  $V_p$  e  $Q_p$  respectivamente.

$$V_p = \frac{1}{\eta} * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} * I^{1/2} \quad (4)$$

$$Q_p = \frac{\pi D^2}{4\eta} * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} * I^{1/2} \quad (5)$$

Onde:

$\eta$  = coeficiente de Manning;

$D$  = diâmetro da seção (m);

$I$  = declividade entre os terminais (m/m).

De posse desses dados se faz a razão  $Q/Q_p$ , e utilizando a Tabela 5, encontrar-se a razão  $V/V_p$ , encontrando assim a velocidade do escoamento e a altura da lâmina d'água.

Tabela 5 Relações baseadas na equação de Manning

$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$v/v_p$	$Q/Q_p$	$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$v/v_p$	$Q/Q_p$
0,01	0,0066	0,0013	0,0890	0,00015	0,51	0,2531	0,4027	1,0084	0,51702
0,02	0,0132	0,0037	0,1408	0,00067	0,52	0,2562	0,4127	1,0165	0,53411
0,03	0,0197	0,0069	0,1839	0,00161	0,53	0,2592	0,4227	1,0243	0,55127
0,04	0,0262	0,0105	0,2221	0,00298	0,54	0,2621	0,4327	1,0320	0,56847
0,05	0,0326	0,0147	0,2569	0,00480	0,55	0,2649	0,4426	1,0393	0,58571
0,06	0,0389	0,0192	0,2891	0,00708	0,56	0,2676	0,4526	1,0464	0,60296
0,07	0,0451	0,0242	0,3194	0,00983	0,57	0,2703	0,4625	1,0533	0,62022
0,08	0,0513	0,0294	0,3480	0,01304	0,58	0,2728	0,4724	1,0599	0,63746
0,09	0,0575	0,0350	0,3752	0,01672	0,59	0,2753	0,4822	1,0663	0,65467
0,10	0,0635	0,0409	0,4011	0,02088	0,60	0,2776	0,4920	1,0724	0,67184
0,11	0,0695	0,0470	0,4260	0,02550	0,61	0,2799	0,5018	1,0783	0,68895
0,12	0,0755	0,0534	0,4499	0,03058	0,62	0,2821	0,5115	1,0839	0,70597
0,13	0,0813	0,0600	0,4730	0,03613	0,63	0,2842	0,5212	1,0893	0,72290
0,14	0,0871	0,0668	0,4953	0,04214	0,64	0,2862	0,5308	1,0944	0,73972
0,15	0,0929	0,0739	0,5168	0,04861	0,65	0,2881	0,5404	1,0993	0,75641
0,16	0,0986	0,0811	0,5376	0,05552	0,66	0,2900	0,5499	1,1039	0,77295
0,17	0,1042	0,0885	0,5578	0,06288	0,67	0,2917	0,5594	1,1083	0,78932
0,18	0,1097	0,0961	0,5774	0,07068	0,68	0,2933	0,5687	1,1124	0,80551
0,19	0,1152	0,1039	0,5965	0,07891	0,69	0,2948	0,5780	1,1162	0,82149
0,20	0,1206	0,1118	0,6150	0,08757	0,70	0,2962	0,5872	1,1198	0,83724

Fonte: Manual de Hidráulica Azevedo Netto

O dimensionamento satisfatório do sistema se dá por meio de duas verificações a serem realizadas, a primeira diz respeito as velocidades máxima e

mínima nos condutos, e a segunda ao limite da relação  $y/D$ . Que podem ser visualizados na Tabela 6, tendo como base vários autores. Sendo adotadas para o presente trabalho 0,75 m/s e 5 m/s, como limites, para velocidade mínima e máxima, respectivamente, enquanto para  $y/D$  adotou-se 0,85.

É importante destacar que, se o diâmetro escolhido não satisfaça os limites adotados para as verificações, é recomendável a escolha de um novo diâmetro imediatamente superior ao anterior, repetindo-se o processo da Tabela 4.

Tabela 6 Limites de alguns parâmetros de galerias pluviais

Autor/Instituição	Vmín (m/s)	Vmáx (m/s)	Tci (min)	rm (m)	h/D	Tipo de escoamento
Methods e Durrans (2003)	0,6 a 0,9	4,50	-	0,90	0,85	Unif. e Grad. Variado
DAEE-CETESB (1980)	-	-	-	-	0,82	Unif.
Prefeitura de Goiânia	0,75	5,00	-	-	0,85 a 0,90	Unif.
Valores recomendados pelos autores	0,75	5,00	5	1,00	0,85	Unif.

Fonte: Adaptado de Filho, 2012.

### 3.4 Características do Sistema

Complementando as características já destacadas nas seções anteriores de uma forma geral, serão tratadas aqui as características detalhadamente, com o intuito de atender o modelo hidrológico no que diz respeito aos parâmetros e variáveis exigidos também como dados de entrada.

Para caracterizar a bacia, precisam-se obter parâmetros e variáveis. Dá-se o nome de parâmetros aos valores que caracterizam o sistema, no caso, a sub-bacia, e que também podem variar no espaço e no tempo, como é o caso da rugosidade de um canal. Já a variável, é o valor que descreve quantitativamente um fenômeno, tais como a precipitação, a vazão e a infiltração, variando também no espaço e no tempo (TUCCI, 2005).

De posse dos condutos dimensionados e todo o sistema de drenagem especificado no SWMM, se faz necessário o preenchimento dos parâmetros

referentes as sub-bacias, nós e trechos no mesmo, a seguir serão apresentados os dados de entrada e seus respectivos valores referentes a cada um dos itens citados.

### **3.4.1 Parâmetros**

#### **3.4.1.1 Sub-bacias**

Área - Parâmetro que representa o valor da área das sub-bacias presentes no sistema de drenagem, esses valores foram obtidos através da planta da área de estudo, utilizando o software AutoCAD 2017.

Largura – valor referente à largura do escoamento superficial na sub-bacia, por meio do software QGIS, foi possível determinar o comprimento do talvegue que é a largura do escoamento superficial de cada sub-bacia.

Declividade - através do software de geoprocessamento QGIS, pode-se determinar os pontos mais altos e baixos das sub-bacias, de forma que as respectivas declividades viessem a ser determinadas.

Taxa impermeável – Como já definido anteriormente na Tabela 3, a taxa impermeável foi determinada pelo estudo da área e calculada como já apresentado.

Tabela 7 Profundidade das depressões das áreas permeáveis e impermeáveis.

NATUREZA DA SUPERFÍCIE	VALORES
Superfície impermeável	1,27 mm a 2,54 mm
Grama	2,54 mm a 5,08 mm
Pastagem	5,08 mm
Floresta fechada	7,62 mm

Fonte : ASCE, (American Society of Civil Engineers) 1992 apud Rossman, 2010

Profundidade das depressões no setor impermeável e permeável da sub-bacia

- Como este parâmetro representa a retenção da água da chuva na superfície, adotou-se valores sugeridos pelo SWMM, presentes na Tabela 7. (SILVA, 2010)

Para a área impermeável, adotou-se o valor máximo para uma superfície impermeável, igual a 2,54 mm, já para a área permeável adotou-se o valor máximo para grama, igual a 5 mm.

Rugosidade dos setores permeáveis e impermeáveis - é um parâmetro que estima o coeficiente de rugosidade com base nas características do recobrimento do solo. Adotou-se valores sugeridos pelo SWMM, presentes na Tabela 8.

Tabela 8 Coeficiente de rugosidade superfície livre

<b>Superfície</b>	<b>n</b>
Asfalto liso	0,011
Concreto liso	0,012
Concreto normal	0,013
Madeira	0,014
Tijolo com cimento	0,014
Cerâmica	0,015
Ferro fundido	0,015
Tubos de metal ondulado	0,024
Cimento com superfície de pedregulho	0,024
Solo em pousio	0,05
Solos cultivados	
Cobertos de resíduos < 20%	0,06
Cobertos de resíduos > 20%	0,17
Campo (natural)	0,13
Gramas	
Curta, pradaria	0,15
Densa	0,24
Grama-bermudas	0,41
Floresta	
Vegetação rasteira leve	0,40
Vegetação rasteira densa	0,80

Fonte: McCuen, 1996 apud Rossman, 2010.

Para as áreas impermeáveis, adotou-se um valor igual a 0,024, referente ao cimento com superfície de pedregulho, já para as superfícies permeáveis adotou-se um valor igual a 0,15, referente à grama curta.

### 3.4.1.2 Nós e Trechos

Cota dos nós - foram determinadas com o auxílio do geoprocessamento aplicado na área de estudo.

Profundidade máxima dos condutos - a determinação do diâmetro dos condutos, foi realizada com a utilização do Método Racional.

Comprimento dos condutos - É dada pela distância entre as junções de montante e jusante do elemento condutor, sendo este dado obtido através da rede fictícia desenvolvida pela autora, pois não houve acesso ao sistema de drenagem do bairro do Ibura.

### **3.4.2 Variáveis**

O trabalho apresenta apenas duas variáveis que são a precipitação e a infiltração, por se tratar de um evento de chuva intensa, variáveis como temperatura e evaporação não provocariam efeitos quase que imediatos com a atenuação do evento.

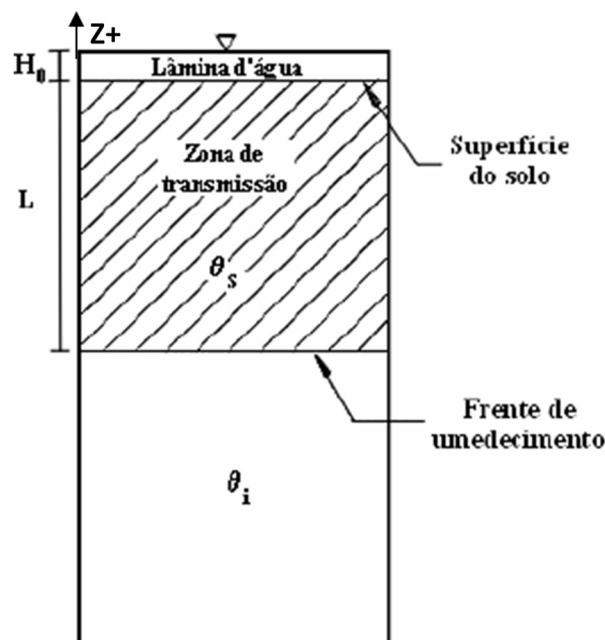
#### *3.4.2.1 Infiltração*

Determinar o modelo de infiltração e seus parâmetros foi o passo seguinte, o modelo de infiltração escolhido foi o de Green-Ampt, a seguir, será feita uma pequena explanação a respeito desse modelo e de como foram determinados seus parâmetros.

Entender o processo de infiltração torna-se necessário para um bom dimensionamento do sistema de drenagem. Devido à sua importância, vários modelos de infiltração foram desenvolvidos com o objetivo de simular tal fenômeno.

O modelo de Green-Ampt (1911) foi desenvolvido tomando como base a equação de Darcy, algumas premissas são adotadas neste modelo, como a existência de uma carga hidráulica  $H_0$  constante na superfície do solo, durante todo o processo de infiltração. A umidade na zona de transmissão ( $\theta_t$ ) atinge a saturação ( $\theta_s$ ), bem como a condutividade hidráulica ( $K_t$ ) é equivalente à condutividade hidráulica do solo saturado ( $K_0$ ), assim forma-se uma frente de umedecimento bem nítida e definida, onde seu potencial matricial equivalente à umidade inicial do solo ( $\psi(\theta_i)$ ), dessa forma, a água que penetrará no solo formará duas regiões bem definidas, a primeira encontra-se saturada ( $\theta_s$ ), já a segunda possui o mesmo teor de umidade que possuía antes do processo de infiltração ( $\theta_i$ ), caracterizando o que chamam de movimento tipo pistão. (ZONTA et al., 2007)

Figura 18 Esquema Representativo do Modelo de Infiltração Green-Ampt.



Fonte: ZONTA et al., 2007

A inserção dos dados referentes ao modelo adotado é vista na Figura 22:

Figura 19 Dados de Infiltração

**Editor de Infiltração**

Modelo de Infiltração GREEN\_AMPT

Propriedade	Valor
Sucção Capilar	88.9
Condutividade	3.4
Déficit Inicial	3

Valor médio da sucção capilar do solo ao longo da frente umedecida (pol ou mm)

Fonte: Autor, 2018

Como visto na Figura 22, o SWMM pede os dados referentes a três parâmetros (sucção capilar, condutividade hidráulica e déficit inicial). A sucção capilar e a condutividade hidráulica foram adotadas segundo os valores típicos sugeridos por RAWLS, BRAKENSIEKE MILLER (1983) apud ALAN A. SMITH INC. (2018), para alguns solos, como ilustrado na Tabela 9. Já o déficit inicial foi definido como sendo um valor de 3.

Tabela 9 Valores Típicos

<b>Tipo de solo</b>	<b>Porosidade</b>	<b>Porosidade efetiva</b>	<b>Sucção Capilar</b>	<b>Condutividade hidráulica</b>
-	-	-	<b>mm</b>	<b>mm / h</b>
Sand	0,437	0,417	49,5	117,8
loamy sand	0,437	0,401	61,3	29,9
sandy loam	0,453	0,412	110,1	10,9
loam	0,463	0,434	88,9	3,4
silt loam	0,501	0,486	166,8	6,5
sandy clay loam	0,398	0,33	218,5	1,5
clay loam	0,464	0,309	208,8	1
silty clay loam	0,471	0,432	273	1
sandy clay	0,43	0,321	239	0,6
silty clay	0,479	0,423	292,2	0,5
clay	0,475	0,385	316,3	0,3

Fonte: ALAN A. SMITH INC. (2018)

### 3.4.2.2 Precipitação

A cidade do Recife conta com diversas estações pluviométricas, o ITEP mantém 5 estações espalhadas na cidade, sob a responsabilidade do LAMEPE, porém os dados são disponibilizados mensalmente pela internet. Já o INMET -órgão vinculado ao Ministério da Agricultura – mantém uma estação meteorológica (A301), a aproximadamente 11 km da bacia de estudo, com dados disponibilizados pela internet tanto da sua estação convencional, com leituras da chuva acumulada em 24 horas, como também da sua estação automática com dados horários, pela qual optou-se devido a estas facilidades, ou seja: discretização dos dados. Como esses dados só estão disponíveis no site do INMET por um prazo de noventa dias, e como a precipitação foi do ano de 2008, os dados foram retirados da dissertação de mestrado de (SILVA, 2010).

Antes de executar a simulação, foi necessário definir o evento chuvoso a ser simulado, este foi baseado em uma chuva intensa ocorrida na cidade do Recife-PE, trata-se de uma precipitação de 110,2 mm ocorrida entre os dias 30/03/2008 e 31/03/2008. O mesmo é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 Evento chuvoso

DATA	HORA (UTC)	PRECIPITAÇÃO (mm)
30/03/2008	23:00	0
31/03/2008	00:00	1
31/03/2008	01:00	50,8
31/03/2008	02:00	6,4
31/03/2008	03:00	1,8
31/03/2008	04:00	1
31/03/2008	05:00	0,2
31/03/2008	06:00	1,2
31/03/2008	07:00	37,2
31/03/2008	08:00	5,6
31/03/2008	09:00	3,2
31/03/2008	10:00	0,8
31/03/2008	11:00	0,6
31/03/2008	12:00	0,2
31/03/2008	13:00	0,2
	$\Sigma$	110,2

Fonte: INMET, 2008 apud Silva, 2010.

### 3.5 Técnica Compensatória Adotada

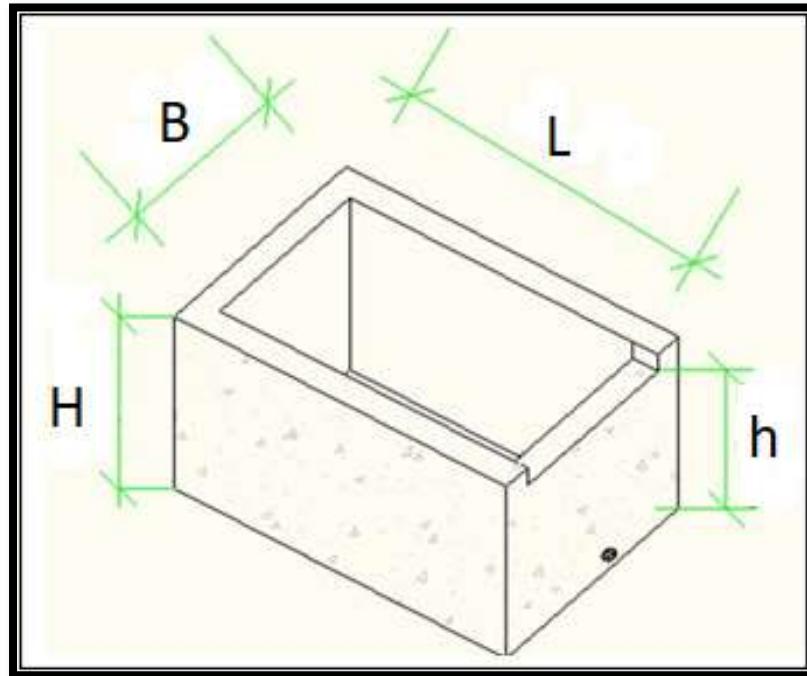
Após o preenchimento dos dados referentes às sub-bacias, nós e condutos, decidiu-se implantar a técnica compensatória nos nós do sistema, fazendo o preenchimento de todos os parâmetros de entrada necessários.

Com a intenção de adequar a técnica compensatória com o tipo de ocupação do solo, ficou definido que para o presente estudo a técnica compensatória adotada em algumas situações serão reservatórios de retenção.

### 3.5.1 Características do Reservatório

O reservatório que será inserido na simulação terá o formato como ilustrado na Figura 23, onde suas dimensões serão variadas ao longo das simulações.

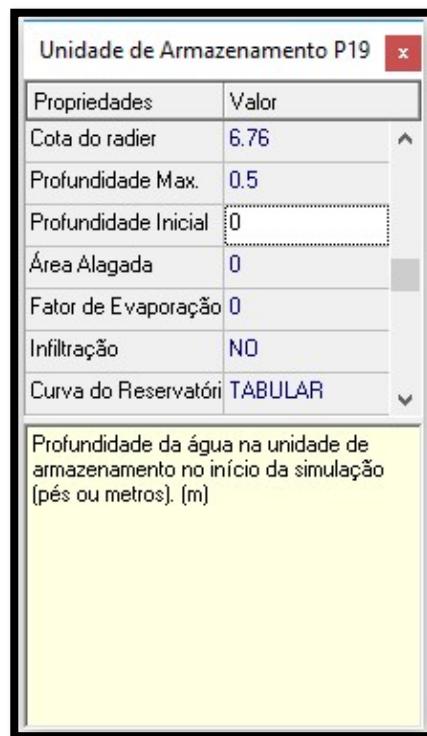
Figura 20 Reservatório de dimensões variáveis



Fonte: Silva, 2010

Os dados referentes às distâncias vistas na Figura 24 são vistos a seguir.

Figura 21 SWMM informações do reservatório



Fonte: Autor, 2018

A Figura 24 ilustra os dados referentes ao reservatório.

Cota do Radier: cota na qual o reservatório se encontra.

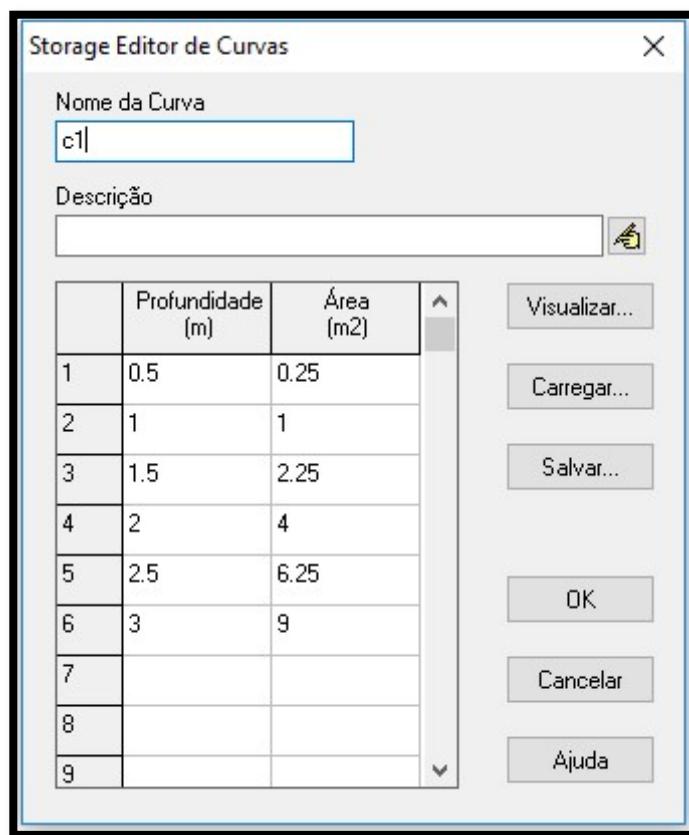
Profundidade Máxima: é um dado referente à lâmina de água que poderá ficar armazenada no reservatório, ficou definido uma lâmina máxima de 0,5 m, para a primeira simulação e foi sendo aumentada de 0,5 m a cada simulação posterior.

Profundidade inicial: Seria a profundidade na qual o reservatório já se encontrava, no presente trabalho será igual a 0.

Área alagada: área alagada além da capacidade de armazenamento, nesse caso será 0.

Curva Tabular: usa uma tabela como os valores das áreas versus profundidade como ilustrado a seguir pela figura 25.

Figura 22 Curva Tabular



Fonte: Autor, 2018

### 3.6 Objetos de Estudo

Para efeito de comparação entre as situações que serão analisadas, decidiu-se que seriam escolhidos um nó do sistema e um conduto, com o objetivo de obter os dados mais detalhados a respeito de parâmetros como afluência total para os nós e velocidade de escoamento, capacidade e vazão para o conduto. O terceiro objeto de estudo foi o escoamento superficial gerado em todo o sistema.

O nó escolhido foi aquele mais exigido (nó E1), e o conduto escolhido também foi o conduto mais exigido (T19-E1).

A localização dos objetos de estudo está ilustrada na Figura 26.

Figura 23 Localização do nó E1 e do trecho T19-E1



Fonte: Autor, 2018

### **3.6.1 Simulações**

As simulações serão divididas em seis situações. Na situação 1 a rede será simulada sem a utilização da técnica compensatória, nas demais situações as dimensões do reservatório serão alteradas e serão implantados um ou mais reservatórios ao longo da rede de drenagem.

Na situação 2 o reservatório terá todas as suas dimensões de 0,5 m e sua saída terá um orifício de 25 mm de diâmetro na parte inferior do mesmo.

Na situação 3 o reservatório terá todas as suas dimensões de 1 m e sua saída continuará com um orifício de 25 mm de diâmetro na parte inferior do mesmo.

Na situação 4 o reservatório terá todas as suas dimensões de 0,5 m e sua saída terá um orifício de 25 mm de diâmetro na parte inferior do mesmo, mas a rede contará com duas unidades do mesmo.

Na situação 5 o reservatório terá todas as suas dimensões de 1 m e sua saída continuará com um orifício de 25 mm de diâmetro na parte inferior do mesmo, mas a rede contará com duas unidades do mesmo.

Na situação 6 o reservatório terá todas as suas dimensões de 0,5 m e sua saída terá um orifício de 25 mm de diâmetro na parte inferior do mesmo, mas a rede contará com três unidades do mesmo.

Avaliando assim os efeitos que a técnica compensatória irá gerar na rede de drenagem.

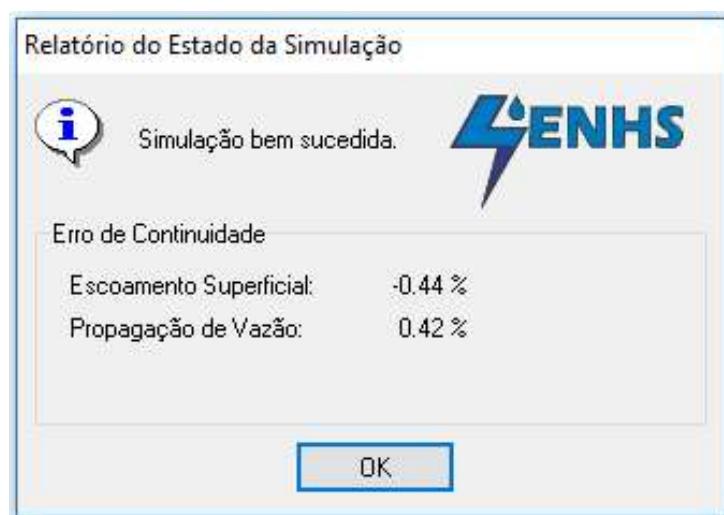
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Simulação da Situação 1

A primeira situação examinada foi o sistema de drenagem sem a presença de técnicas de reservação.

Ao simular a situação 1 no programa, este faz o processamento dos dados inseridos gerando uma janela que exibe informações da simulação, conforme mostrado na Figura 27, indicando que a simulação foi bem-sucedida ocorrendo erros mínimos sendo -0,44% para escoamento superficial e 0,42% de propagação de fluxo (fluxo de roteamento). Considerando assim que os dados de entrada foram inseridos de maneira correta. É importante que erros de continuidade se mantenham menores do que 10 %. Para resultados acima desse valor, recomenda-se verificar os dados inseridos na simulação, de forma que o erro de continuidade possa ser reduzido.

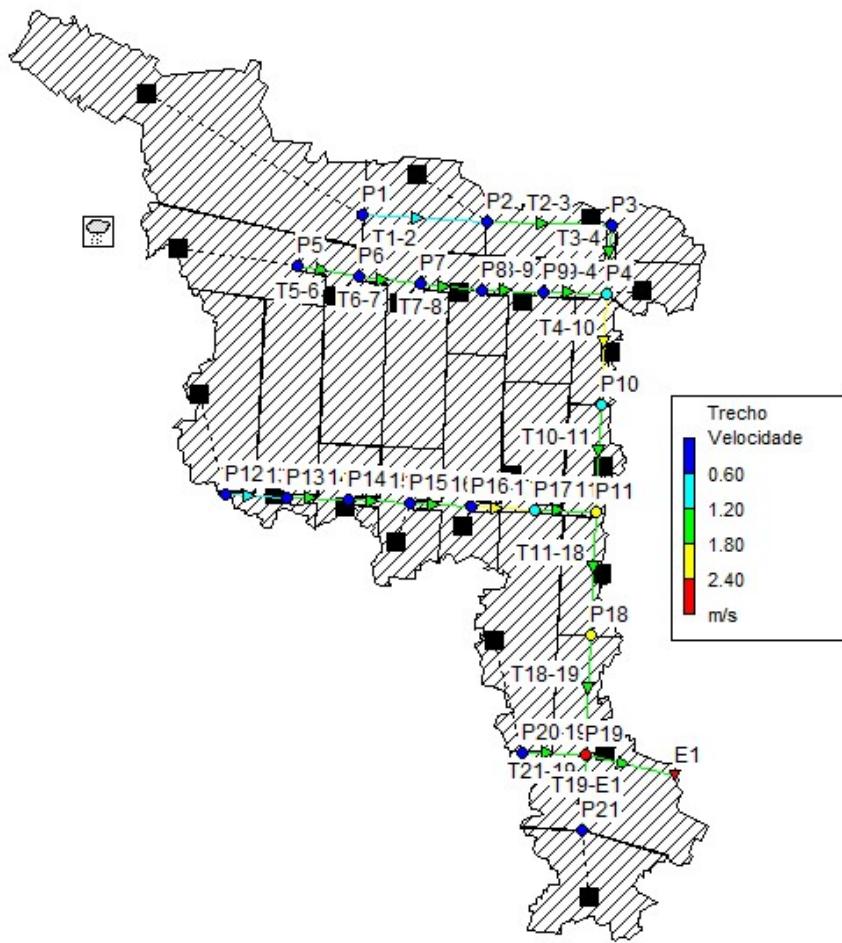
Figura 24 Erro de Continuidade, situação 1



Fonte: Autor, 2018

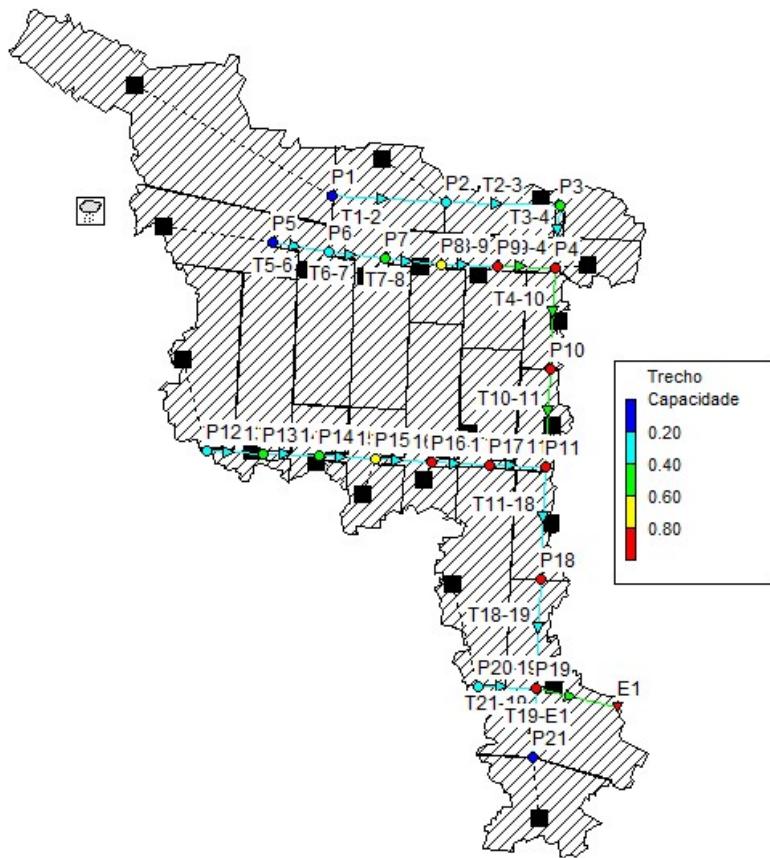
A princípio, foi verificado se o sistema, agora dimensionado, suportou de forma satisfatória o volume escoado na situação 1 (situação em que o sistema é mais exigido), dessa forma, características como capacidade e velocidade de escoamento nos condutos foram analisadas e os resultados são apresentados nas Figuras 28 e 29.

Figura 25 Verificação de velocidade nos trechos



Fonte: Autor, 2018

Figura 26 Verificação de capacidade nos trechos

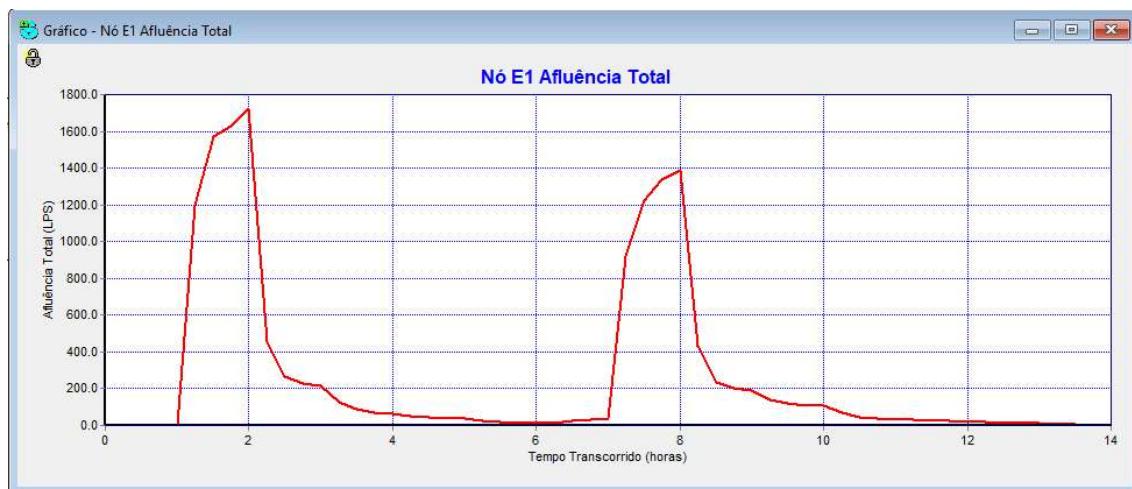


Fonte: Autor, 2018

Observando as Figuras 28 e 29, verifica-se que o sistema atendeu satisfatoriamente aos limites de velocidade e capacidade dos condutos vistos na sessão 3.3.5.

A Figura 30 ilustra o resultado da afluência total do nó E1.

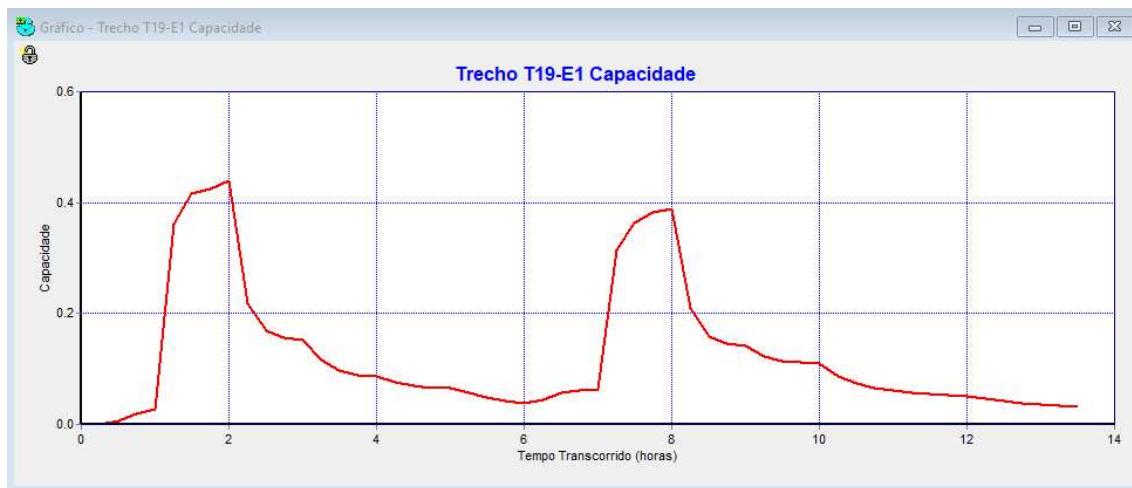
Figura 27 Afluência total nó E1, situação 1



Fonte: Autor, 2018

O conduto escolhido apresentou os seguintes resultados para capacidade, velocidade de escoamento e vazão, Figuras 31, 32 e 33, respectivamente:

Figura 28 Capacidade do trecho T19-E1, situação 1



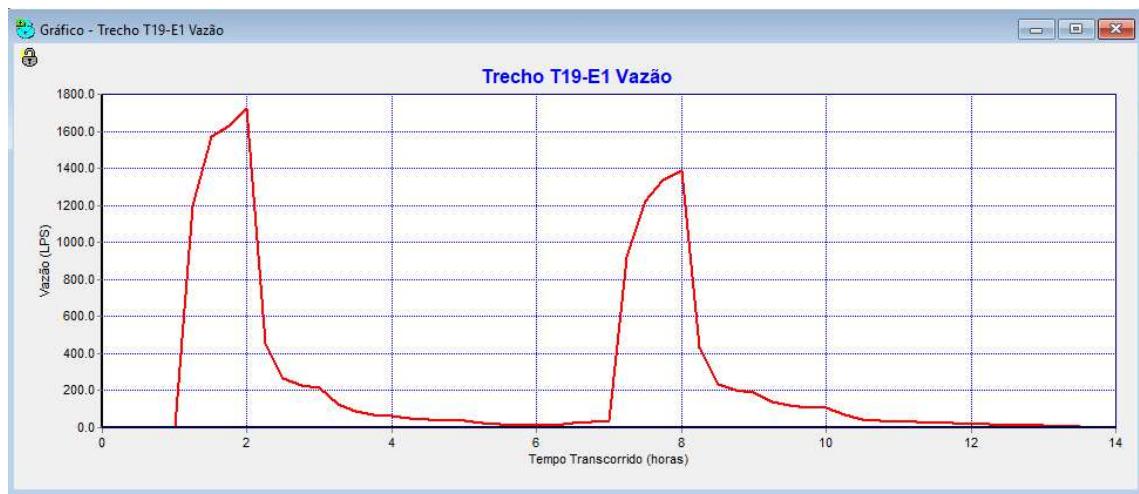
Fonte: Autor, 2018

Figura 29 Velocidade do trecho T19-E1, situação 1



Fonte: Autor, 2018

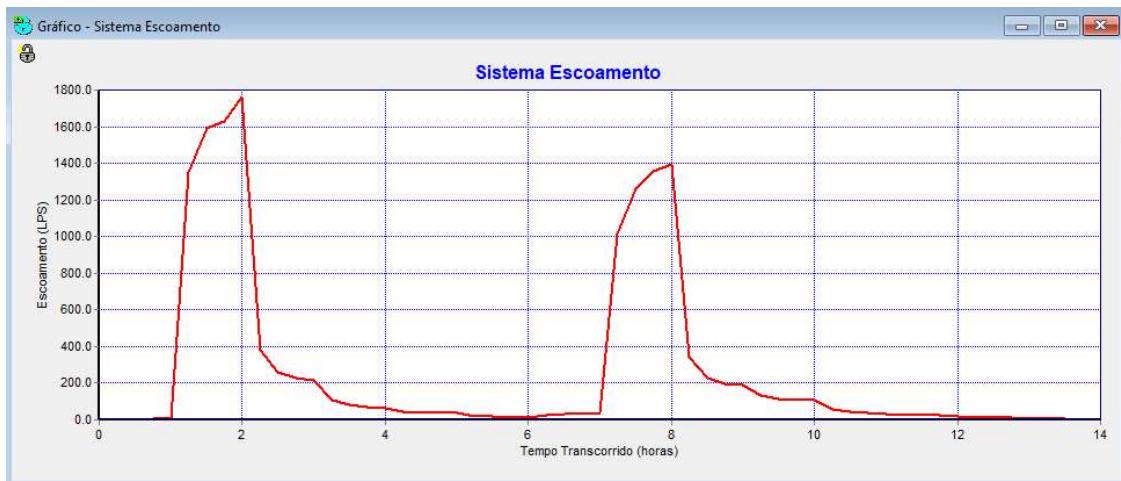
Figura 30 Vazão do trecho T19-E1, situação 1



Fonte: Autor, 2018

Em relação ao escoamento superficial gerado pelo sistema na ausência de técnicas compensatórias, este se encontra na Figura 34.

Figura 31 Escoamento do sistema, situação 1



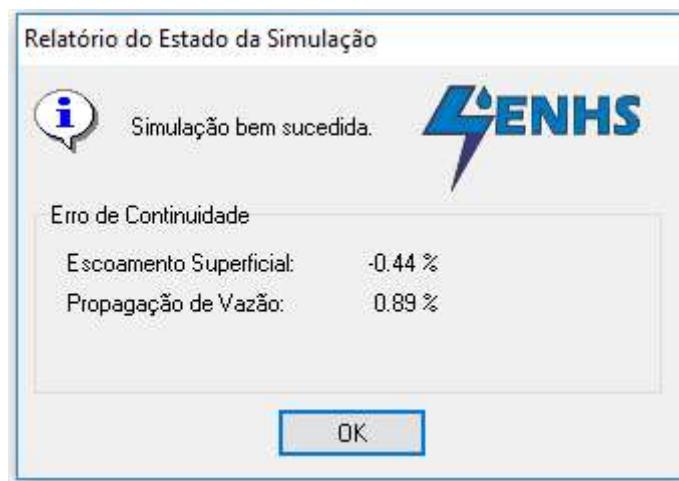
Fonte: Autor, 2018

## 4.2 Simulação da Situação 2

A situação 2 corresponde à utilização de técnicas compensatórias em 1 nó do sistema de drenagem, o mesmo será inserido no nó P11. Nesta simulação os reservatórios terão todas as suas dimensões com 0,5 m e orifício de 25 mm.

O erro de continuidade para a simulação da situação 2 está ilustrado na Figura 35.

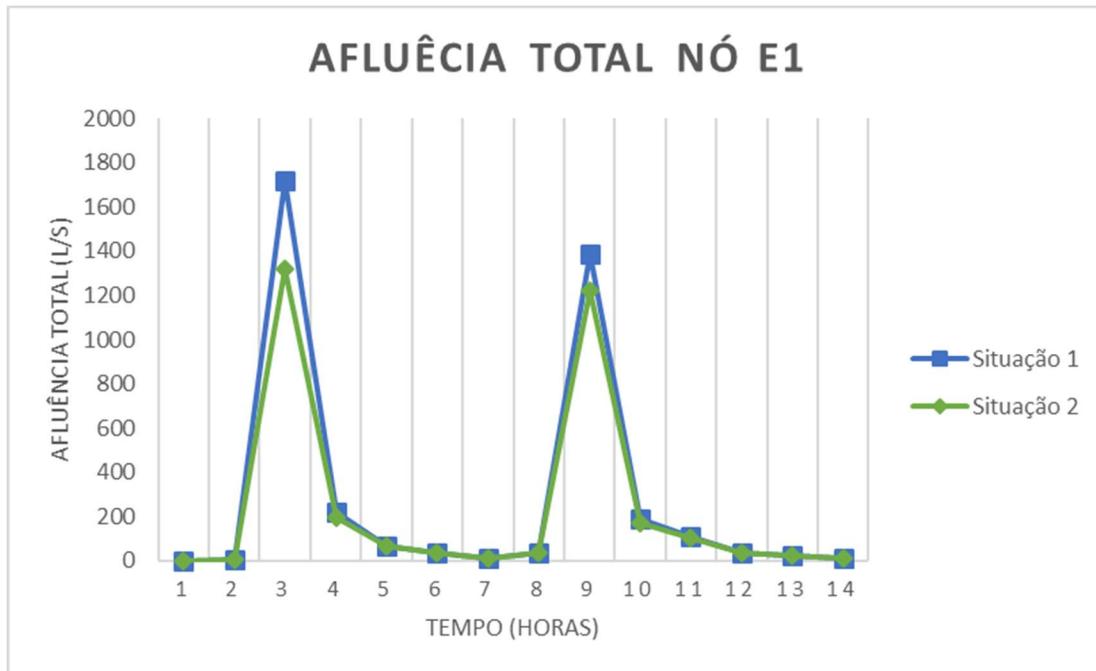
Figura 32 Erro de continuidade, situação 2



Fonte: Autor, 2018

A Figura 36 apresenta um comparativo entre os resultados da situação 1 e 2, obtidos para a afluência total no nó E1.

Figura 33 Comparativo da Afluência Total no nó E1, situação 1 e 2



Fonte: Autor, 2018

Analisando os resultados apresentados na figura 36, percebe-se uma redução nos picos de afluência do nó, enquanto na situação 1, os picos correspondem a 1721,75 L/s e 1385,82 L/s, na situação 2 os mesmos correspondem a 1317,14 L/s e 1222,43 L/s, uma redução de 23,48% e 11,79%, respectivamente.

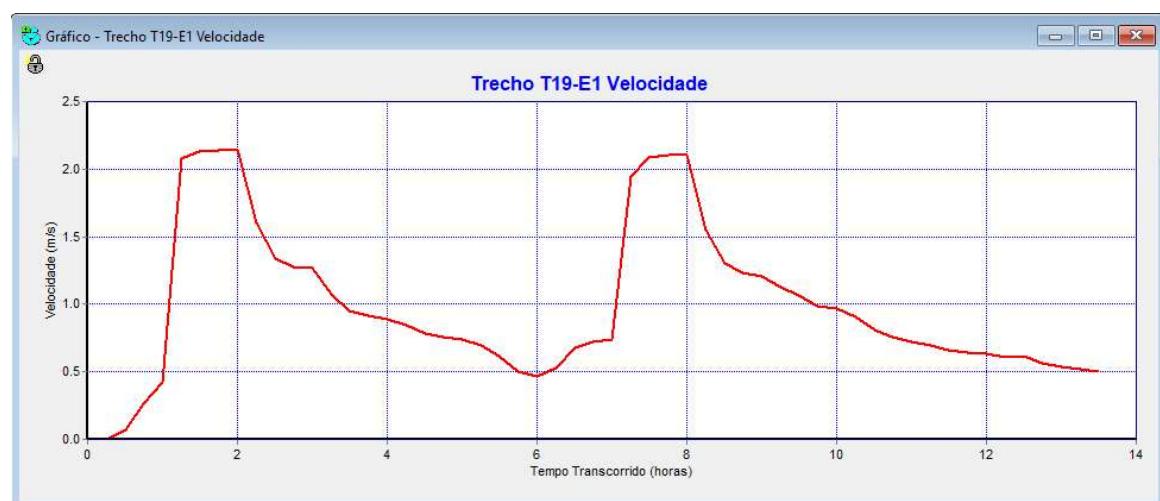
As Figuras 37 e 38, ilustram a capacidade e velocidade no conduto T19-E1, respectivamente, para a situação 2.

Figura 34 Capacidade do trecho T19-E1, situação 2



Fonte: Autor, 2018

Figura 35 Velocidade do trecho T19-E1, situação 2



Fonte: Autor, 2018

A Figura 39 ilustra um comparativo entre as vazões da situação 1 e situação 2 no trecho T19-E1.

Figura 36 Comparativo da Vazão do trecho T19-E1, situação 1 e 2



Fonte: Autor, 2018

Analisando os resultados apresentados, percebe-se uma redução nos picos de vazão no trecho, enquanto na situação 1, os picos correspondem a 1721,75 L/s e 1385,82 L/s, na situação 2 os mesmos correspondem a 1317,14 L/s e 1222,43 L/s, uma redução de 23,48% e 11,79%, respectivamente. Os valores são os mesmos que no caso do nó pois se trata do conduto posterior ao nó E1.

Na Figura 40, percebe-se que não há uma mudança nos picos de escoamento do sistema, pois não há influência direta da técnica utilizada com o escoamento superficial.

Figura 37 Comparativo do Escoamento sistema para as situações 1 e 2



Fonte: Autor, 2018

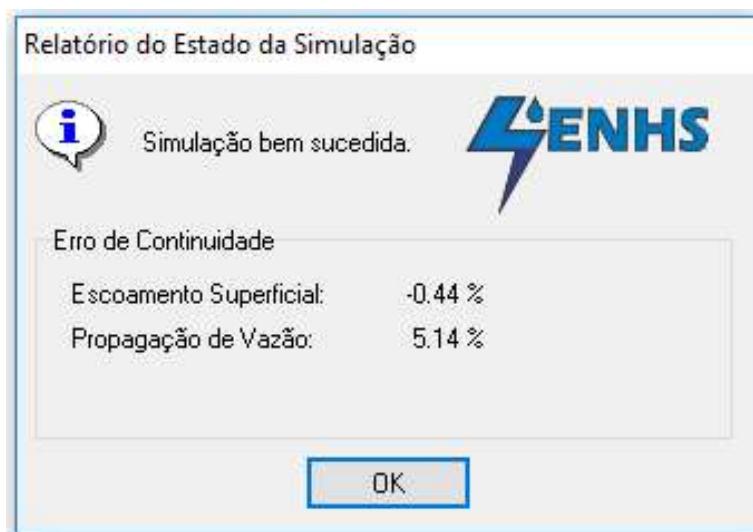
Os resultados obtidos na sessão 4.2 já evidenciam a influência do reservatório na atenuação dos picos de vazão. Os valores encontrados para a afluência total do nó E1 e para a vazão no conduto T19-E1 mostram uma redução quando comparados com os da situação 1. Já o gráfico de escoamento do sistema não apresenta uma diminuição dos valores de pico de escoamento.

#### 4.3 Simulação da Situação 3

Na situação 3, o reservatório terá dimensões de 1 m e o orifício continuará sendo de 25mm. E será inserido no mesmo ponto da situação 2.

Com relação ao erro de continuidade apresentado durante a simulação desta situação, este pode ser visto na Figura 41.

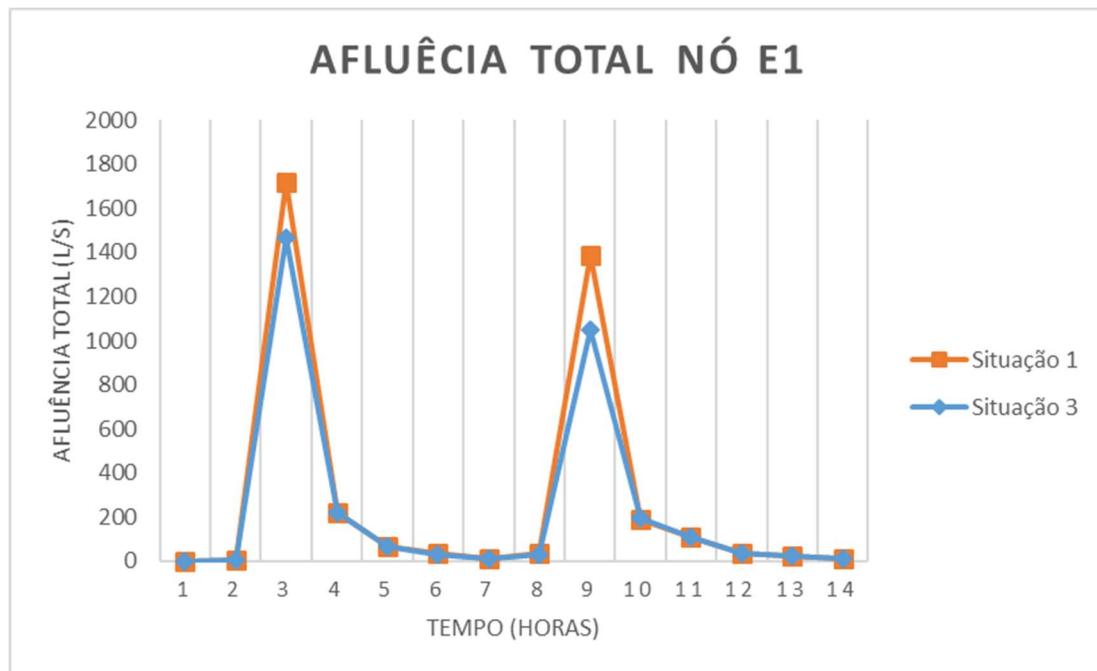
Figura 38 Erro de continuidade situação 3



Fonte: Autor, 2018

A Figura 42 apresenta um comparativo entre os resultados da situação 1 e 3, obtidos para a afluência total no nó E1.

Figura 39 Comparativo da Afluência Total E1, situação 1 e 3



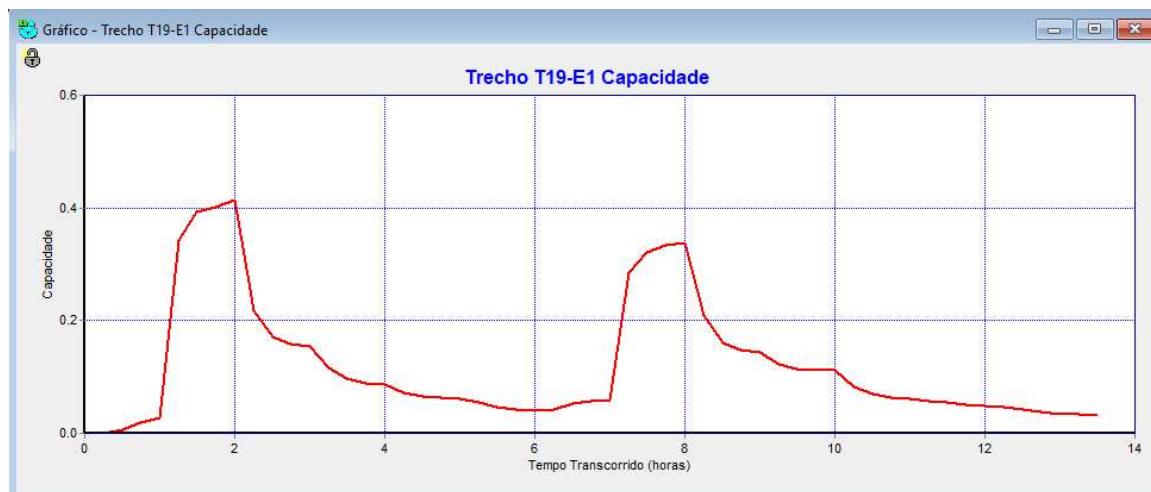
Fonte: Autor, 2018

Observa-se uma menor redução no primeiro pico de afluência total, comparando com a situação 2, já para o segundo pico apresenta uma redução maior

que na situação 2, estes apresentaram valores de 1466,74 L/s e 1049,55 L/s, redução de 14,81% e 24,26% em relação a situação 1, respectivamente.

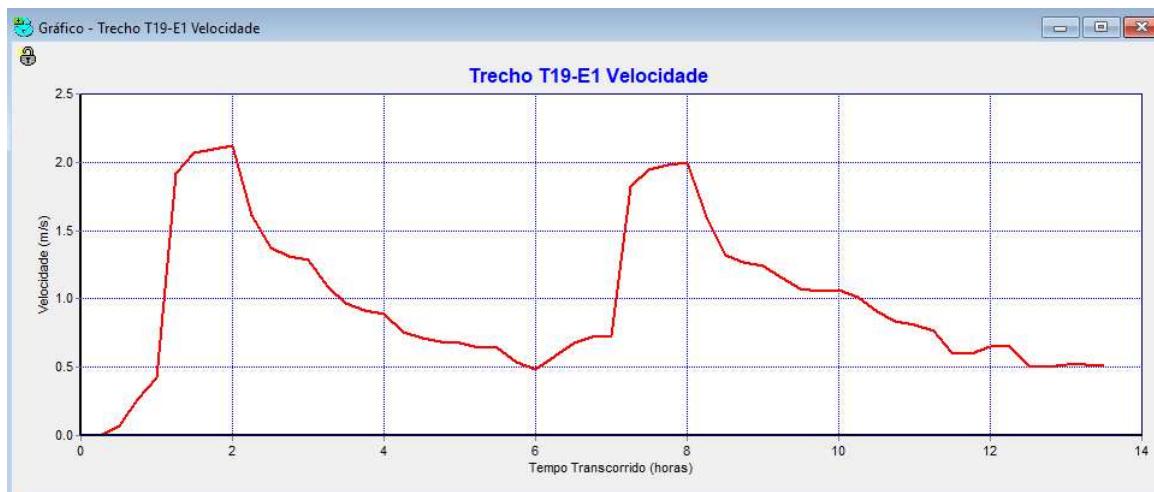
As Figuras 43 e 44, ilustram a capacidade e velocidade no conduto T19-E1, respectivamente, para a situação 3.

Figura 40 Capacidade do trecho T19-E1, Situação 3



Fonte: Autor, 2018

Figura 41 Velocidade no trecho T19-E1, situação 3



Fonte: Autor, 2018

A Figura 45 ilustra um comparativo entre as vazões da situação 1 e situação 3 no trecho T19-E1.

Figura 42 Comparativo da Vazão no trecho T19-E1, situação 1 e 3



Fonte: Autor, 2018

Os picos de vazão ilustrados, apresentaram valores iguais a 1466,74 L/s e 1049,55 L/s, indicando uma redução de 14,81% e 24,26% em relação a situação 1, respectivamente.

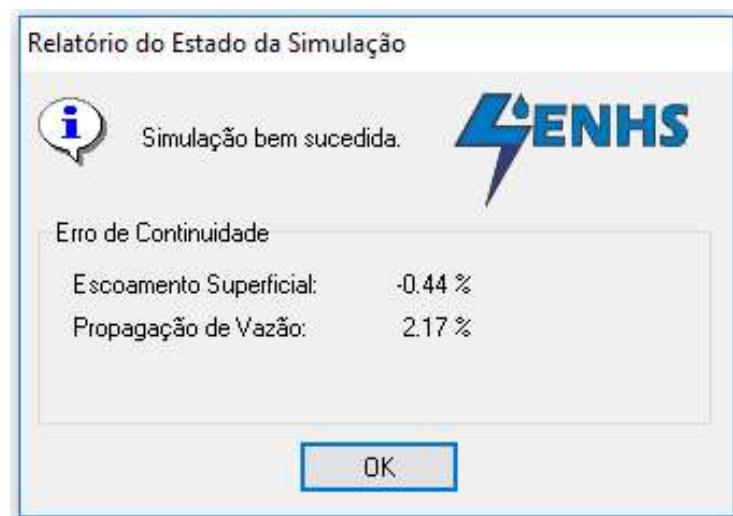
Os resultados apresentados pela simulação 3 mostram que com o aumento das dimensões do reservatório em 0,5 m houve atenuação maior que o mostrado na situação 2 no segundo pico de vazão.

#### 4.4 Simulação da Situação 4

Na situação 4 o reservatório terá dimensões de 0,5 m, e continua com orifício de 25 mm. Mas tendo 2 unidades de reservação, situados nos nós P4 e P11.

O erro de continuidade para a simulação 4 está ilustrado na Figura 46.

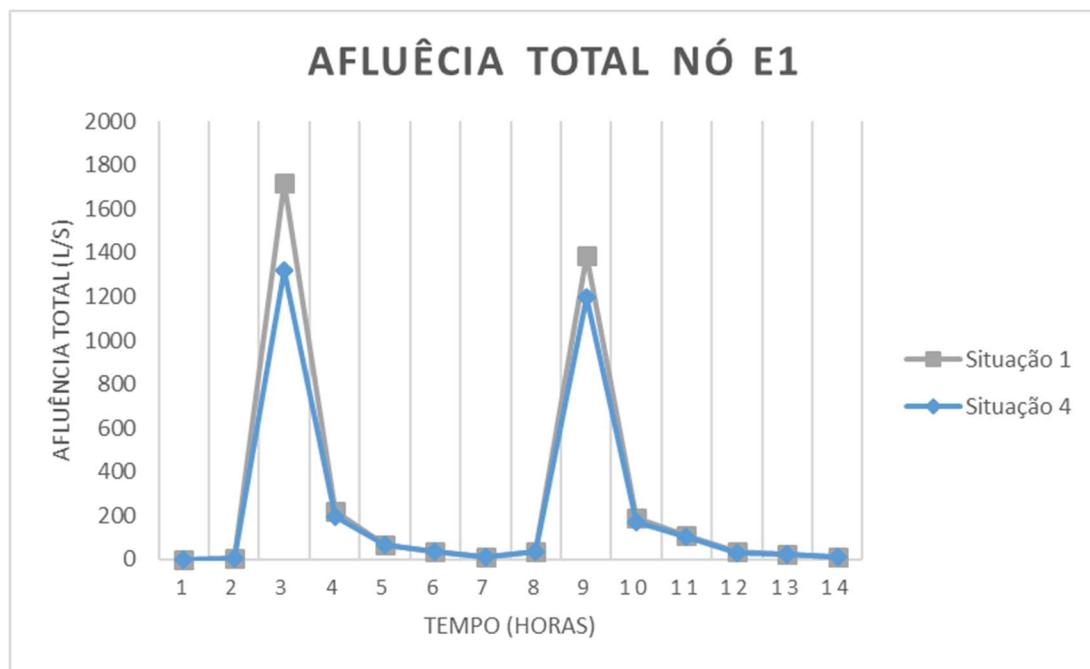
Figura 43 Erro de continuidade situação 4



Fonte: Autor, 2018

A Figura 47 apresenta um comparativo entre os resultados da situação 1 e 4, obtidos para a afluência total no nó E1.

Figura 44 Comparativo da Afluência Total E1, situação 1 e 4



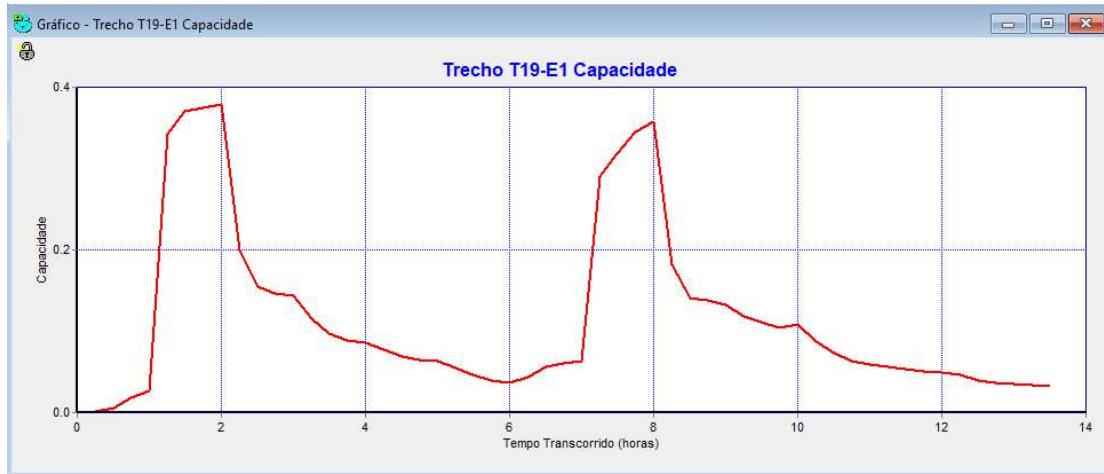
Fonte: Autor, 2018

Analizando os resultados apresentados, percebe-se uma redução nos picos de afluência do nó, enquanto na situação 1, os picos correspondem a 1721,75 L/s e

1385,82 L/s, na situação 4 os mesmos correspondem a 1317,14 L/s e 1195,53 L/s, uma redução de 23,48% e 13,71%, respectivamente.

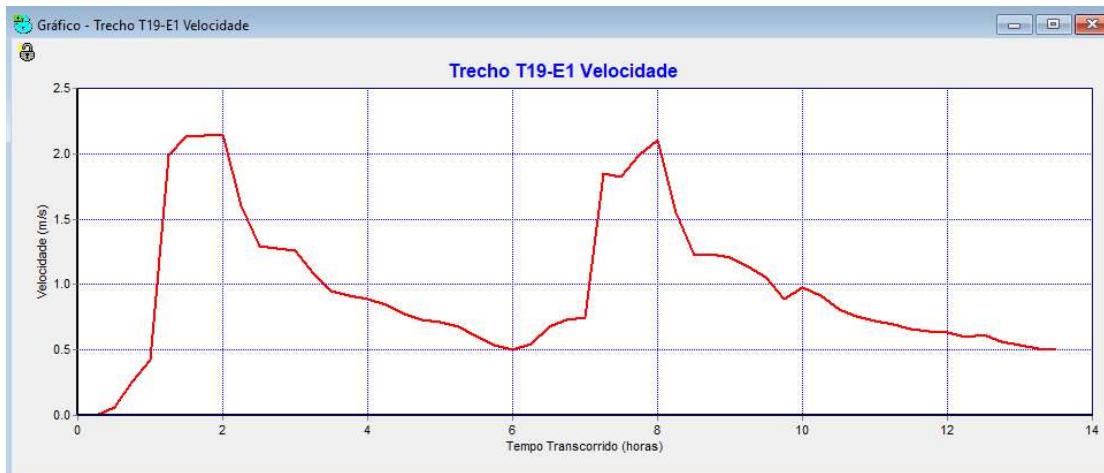
As Figuras 48 e 49, ilustram a capacidade e velocidade no conduto T19-E1, respectivamente, para a situação 4.

Figura 45 Capacidade do Trecho T19-E1, situação 4



Fonte: Autor, 2018

Figura 46 Velocidade do Trecho T19-E1, situação 4



Fonte: Autor, 2018

A Figura 50 ilustra um comparativo entre as vazões da situação 1 e situação 4 no trecho T19-E1.

Figura 47 Comparativo da Vazão do Trecho T19-E1, situação 1 e 4



Fonte: Autor, 2018

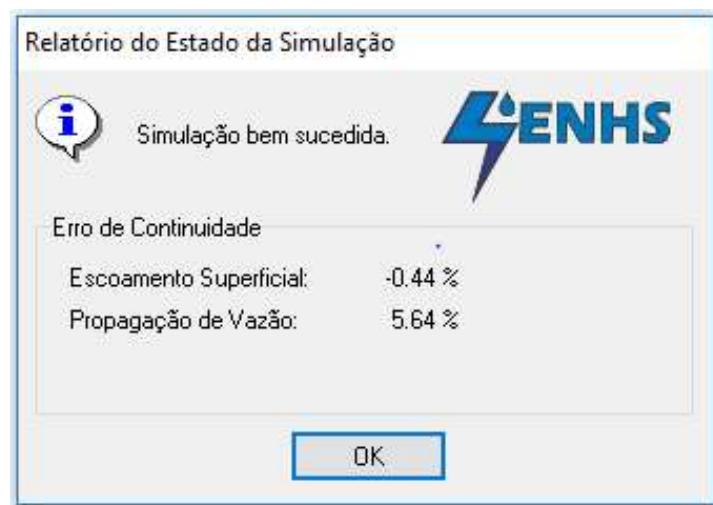
Os picos de vazão apresentaram valores iguais a 1317,14 L/s e 1195,53 L/s, indicando uma redução de 23,48% e 13,71%, em relação a situação 1, respectivamente. Comparado com a simulação 2 que conta com apenas 1 reservatório na rede, o resultado é satisfatório já que houve uma diminuição no pico de vazão melhor, comparado com a simulação 2.

#### 4.5 Simulação da Situação 5

Na situação 5 o reservatório terá dimensões de 1 m, e continua com orifício de 25 mm. Mas tendo 2 unidades de reservação, na mesma posição que citada no item 4.4.

O erro de continuidade para a simulação 5 está ilustrado na Figura 51.

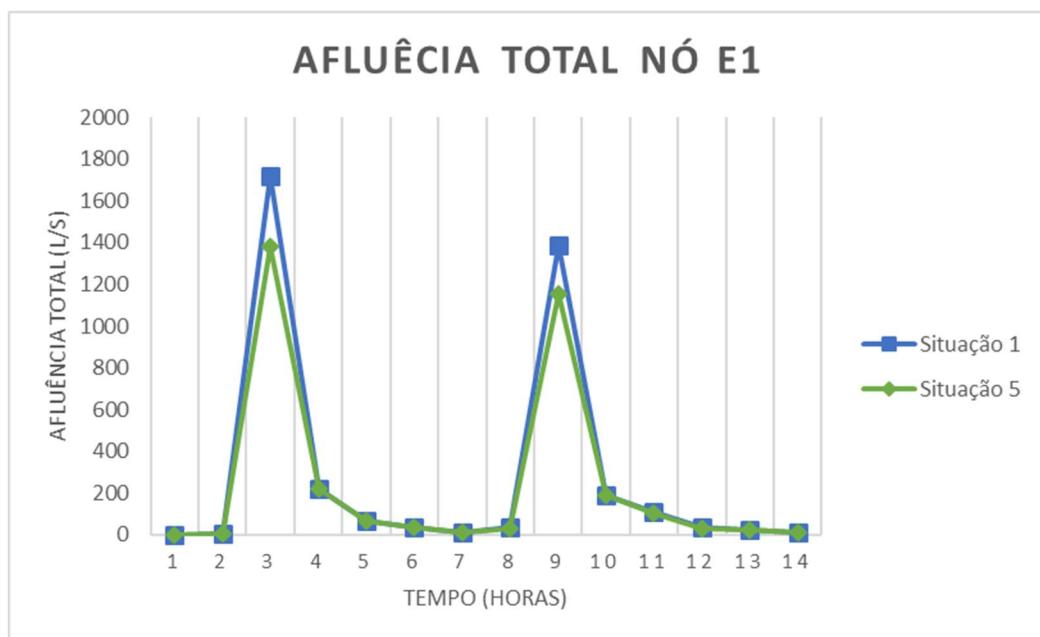
Figura 48 Erro de continuidade, situação 5



Fonte: Autor, 2018

A Figura 52 apresenta um comparativo entre os resultados da situação 1 e 5, obtidos para a afluência total no nó E1.

Figura 49 Comparativo da Afluência Total no nó E1, Situação 1 e 5

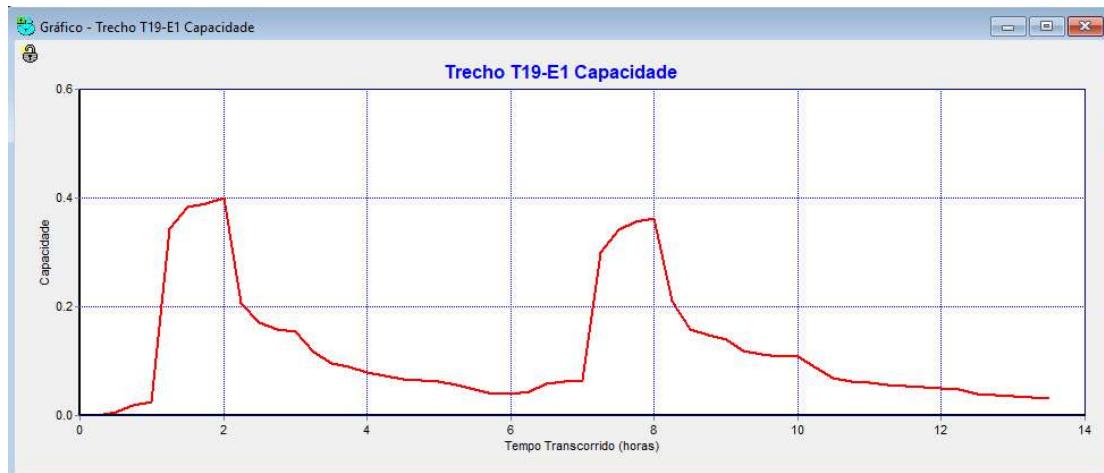


Fonte: Autor, 2018

Analizando os resultados apresentados, percebe-se uma redução nos picos de afluência do nó, enquanto na situação 1, os picos correspondem a 1721,75 L/s e 1385,82 L/s, na situação 5 os mesmos correspondem a 1378,39 L/s e 1154,97 L/s, uma redução de 19,94% e 16,65%, respectivamente.

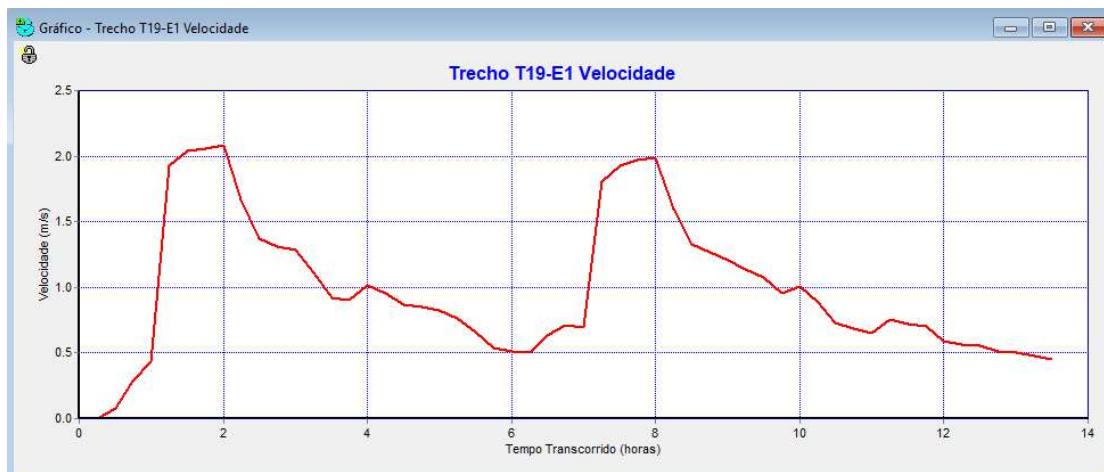
As figuras 53 e 54, ilustram a capacidade e velocidade no conduto T19-E1, respectivamente, para a situação 5.

Figura 50 Capacidade do Trecho T19-E1, situação 5



Fonte: Autor, 2018

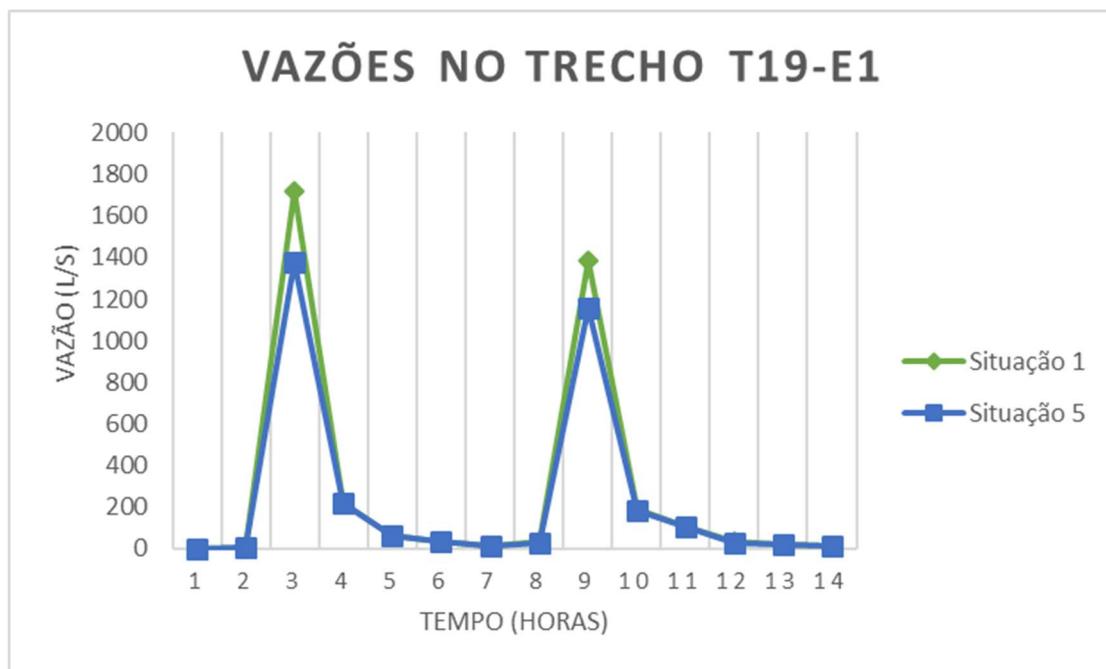
Figura 51 Velocidade do Trecho T19-E1, situação 5



Fonte: Autor, 2018

A Figura 55 ilustra um comparativo entre as vazões da situação 1 e situação 5 no trecho T19-E1.

Figura 52 Comparativo entre as vazões do Trecho T19-E1, Situação 1 e 5



Fonte: Autor, 2018

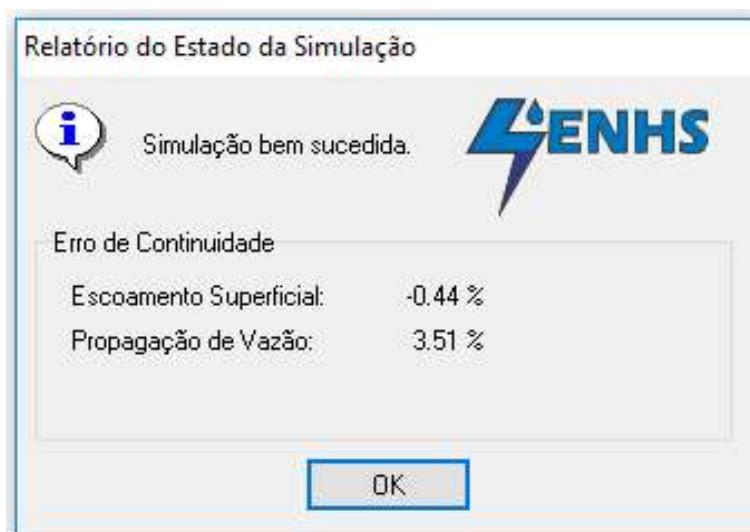
Os picos de vazão apresentaram valores iguais a 1378,39 L/s e 1154,97 L/s, indicando uma redução de 19,94% e 16,65%, em relação aos picos da situação 1, respectivamente. Comparado com a simulação 3 que conta com apenas 1 reservatório na rede, o resultado é satisfatório já que houve uma diminuição no pico de vazão maior, comparado com a simulação 3.

#### 4.6 Simulação da Situação 6

Na situação 6 o reservatório terá dimensões de 0,5 m, e continua com orifício de 25 mm. Mas tendo 3 unidades de reservação, situadas nos nós P4, P11 e P19.

O erro de continuidade para a simulação 6 está ilustrado na Figura 56.

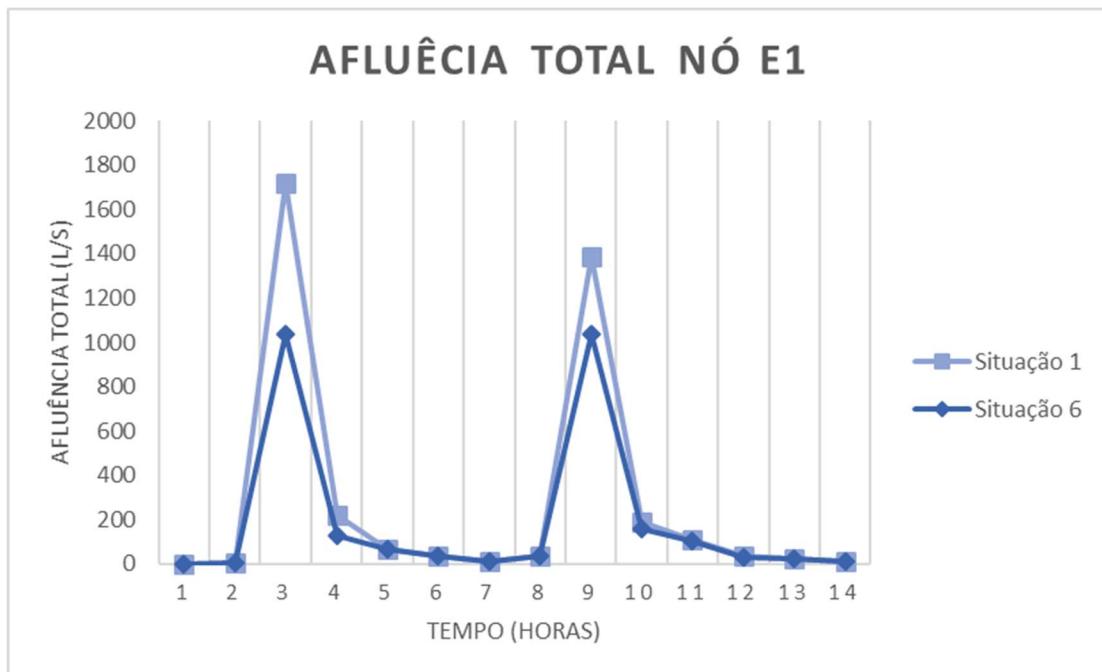
Figura 53 Erro de continuidade para a simulação 6



Fonte: Autor, 2018

A Figura 57 apresenta um comparativo entre os resultados da situação 1 e 6, obtidos para a afluência total no nó E1.

Figura 54 Comparativo da Afluência Total no nó E1, situação 1 e 6



Fonte: Autor, 2018

Analizando os resultados apresentados, percebe-se uma redução nos picos de afluência do nó, enquanto na situação 1, os picos correspondem a 1721,75 L/s e 1385,82 L/s, na situação 6 os mesmos correspondem a 1039,31 L/s e 1039,31 L/s, uma redução de 39,64% e 25%, respectivamente.

As figuras 58 e 59, ilustram a capacidade e velocidade no conduto T19-E1, respectivamente, para a situação 6.

Figura 55 Capacidade do Trecho T19-E1, situação 6



Fonte: Autor, 2018

Figura 56 Velocidade do Trecho T19-E1, situação 6



Fonte: Autor, 2018

A Figura 60 ilustra um comparativo entre as vazões da situação 1 e situação 6 no trecho T19-E1.

Figura 57 Comparativo entre as vazões do Trecho T19-E1, situações 1 e 6



Fonte: Autor, 2018

Os picos de vazão para o trecho T19-E1 ilustrados, foram iguais a 1039,31 L/s para os dois picos, apresentando uma redução de 39,64% e 25% em relação à situação 1, respectivamente. Gerando assim a melhor alternativa se levado em consideração os picos máximos das vazões.

Tabela 11 Picos de vazão dos objetos de estudo

Objeto de estudo	Sem controle	Pico de vazão				
		Com uso de Técnicas Compensatórias				
		R (0,125 m³)	R(1 m³)	R (0,125 m³)	R(1 m³)	R (0,125 m³)
		1 uni.	1 uni.	2 uni.	2 uni.	3 uni.
E1	1721,75 L/s	1317,14 L/s	1466,74 L/s	1317,14 L/s	1378,39 L/s	1039,31 L/s
T19-E1	1721,75 L/s	1317,14 L/s	1466,74 L/s	1317,14 L/s	1378,39 L/s	1039,31 L/s
Vazão Amortecida (%)		23,50	14,81	23,50	19,94	39,64

Fonte: Autor, 2018

Vale ressaltar que as outras características estudadas (capacidade e velocidade de escoamento) para o trecho T19-E1, também apresentaram uma

redução significativa nos seus picos. O pico da capacidade do conduto T19-E1 na situação 1 foi de 0,39, enquanto que seu pico na situação 6 foi de 0,33, ou seja, houve uma redução de 15,38% na capacidade do conduto. Já com relação à velocidade de escoamento no mesmo conduto, na situação 1, a máxima velocidade de escoamento atingida foi de 2,31 m/s, enquanto que na situação 6, a máxima foi de 2,01 m/s, ou seja, uma redução de 12,99% em tal pico.

## 5 CONCLUSÕES

O uso de técnicas compensatórias para amenizar os impactos gerados pela urbanização em um sistema de drenagem mostra-se como uma alternativa de grande impacto comparado com as técnicas convencionais.

Este trabalho teve o objetivo de estudar a aplicação de técnicas compensatórias de drenagem urbana a partir da aplicação do modelo chuva-vazão SWMM (Storm Water Management Model) em uma sub-bacia do bairro do Ibura (Recife), visando amenizar seus níveis de inundações quando há ocorrência de eventos torrenciais. Problemas como este, semelham-se aos das grandes cidades do país no que se refere à drenagem urbana, provocados pelo avanço da urbanização sem controle, que vem ao longo dos anos promovendo a impermeabilização de áreas, tais como: áreas ribeirinhas ocupadas por invasões; áreas onde antes eram alagáveis, principalmente no caso da cidade do Recife, que há algumas décadas atrás dispunha de mais áreas de mangues nas bacias dos rios litorâneos; e as áreas permeáveis dos próprios lotes residenciais, que ao longo dos anos seus proprietários infringem a legislação municipal, sejam pavimentando jardins e quintais ou construindo em praticamente 100 % da área do lote.

Após as simulações, evidenciou-se que com a utilização da técnica compensatória de reservação ocorreram a diminuição dos picos de vazão no conduto e nó estudados, como também a diminuição na velocidade de escoamento e capacidade do conduto. Já no sistema como um todo, não houve diminuição do escoamento. Isso se deve ao fato da técnica utilizada ser pontual a nível do conduto e nó.

Com a utilização de 3 reservatórios, foi ilustrado que os mesmos diminuíram aproximadamente 40% do pico de vazão dos objetos de estudo verificados (nó E1 e trecho T19-E1), para outros parâmetros estudados, tais como, capacidade e velocidade de escoamento do conduto T19-E1, as reduções chegaram a 15,38% e 12,99%, respectivamente.

Concluiu-se que, a utilização de reservatórios com o objetivo de controlar o aumento os picos de vazão e o volume a ser transportado pelos sistemas de micro e macrodrenagem, apresenta-se como uma alternativa viável.

No entanto, fatores como viabilidade econômica e local devem ser estudados antes da adoção de tal técnica compensatória, sendo essa uma sugestão para trabalhos futuros.

## REFERÊNCIAS

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. – Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana – 1<sup>a</sup> edição; - ABRH, Porto Alegre-RS, 2005. 266 p.

BENINI RM. Cenários de ocupação urbana e seus impactos no ciclo hidrológico na bacia do córrego do Mineirinho [dissertação]. São Carlos: EESC-USP; 2005.

BRUNO, L. O.; AMORIM, R. S. S.; SILVEIRA, A. Estudo da Redução do Escoamento Superficial Direto em Superfícies Permeáveis. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 18 n.2 –Abr/Jun 2013,237-247p.

CANHOLI, A. P. - Drenagem Urbana e Controle de Enchentes – Editora: Oficina de Textos, São Paulo - SP, 2005. 302 p.

CENSO Demográfico, 2010. Resultados do universo: características da população e domicílios. Disponível em <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em 15/12/2017.

D'ALGE, J.C. L (2007). Fundamentos de cartografia para geoprocessamento. São José Dos Campos.

ENCIBRA S.A. ENGENHARIA DE CONSULTORIA, - Plano Diretor de Drenagem Urbana para a Cidade do Recife, disponível na EMLURB. Recife – PE 1978.

FERREIRA, L.M (1998). Em que consistem os SIG.

GUERRA, Antônio J.T. Processos erosivos nas encostas. In: Guerra, Antônio J.T.; Cunha, Sandra B. da. Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 1994.

GOMES, M. P.; Aguiar, M. C. (2005) Noções Básicas sobre Geoprocessamento. Amazônia.

JUSTINO, E. A. ESTUDO DO CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL COM O USO DE RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO NA BACIA DO CÓRREGO LAGOINHA, MUNICÍPIO DE UBERLÂNDIA - MG. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia. 2004.185p.

LENS. SWMM. Disponível em: [http://www.lenhs.ct.ufpb.br/?page\\_id=1017](http://www.lenhs.ct.ufpb.br/?page_id=1017). Acesso em 14 dez. 2017.

LIMA. W. P. HIDROLOGIA FLORESTAL APLICADA AO MANEJO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS. Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" -Departamento de Ciências Florestais. Piracicaba/ SP, 2008.

NETTO, Azevedo; FERNANDEZ, Miguel Fernandez Y; ARAUJO, Roberto De. Manual de hidráulica: Azevedo Netto. 8 eds. [S.L.]: Edgard Blucher LTDA, 2000.

MARTINS, J. A. Escoamento Superficial. In: Hidrologia Básica. PINTO, N. S.; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A.; GOMIDE, F. L. S. (Orgs.). Rio de Janeiro: Fundação Nacional de Material Escolar, 1976, p. 36-43.

MEDEIROS, A. (2012) O Geoprocessamento e Suas Tecnologias. Disponível em <<http://www.andersonmedeiros.com/geotecnologias-parte1/>> Acesso em 28/07/2018.

NAKAZONE, L. M. IMPLANTAÇÃO DE RESERVATORIOS DE DETENÇÃO EM CONJUTOS HABITACIONAIS: A experiência CDHU. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005. 305p.

O GLOBO. População mundial deve atingir quase 10 bilhões em 2050. Disponível em:<https://oglobo.globo.com/sociedade/populacao-mundial-deve-atingir-quase-10-bilhoes-em-2050-21503502#ixzz51Gxxcm5C> . Acesso em 14 dez. 2017.

PERNAMBUCO TRIDIMENSIONAL. O que é o programa? Disponível em: <<http://www.pe3d.pe.gov.br/>>. Acesso em: 28 jul. 2018.

RAMOS. C. L.; BARROS. M. T. L; PALOS. J. C. F. (Coordenadores). DIRETRIZES BÁSICAS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA NO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. São Paulo, 1999.

RIGHETTO, A.M. Manejo de Águas Pluviais Urbanas. Projeto PROSAB. ABES. Rio de Janeiro. 2008.

ROSMAN L. A., Storm Water Management Model User's Manual -EPA (Environmental Protection Agency). Edição revisada. Em: <<https://www.epa.gov/water-research/stormwater-management-model-swmm>> - New York - USA, 2010.

SILVA P. O. Análise de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana para Atenuação de Inundações em uma Sub-bacia do Rio Jiquiá do Recife, Dissertação de Mestrado, Recife - PE, 2010.

SILVA, F. J. L. T.; ROCHA, D. F.; AQUINO, C. M. Geografia, Geotecnologias e as Novas Tendências da Geoinformação: indicação de estudos realizados na região Nordeste. Revista de Geografia e Interdisciplinaridade, Maranhão, 2017.

SILVEIRA, A. L. L. d. (1993). "Ciclo Hidrológico e Bacia Hidrográfica." Hidrologia - Ciência Aplicada, C. E. M. Tucci, ed., Editora da UFRGS / ABRH, Porto Alegre, 943.

SOARES, J. P.; CARDOSO, A. L; FERREIRA, P. R. O planejamento do uso do solo urbano e a gestão de bacias hidrográficas: o caso da bacia dos rios Iguaçu/Sarapuí na Baixada Fluminense. **Cadernos metrópole 19**, p. 165-190, jan. /jun. 2008. Disponível em: <<https://revistas.pucsp.br/index.php/metropole/article/viewFile/8715/6466>>. Acesso em: 28 nov. 2017.

TASSI, R. - Efeito dos Micro reservatórios de Lote sobre a Macrodrrenagem Urbana – Dissertação de Mestrado, disponível em < <http://www.rhama.net/download>>, Porto Alegre - RS , 2002. 156 p.

TUCCI, C. E. M; Silveira, A. GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA. Porto Alegre –RS. Universidade Federal do Rio Grande do Sul- Departamento de Hidromecânica e Hidrologia, abril/2001.

TUCCI, C. E. M.; Genz, F. CONTROLE DO IMPACTO DA URBANIZAÇÃO. In: Tucci, C. E. M.; Tozzi, M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. DRENAGEM URBANA. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995.

TUCCI, C. E. M. GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS/ Carlos E. M. Tucci. –Ministério das Cidades –Global Water Partnership -Wolrd Bank –Unesco 2005.

TUCCI C. E. M., Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. Não publicado, 1997.

TUCCI, Carlos E.M. Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Ed. Universidade; ABRH, EDUSP, 1993.

TUCCI, Carlos E.M. Águas urbanas. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2008.

TUCCI, CARLOS E.M. Hidrologia: ciência e aplicação. 4 eds. 1<sup>a</sup> reimpressão. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009.

VALENTE, J. A. ANÁLISES E CONSIDERAÇÕES PARA O SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUA PLUVIAL EM UM LOTEAMENTO NA CIDADE DE CATALÃO-GO, Monografia, Catalão-GO, 2013.

XAVIER, Jorge. O que é Geoprocessamento? Disponível em: <<http://www.ufrj.br/lga/tiagomarino/artigos/oqueegeoprocessamento.pdf>>. Acesso em: 28 jul. 2018.

WATTS, L. F.; HAWKE, R. M. The effects of urbanization on hydrologic response: a study of two coastal catchments. Journal of Hydrology (NZ), New Zealand Hydrological Society, v. 42, n. 2, p. 125 - 143, 2003.

ZONTA J. H., MARTINEZ M. A., PRUSKI F. F., DA SILVA D. D., MONTEBELLER C. A., Adequação dos Parâmetros do Modelo de Green-Ampt-Mein-Larson em condições de campo, Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental. v.14, n.10 Mar/jun. p.1021-1029, 2010.