UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Vitor Gustavo Geller

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE REDES DE DRENAGEM URBANA A PARÂMETROS HIDROLÓGICOS UTILIZANDO MODELAGEM HIDRODINÂMICA E DIMENSIONAMENTO AUTOMATIZADO

Santa Maria, RS
2019

Vitor Gustavo Geller

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE REDES DE DRENAGEM URBANA A PARÂMETROS HIDROLÓGICOS UTILIZANDO MODELAGEM HIDRODINÂMICA E DIMENSIONAMENTO AUTOMATIZADO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Gustavo Allasia Piccilli

Santa Maria, RS
2019

Geller, Vitor Gustavo
Análise de Sensibilidade de Redes de Drenagem Urbana a Parâmetros Hidrológicos Utilizando Modelagem Hidrodinâmica e Dimensionamento Automatizado / Vitor Gustavo Geller.- 2019.
151 p.; 30 cm

Orientador: Daniel Gustavo Allasia Piccilli
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2019

1. Drenagem Urbana I. Allasia Piccilli, Daniel Gustavo II. Título.

sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Vitor Gustavo Geller

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE REDES DE DRENAGEM URBANA A PARÂMETROS HIDROLÓGICOS UTILIZANDO MODELAGEM HIDRODINÂMICA E DIMENSIONAMENTO AUTOMATIZADO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 15 de fevereiro de 2019:

_____
Daniel Gustavo Allasia Piccilli, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

_____
Leandro Conceição Pinto, Dr. (UFSM)

_____
Adolfo Oreste Nicolas Villanueva, Dr. (INA-CRL)

Santa Maria, RS
2019

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001. A concretização do mesmo ocorreu, principalmente, pelo auxílio, compreensão e dedicação de várias pessoas. Agradeço a todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste estudo, e, de modo especial agradeço:

- aos meus pais Astor Paulo Geller e Zélia Pinzon Geller e à minha irmã Sandra Regina Geller pelo suporte em todos os momentos e o amor incondicional;

- ao meu orientador Daniel Gustavo Allasia P. pela oportunidade concedida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelo incentivo, dedicação, apoio e sobretudo paciência com minha pessoa;

- à coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Rutinéia Tassi por entender as dificuldades que passei e pelo apoio nos momentos em que necessitei;

- aos amigos que auxiliaram-me a vencer as dificuldades, em especial, à Fernanda Tamiozzo, ao Gabriel B. Eckhardt, ao Gabriel H. Froemming, ao Lucas B. Eckhardt, ao Maurício J. Fensterseifer, ao Rafael B. Eckhardt, ao Rafael A. Steinstrasser, ao Raviel E. Basso, e não menos importante, ao Rayner M. e S. Machado.

- à Universidade pela excelência de ensino e oportunidade de desenvolver e concretizar o estudo;

- à comunidade que participa ativamente no desenvolvimento de pacotes computacionais para linguagem Python e aos criadores dessa incrível linguagem de programação;

- à equipe de desenvolvedores do modelo Storm Water Management Model (SWMM) pela criação dessa poderosa ferramenta computacional;

- aos não mencionados que contribuíram de alguma forma ou de outra pela conquista deste título.

Meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE REDES DE DRENAGEM URBANA A PARÂMETROS HIDROLÓGICOS UTILIZANDO MODELAGEM HIDRODINÂMICA E DIMENSIONAMENTO AUTOMATIZADO

AUTOR: Vitor Gustavo Geller
ORIENTADOR: Daniel Gustavo Allasia Piccilli

Os modelos hidrodinâmicos permitem uma melhor caracterização do escoamento nos sistemas pluviais urbanos, contemplando, inclusive, os efeitos de remanso. Dessa forma, quando utilizados no dimensionamento, produzem soluções mais eficientes e adequadas quando comparadas com aquelas obtidas do dimensionamento tradicional, como por exemplo, a partir da equação de Manning. No entanto, tornam o processo iterativo, uma vez que as alterações na rede se propagam tanto a montante como jusante fazendo com que cada alteração deva ser avaliada individualmente. Esse trabalho propõe o método automático de dimensionamento de rede de drenagem pluvial chamado ECO-SWMM. O método utiliza o modelo *Storm Water Management Model* (SWMM) para a simulação da rede de drenagem. A partir de uma rede inicial, o ECO-SWMM, de forma iterativa, utiliza as saídas do SWMM para dimensionar a rede de drenagem conforme um conjunto de regras pré-estabelecidas. Por outro lado, os projetistas, devido à escassez de informações das bacias brasileiras, sobretudo as urbanas, dimensionam as redes de macrodrenagem com variáveis de entradas cujos valores reais são incertos, comprometendo o próprio dimensionamento. Trabalhos anteriores como os de Allasia e Villanueva (2007) já avaliaram o impacto da incerteza, utilizando como variável de analise o custo da rede, facilitando o entendimento dos resultados por tomadores de decisão. No entanto, nenhum deles avaliou o impacto da incerteza numa rede dimensionada utilizando modelagem hidrodinâmica, pela complexidade do dimensionamento da mesma. Assim, este trabalho tem por objetivo avaliar os impactos oriundos das incertezas na estimativa dos parâmetros hidrológicos (coeficiente CN, área da bacia, tempo de concentração e da posição do pico de chuva) no dimensionamento de redes de drenagem empregando a modelagem hidrodinâmica. A metodologia consistiu em alterar cada parâmetro individualmente para simulação hidrológica no Modelo Hidrológico Ecotecnologias - MHE, gerando as entradas de vazões em cada nó da rede para simulação hidráulica no SWMM por meio do método automático proposto (ECO-SWMM), que por sua vez mostrou-se eficaz para o dimensionamento de redes que operam exclusivamente por gravidade e com grande potencial para o auxílio dos projetistas no dimensionamento da drenagem urbana. Por outro lado, os resultados da análise da incerteza apontaram resultados similares aos obtidos por Allasia e Villanueva (2007), no entanto, com valores ligeiramente menores, indicando a utilização de modelos hidrodinâmicos, mesmo em redes dimensionadas por gravidade, impacta positivamente na redução da incerteza. O parâmetro mais sensível foi o CN indicando que mudanças de 10% em seu valor, alteram aproximadamente 30% na vazão de pico e 15% os custos. A área e o tempo de concentração tiveram resultados similares, apresentando em torno de 10% de alteração para vazão de pico e 5% nos custos para mudanças típicas dos seus valores. Mudanças na posição do pico de chuva não alteraram significativamente as vazões e custo da rede.

Palavras chave: Chuva-vazão. Análise de sensibilidade. Modelo hidrodinâmico. Dimensionamento de redes de drenagem.

ABSTRACT

ANALYSIS OF SENSITIVITY OF URBAN DRAINAGE NETWORKS TO HYDROLOGICAL PARAMETERS USING HYDRODYNAMIC MODELING AND AUTOMATIC DIMENSIONING

AUTHOR: VITOR GUSTAVO GELLER
ADVISOR: DANIEL GUSTAVO ALLASIA PICCILLI

The hydrodynamic models allow a better characterization of the flow in urban rainwater systems, including the backwater effects. Thus, when used in sizing, they produce more efficient and adequate solutions when compared to those obtained from traditional sizing, such as, for example, from the Manning equation. However, they make the process iterative, since changes in the network propagate both upstream and downstream causing each change to be evaluated individually. This work proposes the automatic method of sizing the drainage network called ECO-SWMM that uses the Storm Water Management Model (SWMM) for hydrodynamic calculation of the network following a set of sizing rules in accordance with the usual drainage calculation rules urban, based on the reports generated by each simulation by SWMM. On the other hand, the designers, due to the scarcity of information from the Brazilian watersheds, especially the urban ones, dimension the water runoff drainage system with input variables whose real values are uncertain, compromising the own design. Previous studies such as Allasia and Villanueva (2007) have already evaluated the impact of uncertainty using the cost of the network as an analysis variable, facilitating the understanding of the results by the responsible one. However, none of them evaluated the impact of uncertainty on a network dimensioned using hydrodynamic modeling, due to the complexity of its dimensioning. Thus, this work has the objective of evaluating the uncertainties in the estimation of the hydrological parameters (CN coefficient, watershed area, watershed concentration time and position of the rainfall peak) in the drainage network design using hydrodynamic modeling. The methodology consisted in varying each parameter individually for hydrological simulation in the *Modelo Hidrológico Ecotecnologias* (MHE), generating the inlet flows for each node of the network for hydraulic simulation in the SWMM by means of the proposed automatic method (ECO-SWMM), which in turn showed is effective for the design of networks that operate exclusively by gravity and with great potential to helping designers in the sizing of urban drainage. On the other hand, the results of the uncertainty analysis showed results similar to those obtained by Allasia and Villanueva (2007); however, with slightly lower values, indicating the use of hydrodynamic models, even in networks dimensioned by gravity, impacts positively in the reduction of uncertainty. The most sensitive parameter was the CN indicating that changes of 10% in its value, alter approximately 30% in the peak flow and 15% the costs. The watershed area and the watershed concentration time had similar results, presenting around 10% of change for peak flow and 5% of costs for typical changes of their values. Changes in the position of the rainfall peak did not significantly change the flows and cost of the network.

Keywords: Rainfall-runoff. Sensitivity analysis. Hydrodynamic model. Sizing of drainage networks.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Principais fontes de incerteza e suas relações.....19
Figura 2 – Curvas intensidade-duração-frequência para a cidade de Santa Maria, RS 23
Figura 3 – Chuvas Intensas no Munícipio de Porto Alegre com duração de 3 horas e com tempo de retorno de 5 anos. Cokrigagem Ordinária ajustada ao modelo Exponencial entre – 5 à 3horas e 3hPmaxETR5 26
Figura 4 – Hidrograma unitário triangular 41
Figura 5 – Exemplo de um hidrograma unitário gerado pelo método HUT-SCS 42
Figura 6 – Exemplo de hidrograma resultante da convolução do HUT-SCS.....43
Figura 7 – Validade dos parâmetros do modelo 47
Figura 8 – Curva de precisão do modelo.....47
Figura 9 – Esquema de dimensionamento de tubulações no UFC8 60
Figura 10 – Tela de definição dos parâmetros a ser observados no dimensionamento através do modelo UFC8 61
Figura 11 – Localização da área de estudo.....62
Figura 12 – Mapa altimétrico da bacia.....63
Figura 13 – Mapa de classificação dos solos da bacia 64
Figura 14 – Ocupação atual da bacia.....65
Figura 15 – Sistema de macrodrenagem por gravidade 67
Figura 16 – Fluxograma da metodologia 68
Figura 17 – Discretização da bacia para simulações hidrológicas e hidráulicas 70
Figura 18 – Discretização da bacia para apresentação de resultados 71
Figura 19 – Classificação do uso do solo 72
Figura 20 – Curvas IDF usadas na cidade de Porto Alegre com tempo de retorno de 10 anos.....75
Figura 21 – Correção dos recobrimentos 83
Figura 22 – Correção de declividades.....83
Figura 23 – Hidrogramas dos trechos conectados aos exutórios de cada região do Areia – Caso de referência para IDF do Aeroporto com TR de 5 anos.....88
Figura 24 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação da área das sub-bacias.....93
Figura 25 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente a área de cada sub-bacia.....94
Figura 26 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN 96
Figura 27 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente o parâmetro CN de cada sub-bacia.....97
Figura 28 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação da posição do pico de chuva 99
Figura 29 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente a posição do pico de chuva em cada sub-bacia.....100
Figura 30 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do tempo de concentração de cada sub-bacia 102
Figura 31 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente o tempo de concentração de cada sub-bacia.....103
Figura 32 – Comparação de custo estimado entre as equações IDF para o caso de referência 106

Figura 33 – Interface gráfica do ECO-SWMM 127
Figura 34 – Aumento de altura de seções sem restrições 129
Figura 35 – Aumento de altura de seções com redução da cota de chegada ao nó de jusante 130
Figura 36 – Aumento de altura de seções com rebaixamento da cota de fundo do PV de jusante 130
Figura 37 – Redução de declividades por meio da otimização das escavações da rede..... 132
Figura 38 – Redução de declividades por meio do rebaixamento da cota do PV de montante 132
Figura 39 – Perfil longitudinal de uma parcela de rede de drenagem dimensionada pelo ECO-SWMM 133
Figura 40 – Corte esquemático da seção circular..... 137
Figura 41 – Corte esquemático da seção retangular 138

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de coeficiente de escoamento por tipo de ocupação.....33
Tabela 2 – Valores do coeficiente de escoamento de acordo com superfícies de revestimento.....34
Tabela 3 – Parâmetros adotados para alguns hidrogramas triangulares 44
Tabela 4 – Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais 57
Tabela 5 – Sub-bacias contribuintes de cada ponto analisado 71
Tabela 6 – Grupo hidrológico dos solos encontrados na bacia.....73
Tabela 7 – CN definido a partir da relação uso/grupo hidrológico do solo 73
Tabela 8 – Relações das IDFs usadas em Porto Alegre.....75
Tabela 9 – Informações sobre os trechos dimensionados 85
Tabela 10 – Preenchimento máximo dos condutos após dimensionamento.....89
Tabela 11 – Estimativa de custos de ambas as recomendações.....91
Tabela 12 – Informações dos trechos da rede de drenagem 122
Tabela 13 – Principais características das sub-bacias do Areia.....124
Tabela 14 – Composição de custos das seções circulares.....139
Tabela 15 – Composição de algumas galerias retangulares construídas *in-loco*....141

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Tempo de retorno (TR) para projetos de redes de drenagem pluvial urbana.....22
Quadro 2 – Apresentação de IDF's mais frequentes.....24
Quadro 3 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas 37
Quadro 4 – Resumo dos cenários simulados.....79
Quadro 5 – Comparação dos resultados das análises de sensibilidade dos parâmetros considerados neste estudo 104
Quadro 6 – Resumo das funções da biblioteca Hydrolib.....134

LISTA DE ABREVIAURAS E SIGLAS

CETESB	Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
CN	Curva Número
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EEUU	Estados Unidos
EPA	Environmental Protection Agency
EUA	Estados Unidos da América
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center – River Analysis System
HU	Hidrograma Unitário
HUT	Hidrograma Unitário Sintético Triangular
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
MDT	Modelo Digital Do Terreno
MHE	Modelo Hidrológico Ecotecnologias
PDDrU	Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre
POA	Porto Alegre
RDAP	Rede de Drenagem de Águas Pluviais
RS	Rio Grande do Sul
SCS	Soil Conservation Service
SICRO	Sistema de Custos Rodoviários
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SWMM	Storm Water Management Model
TR	Tempo de Retorno
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 15
1.1 OBJETIVOS 16
1.1.1 Objetivo Geral 16
1.1.2 Objetivos Específicos 17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 18
2.1 ERROS NA MODELAGEM 18
2.2 MODELAGEM EM BACIAS URBANAS 20
2.2.1 Risco – Tempo de retorno 21
2.2.2 Relação Intensidade-Duração-Frequência – IDF 22
2.2.2.1 Incertezas devido a mudanças climáticas 27
2.2.3 Tempo de concentração 27
2.2.4 Definição da duração da chuva e do intervalo de tempo de cálculo – Δt 29
2.2.5 Distribuição temporal da chuva 30
2.2.6 Distribuição espacial da chuva 31
2.2.7 Vazão de projeto 31
2.2.7.1 Estimativa na microdrenagem e na fonte – Método racional 32
2.2.7.2 Estimativa na macrodrenagem – Método da curva número e propagação de escoamento na bacia (Hidrograma Unitário Triangular) 35
2.2.7.2.1 Volume de escoamento – Método da curva número do SCS 35
2.2.7.2.2 Propagação do escoamento na bacia – Método do hidrograma unitário 39
2.2.8 Propagação em canais ou condutos 44
2.2.8.1 Modelo Muskingun-Cunge 45
2.2.8.2 Modelo hidrodinâmico 48
2.3 PACOTES COMPUTACIONAIS PARA MODELAGEM DE DRENAGEM URBANA 49
2.3.1 SWMM 49
2.3.1.1 Módulo de escoamento superficial 50
2.3.1.2 Módulo de infiltração 51
2.3.1.3 Módulo de águas subterrâneas 51
2.3.1.4 Módulo de degelo 51
2.3.1.5 Módulo de transporte hidráulico 52
2.3.1.6 Módulo de alagamentos 53
2.3.1.7 Módulo de qualidade de água 53
2.3.2 Variantes do modelo SWMM – softwares similares 53
2.3.3 IPHS1 54
2.3.4 Hydrolib e Modelo Hidrológico Ecotecnologias – (MHE) 55
2.4 DIMENSIONAMENTO AUTOMÁTICO DE REDES DE DRENAGEM URBANA 56
3. MATERIAIS E MÉTODOS 62
3.1 ÁREA DE ESTUDO 62
3.1.1 Descrição geral da área de estudo 62
3.1.2 Relevo 63
3.1.3 Geologia e Solos 64
3.1.4 Ocupação e uso do solo 65
3.1.5 Rede de Drenagem Existente 66
3.2 RESUMO DA METODOLOGIA 67
3.2.1 Parâmetros de referência 69

3.2.1.1 Discretização espacial da bacia 69
3.2.1.2 Coeficiente CN 72
3.2.1.3 Tempo de concentração 74
3.2.2 Análise de sensibilidade dos diferentes fatores e parâmetros 74
3.2.2.1 Risco (tempo de retorno - TR) 74
3.2.2.2 Relação intensidade-duração-frequência (IDF) 75
3.2.2.3 Áreas de contribuição 76
3.2.2.4 Tempo de concentração 77
3.2.2.5 Distribuição temporal do evento de chuva e intervalo de tempo de cálculo 77
3.2.2.6 Parâmetro CN 78
3.2.2.7 Análises realizadas – Variações dos parâmetros 78
3.2.3 Análise do parâmetro mais sensível 79
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO 80
4.1 ECO-SWMM 80
4.2 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DOS RESULTADOS DO ECO-SWMM 82
4.2.1 Pré-dimensionamento das redes 82
4.2.2 Análise de qualidade dos resultados 84
4.2.3 Comparação de custos – Dimensionamento segundo critério de Porto (1999) 88
4.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE 92
4.3.1 Resultados das simulações – Variação da área 92
4.3.2 Resultados das simulações – Variação do parâmetro CN 95
4.3.3 Resultados das simulações – Variação da posição do pico de chuva 98
4.3.4 Resultados das simulações – Variação do tempo de concentração 101
4.3.5 Resumo dos resultados 104
4.3.6 Comparação entre equações IDF 105
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 107
5.1 CONCLUSÕES 107
5.2 RECOMENDAÇÕES 108
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 109
APÊNDICES 122
APÊNDICE A - DETALHAMENTO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS SUB-BACIAS 122
APÊNDICE B - SOBRE O ECO-SWMM 125
APÊNDICE C - HYDROLIB 134
ANEXOS 136
ANEXO A - AVALIAÇÃO DE CUSTOS 136

1. INTRODUÇÃO

A necessidade do entendimento dos processos ocorridos no escoamento pluvial e as implicações do processo de urbanização no seu funcionamento são de relevada importância para o planejamento sustentável de bacias urbanas (GARCIA; PAIVA, 2006). Com esta finalidade, diversas metodologias e modelos são normalmente utilizados para a definição da capacidade do sistema e o projeto de novas estruturas (ALLASIA, 2002). Simplificadamente se classificam em modelos hidrológicos que representam os processos que ocorrem na escala de bacia, e os hidráulicos que representam o transporte do escoamento na rede de drenagem.

Como o Brasil é muito carente de informações, a adoção de modelos desenvolvidos em outros países tornou-se uma prática comum entre os projetistas do nosso país, de forma que às incertezas já existentes nesses modelos, são acrescentadas as incertezas próprias de sua extrapolação para outro local. A incerteza é intrínseca em qualquer processo de modelagem e se origina de uma ampla variedade de fontes, desde a formulação do modelo até a coleta de dados a serem usados para calibração e verificação (ALLASIA, 2002; HAAN et al., 1995; DELETIC et al., 2012). Uma vez que as incertezas não podem ser eliminadas, sua amplitude deve ser estimada e, se possível, reduzida, compreendendo suas fontes e impactos nos resultados do modelo (HARMEL; SMITH, 2007; KAVETSKI; FRANKS; KUCZERA, 2002; PAPPENBERGER; BEVEN, 2006; BEVEN, 2006b; ALLASIA, 2002; DELETIC et al., 2012).

De maneira geral, os modelos hidrológicos são desenvolvidos a partir da análise de uma amostra de dados representativa em relação a um determinado número de parâmetros hidroclimáticos. Contudo, alguns destes modelos podem requerer algumas informações indisponíveis em determinadas localidades, portanto, cabe ao projetista estimá-las a partir de informações secundárias, o que pode ocasionar a introdução de erros nos resultados.

Dessa forma, Allasia e Villanueva (2007) constataram por meio de um estudo de sensibilidade dos parâmetros utilizados no dimensionamento de redes de macrodrenagem na bacia do Areia, localizada em Porto Alegre – RS, que os erros introduzidos na estimativa de parâmetros podem ter impactos significativos no custo da rede para os modelos mais usualmente empregados na drenagem urbana no

Brasil. No entanto, não foi utilizada a modelagem hidrodinâmica para representar o transporte do escoamento, por não ser a mais usual na época.

Os modelos hidrodinâmicos permitem uma melhor caracterização do escoamento nos sistemas pluviais urbanos, contemplando, inclusive, os efeitos de remanso (TUCCI, 2002). Nos últimos anos, tem assumido um papel de destaque na modelagem da macrodrenagem como na microdrenagem, uma vez que existe uma grande oferta desses modelos, com destaque dos modelos gratuitos *Storm Water Management Model* (SWMM) (SWMM, 2012) e *Hydrologic Engineering Center's* (CEIWR-HEC) *River Analysis System* (HEC-RAS) (HEC, 2002).

Dessa forma, quando utilizados no dimensionamento, produzem soluções mais eficientes e adequadas quando comparadas com aquelas obtidas do dimensionamento tradicional, como por exemplo, a partir da equação de Manning. No entanto, tornam o processo iterativo, uma vez que as alterações na rede se propagam tanto a montante como jusante fazendo que cada alteração deva ser avaliada individualmente.

Nesse trabalho se propõe, por um lado, um método automático de dimensionamento de rede de drenagem pluvial denominado ECO-SWMM que utiliza o modelo *Storm Water Management Model* (SWMM) para o cálculo hidrodinâmico da rede seguindo um conjunto de regras de dimensionamento em conformidade com as normas usuais de cálculo da drenagem urbana, a partir dos relatórios gerados a cada simulação pelo SWMM.

Utilizando o ECO-SWMM será analisado o impacto das incertezas nos parâmetros utilizados na modelagem sobre as dimensões e custo da rede de drenagem com o emprego de modelagem hidrodinâmica.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Investigar quais são os parâmetros hidrológicos mais sensíveis no dimensionamento de sistemas de macrodrenagem quando utilizada a modelagem hidrodinâmica e dimensionamento automatizado da rede de drenagem.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Propor e avaliar uma ferramenta de dimensionamento automático de redes de drenagem a partir de modelos de simulações hidrodinâmicas;
- Testar a sensibilidade do dimensionamento de sistemas de drenagem urbana a alterações de parâmetros hidrológicos quando dimensionados automaticamente;

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

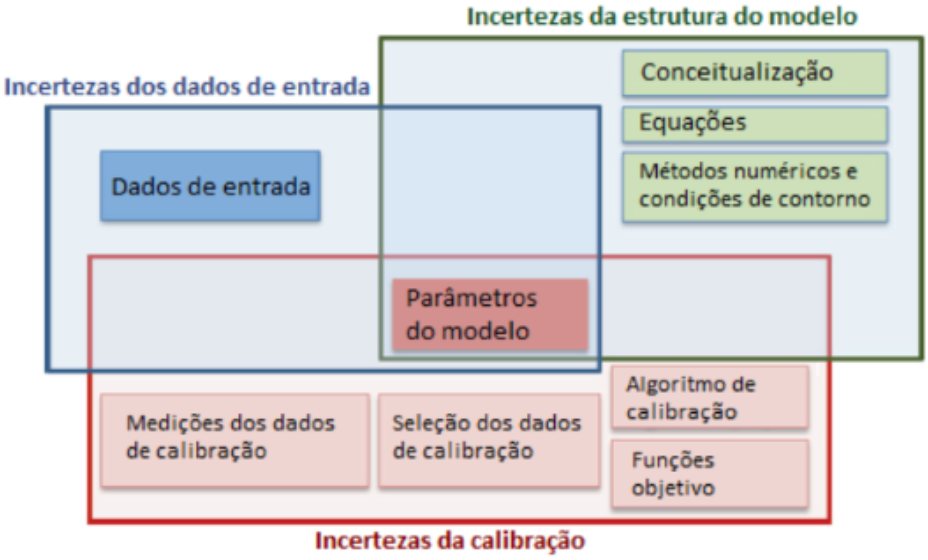
Essa seção foi estruturada a fim de apresentar os conceitos essenciais à compreensão dos assuntos abordados no decorrer desse estudo. Assim, inicialmente procurou-se explanar sobre as questões ligadas à modelagem hídrica e hidrológica, a fim de que suas definições e funções sejam conhecidas. Em seguida, procurou-se apresentar as principais diferenças entre os modelos hidrológicos existentes através de classificações que delimitam suas características básicas.

Além disso, essa seção identifica e define os principais módulos, funções e capacidades presentes nos modelos utilizados, assim como os erros mais comuns associados ao processo de modelagem. Por fim, alguns tópicos acerca dos modelos de chuva vazão e do tempo de concentração, são apresentados.

2.1 ERROS NA MODELAGEM

A compreensão das incertezas no contexto da modelagem hidrológica, assim como sua quantificação e redução, apresenta-se como um grande desafio para o campo científico e operacional. Geralmente essas incertezas (Figura 1) ocorrem devido à aleatoriedade dos dados, erros nos parâmetros que caracterizam o sistema, erros na estrutura do modelo e erros nos dados de entrada previstos ou usados na calibração (HAAN et al., 1995; MONTANARI; SHOEMAKER; GIESEN, 2009, FAVA, 2015; ALLASIA; VILLANUEVA, 2007; DELETIC et al., 2012; SARMENTO, 2010; HARMEL; SMITH, 2007).

Figura 1 – Principais fontes de incerteza e suas relações.



Fonte: Adaptado de Deletic et al. (2012).

As incertezas de dados de entrada do modelo são decorrentes de generalizações nos dados do sistema e falta de acurácia dos equipamentos de medição (CLARKE; MENDIONDO; BRUSA, 2000). Embora a incerteza inerente aos dados medidos usados para calibrar e validar as previsões do modelo seja comumente reconhecida, a incerteza de medição raramente é incluída na avaliação do desempenho do modelo (HARMEL; SMITH, 2007). Algumas referências sobre a inclusão dessa fonte de incerteza podem ser encontrados em Harmel et al. (2006), Harmel e Smith (2007), Clarke, Mendiondo e Brusa (2000) e Brusa e Clarke (1999).

As incertezas relativas à estrutura do modelo se devem às simplificações admitidas no equacionamento e na representação do sistema e processos envolvidos. Modelos mais complexos e de maior número de parâmetros podem produzir melhores resultados, mas eles incorrem num maior grau de indeterminação. Essa incerteza tem sido discutida em publicações recentes (HAAN, 1989; KUCZERA; PARENT,1998; BEVEN; FREER, 2001; BASHFORD; BEVEN; YOUNG, 2002; HAAN; SKAGGS, 2003a,b; BEVEN, 2006a) e, no caso de modelos de drenagem urbana, e, em particular do método CN em Ogden et al. (2017) e Ajmal e Kim (2014).

As incertezas da calibração podem gerar erros significativos, devido à compensações entre os valores das variáveis de decisão ou às escolhas inadequadas dos parâmetros da calibração (SHINMA, 2015). No entanto, os erros em quaisquer

uma das outras etapas de modelagem (modelo, dados, técnicas inadequadas de calibração, entre outros), é refletida na calibração dos parâmetros (HAAN et al., 1995; HARMEL; SMITH, 2007; HAAN, 1989; BEVEN, 2006a; RECKHOW, 1994; KAVETSKI, FRANKS; KUCZERA, 2002). Atualmente, um novo tipo de incerteza se reflete na calibração, derivada da alteração climática nas bacias, uma vez que muitos dos parâmetros hidrológicos, se baseiam na estacionariedade das informações. Por exemplo, informações de precipitações intensas coletadas no passado, são utilizadas para dimensionamento futuro, perdendo validade se há alteração nas características das precipitações.

Dentre esses parâmetros que são responsáveis pelas incertezas referentes à caracterização do sistema, pode-se listar a área da bacia, rugosidade dos diferentes trechos de canal, área impermeável, tempo de concentração, declividades e coeficientes de escoamentos (ALLASIA, 2002).

2.2 MODELAGEM EM BACIAS URBANAS

Para o dimensionamento das obras estruturais na drenagem urbana com ação em qualquer escala, seja lote, microdrenagem ou macrodrenagem, é necessário definir previamente alguns critérios de projeto que permitirão estimar as vazões geradas no sistema.

Essas vazões poderão ser obtidas a partir da análise de séries históricas de vazões em que, utilizando-se de tratamento estatístico específico e se estabelecendo riscos de falha aceitáveis para as estruturas, define-se a vazão de projeto, que é a máxima vazão que deverá ocorrer com base nos parâmetros assumidos (TUCCI et al., 1995; COLLISCHONN; TASSI, 2008).

Contudo, normalmente não se têm registros históricos de vazões nos locais a serem estudados e, para o dimensionamento das estruturas, deve-se obter a chuva de projeto e aplicá-la em um modelo de geração de escoamento para se estimar as vazões. Assume-se, para tanto, que o período de retorno de um evento de precipitação é igual ao período de retorno do escoamento resultante deste evento. Assim, o risco de falha das estruturas de drenagem é considerado igual à probabilidade de excedência da precipitação de projeto (TUCCI et al., 1995; RIGHETTO, 2009).

Uma chuva de projeto é um evento hipotético considerado para o dimensionamento das estruturas hidráulicas com base nas características da chuva no local onde será instalada a estrutura, dos riscos assumidos como permissíveis para que a estrutura falhe e das características de distribuição temporal e espacial da chuva.

A partir da chuva de projeto, calcula-se o hidrograma de projeto que são as vazões que seriam observadas quando da ocorrência de um evento igual à chuva de projeto. A escolha da metodologia utilizada para a obtenção dessas vazões depende das informações disponíveis, tais como a área de contribuição da estrutura a ser dimensionada e as características de ocupação, geométricas e geomorfológicas da bacia (TUCCI et al. 1995; TEIXEIRA, 2010; COLLISCHONN; TASSI, 2008; TUCCI, 1998). No entanto, muitas vezes dependem mais da experiência e decisões pessoais do modelador que de outra questão (ALLASIA; VILLANUEVA, 2007).

2.2.1 Risco – Tempo de retorno

Ao dimensionarem-se estruturas hidráulicas, assume-se um risco dessas estruturas falharem ao ocorrer uma precipitação ou vazão superior à considerada em seu projeto (CARVALHO; SILVA, 2006).

Em hidrologia, para expressar probabilidade, utiliza-se normalmente a ideia de período de recorrência (TR) expresso em anos, sendo ele o inverso da probabilidade de ocorrência de um evento (COLLISCHONN; TASSI, 2008; TOMAZ, 2015). Desta forma, um evento com um TR de 10 anos, que indica uma probabilidade de falha de 10% em um ano qualquer, deverá ocorrer em média uma vez a cada 10 anos, considerando-se infinitos anos. No entanto, é possível que ocorram dois eventos com TR de 10 anos em um intervalo de 5 anos, já que o TR é uma relação média que se verifica somente a longo prazo.

A definição de um risco de projeto é muito importante em função dos custos das obras. Quanto menor for o risco assumido, (maior TR), maiores serão os gastos necessários para as obras, no entanto, menores os custos dos danos causados pela falha da estrutura. Assim, deve-se analisar a situação visando estabelecer um risco aceitável e que viabilize economicamente este tipo de obra por meio de uma relação custo-benefício. No Quadro 1 seguem alguns períodos de retorno sugeridos pela literatura.

Quadro 1 – Tempo de retorno (TR) para projetos de redes de drenagem pluvial urbana.

SISTEMA	CARACTERÍSTICA	INTERVALO TR (ANOS)	VALOR FREQUENTE (ANOS)
Microdrenagem	Residencial	2 – 5	2
Microdrenagem	Comercial e prédios públicos	2 – 5	5
Microdrenagem	Aeroportos	5 – 10	5
Microdrenagem	Áreas comerciais e Avenidas	5 – 10	10
Macrodrenagem	-	10 – 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas	-	5 – 100	100
Vertedores	Bacias de detenção	10 – 50	50
Vertedores	Microrreservatórios	5 – 10	10

Fonte: Adaptado de DAEE/CETESB (1980).

No caso da macrodrenagem, os valores variam de 10 a 25 anos de tempo de retorno. De acordo com Bemfica (2017), o extinto Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre (DEP) utilizava nos projetos de macrodrenagem TR de 10 anos, assim como observado em projetos no DF antes do seu Plano Diretor de Drenagem Urbana (Concremat, 2008). No entanto, órgãos de financiamento com o a Caixa Econômica Federal exigem TRs na faixa de 25 anos. Sendo, dessa forma, o TR de 25 anos o mais comumente adotado em cidades Brasileiras.

2.2.2 Relação Intensidade-Duração-Frequência – IDF

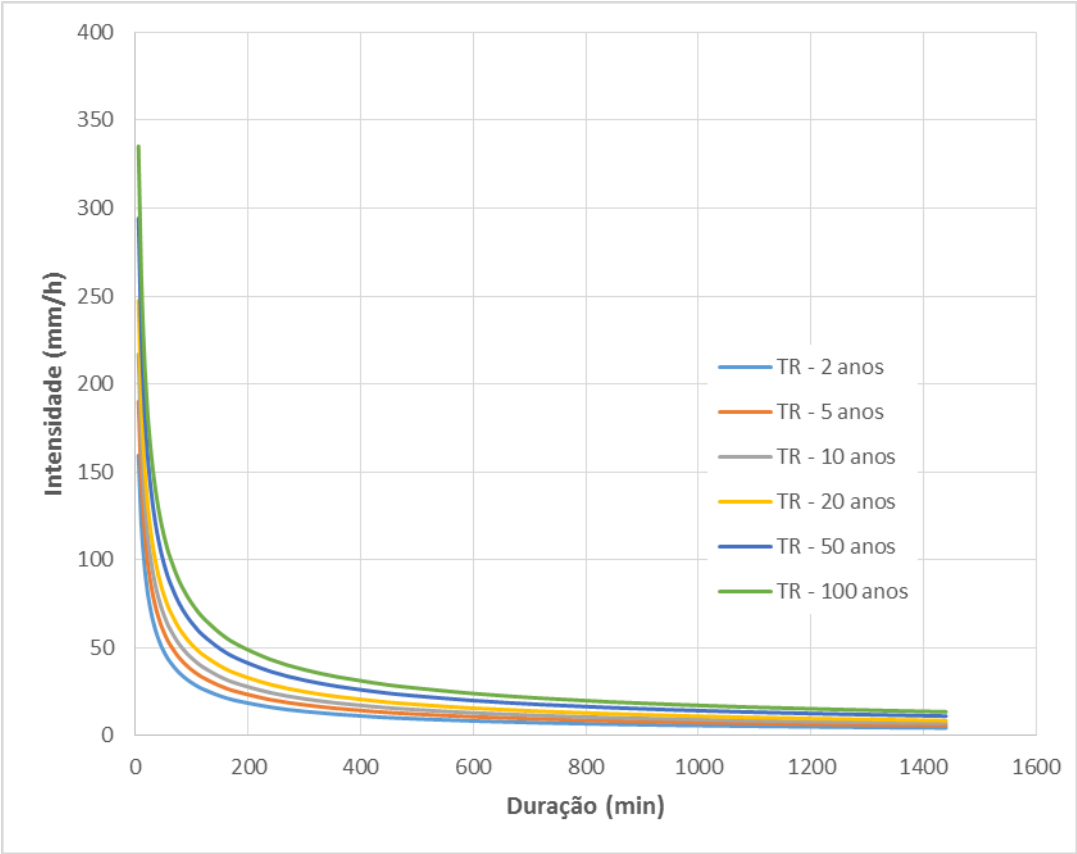
Definida a probabilidade de falha de projeto, o próximo passo consiste em estimar a chuva a ser utilizada. Em hidrologia urbana nos países desenvolvidos a melhor escolha é a utilização de séries de chuva observada que são simuladas ao longo da rede de drenagem, já que, sob determinadas condições, mesmo que possuam teoricamente baixos tempos de retorno, duas chuvas contíguas podem

apresentar uma situação mais crítica que uma chuva isolada ou sintética devido ao volume gerado (COLLISCHONN; TASSI, 2008).

No entanto, estas informações normalmente não estão disponíveis no Brasil, desse modo, é comum a utilização de equações IDF para simular eventos chuvosos, implicando na necessidade de cada local possuir sua própria equação IDF, já que as características da chuva são muito variáveis (SHINMA, 2015; BASSO et al., 2016; KOUTSOYIANNIS; KOZONIS; MANETAS, 1998).

A apresentação das IDFs ocorre mais frequentemente por meio de expressões ou gráficos do tipo indicado na Figura 2 e nas equações apresentadas no Quadro 2, onde a equação potencial (Equação 2.1) é a mais empregada no Brasil (SILVEIRA; GOLDENFUM, 2007), a Equação 2.2 foi utilizada por Martinez e Magni (1999), a Equação 2.3 por Pfafstetter (1957), e a Equação 2.4 é apresentada por Koutsoyiannis, Kozonis e Manetas (1998).

Figura 2 – Curvas intensidade-duração-frequência para a cidade de Santa Maria, RS.



Fonte: Adaptado de Belinazo (1991).

Quadro 2 – Apresentação de IDF's mais frequentes.

Equação	Descrição	Eq.Nº
$i = \frac{a\,.Tr^b}{(t+c)^d}$	Sendo, "i" a intensidade, geralmente expressa em mm.h^{-1}, "Tr" o tempo de retorno em anos e "a, b, c, d" são parâmetros que devem ser determinados para cada local.	2.1
$i = \alpha + \beta.\{\gamma\}.\varepsilon.ln(T-0.5)$ Em que: $\alpha = A.(t+B)^C$ $\beta = (t+D)^E$ $\gamma = F + G.\ln(\ln[\frac{T}{T-1}])$ $\varepsilon = M.(t+P)^Q$	Sendo, "i" a intensidade da chuva, mm.min^{-1}, "t" a duração da chuva em minutos, "T" o período de retorno em anos e "A, B, C, D, E, F, G, M, P, Q" os parâmetros que variam com o posto e a duração da chuva.	2.2
$P = T^{\alpha+\frac{\beta}{T^\gamma}}[at + b\log(1+ct)]$	Sendo, "P" a precipitação total máxima em mm, $[at + b\log(1+ct)]$ é a precipitação máxima associada a um TR de 1 ano e "a, b, c" são parâmetros do local	2.3
$y_g = \frac{a\,(T)}{(d+\ \theta)^n}\ .\ d$	Em que, "y_g" a intensidade da chuva em mm, "d" a duração da chuva em horas, "T" o período de retorno em anos, "a" parâmetro de escala e "θ" e "n" parâmetros arbitrários (θ ≥ 0 e 0 < n <1).	2.4

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dada a sua importância no projeto de estruturas, as relações IDF deveriam ser atualizadas e disponibilizadas em um banco de informações, para que profissionais da área tivessem livre acesso. Entretanto, não existem resultados atualizados a nível nacional, apenas em escala local, quando existentes, e, em geral, são apresentados em formato de teses, dissertações, artigos, relatórios técnicos, entre outros, dificultando a busca de dados e sem a garantia de que obtenha-se a informação

correta. Assim, embora Basso et al. (2016) relate a existência de uma malha de cerca de 1000 relações de IDFs, distribuídas pelo território nacional, existem lacunas na região Norte e Centro Oeste. Tal deficiência demanda a utilização de métodos alternativos, que possam satisfazer as atuais necessidades de projetos em drenagem urbana (FENSTERSEIRFER et al., 2013).

Segundo Silva et al. (1999), Martinez e Magni (1999); FENSTERSEIRFER et al. (2013) e Basso et al (2016) a própria determinação da relação IDF expressa nas equações apresenta dificuldades em função da escassez de registros pluviográficos, da baixa densidade de monitoramento, do curto período de observações disponíveis e da pequena área abrangida.

Em função da falta de informações da distribuição temporal da precipitação (medições realizadas com pluviógrafos) para a determinação da própria IDF, na sua ausência são utilizadas diversas metodologias, tais como a das relações entre durações (DAEE/CETESB, 1980; BERTONI; TUCCI, 1993).

O método das relações entre durações consiste em determinar as relações entre chuvas de diferentes durações tomando uma delas como base (Equação 2.5). Assim, DAEE/CETESB (1980) determinaram os valores médios destas relações para o Brasil, e denominaram como coeficientes de desagregação, a partir do estudo realizado por Pfafstetter (1957) para chuvas intensas. Os valores posteriormente foram atualizados por Basso et al (2016).

$$R_{t2}^{t1} = \frac{precipitação\ com\ duração\ t1}{precipitação\ com\ duração\ t2} \tag{2.5}$$

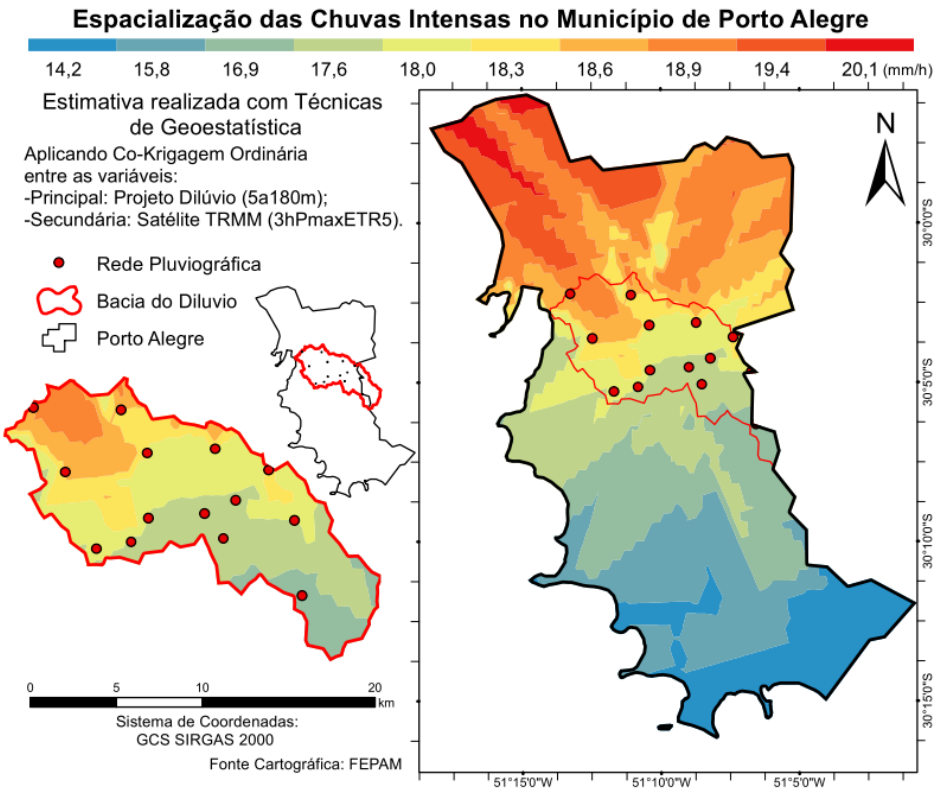
Menciona-se também o método proposto pelo Eng. Taborga Torrico (1974) e atualizado por Basso et al. (2016) que propôs oito regiões brasileiras com condições microclimáticas homogêneas (isozonas), dentro das quais o comportamento das chuvas intensas é semelhante, sugerindo ainda valores para a sua estimativa. Nessas regiões são propostas relações similares às relações entre durações que permitem estimar uma pseudo-relação IDF.

Também em locais sem dados têm sido propostas metodologias tais como as equações propostas por Bell (1969) e Chen (1983). No método proposto por Bell (1969) para obter a precipitação intensa com uma duração e um tempo de retorno qualquer, em algum local, utiliza-se como base uma equação, obtida a partir da

precipitação com tempo de retorno de 10 anos e duração horária. A equação se baseia na ideia de que as precipitações intensas de curta duração são formadas pelas chuvas convectivas (BELL, 1969). Chen (1983) desenvolveu a partir da metodologia utilizada por Bell (1969), uma fórmula generalizada de IDF que utiliza 3 alturas de precipitação (chuva com duração de 1 hora e tempo de retorno de 10 anos; chuva com duração de 24 horas e tempo de retorno de 10 anos e chuva com duração de 1 hora e tempo de retorno de 100 anos).

Dessa forma, é possível observar que devido à falta de informações existem grandes incertezas quanto a chuva de projeto em diversos locais. Por exemplo, através de analises exploratórias com dados de precipitação diversos autores (SILVEIRA, 1997; BEMFICA; GOLDENFUM; SILVEIRA, 2000; ALLASIA; VILLANUEVA, 2007; FENSTERSEIRFER et al., 2013 e FAVARETTO, 2013) identificaram padrões associados com a urbanização e topografia na região de Porto Alegre que podem ser vistos na Figura 3.

Figura 3 – Chuvas Intensas no Munícipio de Porto Alegre com duração de 3 horas e com tempo de retorno de 5 anos. Cokrigagem Ordinária ajustada ao modelo Exponencial entre – 5 à 3horas e 3hPmaxETR5.



Fonte: Adaptado de Favaretto (2013).

2.2.2.1 *Incertezas devido a mudanças climáticas*

Diversos estudos apontam que os processos antrópicos possam causar anomalias no clima em escala local e global. Mudanças na temperatura média do planeta, por exemplo, podem ocasionar alterações no regime das chuvas, acentuando a ocorrência e a intensidade de eventos extremos (SILVA; MONTENEGRO; SOUZA, 2016).

Basso et al. (2016, p. 638) constataram em seu estudo que em algumas regiões do país, se comparando com as estimativas propostas feitas por Torrico (1974) por meio das isozonas, “as chuvas estariam mais intensas, já que chove quase 70% do total de 24 horas na primeira hora de chuva, contra menos de 40% observados na primeira metade do século XX”. Também, Panthou et al. (2018) concluíram que a intensidade anual máxima das chuvas entre 5 minutos e 1 hora de duração para algumas regiões semiáridas da África tem apresentado um aumento de em média, 2% a 6% por década desde 1990. Similarmente, Ganguli, P. e Coulibaly, P. (2018) preveem significativo aumento de intensidade dos eventos chuvosos com 10 anos de tempo de retorno por volta de 2050 se comparado aos eventos com mesmo tempo de retorno registrados por volta de 1990 para a região sul de Ontario no Canadá.

Outros autores em diferentes locais do planeta chegaram em conclusões similares, como Mailhot et al (2007) no sul de Quebec (Canadá); MIRHOSSEINI; SRIVASTAVA e STEFANOVA no Alabama (EUA); Rodriguez et al (2014) na Espanha, ressaltando as alterações nas precipitações intensas originadas pelas mudanças climáticas devem ser levadas em conta nas análises, inclusive as que afetem a distribuição espacial e temporal da chuva que serão discutidas em próximos itens.

2.2.3 Tempo de concentração

O tempo de concentração caracteriza a resposta de uma bacia frente a um evento de precipitação. Teoricamente, o tempo de concentração é o tempo que a gota de água que precipita na região mais remota da bacia demora a atingir o seu exutório (BONDELID et al., 1982).

O uso simultâneo de diferentes definições para este tempo, tal como proposto na literatura, combinado com a falta de dados de precipitação registrados continuamente e de medições da relação chuva-vazão, tem como efeito uma redução

no estabelecimento de procedimentos diretos para estimativa do tempo de concentração em diversos países (GRIMALDI et al., 2012) e principalmente no Brasil.

Na falta desses dados observados, várias fórmulas empíricas são utilizadas para sua determinação indireta e segundo Araújo et al. (2011) a maioria considera apenas a declividade, comprimento do rio principal e a área da bacia, o que significa que questões importantes como o tempo de retorno do evento não são consideradas (DOOGE, 1973).

A facilidade do emprego destas equações empíricas, associada à indisponibilidade de dados medidos acaba por tornar seu uso atrativo no Brasil. No entanto, a maioria dessas fórmulas foram desenvolvidas a partir de ajustes em bacias com características urbanas ou rurais dos EUA ou de países europeus, com condições de uso e ocupação do solo diferentes das observadas no território nacional.

Embora estas fórmulas sejam muito bem aceitas em aplicações da hidrologia, informações sobre suas fundamentações teóricas são limitadas, pois a natureza e o número de eventos observados e usados na sua calibração são desconhecidos ou não são completamente compreendidos. A seleção de eventos, precipitação-escoamento, para calibrar estas equações é muito importante, uma vez que o tempo de concentração depende da vazão de pico. Como efeito, a hipótese linear que permite considerar o tempo de concentração sendo quase invariante no que diz respeito à intensidade de precipitação apenas pode ser verificado por cheias com um período de retorno alto (DOOGE, 1973). Por conseguinte, as abordagens empíricas geralmente superestimam o valor do tempo de concentração, quando todos os eventos de inundação disponíveis são considerados na fase de calibração, independentemente da sua magnitude (GRIMALDI et al., 2012).

Por este motivo, uma avaliação das equações em regiões diferentes das utilizadas para o seu desenvolvimento mostram que a maioria delas não são confiáveis (MCCUEN; WONG; RAWLS, 1984). Sendo que autores como Grimaldi et al. (2012) reportam diferenças de até 500% entre as metodologias, embora Mccuen, Wong e Rawls (1984) indiquem que as diferenças são de normalmente 100% para (variação entre 0,5 a 2 vezes o valor real).

Essas variações influenciam as vazões de pico, conforme relatos de autores tais como Bondelid et al. (1982) e Mccuen, Wong e Rawls (1984), onde até 75% do erro total na estimativa da vazão de pico pode ser decorrente de erros na estimativa do tempo de concentração. Gericke e Smithers (2014) afirmam que ao subestimar o

tempo de concentração em 80%, pode-se obter vazões de pico superestimadas em até 200%, à medida que superestimando este parâmetro de tempo em 800%, obtém-se vazões até 50% menor que o correto. Tais erros na estimativa do tempo de concentração, não só poderiam resultar em um dimensionamento equivocado das estruturas hidráulicas, mas também estar ligados a várias implicações socioeconômicas ao resultar em projetos inviáveis.

No Brasil, poucos estudos abordaram o assunto. Ferreira (2016) verificou a aplicação de 18 equações empíricas do tempo de concentração, em 8 sub-bacias hidrográficas brasileiras. Como resultado, obteve-se que os métodos tiveram erros elevados ao generalizar sua aplicação para todas as sub-bacias. Os resultados mostraram erros próximos a 80%, considerando todas as sub-bacias com um único valor para cada método.

2.2.4 Definição da duração da chuva e do intervalo de tempo de cálculo – Δt

Outro critério a ser definido, diz respeito à duração da chuva de projeto. Para dimensionamento de microdrenagem é adotada uma duração igual ao tempo de concentração no qual acontece uma chuva uniforme, não sendo necessária a adoção de um intervalo de tempo de cálculo (Δt) (MELLER, 2004). A adoção do tempo de concentração é justificada uma vez que este tempo indica quando toda a bacia está contribuindo, e portanto, o momento em que o maior volume escoa pelo exutório se a precipitação é constante. Já para redes tradicionais de macrodrenagem o critério comumente adotado para a duração da chuva é de duas a três vezes o tempo de concentração da bacia (RIGHETTO, 2009).

Tucci (2010) afirma que um dos erros comuns de projetistas de nosso país é utilizar o tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia em projetos que envolvam reservatórios, pois dessa forma os reservatórios acabam sendo projetados com dimensões insuficientes, já que numa eventual ocorrência de eventos sucessivos durante períodos chuvosos, o reservatório pode não esvaziar totalmente, o que reduz a capacidade de amortecimento do mesmo na ocorrência dessa situação. Por esse motivo, o mencionado autor (TUCCI, 2010) recomenda o uso de uma chuva de 24 horas de duração para avaliar as estruturas de armazenamento de água, condizendo com os resultados obtidos no Distrito Federal (CONCREMAT, 2009).

O intervalo de tempo considerado para a discretização da chuva de projeto deve ser tal que permita reproduzir corretamente a ascensão do hidrograma, precisando de pelo menos três a cinco pontos até a posição do pico (DNIT, 2005). Intervalos de tempo muito grandes não permitem caracterizar corretamente o pico, e se forem muito pequenos afetam o tempo de processamento, e, em casos especiais podem introduzir erros de arredondamento e truncamento nos cálculos. Assim, adota-se um intervalo de tempo compatível com a previsão e poder computacional disponível.

A literatura sugere a adoção de um intervalo de tempo de simulação inferior a um quinto (1/5) do menor tempo de concentração dentre todas as sub-bacias (DNIT, 2005), pois desta maneira, assegura-se que todos os hidrogramas possuam informação em pelo menos três pontos do início da simulação até o pico.

2.2.5 Distribuição temporal da chuva

As curvas ou equações IDF sintetizam, de maneira prática, a quantidade de precipitação em uma determinada região que tem certa probabilidade de acontecer, no entanto, não indicam como a precipitação distribui-se no tempo. Assim, utilizam-se metodologias que redistribuem os volumes precipitados ao longo da duração escolhida na macrodrenagem.

Para métodos baseados em hidrogramas unitários, provavelmente o método mais utilizado é o Método dos Blocos Alternados (Pilgrim e Cordery, 1975), que ao longo do tempo, distribui a precipitação obtida a partir de uma equação IDF, de maneira a simular um cenário crítico de precipitação.

O método consiste em reorganizar os dados de chuva de maneira a criar uma situação crítica de escoamento. Esta reorganização não tem relação com fenômenos físicos e é feita de forma que a maior precipitação calculada fique situada no meio da distribuição. Em seguida, são dispostos de maneira alternada (um à direita e outro à esquerda da precipitação central) o restante das precipitações em ordem decrescente (TUCCI et al., 1995). Ao final desse processo obter-se-á o hietograma de projeto (ou chuva de projeto).

2.2.6 Distribuição espacial da chuva

Como as áreas de contribuição das bacias hidrográficas usualmente consideradas em projetos de drenagem urbana são pequenas, não há normalmente a necessidade de realizar o abatimento espacial das chuvas (aconselhado quando a chuva afeta uma área superior a 25 km²) (KRÜGER; DZIEDZIC, 2010). No entanto, como observado no item 2.2.3 a chuva pode variar significativamente ainda dentro da mesma cidade, provocando diferenças significativas nos totais precipitados (ALLASIA; VILLANUEVA, 2007).

2.2.7 Vazão de projeto

A vazão de projeto é aquela que é utilizada no dimensionamento das estruturas. Corresponde a um evento crítico que produz uma combinação de volumes escoados no tempo capaz de provocar a falha no sistema de drenagem (CANHOLI, 2014; COLLISCHONN; TASSI, 2008).

Como já mencionado, caso existam dados de medições de vazão, são utilizados estes valores no dimensionamento. No entanto, na maioria das cidades do Brasil, estes valores são desconhecidos e, desta forma, a vazão de projeto é estimada com base no hietograma de projeto, através de um processo denominado de transformação chuva-vazão.

No dimensionamento de redes tradicionais, a vazão de projeto é a máxima vazão que ocorre no hidrograma de projeto (TEIXEIRA et al., 2011; DAMÉ, 2010). Este hidrograma de projeto consiste em um gráfico que mostra as vazões em função do tempo. Em um canal ou bueiro são as vazões máximas aquelas que causam o maior problema no sistema.

No entanto, quando são considerados sistemas de drenagem que incluem armazenamento e evapotranspiração, os volumes escoados ao longo do tempo (ou seja, o hidrograma como um todo) são importantes, uma vez que, por exemplo, chuvas de menor intensidade, mas contínuas, podem gerar volumes de escoamento suficientes para encher um reservatório de detenção mesmo que não se tenha superado a vazão máxima de projeto (CONCREMAT, 2010).

Existem diferentes métodos para estimar hidrograma ou vazão de projeto, os quais variam conforme a escala de trabalho. A seguir são apresentados os métodos mais utilizados no Brasil com base na análise da literatura.

2.2.7.1 *Estimativa na microdrenagem e na fonte – Método racional*

Este método de determinação da vazão de pico assume a ausência de escoamento de base, constância do armazenamento superficial e da intensidade da chuva no tempo e no espaço. Considera-se, assim, que essas simplificações são razoáveis para bacias com pequena área e tempo de concentração a ponto de se considerar que o escoamento na bacia torna-se permanente quando há a contribuição da bacia hidrográfica como um todo (FRANCO, 2004).

Sugere-se o uso do Método Racional para bacias com área de contribuição igual ou inferior a 100 ha (1 km²) e tempo de concentração igual ou inferior a 1 hora. Quando da ocorrência de áreas de contribuição superiores aos limites descritos, ou quando se deseja estimar hidrogramas ou volumes ao longo do tempo (o método racional somente fornece a vazão de pico) utiliza-se o Método do Soil Conservation Service (SCS), descrito no próximo item.

A equação do método racional (Equação 2.6) permite a obtenção da vazão de pico (Q_p em m³.s^{-1}) em função do coeficiente de escoamento (C), da área de contribuição à estrutura a ser dimensionada (A em km²) e da intensidade do evento pluviométrico (I em mm.h^{-1}) a qual é obtida em função do tempo de retorno (TR) e da duração da chuva (t) conforme visto no item anterior.

$$Q_p = \frac{C \cdot I \cdot A}{3{,}6} \tag{2.6}$$

Valores para o coeficiente de escoamento em função da ocupação da bacia de contribuição podem ser obtidos na Tabela 1. Caso deseja-se obter valores de coeficiente de escoamento a partir da superfície do revestimento, pode-se utilizar a Tabela 2. Para ambos os casos, havendo diferentes ocupações dentro da bacia, ou diferentes revestimentos na superfície, deve-se obter um coeficiente de escoamento ponderado em função das áreas.

Tabela 1 – Valores de coeficiente de escoamento por tipo de ocupação.

DESCRIÇÃO DA ÁREA	C
Área comercial/Edificação muito densa:	
Partes centrais, densamente construídas, em cidade com ruas e calçadas pavimentadas.	0,70 – 0,95
Área comercial/Edificação não muito densa:	
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	0,60 – 0,70
Área residencial:	
Residências isoladas; com muita superfície livre.	0,35 – 0,50
Unidades múltiplas (separadas); partes residenciais com ruas macadamizas ou pavimentadas.	0,50 – 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas).	0,60 – 0,75
Lotes > 2.000 m^2.	0,30 – 0,45
Áreas com apartamentos.	0,50 – 0,70
Área industrial:	
Indústrias leves.	0,50 – 0,80
Indústrias pesadas.	0,60 – 0,90
Outros:	
Matas, parques e campos de esporte, partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas e parques ajardinados.	0,05 – 0,25
Parques, cemitérios; subúrbio com pequena densidade de construção.	0,10 – 0,25
Playgrounds.	0,20 – 0,35
Pátios ferroviários.	0,20 – 0,40
Áreas sem melhoramentos.	0,10 – 0,30

Fonte: Adaptado de ASCE (1969) e Wilken (1978).

Tabela 2 – Valores do coeficiente de escoamento de acordo com superfícies de revestimento.

SUPERFÍCIE	C
Pavimento:	
Asfalto.	0,70 – 0,95
Concreto.	0,80 – 0,95
Calçadas.	0,75 – 0,85
Telhado.	0,75 – 0,95
Cobertura (grama ou areia):	
Plano (declividade até 2%).	0,05 – 0,10
Médio (declividade entre 2 e 7%).	0,10 – 0,15
Alta (declividade maior que 7%).	0,15 – 0,20
Grama, solo pesado:	
Plano (declividade até 2%).	0,13 – 0,17
Médio (declividade entre 2 e 7%).	0,18 – 0,22
Alta (declividade maior que 7%).	0,25 – 0,35

Fonte: Adaptado de ASCE (1969).

Existem diversas incertezas e inexatidões no próprio método racional, no entanto, ele é muito difundido entre os técnicos. Entre as limitações, pode mencionar-se que não considera (HIDROMUNDO, 2018): as condições de permeabilidade do terreno, a umidade antecedente no solo, o efeito da intensidade da chuva no coeficiente C, as perdas iniciais, o retardamento natural do escoamento (cujo fenômeno acarreta em alterações do pico de cheia), as chuvas mais curtas (que eventualmente podem ocasionar um maior pico de cheia); a variação da intensidade de chuva de projeto (tanto no tempo, como no espaço), ou seja, admite uma precipitação uniforme em toda a área de contribuição e as características físicas da bacia (forma, declividades, entre outros), apenas da área total.

2.2.7.2 *Estimativa na macrodrenagem – Método da curva número e propagação de escoamento na bacia (Hidrograma Unitário Triangular)*

Na macrodrenagem ou em circunstâncias em que se deseja conhecer o hidrograma de projeto é recomendado o uso conjunto do método da Curva Número (CN) com o método do Hidrograma Unitário Triangular. Ambos os métodos foram desenvolvidos pelo National Resources Conservation Center dos EUA (antigo Soil Conservation Service – SCS) dos Estados Unidos.

A partir da chuva de projeto, o método da CN estima a precipitação efetiva, ou seja, qual é a quantidade de chuva que tem condições de escoar superficialmente. Estes volumes são posteriormente propagados ao longo da bacia até o exutório pelo método do hidrograma unitário, obtendo-se o hidrograma de projeto.

2.2.7.2.1 Volume de escoamento – Método da curva número do SCS

O método da Curva Número recebe este nome em função do seu único parâmetro, a Curva Número ou simplesmente CN, que se obtém de tabelas a partir do tipo de solo, da condição de precipitação antecedente ou chuva nos dias anteriores e do uso do solo (DECINA, 2012).

A relativa facilidade de aplicação do método CN torna comum sua aplicação em bacias hidrográficas com características diferentes daquelas onde foram executados os estudos que deram origem ao método (CUNHA et al., 2015). Os dados necessários são em geral disponíveis ou fáceis de coletar para uma área de estudo e o equacionamento é bastante simples.

Este método separa a precipitação em três componentes: excesso de precipitação ou precipitação efetiva, abstração inicial e retenção. A abstração inicial reúne a precipitação armazenada na bacia antes que se inicie o escoamento em função da interceptação vegetal ou do armazenamento nas depressões. Assim, enquanto a precipitação for inferior à abstração inicial, não há escoamento.

A componente retenção diz respeito à água infiltrada que é a porção da precipitação que chega ao solo e é “retida” pela bacia ou, em outras palavras, fica armazenada no solo até sua capacidade de armazenamento máxima.

A aplicação do método começa com a estimativa do parâmetro CN, que como já mencionado, se obtém a partir do tipo de solo, a precipitação antecedente e do uso

da terra. Com o valor do CN é possível estimar a capacidade máxima de armazenamento do solo (S) através da Equação 2.7.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{2.7}$$

Com o valor da capacidade máxima de armazenamento no solo (S) se estima a abstração inicial (Ia) como 20% de S. Quando a precipitação (acumulada desde o início do evento chuvoso) supera o valor de Ia, é possível estimar a lâmina de escoamento superficial (Pef) por meio da Equação 2.8.

$$Pef = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia + S)} \tag{2.8}$$

Sendo Pef o excesso de precipitação ou precipitação efetiva (mm), Ia a abstração inicial (0,2* S) e P a precipitação (mm).

Para obtenção do parâmetro CN utilizam-se tabelas que sugerem valores ao parâmetro com base nas informações do tipo de solo, uso do solo e as condições de umidade antecedente determinada a partir da precipitação nos dias anteriores.

O tipo de solo deve ser informado de acordo com a sua classificação em grupos hidrológicos (MOCKUS, 1972):

- Grupo Hidrológico A: solos profundos ou muito profundos, com alta taxa de infiltração e alto grau de resistência e tolerância à erosão, solos porosos e bem drenados;
- Grupo Hidrológico B: solos profundos, com moderada taxa de infiltração e moderado grau de resistência e tolerância à erosão, solos porosos;
- Grupo Hidrológico C: solos pouco profundos, com baixa taxa de infiltração e baixo grau de resistência e tolerância à erosão, solos associados à argila de atividade baixa;
- Grupo Hidrológico D: solos rasos, com taxa de infiltração muito baixa e pouquíssima resistência e tolerância à erosão, solos argilosos associados à argila de atividade alta, solos orgânicos.

Para o estado de umidade do solo (ou estado do escoamento), o SCS estabeleceu que no início da simulação pode-se encontrar em três estágios diferentes, conforme a precipitação nos cinco dias anteriores ao início da simulação:

- Condição I - seca: precipitação menor que 13 mm.
- Condição II - normal: precipitação entre 13 e 53 mm.
- Condição III - úmida: precipitação superior a 53 mm.

As tabelas do CN foram construídas para a condição de umidade antecedente II que corresponde à condição de projeto. Assim para converter os valores das tabelas para outras condições podem utilizar-se as equações 2.9 e 2.10 (Sobhani, 1975):

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2{,}334 - (0{,}01334 \cdot CN(II))} \tag{2.9}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0{,}4036 - (0{,}0059 \cdot CN(II))} \tag{2.10}$$

O Quadro 3 apresenta valores de CN em função de características do solo, tais como ocupação do solo e tipo de solo, entre outras. Quando, em uma bacia, nota-se a presença de heterogeneidade na cobertura ou ocupação do solo deve-se obter um CN ponderado (ou seja, proporcional à porcentagem de cada tipo de ocupação).

Quadro 3 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.

(continua)

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO		**A**	**B**	**C**	**D**
Zonas cultivadas:	Sem conservação do solo	72	81	88	91
	Com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições		68	79	86	89
Terrenos baldios em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições		30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:	Cobertura ruim	45	66	77	83
	Cobertura boa	25	55	70	77

Quadro 3 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.

(conclusão)

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO		A	B	C	D
Espaços abertos, relvados, parques, campos:	Com relva em mais de 75%	39	61	74	80
	Com relva entre 50 e 75%	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritório		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Arruamentos e estradas:	Asfalto com drenagem	98	98	98	98
	Paralelepípedos	76	85	89	91
	Terra	72	82	87	89
Zonas residenciais:					
Lotes de (m^2)	% média impermeável				
< 500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84

Fonte: Adaptado de Collischonn e Tassi (2008).

As características do método também alimentam fortes críticas na literatura quanto a sua validade, devido à consideração da bacia hidrográfica de forma concentrada, pela fixação das abstrações iniciais como 20% do armazenamento máximo na bacia hidrográfica, estimada a partir do valor médio do CN e pelos próprios valores de CN sugeridos na formulação original (OGDEN et al., 2017; AJMAL; KIM, 2014; CHRISTIANSON; HUTCHINSON; BROWN, 2016; D'ASARO et al., 2014; RUTKOWSKA et al., 2015).

A tecnologia hoje disponível permitiria o uso de melhores metodologias, mas, por um lado, as mesmas vão continuar esbarrando na falta de informações, especialmente em países como o Brasil e, por outro, na resistência dos profissionais a usar técnicas novas. Estudos tem sugerido adaptações como o uso de valores alternativos aos 20% para o índice de abstrações iniciais (AJMAL; KIM, 2014; CHRISTIANSON, HUTCHINSON e BROWN, 2016), a calibração do parâmetro CN

(D'ASARO et al., 2014; RUTKOWSKA et al., 2015), e a consideração da variabilidade espacial das características físicas da bacia hidrográfica (GRIMALDI; PETROSELLI; NARDI, 2012; ZHANG et al., 2014).

Ainda, os métodos CN e do Hidrograma Unitário Triangular (vide próximo método) foram elaborados em uma época sem a miríade de informações de sensoriamento remoto e de técnicas de geoprocessamento disponibilizados hoje.

2.2.7.2.2 Propagação do escoamento na bacia – Método do hidrograma unitário

Segundo Collischonn e Tassi (2008), pode-se imaginar uma bacia hidrográfica como um sistema que gera escoamento, ou vazão, a partir da chuva. A parcela de chuva responsável pelo rápido crescimento da vazão de um rio após um evento pluviométrico é chamada de chuva efetiva.

No item anterior foi apresentado um método simplificado para estimar a chuva efetiva, com base em um parâmetro (CN) que está relacionado às características da bacia, como o tipo de solo e o tipo de vegetação ou ocupação humana. Nem toda a chuva efetiva gerada numa bacia chega imediatamente ao curso d'água. A partir dos locais em que é gerado, o escoamento percorre um caminho, com velocidades variadas de acordo com características como a declividade e o comprimento dos trechos percorridos, e a resposta da bacia a uma entrada de chuva depende destas características.

Analisando um único pulso de chuva de pequena duração, a bacia hidrográfica é um sistema que transforma uma entrada quase imediata em uma saída distribuída ao longo do tempo. Imediatamente após o pulso, a vazão começa a aumentar, refletindo a chegada da água que começou a escoar na região mais próxima do exutório, e, após algum tempo é atingido o valor máximo e, finalmente, inicia uma recessão, quando a água da chuva efetiva gerada na região mais distante da bacia atinge o exutório. No final da recessão o escoamento superficial cessa.

A resposta de uma bacia a um evento de chuva depende das características físicas da bacia e das características do evento, como a duração e a intensidade da chuva (PAZ, 2004). Chuvas de mesma intensidade e duração tendem a gerar respostas de vazão (hidrogramas) semelhantes.

Para simplificar a análise e os cálculos, é comum admitir-se que existe uma relação linear entre a chuva efetiva e a vazão, lembrando que a chuva efetiva é a parcela da chuva que gera escoamento superficial.

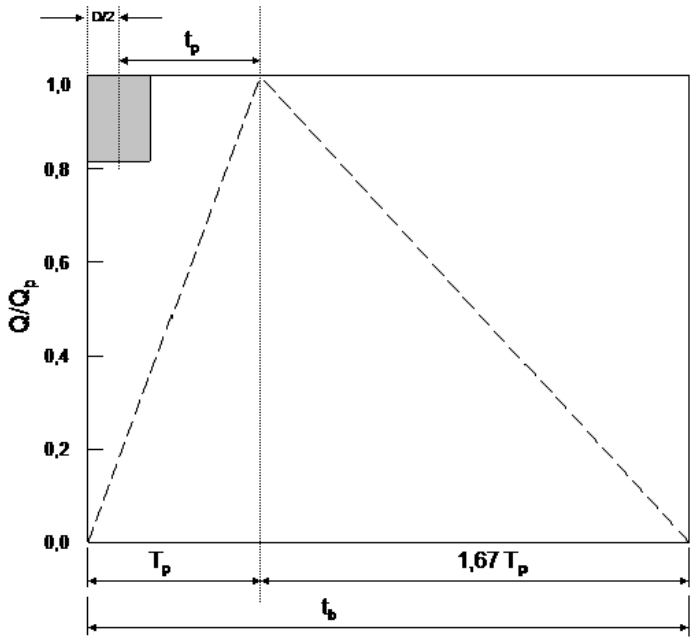
Uma teoria útil, mas não inteiramente correta, baseada na relação linear entre chuva efetiva e vazão em uma bacia é a teoria do Hidrograma Unitário. Conceitualmente o Hidrograma Unitário (HU) é o hidrograma do escoamento direto, causado por uma chuva efetiva unitária, por isso o método é chamado de Hidrograma Unitário (PAZ, 2004).

A teoria do hidrograma unitário considera que a precipitação efetiva e unitária tem intensidade constante ao longo de sua duração e distribui-se uniformemente sobre toda a área de drenagem (TOMAZ, 2013). Adicionalmente, considera-se que a bacia hidrográfica tem um comportamento linear. Isso significa que podem ser aplicados os princípios da proporcionalidade: o hidrograma gerado é diretamente proporcional ao pulso de chuva que o origina; e superposição: efeitos de hidrogramas unitários podem ser somados. Assim, com a teoria do hidrograma unitário é possível calcular a resposta da bacia a eventos de chuva diferentes, considerando que a resposta é uma soma das respostas individuais.

O Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular (HUT), que foi também proposto pelo SCS, permite estabelecer um hidrograma para uma bacia sem dados de vazão, o que é a regra em drenagem urbana com somente a informação do tempo de concentração, residindo na sua simplicidade, a sua popularidade. Ele se baseia em características da bacia como tempo de concentração, tempo de pico, tempo de base e vazão de pico (COLLISCHONN; TASSI, 2008).

O HUT foi obtido a partir da análise de muitas bacias nos EUA, que mostrou que o hidrograma unitário de uma bacia pode ser aproximado por um hidrograma unitário de forma triangular (Figura 4). Neste hidrograma, o tempo de pico do hidrograma (t_p) é estimado como 60% do tempo de concentração. Assim, o tempo de subida do hidrograma (T_p) é estimado como o tempo de pico mais a metade da duração do evento de chuva (D). Com isso, estima-se o tempo de descida do hidrograma como 167% do tempo de subida.

Figura 4 – Hidrograma unitário triangular.



Fonte: Adaptado de Collischonn e Tassi (2008).

A vazão de pico do Hidrograma Unitário Triangular (Q_p em m³.s^{-1}.mm^{-1} de chuva efetiva) é obtida pela Equação (2.11).

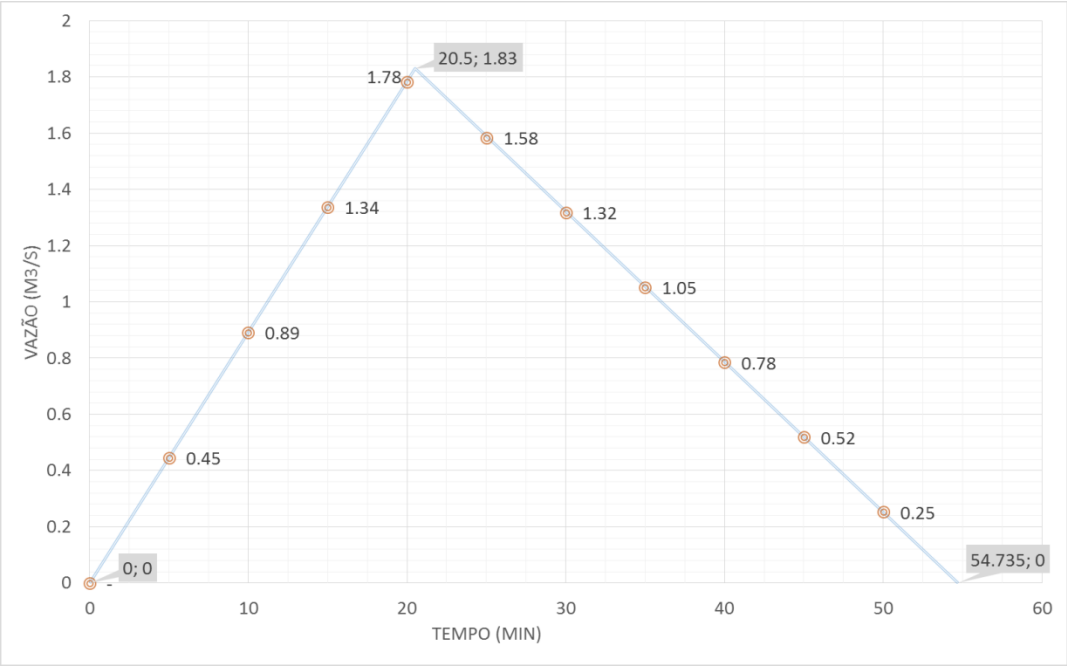
$$q_p = \frac{0{,}208 \cdot A}{T_p} \tag{2.11}$$

Em que A a área da bacia (km²) e T_p o tempo de subida em horas. A Figura 5 é um exemplo de hidrograma unitário triangular.

Ressalta-se que a vazão é obtida para cada milímetro de precipitação efetiva, já que, como supõe seu nome, esse hidrograma é unitário. Para obter o hidrograma para uma precipitação “x” vezes maior, basta multiplicar a vazão de pico por “x”.

Para estimar o hidrograma resultante de um evento que possui vários intervalos de tempo se utiliza o conceito de convolução. Na convolução, além da proporcionalidade citada anteriormente, se considera que o hidrograma resultante do evento é o hidrograma obtido pela soma dos efeitos em cada pulso ou intervalo de tempo.

Figura 5 – Exemplo de um hidrograma unitário gerado pelo método HUT-SCS.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 6 ilustra o processo de convolução com o hidrograma final, como resultado. Este hidrograma é o escoamento gerado pela precipitação efetiva gerada sendo que é para esta vazão que as estruturas hidráulicas devem ser dimensionadas, ou seja, para a vazão de pico do hidrograma resultante.

A convolução consiste no somatório do produto da chuva efetiva por uma ordenada do hidrograma unitário discreto. O processo de convolução é descrito pelas equações 2.12 e 2.13:

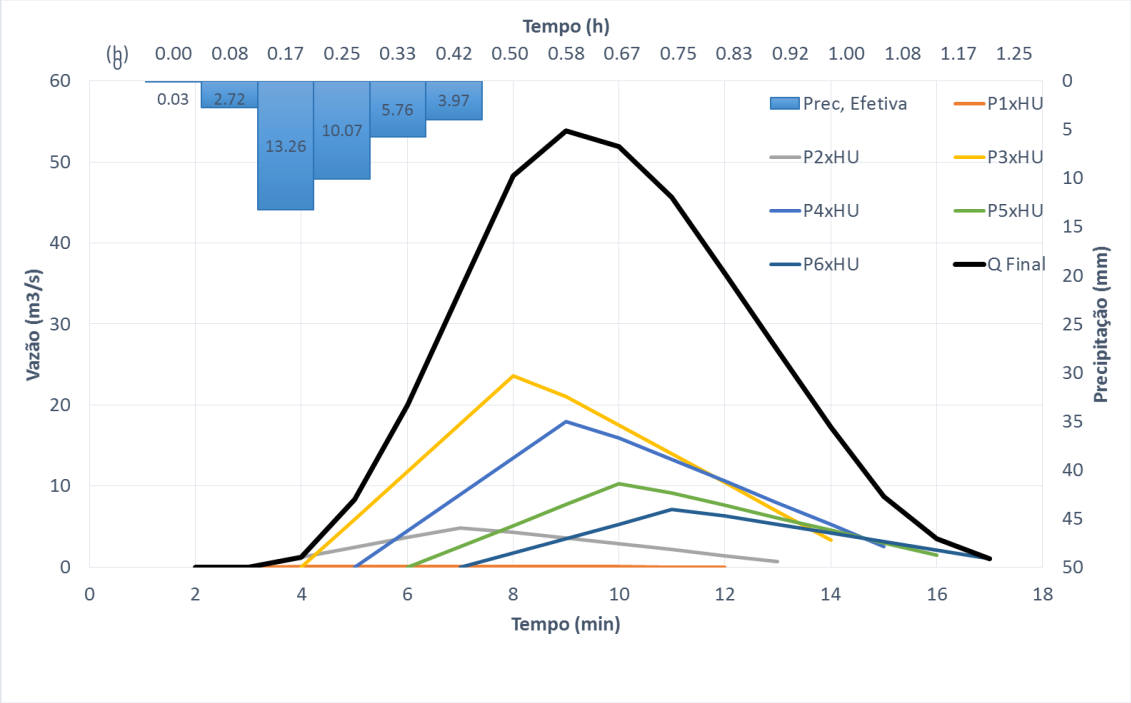
$$Q_t = \sum_{i=1}^{t} P_i \cdot h_{t-i+1} \qquad \text{Para t} < \text{k} \qquad (2.12)$$

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^{t} P_i \cdot h_{t-i+1} \qquad \text{Para t} \geq \text{k} \qquad (2.13)$$

Em que Q_t é a vazão do escoamento superficial no tempo t; h a vazão por unidade de chuva efetiva do HU; P_i a precipitação efetiva do bloco i; k o número de

ordenadas do hidrograma unitário, obtido pela equação $k = n - m + 1$; m o número de pulsos de precipitação e n o número de valores de vazão do hidrograma (COLLISCHONN; TASSI, 2008).

Figura 6 – Exemplo de hidrograma resultante da convolução do HUT-SCS.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As limitações do HU para estimativa do escoamento superficial são as seguintes: (a) representação linear do escoamento superficial que tem um comportamento não-linear; (b) distribuição uniforme da precipitação dentro do intervalo de tempo; (c) distribuição espacial uniforme da precipitação; (d) erros nos métodos de separação do escoamento superficial e subterrâneo geram valores hidrológicos para a determinação do HU. Estas limitações se traduzem em HU diferentes, de acordo com cada evento (TUCCI, 2003).

Dessa forma, alguns autores propuseram alterações aos parâmetros do método para diferentes locais. Wanielista, M., Kersten, R e Eaglin, R. (1997) e Porto (1995) indicaram os parâmetros da Tabela 3 para diferentes situações.

Tabela 3 – Parâmetros adotados para alguns hidrogramas triangulares.

Descrição	Fator de decaimento	Fator de redução do pico
Método racional	1.00	1.00
Áreas urbanas (decliv. grande)	1.25	0.89
Método do SCS	1.67	0.75
Uso misto (rural/urbano)	2.25	0.62
Área rural ondulada	3.33	0.48
Área rural (decliv. pequena)	5.50	0.31
Área rural (decliv. muito peq.)	12.0	0.16

Fonte: Adaptado de Porto (1995).

Diaz e Tucci (1987) e Tucci (2003) utilizaram dados de algumas bacias brasileiras e desenvolveram equações de regressão para os parâmetros de vazão de pico e do tempo de pico e outros tempos relacionados com o HU. O referido estudo classificou as equações de regressão em quatro grupos, de acordo com a área impermeável e a área de drenagem. Esta classificação baseava-se na hipótese de que bacias rurais (pequena área impermeável) e com área de drenagem muito grande poderiam alterar e criar tendenciosidade na estimativa dos parâmetros.

Mesmo com essas considerações, a forma mais comum do HUT continua sendo na sua forma inicial, o que pode conduzir a erros na estimativa de vazões.

2.2.8 Propagação em canais ou condutos

Dentre os modelos de simulação de escoamento em galerias, canais e condutos em geral existentes, dois deles são relevantes para os fins deste trabalho:

- Modelo do tipo armazenamento: considera basicamente os efeitos de armazenamento no conduto ou canal, transladando as ondas de cheias. Não considera efeitos de remanso no escoamento. Este tipo de modelo é útil para representar o escoamento de projeto, onde geralmente é definida a capacidade dos condutos, ou a primeira verificação da capacidade de escoamento no sistema de drenagem existente. O

modelo deste tipo mais utilizado na prática é o de Muskingun-Cunge (TUCCI, 2005).

- Modelo hidrodinâmico: o modelo hidrodinâmico pode trabalhar à superfície livre ou considerar as condições de pressão dentro dos condutos. Este último considera todos os efeitos do escoamento dentro dos condutos como refluxo, remanso, ressalto, escoamento supercrítico e o escoamento sob-pressão de gradientes de pressão moderados (TUCCI, 2005).

Os modelos de propagação e suas características são descritos a seguir.

2.2.8.1 *Modelo Muskingun-Cunge*

O modelo Muskingun é revisado neste trabalho conforme apresentado em Tucci (1998).

O autor cita que derivando-se a equação de armazenamento (Equação 2.14) em relação ao tempo, e, substituindo-a na equação da continuidade, resulta em uma equação diferencial cuja discretização por diferenças finitas resulta na Equação 2.15.

$$S = K \cdot [X \cdot I + (1 - X) \cdot Q] \tag{2.14}$$

$$Q_{t+1} = C_1 \cdot I_{t+1} + C_2 \cdot I_t + C_3 \cdot Q_t \tag{2.15}$$

Em que S é o armazenamento, K é um coeficiente do modelo, I é a vazão de entrada, Q é a vazão de saída e X é um fator de ponderação das vazões. Os coeficientes $C_1,\ C_2\ e\ C_3$ podem ser calculados com as seguintes Equações (2.16, 2.17 e 2.18).

$$C_1 = \frac{-K \cdot X + \frac{\Delta t}{2}}{K \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} \tag{2.16}$$

$$C_2 = \frac{K \cdot X + \frac{\Delta t}{2}}{K \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} \tag{2.17}$$

$$C_3 = \frac{K \cdot (1 - X) - \frac{\Delta t}{2}}{K \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} \tag{2.18}$$

Cunge (1969) estimou os parâmetros do modelo Muskingun utilizando considerações do termo de difusão numérico e real, obtendo a Equação 2.19:

$$X = 0{,}5 \cdot (1 - \frac{Qref}{B \cdot S_o \cdot Cel \cdot \Delta x}) \tag{2.19}$$

Em que B é a base do canal; S_o é a declividade; Δx é o comprimento do trecho; $Qref$ é a vazão de referência para determinação dos parâmetros (normalmente 2/3 da vazão máxima) e; Cel é a celeridade da onda, determinada conforme a Equação 2.20.

$$Cel = \frac{5}{3} \cdot \frac{{S_o}^{0,3} \cdot {Q_{ref}}^{0,4}}{n^{0,6} \cdot B^{0,4}} \tag{2.20}$$

Em que n é o coeficiente de rugosidade de Manning.

O parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço. Seu intervalo de variação é descrito pela Equação 2.21:

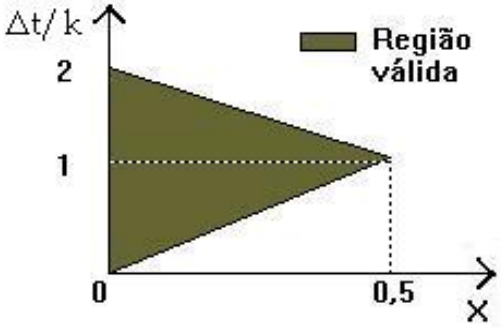
$$0 \leq X \leq 0{,}5 \tag{2.21}$$

Já o parâmetro K tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho e é determinado segundo a Equação 2.22:

$$K = \frac{\Delta x}{co} \tag{2.22}$$

Sendo que o intervalo de validade é dado por $2K \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2 \cdot (1 - X)$ e a Figura 7 mostra a região de validade dos parâmetros.

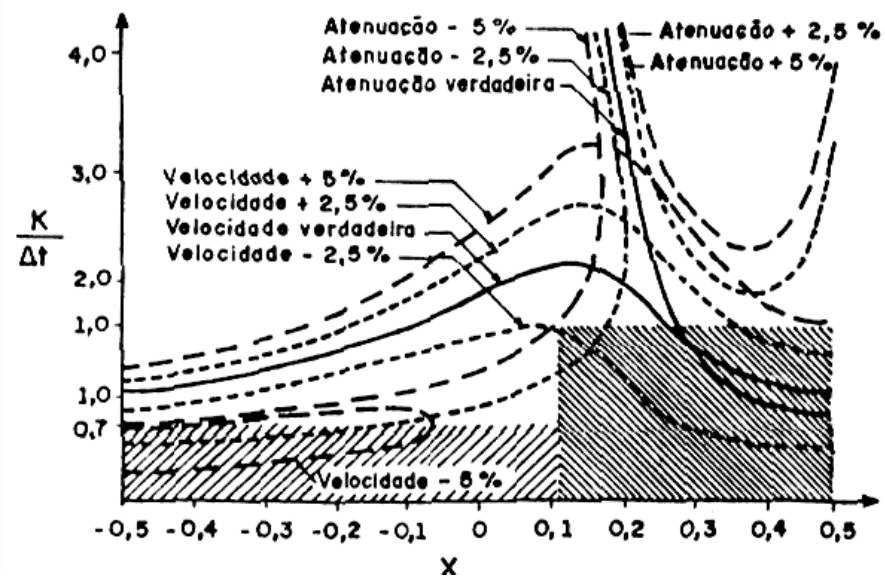
Figura 7 – Validade dos parâmetros do modelo.



Fonte: Adaptado de Tucci (1998).

Jones (1981) demonstrou que a difusão numérica afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo em que a atenua. Também analisou a solução numérica da equação de difusão, com base no esquema utilizado pelo método Muskingun, definindo os erros envolvidos na discretização. Na Figura 8 são apresentadas as isolinhas do erro numérico na atenuação e na velocidade para diferentes valores de X e K/Δt. Nesta figura, no intervalo de X entre 0,2 e 0,5 pode-se ajustar uma curva que atenua as duas funções dentro da margem de 2,5% de erro.

Figura 8 – Curva de precisão do modelo.



Fonte: Adaptado de Jones (1981).

Observando as equações 2.16, 2.17 e 2.18, os coeficientes C1 e C3 podem ficar negativos de acordo com os valores dos parâmetros. C1 é negativo quando o Δt/K é menor que $2K$, ou seja, a distância entre as seções é muito grande produzindo um valor alto de K, sendo necessário subdividir o trecho para evitar vazões negativas, o que reduzirá o valor de K para cada subtrecho. Quando C3 é negativo, Δt / K é maior do que $2 \cdot (1 - X)$, indicando que o intervalo de tempo é muito grande, o que também pode produzir valores negativos nas vazões, portanto é recomendável que o intervalo de tempo seja reduzido (TUCCI, 1998).

2.2.8.2 *Modelo hidrodinâmico*

O escoamento numa área urbana pode ser considerado como resultante de diversos componentes, dois dos quais são de grande destaque, o que se desenvolve na superfície da bacia e o que está ligado à Rede de Drenagem de Águas Pluviais (RDAP). No primeiro, utilizam-se métodos de transformação precipitação-vazão e propagação do escoamento superficial. No segundo, os modelos de rede de condutos.

Sendo simples ou complexos, os modelos de redes de condutos desempenham grande papel no projeto e melhoramento das RDAPs, pois os resultados advindos de sua aplicação podem ser largamente utilizados para o planejamento, projeto e propósitos operacionais, e sua escolha depende de inúmeros fatores como, por exemplo, o desejo de se representar os fenômenos físicos ou não, adquirir mais consistência ou precisão nos resultados, aplicabilidade e outros que consigam fornecer ganhos significativos (JI, 1998; NEVES, 2000).

Dentre estes modelos, os hidrodinâmicos são os mais sofisticados, pois utilizam as equações completas de Saint Venant que levam em consideração os principais elementos governantes do fluxo unidimensional (TUCCI, 2005). Esta formulação é necessária quando se deseja uma simulação precisa, contudo, processar os fenômenos em sofisticados modelos não necessariamente significa melhorar a precisão; a vantagem está na avaliação da performance de componentes propostos de um sistema. De uma forma ou de outra, os modelos computacionais sofisticados permitem uma análise mais completa e dão resultados mais realistas (SNOWLING; KRAMER, 2001).

Os modelos hidrodinâmicos em geral podem representar o sistema de redes de drenagem e contemplam todos os efeitos de remanso. As equações de fluxo são

resolvidas por esquemas implícitos de diferenças finitas. As estruturas especiais que aparecem numa rede de drenagem são representadas, geralmente, de forma simplificada, mas contemplando todos os efeitos importantes que elas provocam. Como esses modelos tratam todos os processos principais envolvidos, permitem analisar modificações e levar em conta efeitos de jusante, que outros métodos não têm condições de representar, e podem ser tão rápidos quanto os outros métodos (TUCCI, 2005).

Atualmente, tanto na macrodrenagem como na microdrenagem, os modelos hidrodinâmicos estão assumindo papel de destaque. Ao passo que sua sofisticação aumenta, também aumenta o suporte tecnológico e vice-versa.

Existem softwares disponibilizados gratuitamente que utilizam modelagem hidrodinâmica, como por exemplo o SWMM (Storm Water Management Model) e HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center).

2.3 PACOTES COMPUTACIONAIS PARA MODELAGEM DE DRENAGEM URBANA

O processo de modelagem, atualmente, apresenta uma ampla variedade de metodologias à disposição. Todavia, é necessário conhecê-las a fim de determinar qual o método mais apropriado para determinada aplicação, visto que a consistência dos resultados obtidos está diretamente ligada ao método utilizado, o que justifica a importância de estudos comparativos acerca dos métodos existentes.

No âmbito nacional e internacional existem inúmeras opções disponíveis, porém nesse trabalho somente serão descritos na sequencia os especificamente utilizados nas modelagens.

2.3.1 SWMM

Sob responsabilidade da Environmental Protection Agency, o modelo hidrodinâmico Storm Water Management Model (SWMM) ganhou notoriedade em função da sua flexibilidade e confiabilidade. Ele determina a quantidade do escoamento gerado em cada sub-bacia, além da vazão e da profundidade do fluxo, a qualidade da água em cada tubulação ou canal, durante o período de simulação,

compreendendo vários módulos de avaliação em eventos discretos ou contínuos (SHINMA, 2011; SHINMA, 2015; COLLODEL, 2009).

O SWMM geralmente é aplicado na avaliação de sistemas de drenagem para controle de inundações, percepção dos problemas de controle de inundação e qualidade de água, fontes de geração dos poluentes para estudos de redução, geração de poluição difusa para estudos de lançamento de efluentes (COLLODEL, 2009).

Os parâmetros e variáveis físicas, essenciais no processo de modelagem, são manipulados em módulos (escoamento superficial, infiltração, degelo, águas subterrâneas, transporte hidráulico, alagamento e qualidade da água), que trabalham de maneira conjunta ou independente. Os resultados obtidos em um determinado módulo serve de entrada para o módulo que o sucede no contexto hierárquico do programa. Não há a necessidade de que todos os módulos existentes sejam utilizados em um determinado processo de modelagem, desde que o programa seja informado dos parâmetros e das variáveis requeridas para que a simulação seja efetivada.

2.3.1.1 *Módulo de escoamento superficial*

Geralmente a chuva, a neve e os poluentes são inseridos no módulo de superfície do solo, podendo representar a bacia de maneira concentrada (bacia única) ou discreta (conjunto de sub-bacias), comportando-se como reservatórios não lineares (SWMM, 2012). Esse módulo é capaz de computar o escoamento mediante a combinação das equações de Manning e da continuidade, utilizando Newton-Raphson para solucionar a equação diferencial não linear (GARCIA; PAIVA, 2006; COLLODEL, 2009).

O fluxo de água é então segmentado e enviado para módulos específicos. No caso da água infiltrada, o fluxo é direcionado para o módulo de águas subterrâneas, já o escoamento superficial e o carreamento de poluentes são enviados para o módulo de transporte, assim também como parte da água resultante da interação com o fluxo subterrâneo (SWMM, 2012).

2.3.1.2 *Módulo de infiltração*

O SWMM permite considerar a infiltração da água da chuva no solo não saturado mediante Horton, Green-Ampt ou SCS. Os parâmetros de entrada necessários para suas aplicações mudam conforme o método escolhido.

No caso de Horton, como ele possui uma base empírica resultante de observações que mostram a infiltração decrescendo exponencialmente desde um valor máximo até um valor mínimo ao longo do tempo, utiliza-se como parâmetros de entrada as taxas de infiltração máxima e mínima, o coeficiente de decaimento e o tempo de secagem do solo saturado (SWMM, 2012).

No caso de Green-Ampt, como ele considera a frente de umedecimento de uma dada coluna de solo que possui camadas com diferentes níveis de umidade, utiliza-se como parâmetros de entrada o déficit inicial de umidade, a condutividade hidráulica e o potencial matricial na frente de umedecimento da coluna de solo (SWMM, 2012).

No caso do SCS, como é uma aproximação obtida através do CN, parte-se da premissa de que a capacidade total de infiltração do solo é minimizada ao longo da chuva acumulada e da capacidade de infiltração remanescente (SWMM, 2012).

Outro recurso disponível nesse módulo é a possibilidade de fixar a taxa de recuperação de infiltração numa base mensal, visando contabilizar a variabilidade sazonal da taxa de evaporação dos níveis das águas subterrâneas (SWMM, 2012).

2.3.1.3 *Módulo de águas subterrâneas*

O SWMM realiza um balanço de massa a partir dos fluxos de água num dado instante de tempo, atualizando os volumes acumulados de maneira que seja possível calcular a lâmina d'água da zona saturada e a umidade da zona não saturada no próximo passo temporal (SWMM, 2012).

2.3.1.4 *Módulo de degelo*

O SWMM calcula o volume da neve acumulada na sub-bacia, o degelo resultante do balanço de energia, a redistribuição da neve devido à taxa de redução da área coberta por neve e a remoção mecânica. Assim, o fluxo de água resultante do degelo é tratado como chuvas adicionais na sub-bacia (SWMM, 2012).

2.3.1.5 *Módulo de transporte hidráulico*

No módulo de transporte ocorre a representação dos elementos de transporte, através de canais, tubulações, bombas, elementos de regulação, e também ocorre a consideração de unidades de armazenamento e tratamento. Além disso, o fluxo de entrada do módulo de transporte, também pode advir de hidrogramas definidos pelo usuário (SWMM, 2012).

A propagação do escoamento pode ser realizada utilizando um dos três modelos hidráulicos disponíveis: fluxo de regime uniforme, onda cinemática ou onda dinâmica, descritas a seguir conforme SWMM (2012).

O fluxo de regime uniforme representa a forma mais simples de propagação do escoamento, pois considera escoamento uniforme e permanente em cada intervalo de tempo, utilizando a equação de Manning para relacionar a vazão com a área e profundidade de escoamento no conduto. Assim como essa metodologia é incapaz de modelar alguns fenômenos de maior complexidade como ressaltos hidráulicos, efeitos de remanso e fluxo pressurizado ela também é incapaz de simular fenômenos de menor complexidade como alterações nos hidrogramas (amortecimentos e atrasos), sendo desse modo, somente adequada para análises preliminares.

Na onda cinemática são resolvidas as equações de continuidade juntamente com uma simplificação da equação de quantidade de movimento em cada conduto, permitindo a observação de amortecimentos e defasagens de hidrogramas, contudo, ela também é incapaz de simular os fenômenos de maior complexidade como os citados anteriormente.

O modelo de transporte da onda dinâmica por sua vez apresenta maior robustez uma vez que resolve as equações completas unidimensionais de Saint-Venant, sendo o modelo de propagação de escoamento utilizado nas simulações deste trabalho por gerar resultados mais acurados. O modelo opera calculando simultaneamente os níveis de água nos nós e as vazões nos condutos por meio da aplicação da equação da continuidade e da quantidade de movimento nos condutos e da equação da continuidade dos volumes nos nós.

Ele é capaz de simular os fenômenos hidráulicos de maior complexidade como armazenamento nos condutos, ressaltos hidráulico, perdas nas entradas e saídas dos condutos, remansos e fluxos pressurizados, podendo assim ser aplicado em qualquer tipo de traçado de redes de drenagem, principalmente àqueles em que há presença

de estruturas hidráulicas de regulação como orifícios e vertedores em que há interesse por parte do usuário na simulações de ressaltos hidráulicos.

2.3.1.6 *Módulo de tratamento de alagamento.*

No SWMM, quando a vazão excede a capacidade máxima à jusante, é armazenado o excesso do volume na parte superior do nó, com área superficial constante, gerando uma carga suplementar (SWMM, 2012). Isso pode ser considerado um alagamento local que retorna ao sistema assim que sua capacidade permitir.

Além do mais, o excesso de água na superfície ou inundação pode ser representada de forma explícita, de maneira que o volume de água excedente pode ser direcionado para estradas com pontes, travessias por cima de bueiros, planícies, ruas, becos, depressões do terreno e vias superficiais que conduzem a água até outro dispositivo do sistema (SWMM, 2012).

2.3.1.7 *Módulo de qualidade de água*

O modelo de qualidade da água em conduto é aplicado considerando que o dispositivo comporta-se como um tanque de mistura com fluxo permanente. Integrando a equação de conservação de massa com valores médios de vazão e volume de água no passo de tempo, obtém-se a concentração de componente no final do conduto (SWMM, 2012).

Em nós que caracterizam como unidades de armazenamento, a metodologia utilizada para modelar a qualidade da água é a mesma empregada para os cálculos em condutos. Para nós sem volume, a qualidade é modelada pela concentração das misturas (SWMM, 2012).

2.3.2 Variantes do modelo SWMM – softwares similares

Alguns softwares comerciais realizaram adaptações no algoritmo do SWMM ou o integraram a uma plataforma em GIS ou CAD buscando melhorar a capacidade do banco de dados ou a visualização dos resultados gerados. Entre esses programas O PC-SWMM (Personalized Computer Storm Water Management Model) é um software

comercial adaptado a partir do EPA SWMM, desenvolvido pela empresa canadense Computational Hydraulics International (CHI <http://www.chiwater.com>). Ele contém um pacote completo para a modelagem hidrodinâmica e o dimensionamento de sistemas de drenagem urbana associado a um sistema SIG. Entre suas funcionalidades pode-se citar a criação de diferentes cenários para o estudo de precipitações críticas sobre uma bacia urbana a fim de auxiliar na elaboração de planos de gerenciamento de drenagem urbana.

Outro modelo computacional baseado no EPA SWMM e também voltado para a análise e modelagem hidrodinâmica das redes de drenagem urbanas é o software comercial XP-SWMM (Stormwater & Wastewater Management Model for Expert), desenvolvido pela XP Software, Inc. <http://www.xpsoftware.com>.

O software comercial UFC8 é uma opção nacional para o dimensionamento de redes de drenagem urbana desenvolvido pelo Laboratório de Estudos em Hidráulica Computacional da Universidade Federal do Ceará. Nele são realizados cálculos hidráulicos, voltados para o dimensionamento de galerias pluviais e o respectivo traçado da rede de drenagem com uma interface em AutoCAD® (GUIMARÃES, 2009). Umas das possibilidades do programa é obter um arquivo de entrada para o SWMM para o cálculo das vazões de pico no dimensionamento dos condutos.

2.3.3 IPHS1

Sendo uma ferramenta matemática criada para representar o ciclo hidrológico, os modelos hidrológicos vêm sendo utilizados com o propósito de buscar respostas para as variadas situações de uma bacia hidrográfica, de modo que isso propiciou a criação de diversos modelos (TUCCI, 1998). Apesar do notável desempenho do IPHS1 por apresentar bons resultados de chuva-vazão para médias e grandes bacias (TASSI et al., 2004a,b) nos últimos anos não tem recebido atualizações. Por ser o modelos utilizado no trabalho de Allasia e Villanueva (2007), ele é descrito na sequência.

O IPHS1 é um modelo que começou a ser desenvolvido na década de 1980 pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Ele foi escrito em Fortran e possui uma interface desenvolvida em Delphi (TASSI et al., 2004a).

O IPHS1 é um software modulado e criado para fins didáticos, possibilitando ao usuário escolher a combinação de algoritmos existentes na literatura, de maneira que ele elabore seu próprio modelo. Este software tem seu código de fonte aberto, sendo estruturado em “operações hidrológicas”, oferecendo as seguintes opções: escoamentos em rios; propagação em reservatórios; transformação precipitação-vazão na bacia; entrada de soma ou derivação de hidrogramas (TASSI et al., 2004b).

O IPHS1 foi utilizado em inúmeras pesquisas (PINHEIRO; DESCHAMPS, 2008; MAHUNGUANA, 2014; CRUZ, 2004; SOUZA, 2012; MARTINS, 2015; SILVA, 2006; SOUZA et al., 2010; SOUZA et al., 2008; BOLDRIN, 2005; VENDRAME; LOPES, 2005; BARROS et al., 2007; MATTOS; OHNUMA, 2011) e aplicações técnicas, como os Planos Diretores de Drenagem Urbana de Caxias do Sul, Porto Alegre, Teresina, Manaus, Campo Grande e Distrito Federal. Atualmente o IPHS1 deixou de ser atualizado, mas as suas rotinas continuam sendo utilizadas em ambiente acadêmicos e serviram de base para o desenvolvimento da rotina Hydrolib utilizada nesse trabalho.

2.3.4 Hydrolib e Modelo Hidrológico Ecotecnologias – (MHE)

A Hydrolib é uma biblioteca de funções hidrológicas escritas em Python que pode ser utilizadas para a estimativa de funções hidrológicas, permitindo um ambiente colaborativo para o desenvolvimento de modelos hidrológicos, sendo capaz de simular eventos de chuva-vazão pelo método SCS, propagação de escoamentos em canais pelo método de Muskingun-Cunge e dimensionamento de reservatórios pelo método de Puls (GELLER, 2015). A biblioteca pode ser chamada de quaisquer softwares que comporte bibliotecas na linguagem Python.

Na versão utilizada nessa dissertação é possível trabalhar com séries de precipitação observada e/ou fornecer os parâmetros da equação IDF para gerar uma série de precipitação desacumulada. Há somente um tipo de equação IDF habilitada nesta versão (equação 2.1 – item 2.2.2), no entanto, está preparada para incorporar novos tipos no futuro.

A biblioteca possui rotinas de ordenamento de séries pelo método dos blocos alternados, cálculo de precipitação efetiva utilizando o método SCS de separação do escoamento superficial; cálculo de tempo de concentração pela equação de Kirpich; cálculo de hidrograma unitário triangular sintético do SCS; convolução; plotagens para operações de chuva-vazão; cálculo e plotagens de cenários de chuva-vazão e

propagação de reservatórios pelo método de Puls. No Apêndice C encontra-se um quadro resumo das funções da biblioteca.

No entanto, para calcular as operações hidrológicas é necessário organizar e rearranjar as suas funções conforme a complexidade das simulações. Para isso, desenvolveu-se o Modelo Hidrológico Ecotecnologias – (MHE). O MHE, que também foi programado em Python, implementa a biblioteca Hydrolib para a realização de modelagens hidrológicas.

O modelo, utilizado nessa dissertação na versão 1.075 para as modelagens hidrológicas, possui uma interface gráfica simplificada, entretanto, os dados de entrada e operações hidrológicas a serem simuladas são escritos em um editor de texto simples, tal como o bloco de notas do Windows®, que deve ser selecionado pelo usuário ao executar o modelo. Ao final das simulações, o modelo MHE gera a saída de dados no mesmo diretório do arquivo de entrada, que é composta por arquivos de texto (formato “.ohy”) e caso solicitado pelo usuário, é capaz de gerar gráficos que facilitem a análise dos resultados por meio da utilização das funções de plotagem da biblioteca (formato “.png”).

2.4 DIMENSIONAMENTO AUTOMÁTICO DE REDES DE DRENAGEM URBANA.

O dimensionamento de drenagem urbana é um problema com duas partes, a primeira consiste na escolha do *layout* da rede e a segunda a otimização hidráulica de cada *layout* (tamanhos dos elementos, as profundidades de instalação e os declives são determinados para um determinado *layout*). Nesse trabalho foi avaliada a otimização hidráulica de um *layout* predeterminado, coincidente com o das redes existentes.

No dimensionamento hidráulico de redes de drenagem devem ser levadas algumas considerações que serão descritas a seguir com base em ALLASIA (2002), MENEZES FILHO e COSTA (2012) e DE VILLIERS, VAN ROOYEN, MIDDENDORF (2017). Na Tabela 4 se indicam as principais características que devem ser obedecidas no dimensionamento da drenagem urbana, e na sequencia se explicam as mesmas.

Tabela 4 – Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais.

Autor/ Instituição	Vmín (m/s)	Vmáx (m/s)	Tci (min)	Rm (m)	h/D	Tipo de escoamento
Tucci et al. (2004)	0,60	5,00	10[a]	1,00	1,00	Unif.
Azevedo Netto e Araújo (1998)	0,75	5,00	5	1,00	0,90 ou 1,00	Unif.
Wilken (1978)	0,75	3,50[e]	5 a 15	-	1,00	Unif.
Alcântara apud Azevedo Netto (1969)	1,00	4,00	7 a 15	-	0,70	Grad. Variado
Porto (1999)	Vméd = 4 a 6[b]		-	-	0,75	Unif.
Cirilo (2003)	0,60	4,50	-	-	h/D[c]	Unif.
Methods e Durrans[d] (2003)	0,60 a 0,90	4,50	-	0,90	0,85	Unif. e Grad. Variado
DAEE-CETESB (1980)	-	-	-	-	0,82	Unif.
Prefeitura Municipal 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.

[a] Valor citado, porém, segundo o autor pode estar superestimado, necessitando ser calculado em caso de dúvida
[b] Fonte: Curso de Canais, EE-UFMG, Dep. Engenharia Hidráulica, Edições Engenharia 58/77
[c] Valor não fixado
[d] Valores adotados pela ASCE (1992) – American Society of Civil Engineers
[e] Pode-se adotar até 6 m/s se for previsto revestimento adequado para o conduto
Vmín – velocidade mínima
Vmáx – velocidade máxima
Vméd – velocidade média
Tci – tempo de concentração inicial
Rm – recobrimento mínimo
h/D – relação altura-diâmetro

Fonte: Adaptado de MENEZES FILHO e COSTA (2012).

Além disso, podem-se destacar as seguintes características que influenciam na concepção e no dimensionamento de um *layout* de rede:

- Recobrimento: As profundidades mínimas de recobrimento protegem as tubulações das cargas, como as de veículos quando sob as ruas. Além disso, ela garante um desnível adequado para as conexões ao sistema,

em especial as domiciliares. Da mesma forma, a profundidade máxima da cobertura evita a falha da tubulação por cargas impostas pelo próprio solo e para evitar a escavação excessiva, especialmente quando as condições do solo são adversas;

- Velocidade de escoamento: As restrições de velocidade mínima e máxima são impostas nas vazões propagadas na rede. A velocidade mínima impede a deposição de partículas sólidas e a velocidade máxima é aplicada para evitar a erosão do material do tubo;
- Declividade: Uma declividade mínima é aplicada em todos os tubos para evitar a colocação incorreta durante a construção ou declives adversos resultantes do assentamento da tubulação. O requisito de inclinação mínima também garante que, durante as condições de vazões a seção plena, a velocidade mínima de escoamento seja atingida;
- Capacidade sobressalente necessária: Uma porcentagem de capacidade sobressalente é aplicada para garantir que o escoamento pressurizado não ocorra. A restrição tem o benefício adicional de fornecer uma margem de segurança se a entrada de água da chuva ocorrer durante os horários de pico de fluxo;
- Diâmetros disponíveis comercialmente: Os diâmetros só podem ser selecionados de um conjunto discreto de diâmetros comercialmente fabricados;
- Diâmetros de tubulações sempre progressivos: O diâmetro de um tubo só pode ser igual ou maior do que qualquer um dos tubos diretamente anteriores a ele. Isto serve para evitar possíveis bloqueios, represamento de águas residuais e aumento repentino nas velocidades de fluxo na rede;
- Profundidades do tubo progressivas: O tubo de saída de qualquer poço de visita não pode ser colocado acima do tubo de entrada mais profundo. Isso evita o represamento permanente da água residual e a deposição sólida no PV.

Seguindo essas recomendações, vários softwares implementaram soluções de dimensionamento automáticas das redes, como por exemplo em Allasia e Villanueva, 2007. Nesse caso, como a modelagem foi realizada conforme a metodologia de

Muskingun-Cunge (item 2.2.8.1), as condições para o dimensionamento da rede de drenagem eram ditadas por condições exclusivamente de montante. Dessa forma, no dimensionamento desse trabalho, caso a rede existente não fossem suficiente para escoar as vazões, o sistema automaticamente escolhia o diâmetro comercial seguinte, até o diâmetro de 1,50m. A partir desse diâmetro eram escolhidas galerias retangulares, com seções variando de 5 em 5 cm. As galerias eram aumentadas em todas as dimensões até atingir a profundidade máxima de escavação, aumentando a partir desse momento de forma horizontal unicamente (Allasia, 2002).

De acordo com Rossmann (2007) no SWMM 4, quando utilizada propagação por onda cinemática foi utilizada uma solução muito semelhante. De acordo com o próprio Rossmann (2007) esse tipo de soluções não podem ser consideradas otimizadas uma vez que não são levadas em consideração eventuais alterações da declividade da tubulação.

Nesse sentido, DE VILLIERS, VAN ROOYEN, MIDDENDORF (2017) propuseram uma metodologia de dimensionamento de redes de esgoto sanitário onde escolhida a mínima declividade que satisfaça os critérios de velocidade, recobrimento, e a própria declividade mínima exigida, procura-se o diâmetro comercial imediatamente superior.

O software IPHdren (Siqueira, 2012), por sua vez, faz o dimensionamento da microdrenagem pluvial como um *plugin* do Autocad. O algoritmo de cálculo foi desenvolvido com base nas etapas necessárias ao dimensionamento, resultando na seleção de diâmetros e na determinação de cotas de fundo (declividades) para as tubulações. De forma similar trabalham os softwares Hydraflow Hydrographs (Autodesk, 2017), Stormwater Studio (Hydrology Studio, 2019), HydroCAD (HydroCAD, 2019), e StormCAD (Bentley, 2019).

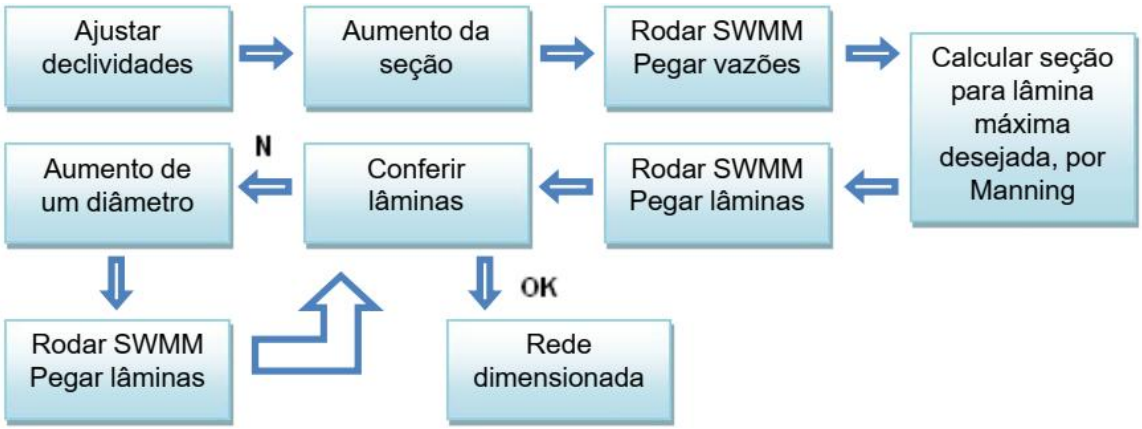
No entanto, nenhuma dessas soluções utilizou modelos hidrodinâmicos para o dimensionamento, uma vez que nesse caso, o dimensionamento de uma determinada seção é influenciado tanto por fenômenos a montante como jusante. Uma solução de compromisso foi proposta por Cruz (2004) que otimizou o dimensionamento de redes de drenagem urbana com reservatórios de detenção. A otimização foi realizada sobre o modelo IPHS1, trabalhando com propagação pelo algoritmo de Muskingun-Cunge e simulando os reservatórios através de Puls. O algoritmo otimizou o custo da rede simulada no IPHS1 de forma similar à Allasia (2002) e posteriormente a solução foi verificada no modelo SWMM. Caso detectada alguma diferença significativa entre os

resultados obtidos na solução sem os modelos hidrodinâmicos, pode-se reiniciar o processo de solução com as devidas correções. Isso normalmente não acontece uma vez que, segundo Cruz (2004), a tendência é que os modelos hidrológicos sejam conservadores com relação aos modelos que consideram o sistema pressurizado.

O modelo UFC8 (GUIMARÃES, 2009) se apresenta como uma interface elaborada entre Autocad e SWMM, uma vez que opera dentro do Autocad e faz chamadas ao SWMM. No entanto vai além de uma simples interface já que permite a estimativa da chuva de projeto, por exemplo a partir de Torrico (1974) e o dimensionamento da microdrenagem. Com esses dados, por sua vez, a macrodrenagem é simulada no SWMM.

O modelo permite ainda o dimensionamento automático de redes de macrodrenagem urbana utilizando um modelo hidrodinâmico conforme o esquema da Figura 9.

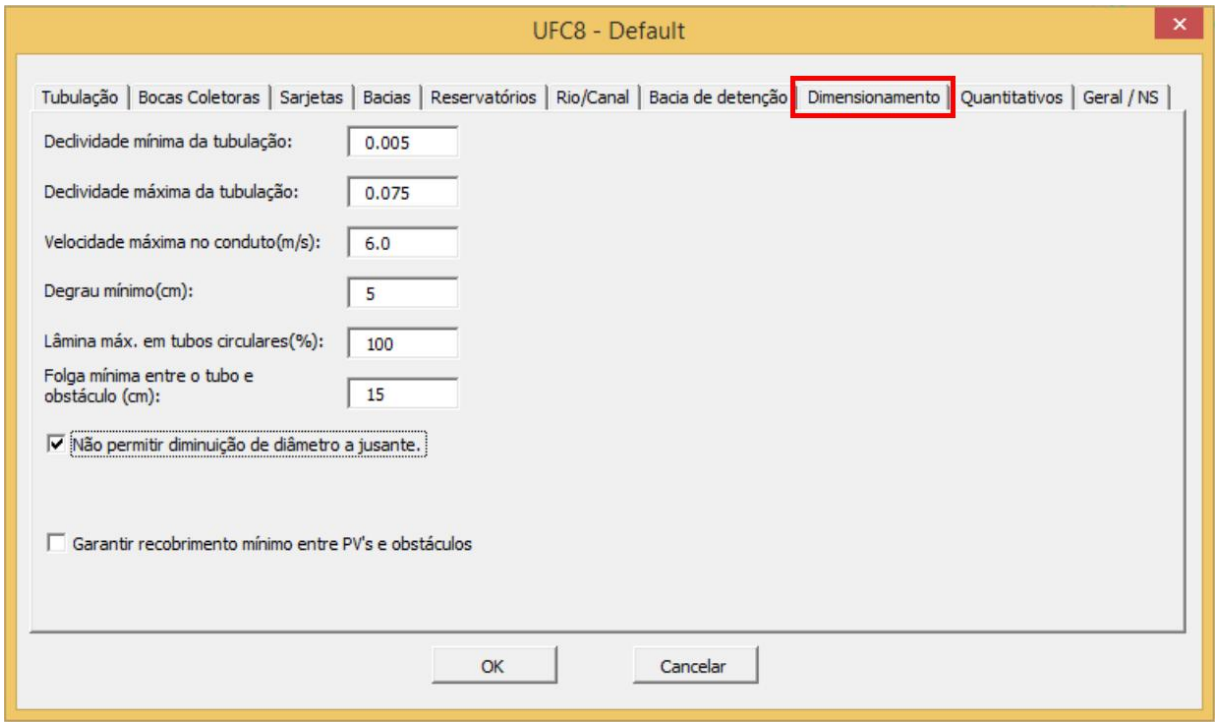
Figura 9 – Esquema de dimensionamento de tubulações no UFC8.



Fonte: BEZERRA e CASTRO (2009).

Inicialmente, o usuário deve editar os parâmetros de dimensionamento como: declividade mínima e máxima da tubulação, velocidade mínima e máxima no conduto, entre outros (Figura 10).

Figura 10 – Tela de definição dos parâmetros a ser observados no dimensionamento através do modelo UFC8.



Fonte: Adaptado de LAHC (2019).

Na sequência, e conforme indicado no manual do UFC8, o modelo faz chamadas iterativas ao modelo SWMM, e com base em um pré-dimensionamento através de Manning, ajustam-se as seções e declividades simuladas. Lamentavelmente não foram obtida uma documentação específica ou fluxograma de como o UFC8 escolhe como é realizado o dimensionamento em cada iteração, nem como o modelo lida com situações como altas/baixas velocidades em cada caso, que requerem alterações nos poços de visita.

Versões comerciais do SWMM, como o PCSWMM (CHI <http://www.chiwater.com>) permitem o dimensionamento automático de redes. No caso do PCSWMM é requerida uma primeira aproximação em que todos os condutos devem obrigatoriamente serem superdimensionados. Na sequência, através de uma interface gráfica, são ajustadas as dimensões e o sistema é simulado novamente para verificar possíveis efeitos ao longo da rede pela seleção das dimensões num local determinado (PCSWMM, 2011).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

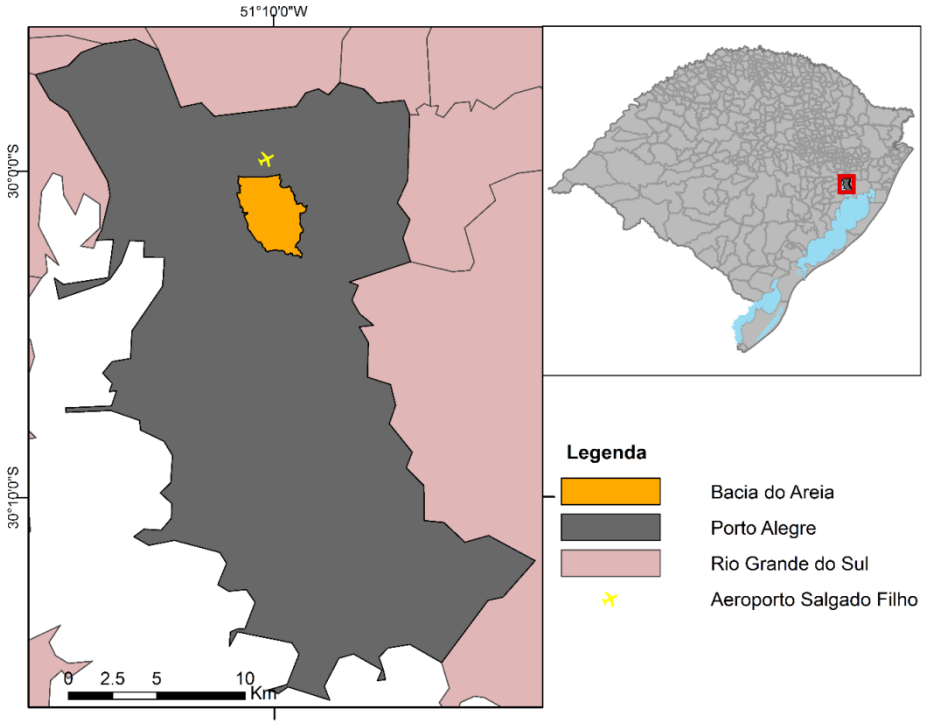
3.1 ÁREA DE ESTUDO

3.1.1 Descrição geral da área de estudo

Neste trabalho adotou-se como área de estudo uma bacia hipotética, desenvolvida com base nos dados da bacia do Arroio da Areia, localizada na zona norte da cidade de Porto Alegre, RS (Figura 11). A bacia ocupa uma área de 12,1 km², sendo limitada ao norte pelo pôlder do aeroporto Salgado Filho.

A escolha da bacia é justificada pela presença de problemas críticos de escoamento pluvial, com histórico de inundações. Além disso, a bacia está inserida no Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (PDDrU), com diversos estudos já existentes no âmbito da drenagem urbana, possibilitando assim a simulação de cenários com dados reais e a comparação de resultados.

Figura 11 – Localização da área de estudo.

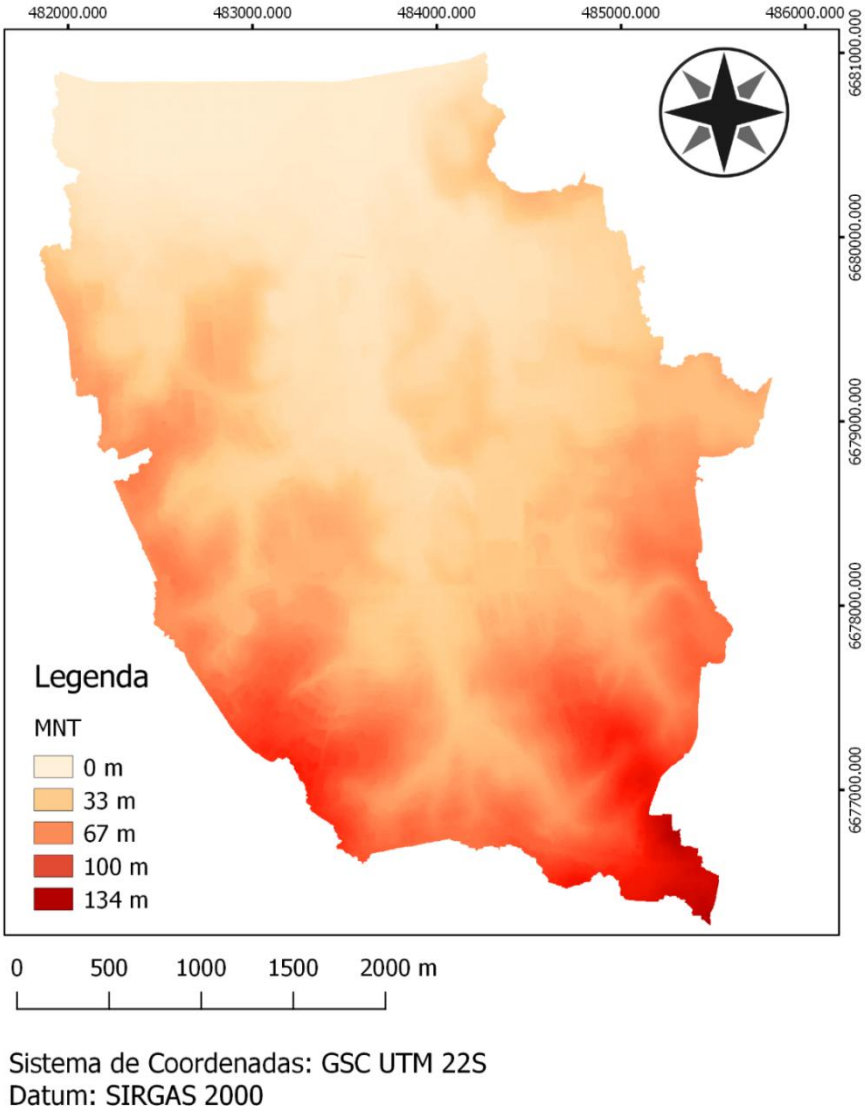


Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

3.1.2 Relevo

De acordo com as características altimétricas da bacia, o relevo pode ser classificado em três padrões predominantes: na região de montante predominam morros baixos, em sua zona intermediária colinas, e a jusante tem-se uma planície fluviolacustre. A Figura 12 ilustra as características altimétricas da bacia hidrográfica, sua delimitação e o mapa altimétrico foram gerados a partir do Modelo Digital Do Terreno (MDT) de resolução de 1 m, fornecido pelo DEP/POA.

Figura 12 – Mapa altimétrico da bacia.

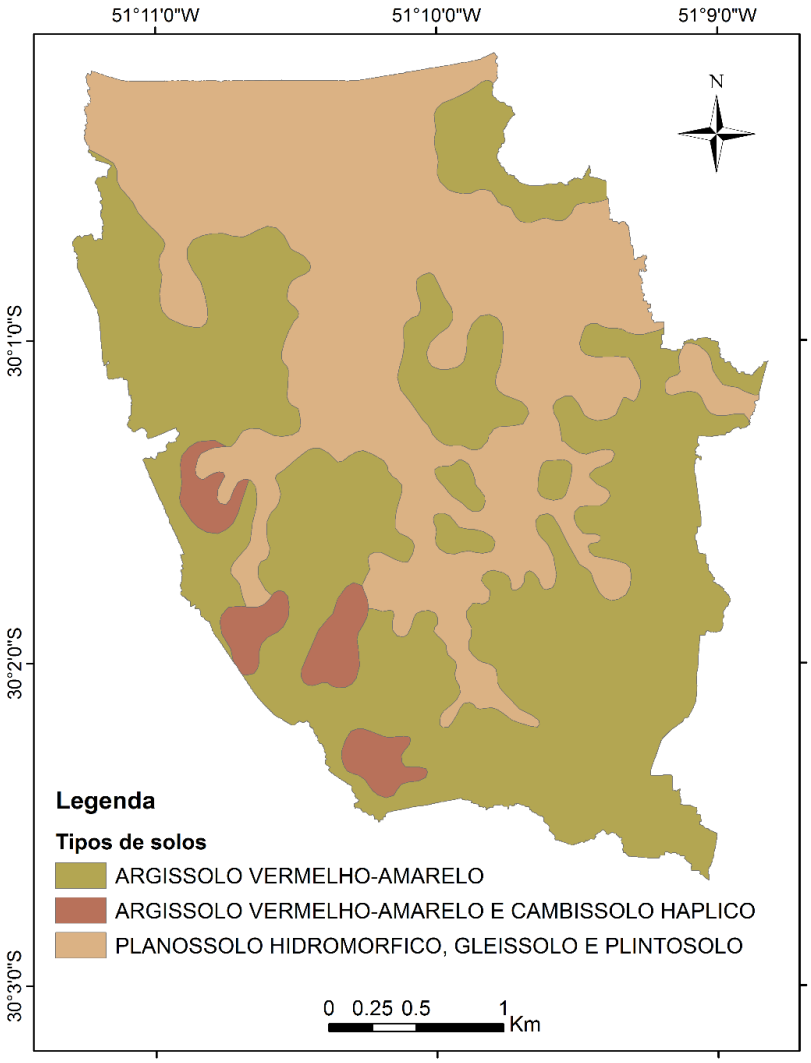


Fonte: Fornecido por DEP/POA.

3.1.3 Geologia e Solos

A bacia divide-se geologicamente em duas partes. Na região sul predominam rochas graníticas fraturadas com solos coluvionares que foram transportados das encostas por gravidade, apresentando matacões de matriz argilo-arenosa. Ao norte, região com menores altitudes, predominam sedimentos finos de solos hidromórficos, oriundos de terraços fluviais condicionados pela presença de água (IPH, 2001). A Figura 13 ilustra os tipos de solo encontrados na bacia.

Figura 13 – Mapa de classificação dos solos da bacia.



Fonte: Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia Hidrográfica do Arroio Areia (IPH, 2001).

3.1.4 Ocupação e uso do solo

A região de jusante, localizada ao norte da bacia, predominam zonas comerciais e industriais constituindo o chamado “corredor de desenvolvimento”. Ao sul, na região de montante, a ocupação é predominantemente residencial (IPH, 2001). A Figura 14 ilustra a imagem de satélite da região da bacia, registrada no ano de 2016.

Figura 14 – Ocupação atual da bacia.

Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

Observa-se a predominância de áreas construídas e algumas áreas verdes, com destaque ao Bourbon Country Club e o Parque Germânia, na região central da bacia. Ao limite norte encontra-se o pôlder do aeroporto Salgado Filho.

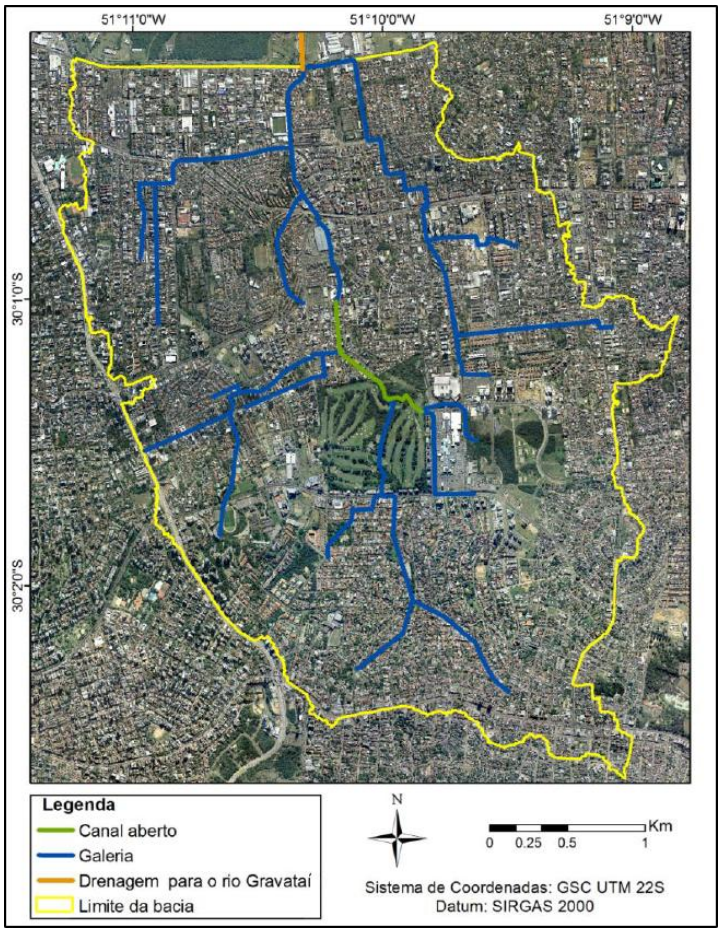
3.1.5 Rede de Drenagem Existente

O Arroio da Areia é o principal curso d'água da bacia, recebendo a contribuição de seis nascentes e diversos canais ao longo dos seus 5,4 quilômetros de extensão. Em sua maior parte encontra-se canalizado, com 121 metros de desnível da sua cabeceira à Casa de Bombas Silvio Brum (IPH, 2001).

A drenagem da bacia do Arroio da Areia divide-se em dois sistemas distintos: aproximadamente 95% da área da bacia, cuja cota é superior a 8,13 metros, é drenada por gravidade; já as áreas com cota inferior a 8,13 metros a drenagem é realizada por condutos forçados bombeados pela Casa de Bombas Silvio Brum. Ambos os sistemas confluem para o Rio Gravataí sob a pista do aeroporto de Porto Alegre em uma galeria de aproximadamente 3 km de comprimento composta por 2 células de 3x3m (VILLANUEVA; TASSI; ALLASIA, 2000).

Neste trabalho foi selecionado como objeto de análise apenas sistemas drenados por gravidade, pois o sistema de recalque representa apenas uma pequena porção da bacia, além disso, a drenagem por recalque envolve fatores relacionados ao funcionamento do sistema de bombas que não se enquadram dentro da temática do estudo. A Figura 15 ilustra o sistema de macrodrenagem por gravidade, o traçado da rede foi realizado a partir do cadastro pluvial fornecido pelo DEP-POA.

Figura 15 – Sistema de macrodrenagem por gravidade.



Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

3.2 RESUMO DA METODOLOGIA

Este estudo avaliou por meio da análise de custos, a sensibilidade das metodologias de projeto normalmente utilizadas no dimensionamento de redes de macrodrenagem à incerteza dos parâmetros hidrológicos, determinando os mais sensíveis.

O dimensionamento da rede foi realizado em forma automática a partir de uma ferramenta desenvolvida nessa dissertação denominada ECO-SWMM que utiliza modelagem hidrodinâmica para realizar o dimensionamento automático da rede de macrodrenagem urbana.

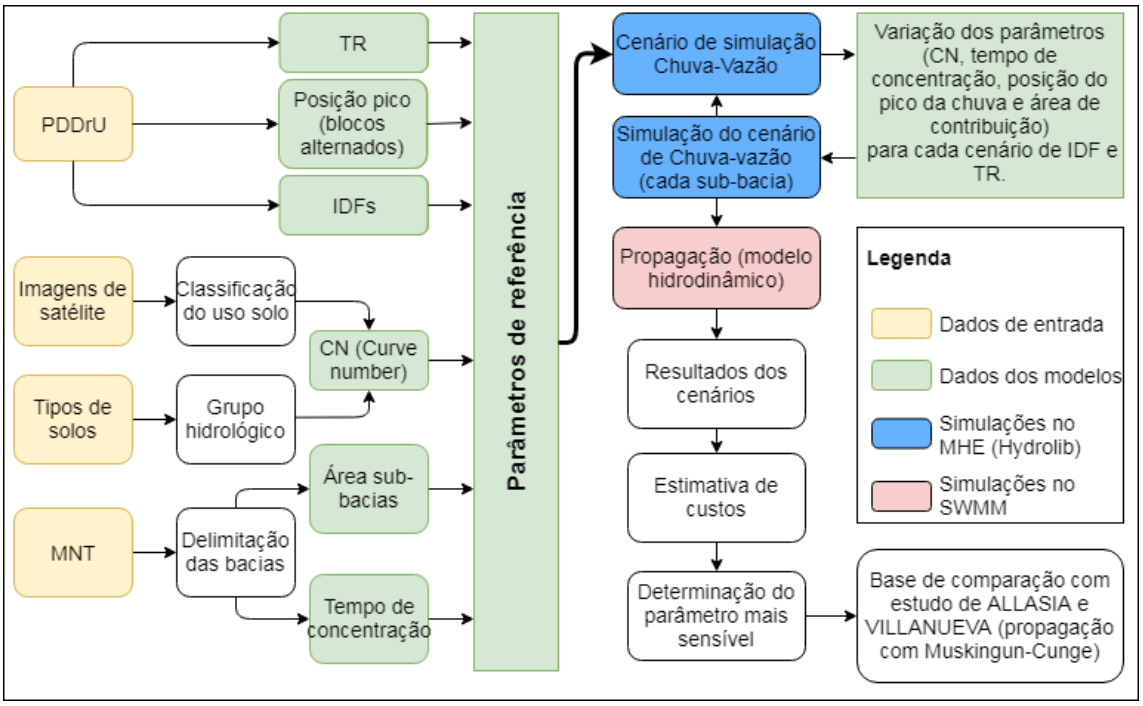
Os parâmetros hidrológicos foram originalmente estimados com base nas metodologias normalmente utilizadas no projeto de redes de macrodrenagem urbana

(estimativas a partir da literatura, imagens de satélite, manuais, etc), para depois serem modificados dentro das variações (ou incertezas) sugeridas na literatura.

Esse trabalho é uma continuação do trabalho apresentado por Allasia e Villanueva (2007) que analisaram como os erros introduzidos na estimativa de parâmetros podem ter impactos significativos no custo da rede para os modelos mais usualmente empregados na drenagem urbana no Brasil. No entanto, a abordagem empregada por eles não é mais usual nos projetos de redes de drenagem urbana, pois não fora utilizada a modelagem hidrodinâmica, restringindo os resultados em relação às técnicas atualmente utilizadas. Nesse trabalho também foram revistas algumas metodologias, além de ser incluída a modelagem hidrodinâmica por meio do uso do modelo de transporte da onda dinâmica do modelo SWMM.

Avaliou-se a incerteza na chuva de projeto, alterando o tempo de retorno, a IDF, e a distribuição da chuva de projeto. Na modelagem hidrológica analisou-se o impacto nos custos da incerteza na estimativa do parâmetro CN da metodologia da Curva Número, assim como da área de contribuição da bacia e do tempo de concentração na metodologia do Hidrograma Unitário Triangular do SCS. O fluxograma da Figura 16 resume a metodologia empregada no estudo.

Figura 16 – Fluxograma da metodologia.



Fonte: Elaboração do próprio autor.

Como mencionado, a implementação desse estudo foi realizada por meio de pacotes computacionais customizados. A modelagem hidrológica chuva-vazão foi realizada no Modelo Hidrológico Ecotecnologias (MHE) (descrito no item 2.3.4). Os resultados desse modelo, são vazões que seriam propagadas na rede de drenagem através do modelo hidrodinâmico SWMM.

A primeira customização consistiu em adaptar o MHE para que fizesse não somente uma simulação hidrológica, mas permitir a simulação com o parâmetro original e as alterações do mesmo sugeridas pela literatura em função da incerteza. Dessa forma, obtiveram-se as vazões de projeto para o valor mínimo, máximo e valores intermediários entre eles.

Como cada uma das simulações modifica as vazões de entrada na rede, a mesma tinha que ser redimensionada a cada conjunto de parâmetros. Dessa forma, a fim de automatizar e uniformizar o processo de dimensionamento das redes de drenagem desenvolveu-se um programa em linguagem Python denominado ECO-SWMM que permite o dimensionamento automático da rede de forma iterativa. Seguindo os condicionantes indicados no item 2.4, o ECO-SWMM sugeriria dimensões para a rede de drenagem que era simulada no SWMM, verificando em forma iterativa até cumprir com todos os condicionantes.

3.2.1 Parâmetros de referência

Para realizar uma análise de sensibilidade os parâmetros são alterados com relação aos parâmetros de referência que foram estimados com as metodologias típicas em projetos de drenagem urbana conforme descrito a seguir.

3.2.1.1 *Discretização espacial da bacia*

Devido à heterogeneidade da bacia do Areia, optou-se por discretizá-la em sub-bacias para melhor representar os fenômenos físicos. Ressalta-se que neste estudo selecionaram-se apenas as sub-bacias pertencentes ao sistema de drenagem por gravidade, excluindo-se àquelas drenadas por bombas de recalque (algumas porções da região Norte da Bacia do Areia – vide DEP(2002)).

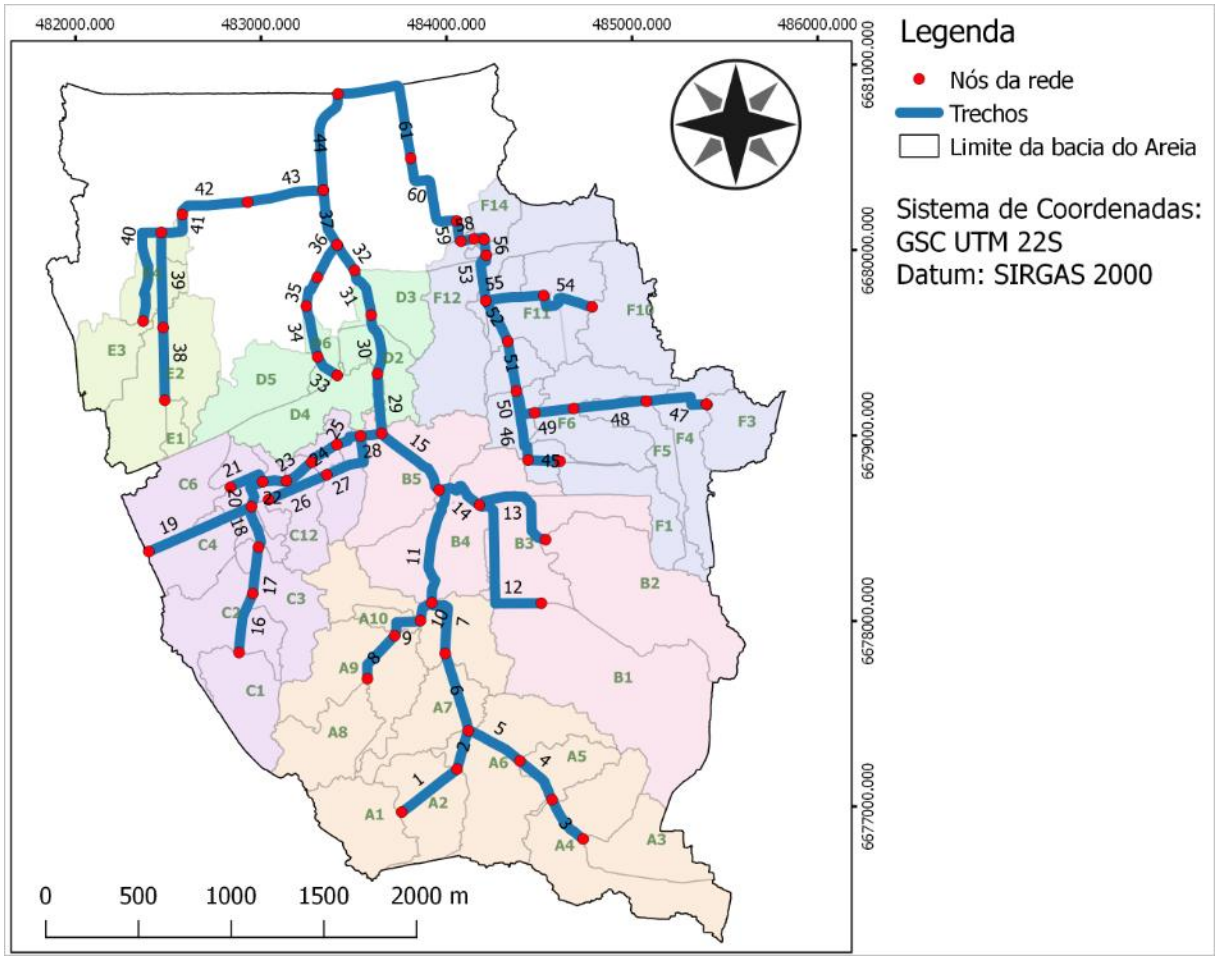
Os critérios utilizados na discretização foram as mudanças de seção da rede existente e afluência de múltiplos condutos a um único ponto. Contudo, salienta-se

que se optou por utilizar uma rede fictícia baseada na rede existente para os dimensionamentos hidráulicos, cujo detalhamento pode ser conferido no Apêndice A.

Deste modo, a bacia foi dividida em 56 sub-bacias e a rede em 61 trechos para realizar as simulações hidrológicas e hidráulicas (Figura 17), ambas distribuídas em regiões nomeadas de A à F para seleção de alguns pontos (exutórios de cada região) para apresentação dos resultados (Figura 18). Detalhes sobre as principais características de cada sub-bacia podem ser encontrados no Apêndice A.

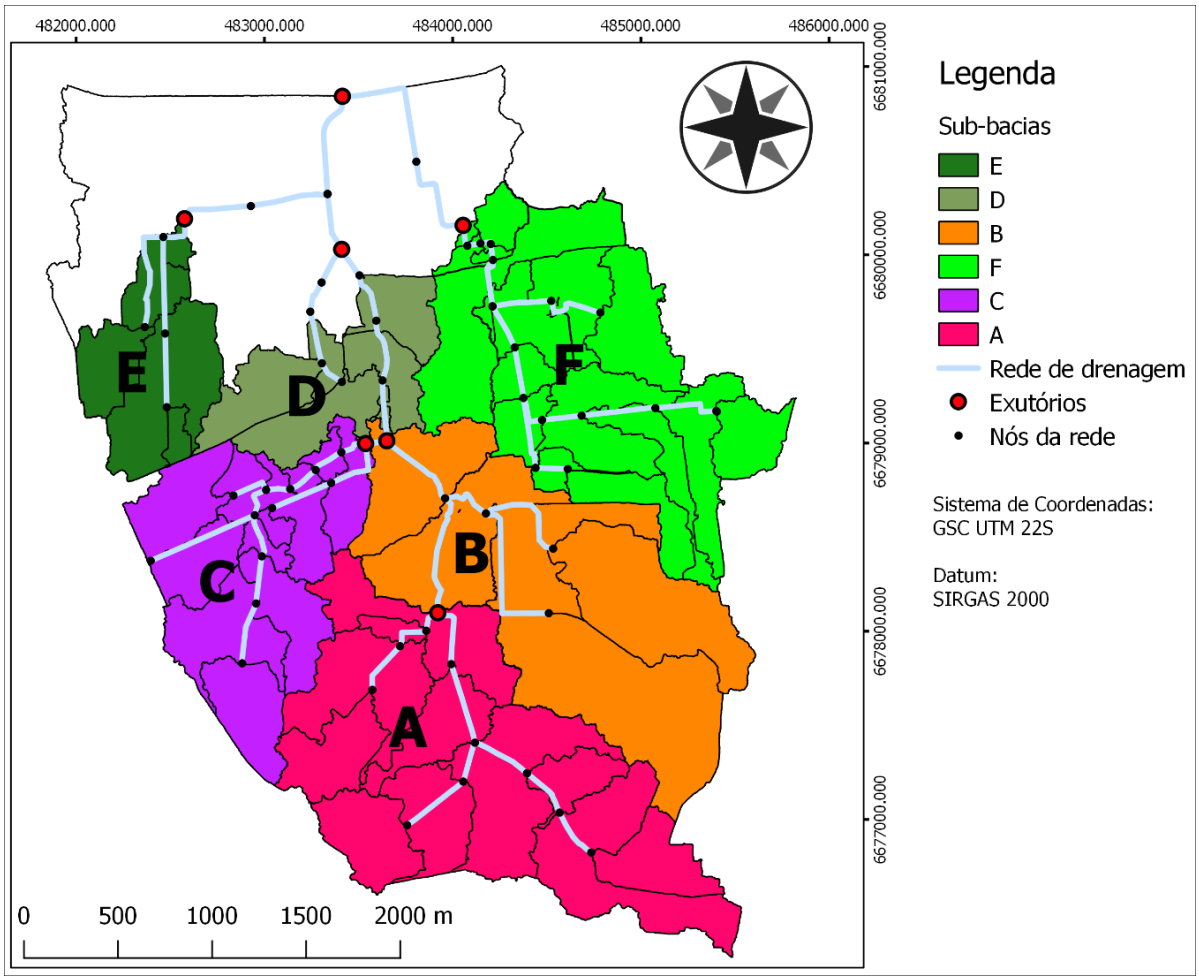
Vale destacar que as bacias são embutidas umas nas outras, assim, os resultados apresentados para a bacia B, na verdade representam as áreas somadas da bacia A, B e C. Por uma questão gráfica, nos mapas, excluindo as bacias de cabeceira, é indicada somente a parte incremental da bacia. A Tabela 5 mostra as sub-bacias que contribuem em cada ponto de análise.

Figura 17 – Discretização da bacia para simulações hidrológicas e hidráulicas.



Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

Figura 18 – Discretização da bacia para apresentação de resultados.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 5 – Sub-bacias contribuintes de cada ponto analisado.

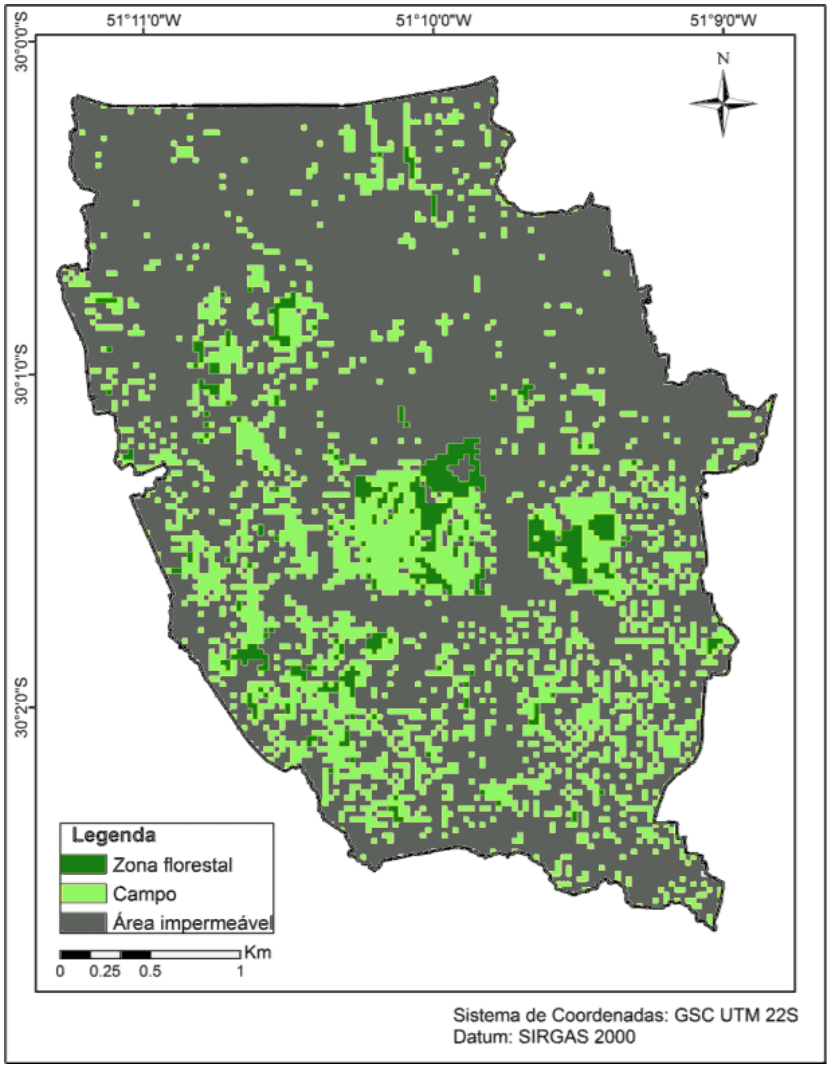
Ponto de Análise	Sub-bacias contribuintes
Exutório da sub-bacia A	A
Exutório da sub-bacia B	A+C+B
Exutório da sub-bacia C	C
Exutório da sub-bacia D	A+C+B+D
Exutório da sub-bacia E	E
Exutório da sub-bacia F	F
Exutório do Areia	A+C+B+D+E+F

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.1.2 *Coeficiente CN*

A estimativa da referência do parâmetro Curva Número (CN) do SCS, utilizado para o cálculo da parcela de chuva efetiva nas simulações de chuva-vazão, foi realizada individualmente para cada sub-bacia com base na relação do grupo hidrológico/cobertura de solo. Para tal, realizou-se primeiramente a classificação do uso do solo com o auxílio da ferramenta SIG, utilizando a imagem do satélite Landsat 8 do dia 08/09/2016, obtida do banco de dados de livre acesso do USGS (2004) de resolução 30 m x 30 m. Após, classificou-se a imagem pixel-a-pixel atribuindo três classes de uso: zonas florestais, campos, e áreas impermeáveis (Figura 19).

Figura 19 – Classificação do uso do solo.



Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

A partir das informações do tipo de solo apresentadas na seção 3.1.3, e conforme as informações disponíveis por HASENAK (2008) para cada tipo de solo, foi realizada a sua reclassificação em grupos hidrológicos, seguindo os estudos realizados por Sartori et al. (2005) (Tabela 6).

Tabela 6 – Grupo hidrológico dos solos encontrados na bacia.

Tipo de solo	Grupo hidrológico
Argissolos Vermelhos e Argissolos Vermelho-Amarelos	B
Argissolos Vermelhos ou Argissolos Vermelho-Amarelos com Cambissolos Háplico	B e C
Planossolos Hidromórfico, Gleissolos Háplicos e Plintossolos Argilúvicos	D

Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

A seguir, superpondo as informações de uso do solo e dos grupos hidrológicos foi possível classificar cada pixel da bacia conforme os valores descritos na Tabela 7. Por fim, calibraram-se os parâmetros CN de cada sub-bacia a partir da média ponderada dos valores atribuídos a cada pixel. Para as sub-bacias que apresentaram mais de um tipo de solo adotou-se o valor da classe superior, resultando em uma calibração mais conservadora. Os resultados da calibração deste parâmetro para cada sub-bacia pode ser encontrado no Apêndice A.

Tabela 7 – CN definido a partir da relação uso/grupo hidrológico do solo.

Classe hidrológica	B	C	D
Zonas florestais	66	77	83
Campos	61	74	80
Áreas impermeáveis	98	98	98

Fonte: Adaptado de Tucci (2012).

3.2.1.3 *Tempo de concentração*

O tempo de concentração de cada sub-bacia foi estimado pelo método de Kirpich, descrito em Tucci (2012). O método foi desenvolvido para o cálculo do tempo de concentração de bacias rurais e leva em conta o comprimento do talvegue e a diferença de cota entre o ponto mais remoto da bacia e a drenagem principal da bacia, como mostrado na Equação 3.1.

$$tc = 57 * (L^3 * H^{-1})^{0,385} \tag{3.1}$$

Sendo tc o tempo de concentração (min), L o comprimento do talvegue principal (km); H a diferença de cota do talvegue (m).

Salienta-se que o resultado obtido para cada sub-bacia foi corrigido multiplicando-se pelo fator de 0,4, valor recomendado por Rossmiller (1980 apud Wiles et al., 2002). Realiza-se tal procedimento para adaptar a equação empírica de Kirpich para usos em bacias urbanas.

3.2.2 Análise de sensibilidade dos diferentes fatores e parâmetros

Nesse item os parâmetros estimados foram alterados conforme sugestões da literatura. A seguir são discutidos os critérios utilizados.

3.2.2.1 *Risco (tempo de retorno - TR)*

Como já mencionado, ao dimensionarem-se estruturas hidráulicas, assume-se o risco dessas estruturas falharem com a ocorrência de uma precipitação ou vazão superior à considerada no seu projeto. Esse risco deverá ser menor tanto quanto mais importante for a estrutura.

A análise do risco deve surgir de um estudo de custo-benefício, no entanto, na inexistência de dados costumam ser utilizados os valores sugeridos no item 2.2.1. Dentro desses valores, no Brasil, os organismos financiadores (CAIXA, BNDES, Ministério Das Cidades, entre outros) costumam exigir na macrodrenagem valores próximos a 25 anos para o TR, no entanto, cidades como Porto Alegre utilizam valores de 10 anos para o TR.

Realizou-se uma análise de sensibilidade para determinar as diferenças nas vazões e custos que implicam as opções de 5, 10 e 25 anos.

3.2.2.2 *Relação intensidade-duração-frequência (IDF)*

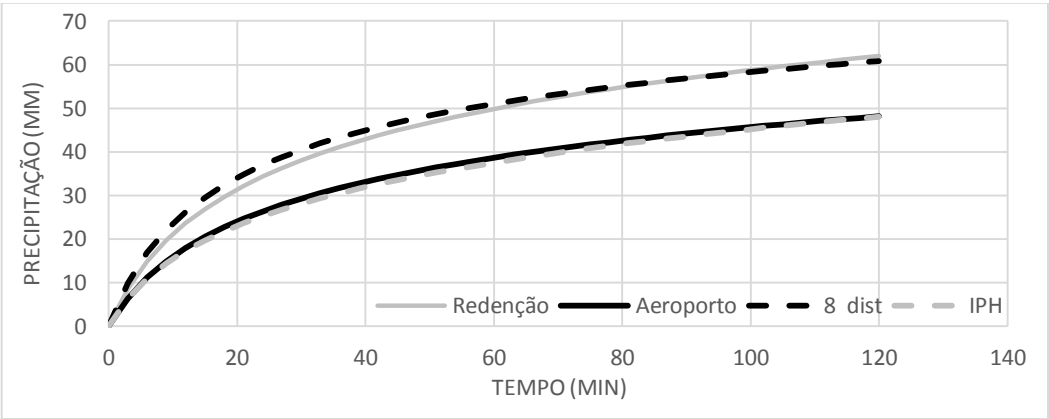
Ao longo dos anos foram analisados dados de quatro estações para construção de equações IDF (Tabela 8). A partir delas, foram construídas as curvas IDF (Figura 20) atualmente usadas nos projetos de drenagem urbana da cidade.

Tabela 8 – Relações das IDFs usadas em Porto Alegre.

Posto	Equação
Redenção	$i = \frac{1265{,}7 \cdot T^{0{,}052}}{(t+12)^{\frac{0{,}88}{T^{0{,}05}}}}$
Aeroporto	$i = \frac{826{,}8 \cdot T^{0{,}143}}{(t+13{,}3)^{0{,}79}}$
IPH	$i = \frac{509{,}86 \cdot T^{0{,}196}}{(t+10)^{0{,}72}}$
8º Distrito	$i = \frac{1297{,}9 \cdot T^{0{,}171}}{(t+11{,}6)^{0{,}85}}$

Fonte: Adaptado de DEP/IPH (2002).

Figura 20 – Curvas IDF usadas na cidade de Porto Alegre com tempo de retorno de 10 anos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Da análise da Figura 20 é possível concluir que os postos Aeroporto e IPH, têm comportamento similar, assim como os postos 8º Distrito e Redenção, existindo entre eles diferenças significativas nos volumes precipitados de ambos os grupos (no 8º Distrito a precipitação chega a ser 15mm maior que no Aeroporto, ou em outros termos, a diferença pode chegar até 60 anos no tempo de retorno) embora a distância entre os postos não supere os 10 quilômetros (Allasia e Villanueva, 2007). Segundo Silveira (1997), a provável diferença é devida a urbanização e condicionantes orográficas.

A utilização de distintas IDFs visa obter uma ideia do impacto na vazão e no custo da rede associados a carência de informações em locais que possuem uma única estação de medição ou nenhuma, devendo extrapolar valores de bacias vizinhas, com o desconhecimento real da aplicabilidade da informação.

No trabalho realizaram-se simulações usando as relações IDF do posto 8º Distrito e Aeroporto por dois motivos. O primeiro motivo, associado a proximidade da estação do 8º Distrito à cabeceira do Areia, enquanto a estação do Aeroporto encontra-se próxima à foz. O segundo motivo, porque ambas as equações possuem comportamentos distintos entre si.

Testes iniciais indicaram que as equações IDF tendem a superestimar a intensidade de chuva quando calculados com intervalos de tempo menores aos quais foram ajustados, por isso, limitou-se a intensidade da chuva ao valor correspondente a 10 minutos, em milímetros por hora, durante os primeiros 10 minutos, já que para a obtenção das equações IDF foram utilizadas medições pluviométricas registradas com o mesmo intervalo. Tal artifício também é recomendado pelo PDDrU da cidade ao calcular a intensidade de chuva de bacias muitos pequenas.

3.2.2.3 *Áreas de contribuição*

A bacia do Areia e suas sub-bacias foram delimitadas utilizando ferramentas de SIG juntamente com o Modelo Digital do Terreno (MDT) fornecido pelo DEP/POA, conforme mencionado no item 3.1.2.

Embora as áreas de contribuição sejam um fator independente de subjetividade (não há necessidade de adoção de parâmetros tabelados em sua determinação), o procedimento demandado para sua estimativa inevitavelmente agrega incertezas à estimativa, uma vez que esse fator é determinado a partir de informações secundárias,

como MDTs e mapas topográficos, submetendo assim a estimativa à qualidade da informação utilizada. Outro aspecto notável que pode introduzir incertezas na estimativa desse fator são as possíveis divergências entre o projeto e execução da rede, o que compromete as informações das áreas de contribuição, pois altera a rota da drenagem da água.

Desse modo, adotou-se o intervalo de variação de ±10% nas áreas de contribuição da sub-bacias simulando eventuais inconsistências de dados.

3.2.2.4 *Tempo de concentração*

De acordo com Singh (1988) e baseado nos resultados de Meynink (1978, apud Singh, 1988), o intervalo de variação usual das estimativas com equações empíricas do tempo de concentração, é entre a metade e o dobro do valor de referência. Os resultados obtidos por Bertoni (2001) nas cidades argentinas de Rafaela e Carlos Paz, sendo a segunda de bastante similaridade com Porto Alegre, confirmam os valores de Singh (1988).

Desta forma será adotado um intervalo de variação para os valores do tempo de concentração, entre 0,5 e 2 vezes o valor de referência para cada sub-bacia, em concordância com o utilizado por Allasia e Villanueva (2007).

3.2.2.5 *Distribuição temporal do evento de chuva e intervalo de tempo de cálculo*

O pico da chuva, ou intervalo de máxima intensidade para o cálculo dos hidrogramas de projeto na cidade de Porto Alegre, foi adotado na metade da duração da chuva, embora resultados obtidos por Bemfica (1999) o situem ligeiramente adiantado a respeito do valor de referência.

Conforme o que foi mencionado no item 2.2.7.2.1, que descreve parte da metodologia da “Curva Número” (SCS), é possível estimar como resultado que a primeira parte da chuva satisfaria as perdas iniciais (Ia), e saturaria o solo, diminuindo as retenções na bacia. Conforme a posição do pico da chuva se atrasa no tempo, reduzem-se as chances do amortecimento das vazões máximas por infiltração, aumentando portanto as vazões de pico. Embora o resultado provável seja bastante claro, não existe referência conhecida quanto à variabilidade esperada no custo da

rede de macrodrenagem, devido as variações na posição do pico, salvo as indicadas por Allasia e Villanueva (2007).

Já o intervalo de tempo das simulações hidrológicas foi definido seguindo as recomendações propostas por DNIT (2005), conforme citado no item 2.2.4. Levando em consideração as informações da Tabela 13 (Apêndice A), o menor tempo de concentração das sub-bacia do Areia é de 54 segundos (0,9 minutos), assim, adotou-se o intervalo de tempo de cálculo para as simulações hidrológicas de 10 segundos, satisfazendo a recomendação proposta pelo autor citado para todas as sub-bacias do Areia.

3.2.2.6 *Parâmetro CN*

A existência de numerosas bibliografias a respeito do valor do parâmetro do CN para condições de projeto, junto com a familiaridade dos hidrólogos com a metodologia, indica que dificilmente um hidrólogo treinado teria variações superiores a ±10% na determinação do parâmetro. Hawkins (1975), em função de observações na cidade de Wasatch Front-EEUU realizou uma observação similar, servindo, portanto, de base para a estimativa dos limites de variação do parâmetro em concordância com Allasia e Villanueva (2007).

Ressalta-se que para melhor representar os fenômenos físicos da separação do escoamento em cada sub-bacia, limitou-se o parâmetro CN em 97 nos casos em que a variação resultou em um valor maior que este.

3.2.2.7 *Análises realizadas – Variações dos parâmetros*

As simulações realizadas neste trabalho restringiram-se somente a uma análise de sensibilidade, variando-se individualmente cada um dos parâmetros analisados de modo homogêneo em cada sub-bacia. Nesse caso, para cada simulação os valores de referência dos parâmetros foram modificados na mesma proporção dentro de cada limite estipulado. No Quadro 4 encontram-se um resumo dos cenários simulados neste trabalho.

Conforme mencionado anteriormente, dentre os modelos de simulação do escoamento em galerias, canais e condutos, somente os do tipo armazenamento e hidrodinâmico são relevantes a este trabalho, pois a análise dos efeitos de cada

parâmetro foi realizada utilizando o modelo hidrodinâmico SWMM. Ao final, comparam-se os resultados oriundos do modelo hidrodinâmico com os resultados oriundos do modelo do tipo armazenamento (Muskingun-Cunge) obtidos por Allasia e Villanueva (2007).

Quadro 4 – Resumo dos cenários simulados.

Fatores e parâmetros	Valores e variações adotados
Tempos de retorno	5 anos, 10 anos e 25 anos
IDFs	Aeroporto e 8º Distrito
Área da bacia	90%, 95%, 100%*, 105% e 110%
Parâmentro CN	90%, 95%, 100%*, 105% [a] e 110% [a]
Distribuição temporal do evento chuvoso	40%, 45%, 50%*, 55% e 60%
Tempo de concentração	50%, 100%*, 150% e 200%

* Valores de referência
[a] Valor do parâmetro limitado em 97.

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.3 Análise do parâmetro mais sensível

Após a etapa de dimensionamento das redes de drenagem, optou-se por utilizar o critério quantitativo para análise do parâmetro mais sensível. Deste modo, estimou-se o custo de cada rede dimensionada utilizando os dados fornecidos pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e do Sistema de Custos Rodoviários (SICRO) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). No Anexo A detalha-se os elementos considerados na metodologia de cálculo e as referências de custo.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 ECO-SWMM

A fim de automatizar e uniformizar o processo de dimensionamento das redes de drenagem desenvolveu-se a ferramenta acadêmica, livre, de código aberto, escrita em linguagem Python denominada ECO-SWMM, que serve para auxiliar engenheiros e pesquisadores no dimensionamento de redes de drenagem.

O ECO-SWMM utiliza o modelo SWMM 5.1 como motor de cálculo e é responsável por redimensionar a rede de drenagem conforme necessário até que todos os critérios utilizados como parâmetro de dimensionamento sejam satisfeitos. A descrição dessa ferramenta é realizada em detalhes no Apêndice B e brevemente a seguir.

Atualmente o programa consegue apenas dimensionar redes de drenagem que operam exclusivamente por gravidade. Para isso, ele utiliza um método iterativo, em que cada iteração é composta por:

- Ler o arquivo de entrada do modelo SWMM com a rede a ser dimensionada;
- Simular tal arquivo (utilizando o próprio SWMM sem interface gráfica);
- Interpretar os resultados oriundos do passo anterior e redimensionar a rede conforme for necessário e possível;
- Escrever um novo arquivo de entrada com a rede redimensionada;
- Após o término da simulação o usuário notará um novo arquivo de entrada (dimensionado pelo programa) e um arquivo de "*report*" (resultado oriundo do SWMM da simulação do arquivo de entrada modificado) junto ao arquivo de entrada original.

O usuário pode modificar alguns parâmetros da simulação. Estes parâmetros possuem prioridade sobre os dados da rede existente, por isso, o programa adaptará o arquivo de entrada até que os mesmos cumpram as condições impostas por esses parâmetros, mesmo que a rede existente já tenha capacidade suficiente para escoar a vazão a qual é solicitada. São eles:

- Altura do recobrimento mínimo;
- Declividade mínima dos condutos;

- Profundidade máxima admissível de escavação para redimensionamento (critério de dimensionamento, desconsiderado para adaptação do arquivo de entrada), e;
- Capacidade sobressalente necessária ou preenchimento máximo dos condutos.

As modificações nas dimensões dos condutos são feitas seguindo as prioridades:

- Garantir que não haverá alagamentos em todos os nós da rede;
- Garantir que não haverá trechos operando sob pressão;
- Reduzir velocidades de escoamento onde for possível e necessário.

Salienta-se que durante o processo de redução de velocidades de escoamento, dependendo das opções do dimensionamento, é possível que alagamentos voltem a ocorrer e que trechos voltem a operar sob pressão, por isso, notifica-se que é possível que o programa alterne constantemente o método de dimensionamento da rede nas etapas finais entre aumento de seção e redução da declividade.

O aumento de seção é realizado devido a presença de alagamentos na rede e de trechos operando sob pressão. O aumento de seção dos trechos circulares respeitam as dimensões de condutos pré-moldados disponíveis (diâmetros pré-definidos). Quando se esgotam os diâmetros disponíveis comercialmente ou não há mais espaço disponível para aumento de seção, são alterados para uma seção quadrada com comprimento igual ao diâmetro.

A partir de esse momento, caso precisar, em cada iteração amplia-se somente uma das dimensões do conduto (altura em 5 centímetros ou largura em 10 centímetros). Na sequência é verificado que o aumento de seção não prejudique a cota final da rede ou que não existam seções menores a jusante.

A redução da declividade ocorre devido a dois motivos: Otimização de custos e redução de velocidades de escoamentos excessivas. O primeiro deles ocorre uma única vez em todos os trechos em que for possível, já o segundo pode ocorrer múltiplas vezes, no entanto, decidiu-se condicioná-lo somente aos casos em que a velocidade do escoamento é superior a 5 metros por segundo. Demais detalhes do dimensionamento podem ser observados no apêndice B.

Por tratar-se de uma ferramenta desenvolvida durante a elaboração deste estudo realizaram-se alguns testes para assegurar a qualidade dos resultados que são discutidos a seguir.

4.2 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DOS RESULTADOS DO ECO-SWMM

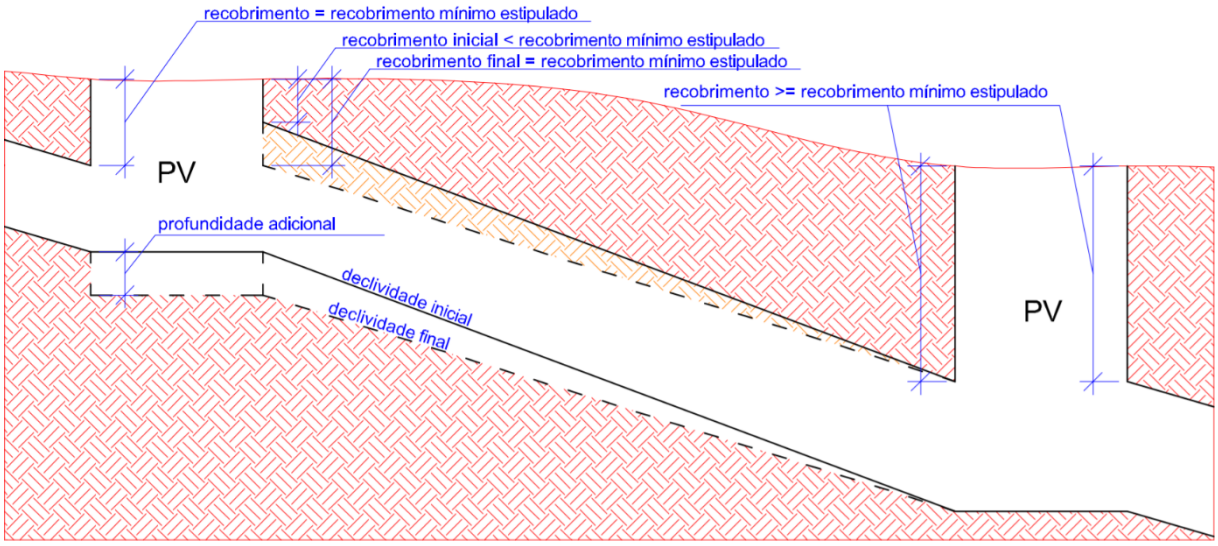
A qualidade dos resultados do modelo foi avaliada analisando a média da altura máxima de escoamento de cada trecho dimensionado pelo modelo em todas as redes simuladas neste trabalho. No entanto, como o ECO-SWMM não insere elementos na rede até a versão atual (PVs, trechos, etc.), é necessário, para o correto funcionamento da ferramenta, pré-dimensionar os arquivos de rede que serão redimensionados por ela.

4.2.1 Pré-dimensionamento das redes

Devido ao modo que a ferramenta foi desenvolvida, o pré-dimensionamento efetuado manualmente nos arquivos de rede e a profundidade máxima admissível de redimensionamento tem um papel importante no processo de dimensionamento, interferindo diretamente nos resultados finais. Isso se dá ao fato de que a primeira modificação feita pela ferramenta é corrigir os recobrimentos dos trechos aumentando a profundidade nos nós que possuam trechos afluentes ou efluente ao próprio nó com recobrimento inferior ao mínimo estipulado pelo usuário (Figura 21), podendo assim, aumentar a profundidade de escavação da rede.

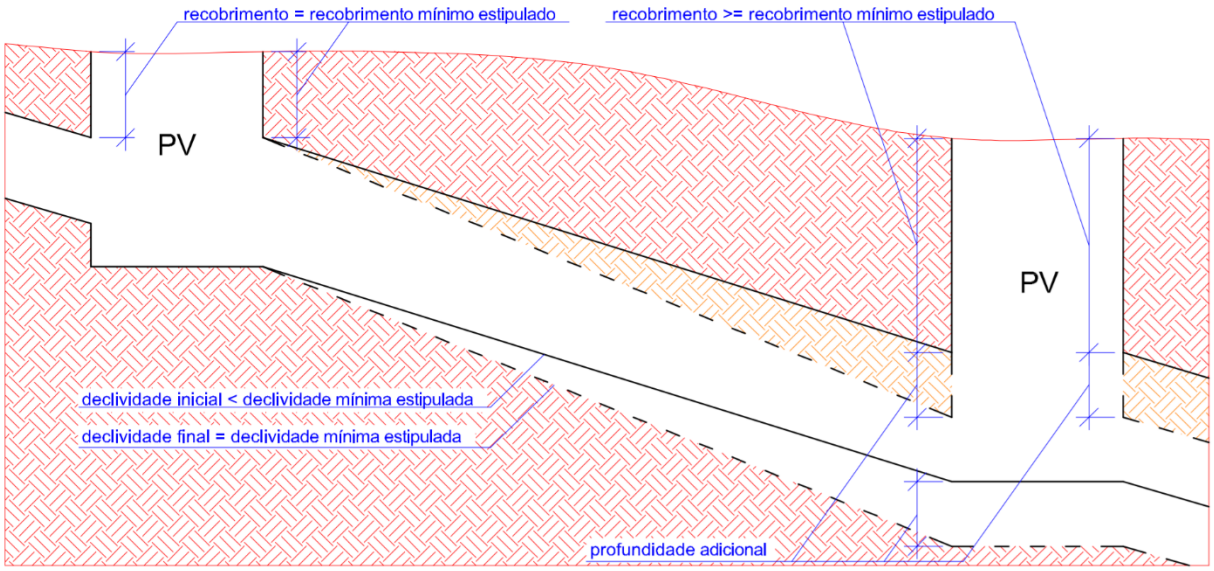
Como a primeira modificação realizada altera a declividade dos trechos, a segunda modificação é verificar a declividade dos mesmos e corrigir àqueles inferiores à mínima. Deste modo, o programa pode aumentar novamente a profundidade dos nós, fazendo com que escavações mais profundas tendam a ocorrer (Figura 22). Diferentemente das primeiras modificações, as segundas podem permitir maior liberdade ao programa para adaptar e otimizar os trechos da rede, pois elas tendem a deixar os trechos intermediários com recobrimentos maiores que o mínimo estipulado pelo usuário em casos de terrenos pouco declivosos.

Figura 21 – Correção dos recobrimentos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 22 – Correção de declividades.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Evidentemente, a altura dada às seções no processo de pré-dimensionamento influenciam diretamente as escavações da rede, pois para uma determinada profundidade do poço de visita, se maiores forem as seções dos trechos, menores serão os seus respectivos recobrimentos, e consequentemente, maiores serão as adaptações que realizar-se-ão nos nós da rede caso necessário.

A fim de uniformizar as escavações realizadas, bem como o processo de dimensionamento das rede, decidiu-se adotar como pré-dimensionamento uma seção composta de 1 conduto circular de 2 metros de diâmetro para todos os trechos em todas as situações simuladas. Ressalta-se que durante o processo de dimensionamento a ferramenta reduz as seções superdimensionadas e as profundidades de escavação excessivas.

A adoção dessa seção de pré-dimensionamento mostrou-se necessária para obtenção de resultados exequíveis, pois devida a combinação entre o modo que desenvolveram-se os algoritmos de aumento de seção da ferramenta (Apêndice B) juntamente com a adoção de 5 metros de profundidade máxima de redimensionamento, faz com que as redes da bacia do Areia sejam compostas de trechos com espaço físico limitado (ocorre em casos de terrenos pouco declivosos – como significativa parte da bacia do Areia, e com poços de visita pouco profundos – possivelmente oriundos do pré-dimensionamento de seções com pequenas alturas), resultando em um dimensionamento com trechos excessivamente largos e pouco profundos.

Deste modo, a maior parcela do conteúdo dos arquivos de entradas gerados para as simulações deste trabalho é a mesma, sendo os valores das séries de chuva de cada sub-bacia (seção denominada "*TIMESERIES*" nos arquivos de entrada do SWMM) a única diferença entre eles.

4.2.2 Análise de qualidade dos resultados

Optou-se por realizar os dimensionamentos das redes de drenagem deste trabalho de modo a aproveitar ao máximo a seção transversal dos trechos, isto é, preencher ao máximo as seções dos condutos sem que haja algum operando sob pressão, seguindo a Tucci et al 2004; Azevedo Netto e Araujo (1998); Wilken (1978) e outros conforme mostrado na Tabela 4 (item 2.4).

Salienta-se que ao final de todas as simulações não foram detectados alagamentos nas redes. Na Tabela 9 encontram-se informações sobre o preenchimento máximo médio (Pre. Máx. Méd) do conduto e a proporção de ocorrência de cada tipo de seção transversal nos trechos das redes dimensionadas.

Tabela 9 – Informações sobre os trechos dimensionados.

(continua)

Trecho	Pre. Máx. Méd.	Prop. Circ.	Prop. Retan.
1	73.73 %	100.00 %	0.00 %
2	66.66 %	100.00 %	0.00 %
3	70.07 %	100.00 %	0.00 %
4	66.00 %	100.00 %	0.00 %
5	76.32 %	71.05 %	28.95 %
6	96.50 %	1.75 %	98.25 %
7	96.46 %	0.00 %	100.00 %
8	74.83 %	100.00 %	0.00 %
9	73.32 %	97.37 %	2.63 %
10	80.36 %	96.49 %	3.51 %
11	92.51 %	0.00 %	100.00 %
12	75.34 %	95.61 %	4.39 %
13	69.85 %	100.00 %	0.00 %
14	90.28 %	4.39 %	95.61 %
15	93.51 %	0.00 %	100.00 %
16	72.56 %	100.00 %	0.00 %
17	76.95 %	100.00 %	0.00 %
18	66.08 %	99.12 %	0.88 %
19	74.40 %	100.00 %	0.00 %
20	90.00 %	57.89 %	42.11 %
21	77.15 %	100.00 %	0.00 %
22	90.33 %	22.81 %	77.19 %
23	86.67 %	22.81 %	77.19 %
24	92.84 %	19.30 %	80.70 %
25	93.76 %	18.42 %	81.58 %
26	71.98 %	100.00 %	0.00 %
27	84.18 %	100.00 %	0.00 %
28	96.82 %	0.00 %	100.00 %
29	94.54 %	0.00 %	100.00 %
30	88.21 %	0.00 %	100.00 %
31	87.84 %	0.00 %	100.00 %
32	91.70 %	0.00 %	100.00 %
33	73.64 %	100.00 %	0.00 %
34	63.92 %	89.47 %	10.53 %
35	69.23 %	85.96 %	14.04 %
36	69.46 %	85.96 %	14.04 %

Tabela 9 – Informações sobre os trechos dimensionados.

(conclusão)

Trecho	Pre. Máx. Méd.	Prop. Circ.	Prop. Retan.
37	96.20 %	0.00 %	100.00 %
38	71.68 %	100.00 %	0.00 %
39	73.79 %	100.00 %	0.00 %
40	76.03 %	100.00 %	0.00 %
41	85.90 %	40.35 %	59.65 %
42	88.07 %	29.82 %	70.18 %
43	86.37 %	50.88 %	49.12 %
44	96.75 %	0.00 %	100.00 %
45	72.64 %	100.00 %	0.00 %
46	78.54 %	100.00 %	0.00 %
47	61.37 %	100.00 %	0.00 %
48	73.90 %	100.00 %	0.00 %
49	74.39 %	52.63 %	47.37 %
50	87.09 %	23.68 %	76.32 %
51	94.26 %	18.42 %	81.58 %
52	79.98 %	1.75 %	98.25 %
53	84.58 %	0.00 %	100.00 %
54	70.25 %	100.00 %	0.00 %
55	87.40 %	56.14 %	43.86 %
56	94.08 %	0.00 %	100.00 %
57	94.05 %	0.00 %	100.00 %
58	94.15 %	0.00 %	100.00 %
59	94.25 %	0.00 %	100.00 %
60	93.45 %	0.00 %	100.00 %
61	95.80 %	0.00 %	100.00 %

Pre. Máx. Méd. – Preenchimento Máximo Médio do trecho (%)
Prop. Circ. – Proporção de ocorrência de seções circulares no trecho após dimensionamentos (%)
Prop. Retan. – Proporção de ocorrência de seções retangulares no trecho após dimensionamentos (%)

Fonte: Elaborado pelo autor.

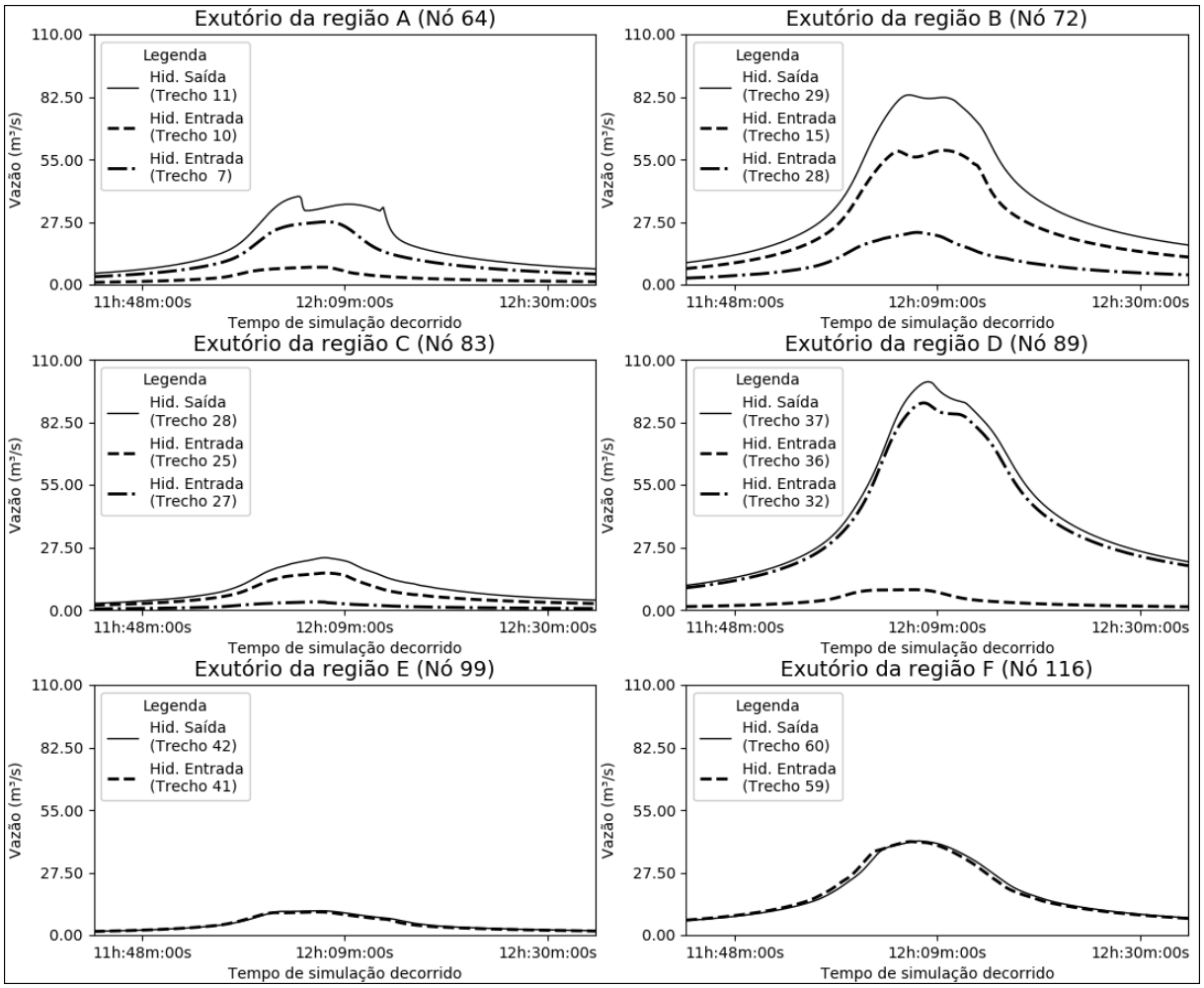
Observa-se que os trechos com seções retangulares dimensionados pelo programa apresentaram resultados mais próximos aos critérios estipulados, uma vez que este tipo de seção provém maior liberdade ao processo de dimensionamento por terem dimensões com menor “folga” uma das outras, podendo assim assumir quase qualquer dimensão. Já os condutos circulares por serem pré-moldados, são

disponíveis somente em diâmetros comerciais, e consequentemente, os dimensionamentos dessas seções tendem a ser mais conservadores. Entretanto, a utilização de condutos pré-moldados agiliza a execução da obra, reduzindo os custos indiretos da mesma (não considerados neste estudo) como a interdição de vias.

Apesar de todos os resultados terem reportado preenchimento máximo nas tubulações inferiores a 100% (seção plena), após análise visual dos hidrogramas, verificou-se a presença de remanso em alguns trechos de rede em alguns dimensionamentos realizados pela ferramenta ECO-SWMM (Figura 23), comportamento característico da operação de condutos sob-pressão. Isso indica a necessidade de reajuste nos critérios de parada de dimensionamento utilizadas nas simulações realizadas neste trabalho, de modo que o ECO-SWMM dimensione a rede até um ponto de menor preenchimento máximo de seção, reduzindo e/ou evitando a ocorrência de trechos operando sob-pressão em contrapartida de uma rede mais onerosa.

Embora não seja recomendado a presença de trechos operando sob-pressão em sistemas de drenagem, optou-se por utilizá-las neste estudo mesmo assim, pois embora ocorra remanso em pontos específicos da rede, a duração do mesmo é de pequena magnitude (5 a 10 minutos) se comparado com o tempo de retorno na qual dimensiona-se este tipo de projeto, e se não ocorrem alagamentos, as pressões verificadas são pequenas e a rede está sendo verificada hidrodinâmicamente. Contudo, a fim de comparação de custos, realizou-se uma simulação do caso de referência limitando o preenchimento máximo dos trechos em 75%, critério recomendado por Porto (1999).

Figura 23 – Hidrogramas dos trechos conectados aos exutórios de cada região do Areia – Caso de referência para IDF do Aeroporto com TR de 5 anos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.3 Comparação de custos – Dimensionamento segundo critério de Porto (1999)

A comparação entre os resultados seguindo as recomendações de dimensionamento de Tucci et. al. (2004) e Porto (1999) foi realizada para o caso de referência da IDF do Oitavo Distrito com TR de 25 anos, por tratar-se do caso de maior solicitação da rede dentre as simulações de referência.

A simulação que segue as recomendações de Porto (1999) diferencia-se unicamente pelo limite de preenchimento máximo dos trechos em 75%, diferentemente das demais simulações realizadas neste trabalho utilizadas para análise de sensibilidade dos parâmetros envolvidos nas simulações de chuva-vazão,

que permitiram até 100% de preenchimento da seção. Os custos de ambos os casos foram calculados seguindo as diretrizes descritas no item 3.2.3. A Tabela 10 mostra o preenchimento máximo de cada trecho após processo de dimensionamento seguindo ambas as recomendações e a Tabela 11 os custos relativos a cada uma delas.

Tabela 10 – Preenchimento máximo dos condutos após dimensionamento.

(continua)

Trecho	Pre. Máx. - Tucci et. al. (2004)	Pre. Máx. - Porto (1999)
1	59 %	59 %
2	58 %	58 %
3	73 %	73 %
4	67 %	67 %
5	95 %	74 %
6	97 %	73 %
7	97 %	67 %
8	77 %	51 %
9	92 %	73 %
10	97 %	74 %
11	90 %	73 %
12	94 %	73 %
13	70 %	70 %
14	87 %	73 %
15	92 %	74 %
16	67 %	67 %
17	77 %	67 %
18	78 %	68 %
19	79 %	47 %
20	97 %	74 %
21	87 %	57 %
22	96 %	74 %
23	82 %	65 %
24	96 %	71 %
25	92 %	72 %
26	67 %	67 %
27	86 %	54 %
28	97 %	73 %
29	96 %	71 %
30	94 %	74 %

Tabela 10 – Preenchimento máximo dos condutos após dimensionamento.

(conclusão)

Trecho	Pre. Máx. - Tucci et. al. (2004)	Pre. Máx. - Porto (1999)
31	88 %	59 %
32	92 %	63 %
33	90 %	62 %
34	72 %	72 %
35	80 %	74 %
36	80 %	74 %
37	96 %	67 %
38	59 %	59 %
39	68 %	60 %
40	92 %	54 %
41	91 %	74 %
42	93 %	74 %
43	97 %	72 %
44	97 %	68 %
45	61 %	61 %
46	75 %	68 %
47	67 %	67 %
48	92 %	51 %
49	86 %	69 %
50	97 %	74 %
51	94 %	74 %
52	85 %	63 %
53	88 %	74 %
54	72 %	60 %
55	96 %	74 %
56	94 %	64 %
57	95 %	65 %
58	94 %	65 %
59	93 %	66 %
60	92 %	66 %
61	95 %	66 %

Pre. Máx. – Preenchimento Máximo do trecho (%).

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 11 – Estimativa de custos de ambas as recomendações.

Ponto de Análise	Estimativa de Custos - Tucci et. al. (2004)	Estimativa de Custos - Porto (1999)
Ponto A	R$ 8.061.924,83	R$ 8.909.471,84 (+ 10.51%)
Ponto B	R$ 29.474.674,64	R$ 34.879.806,71 (+ 18.34%)
Ponto C	R$ 6.618.203,95	R$ 7.534.446,24 (+ 13.84%)
Ponto D	R$ 32.729.217,34	R$ 38.324.371,46 (+ 17.10%)
Ponto E	R$ 3.254.542,70	R$ 3.444.564,75 (+ 5.84%)
Ponto F	R$ 12.441.784,76	R$ 15.690.254,70 (+ 26.11%)
Bacia do Areia	R$ 81.137.848,17	R$ 99.535.308,00 (+ 22.67%)

Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir da análise apresentada na Tabela 11 estima-se que em média há um aumento de 15% a 20% no custo da rede entre os dois casos, contudo, observou-se grande variação entre os pontos avaliados (de 5,84% a 26,11%). Dentre os motivos que explicam a discrepância mencionada, destacam-se dois fatores.

O primeiro deles está relacionado à proporção de trechos modificados, pois enquanto a sub-bacia “E” teve metade dos seus trechos ampliados, 11 dos 15 trechos da sub-bacia “F” sofreram algum tipo de alteração de seção. Já o segundo fator é referente à grandeza da alteração dos trechos, pois a maior ampliação de seção sofrida nos trechos da sub-bacia “E” foi igual a 1 m², na sub-bacia “F” por sua vez, a maior ampliação de seção chegou na ordem dos 5 m².

Além disso, percebe-se que a ferramenta foi eficaz no dimensionamento de redes de drenagem que operam exclusivamente por gravidade, pois embora tenha-se detectado a presença de remanso em algumas simulações, as informações de preenchimento máximo médio apresentadas nas Tabelas 9 e 10 mostram que a ferramenta dimensionou todos trechos das redes corretamente, sendo a presença do remanso oriunda das recomendações pouco conservadoras utilizadas nessas simulações. Contudo, ressalta-se que a eficácia da ferramenta foi maior nos dimensionamentos de trechos com seções retangulares, pois estes apresentaram resultados são mais próximos aos critérios estipulados pelo usuário devido à maior liberdade provida ao dimensionamento por este tipo de seção.

4.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Conforme descrito na seção 3.2.2.6, o estudo de sensibilidade foi realizado introduzindo variações percentuais uniformes em cada parâmetro dentro dos limites estabelecidos do item 3.2.2.1 ao item 3.2.2.5. Após a análise individual de cada parâmetro, são feitas algumas comparações entre as equações IDF.

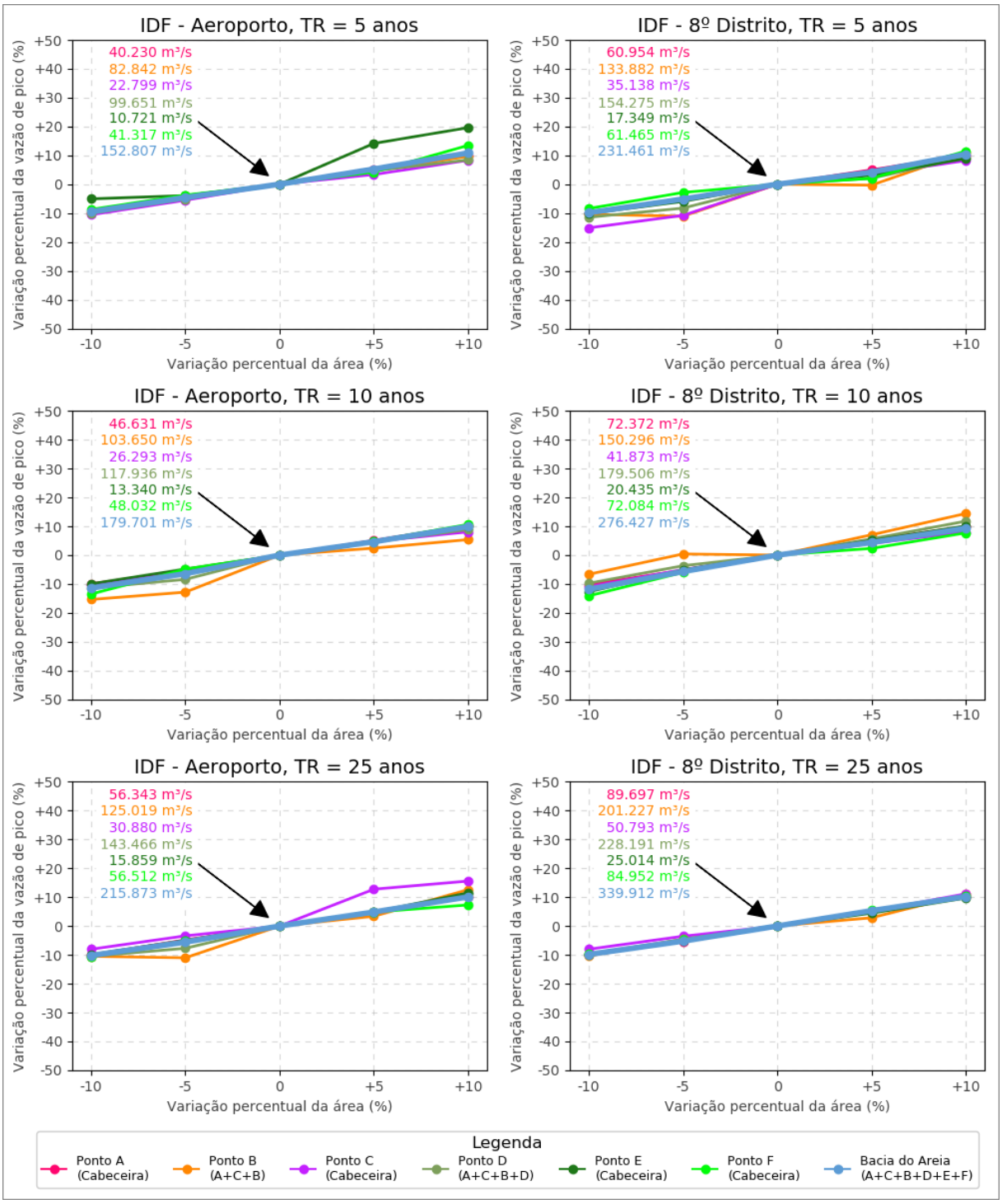
4.3.1 Resultados das simulações – Variação da área

As Figuras 24 e 25 mostram os resultados das simulações perante a alteração da área nas simulações de chuva-vazão.

Percebe-se nos 6 cenários simulados que a variação média do pico de vazão foi de aproximadamente 10% para mais e para menos, com exceção da sub-bacia “E” para o caso da IDF do Aeroporto com TR de 5 anos e da sub-bacia “C” para o caso da IDF Aeroporto com TR de 25 anos. O custo por sua vez, oscilou em volta de 5% para mais e para menos, exceto para alguns casos em que supera-se essa margem.

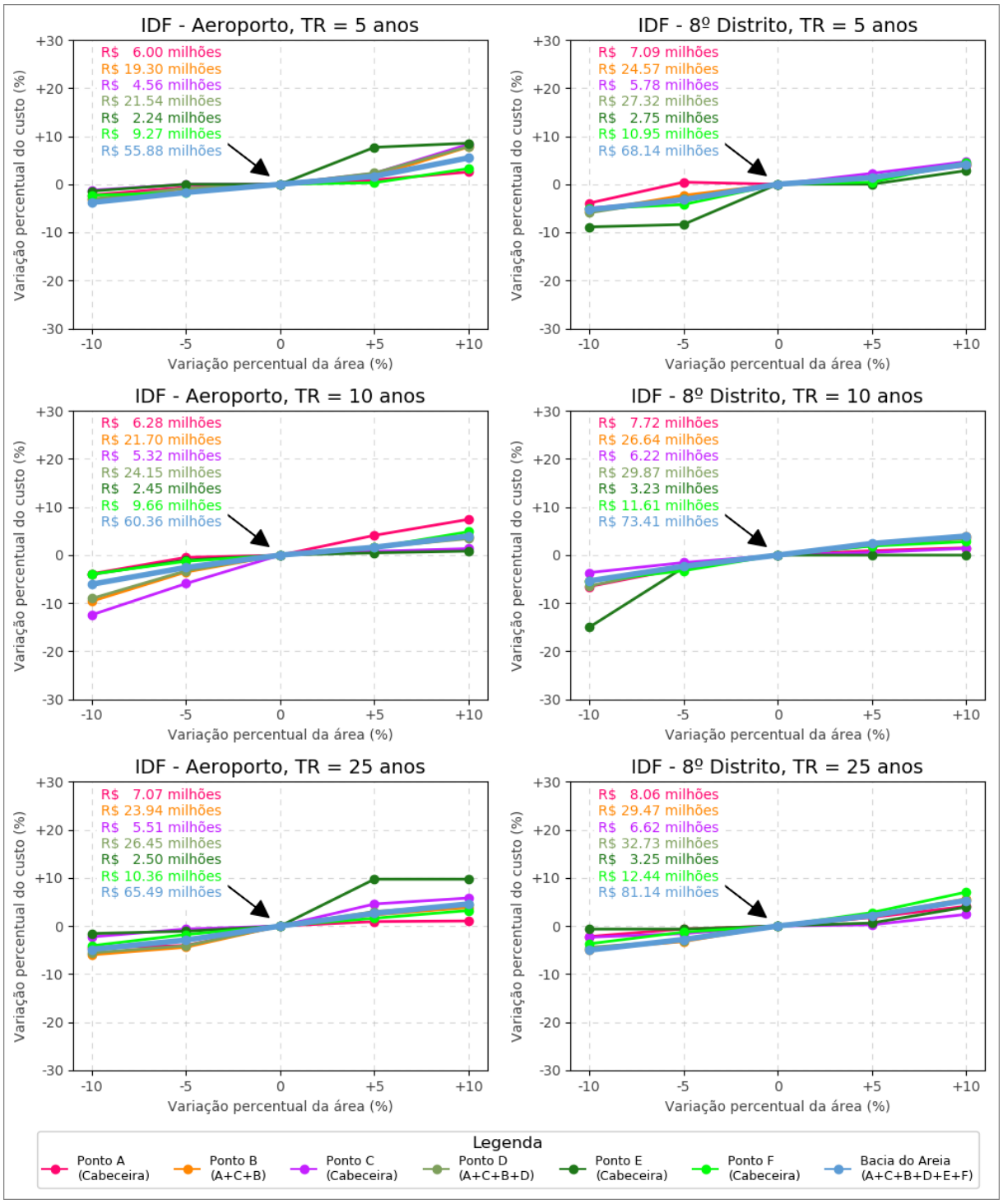
É notável também, que em diversos pontos da rede não houve alteração no custo entre dois casos consecutivos. Esse fenômeno é decorrente da presença de condutos de seção circular, pois este tipo de seção não admite o uso de diâmetros intermediários aos diâmetros comerciais, deste modo, tende-se a utilizar seções levemente superiores às solicitações do trecho, assim, ocasionalmente não há variação de seções (e consequentemente custo) entre casos com solicitações semelhantes, como é observado na Figura 25 em alguns pontos da rede. Allasia e Villanueva (2007) não realizaram análise deste parâmetro em seu estudo

Figura 24 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação da área das sub-bacias.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 25 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente a área de cada sub-bacia.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.2 Resultados das simulações – Variação do parâmetro CN

A Figura 26 mostra a relação de variação do parâmetro CN com a vazão de pico. Observa-se que a variação máxima do parâmetro CN (+10%) causou um aumento da vazão de pico em aproximadamente 35% para alguns casos e sua variação mínima (-10%) uma redução na vazão de pico em torno de 30%, diferentemente dos resultados obtidos neste estudo, Allasia e Villanueva (2007) estimaram que as alterações de vazão de pico causadas pelas mesmas perturbações no parâmetro foram de -55% a +95%.

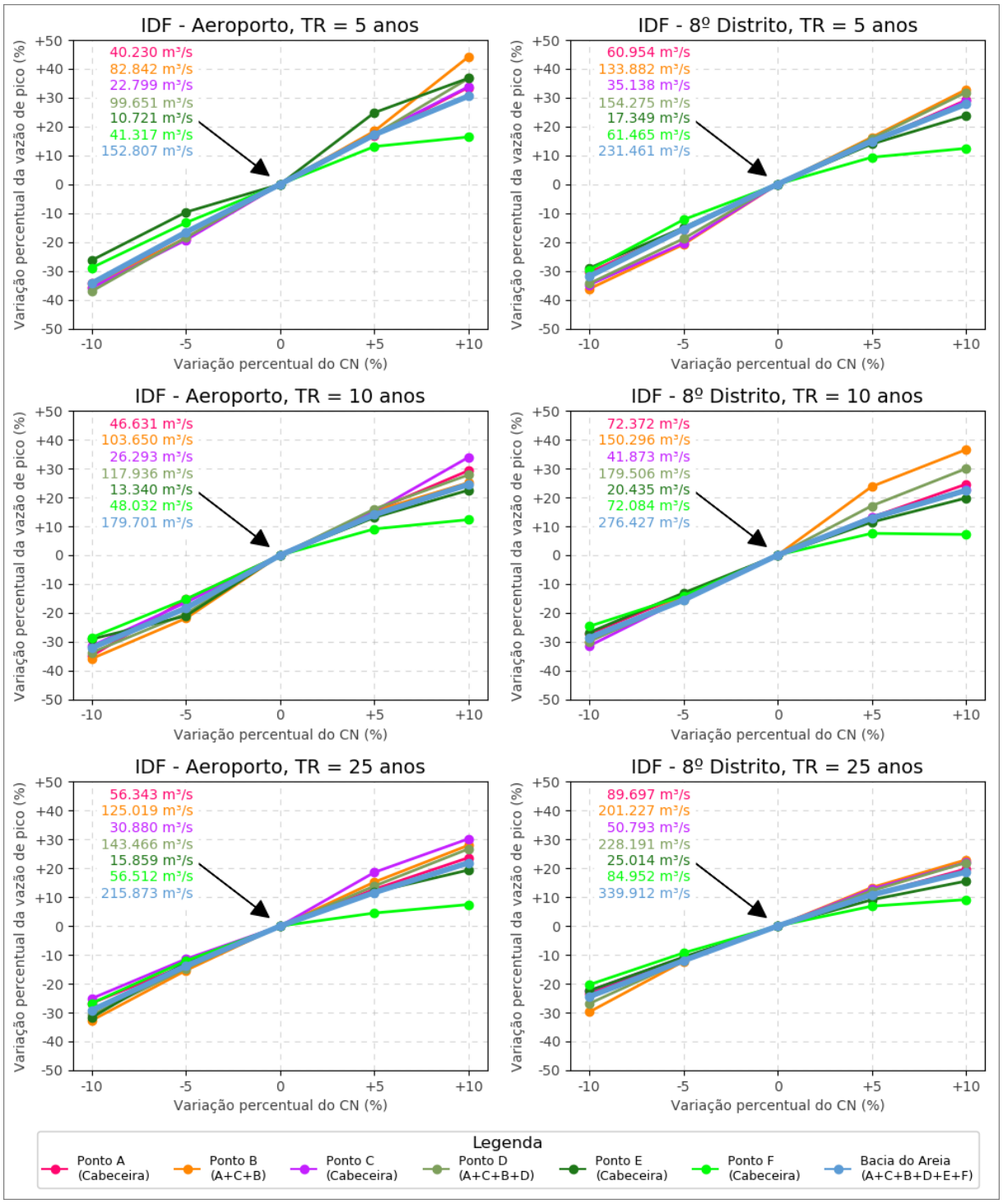
Outro aspecto notável é a redução da sensibilidade do parâmetro considerando somente a vazão de pico (oscilação de vazão de aproximadamente -35% a +30% para o TR de 5 anos em comparação com cerca de -25% a +20% com TR de 25 anos em ambas IDFs).

Observa-se também, que as vazões de pico da sub-bacia “F” tiveram os menores incrementos de vazões para ambos os casos de variação positiva do parâmetro (+5% e +10%). Isso deve-se ao fato do uso da adaptação descrita no item 3.2.2.5, que limita o valor máximo do parâmetro em 97, portanto, o incremento médio do parâmetro para a sub-bacia “F” foi menor que nas demais sub-bacias, uma vez que trata-se de uma região urbanizada e consequentemente, com maior número de sub-bacias que ultrapassaram o limite estipulado para o parâmetro.

A Figura 27 mostra a variação de custo perante a alteração do parâmetro CN. Analisando os impactos do parâmetro CN causados aos custos das redes, percebe-se novamente a disparidade de resultados entre os estudos. Enquanto Allasia e Villanueva (2007) estimaram que dentro do intervalo de variação adotado (±10%) houve uma redução de 35% dos custos e um aumento de 45%, este estudo aponta uma diminuição de 15% e um incremento de 10% apenas, contudo, observou-se algumas exceções conforme ilustrado na Figura 27.

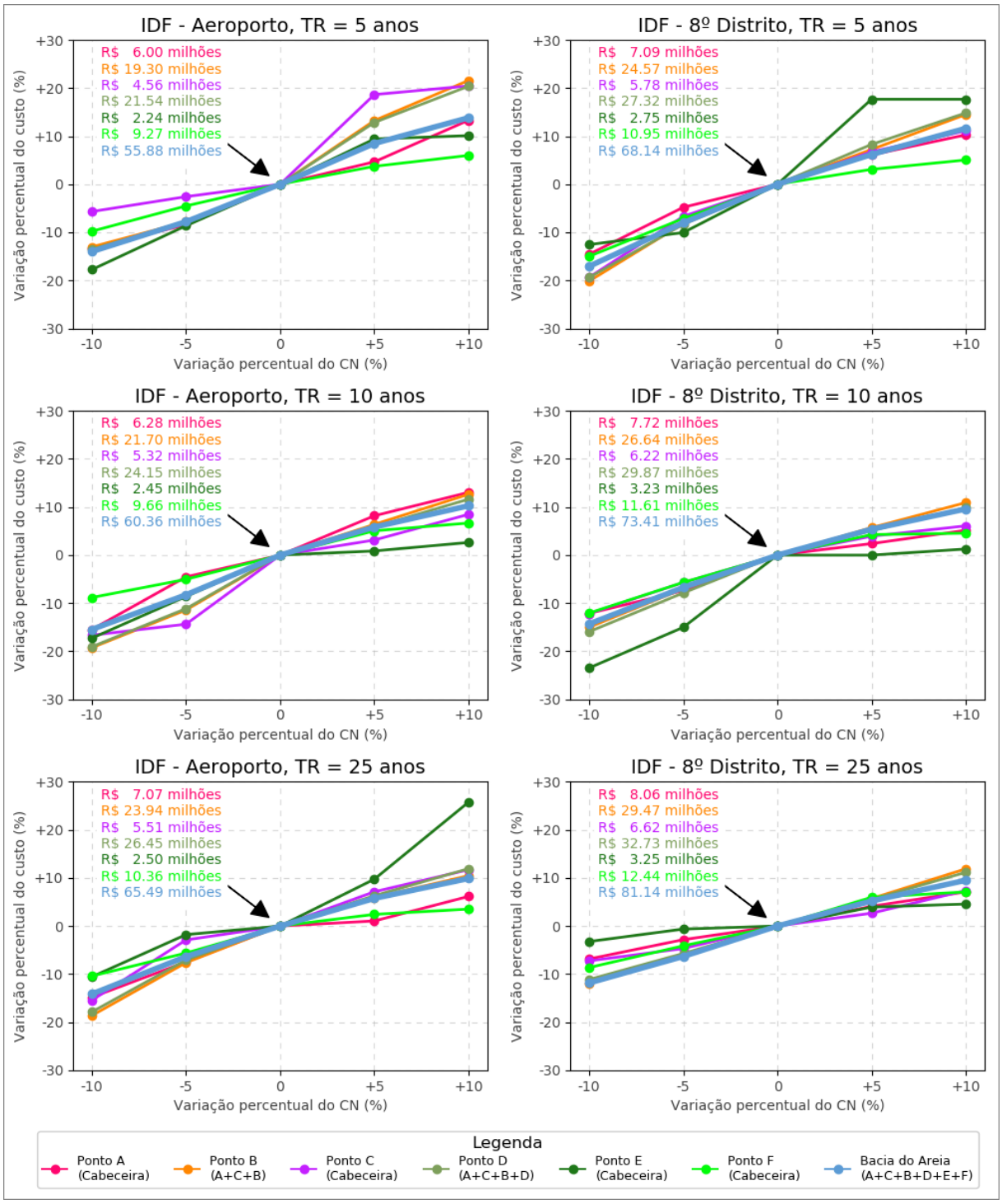
Destaca-se a sub-bacia “E” para a IDF do Aeroporto com TR de 25 anos, situação em que houve necessidade de uso de seções retangulares com áreas transversais superiores a 1,50 metros quadrados, implicando em um significativo aumento de custo desta sub-bacia (+25%) ao compará-lo com o caso de referência, situação em que a mesma fora dimensionada com seções circulares.

Figura 26 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 27 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente o parâmetro CN de cada sub-bacia.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Ressalta-se que em alguns casos não houve alteração nos custos da rede devido ao uso de seções circulares de grande diâmetro (1,50 ou 2,00 metros), sendo essas seções suficientes para comportar as vazões solicitadas por estes casos.

4.3.3 Resultados das simulações – Variação da posição do pico de chuva

A análise da variação da posição do pico não mostrou-se conclusiva. Ressalta-se que a vazão reportada nos pontos de avaliação é àquela disponibilizada pelo SWMM em seu arquivo de saída, isto é, trata-se da vazão do nó da rede.

Isso significa que o valor reportado é influenciado pela vazão do trecho de montante ao nó e a vazão oriunda das chuvas, e, em função do algoritmo de redução de velocidades do ECO-SWMM, é possível que ocorra uma disparidade de declividades entre cada caso, ocasionando velocidades distintas, que por sua vez podem levar a discrepâncias de vazão de pico nos nós da rede.

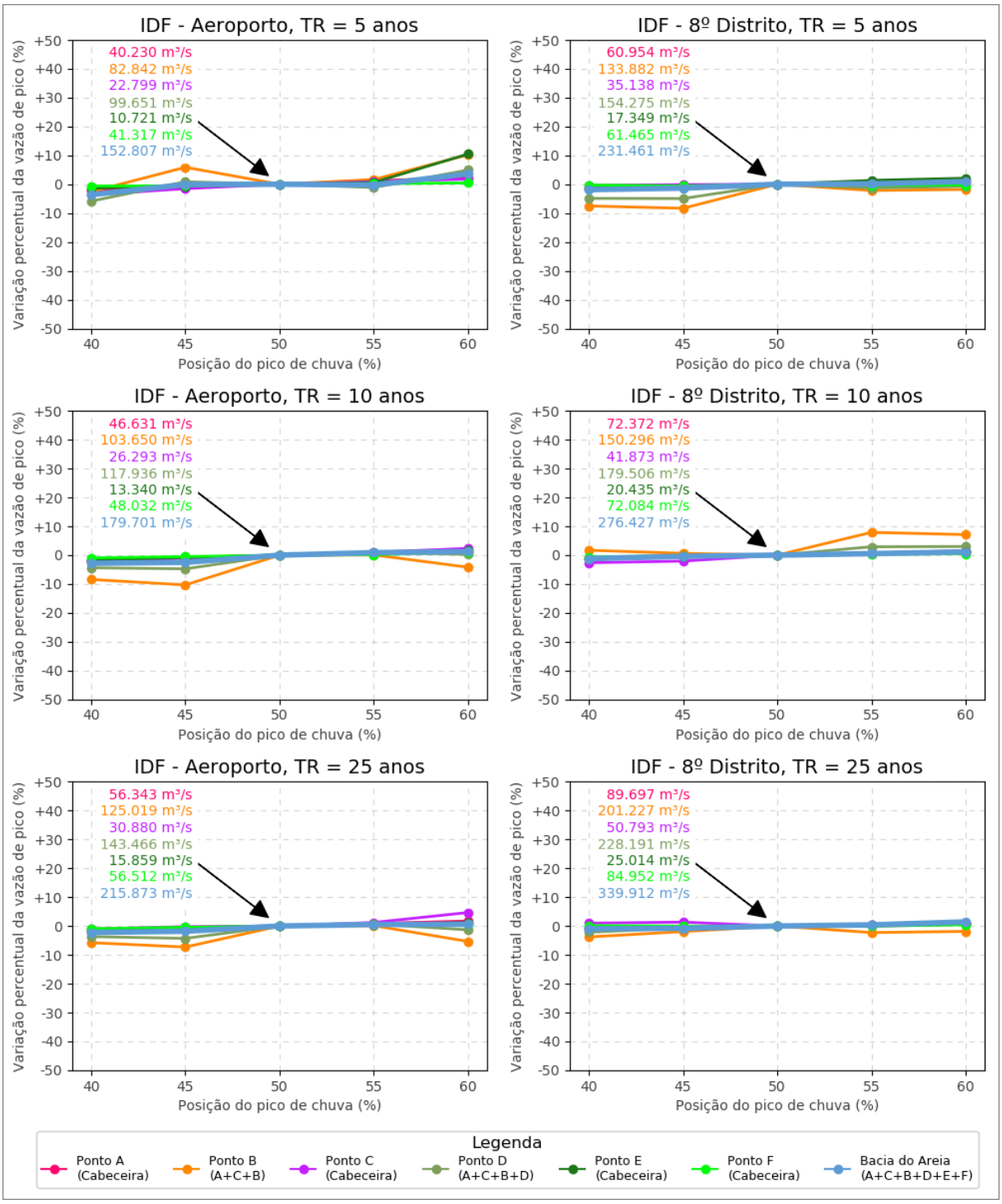
Para melhor compreender o comportamento anormal das vazões com a variação deste parâmetro, seria necessário analisar cada sub-bacia de modo independente, ou seja, sem a influência de bacias de montante.

A Figura 28 ilustra o impacto causado nas vazões perante a mudança da posição do pico de chuva. Os custos de modo geral não apresentaram grandes variações, com exceção da sub-bacia “E” para a IDF do Oitavo Distrito com TR de 5 anos nos casos de pico a 40% e 45%. Por tratar-se de um aumento não significativo (aproximadamente 3%) assume-se que tal variação foi ocasionada por uma possível discrepância no volume de escavação oriundo do algoritmo de redução de velocidades.

Na Figura 29 encontram-se as relações de custo causados variação da posição do pico de chuva. De modo geral, tanto as vazões como os custos da bacia do Areia não apresentaram variações significativas (menores que 3%) com a variação do parâmetro (pico posicionado de 40% a 60% do tempo) para todos os casos analisados.

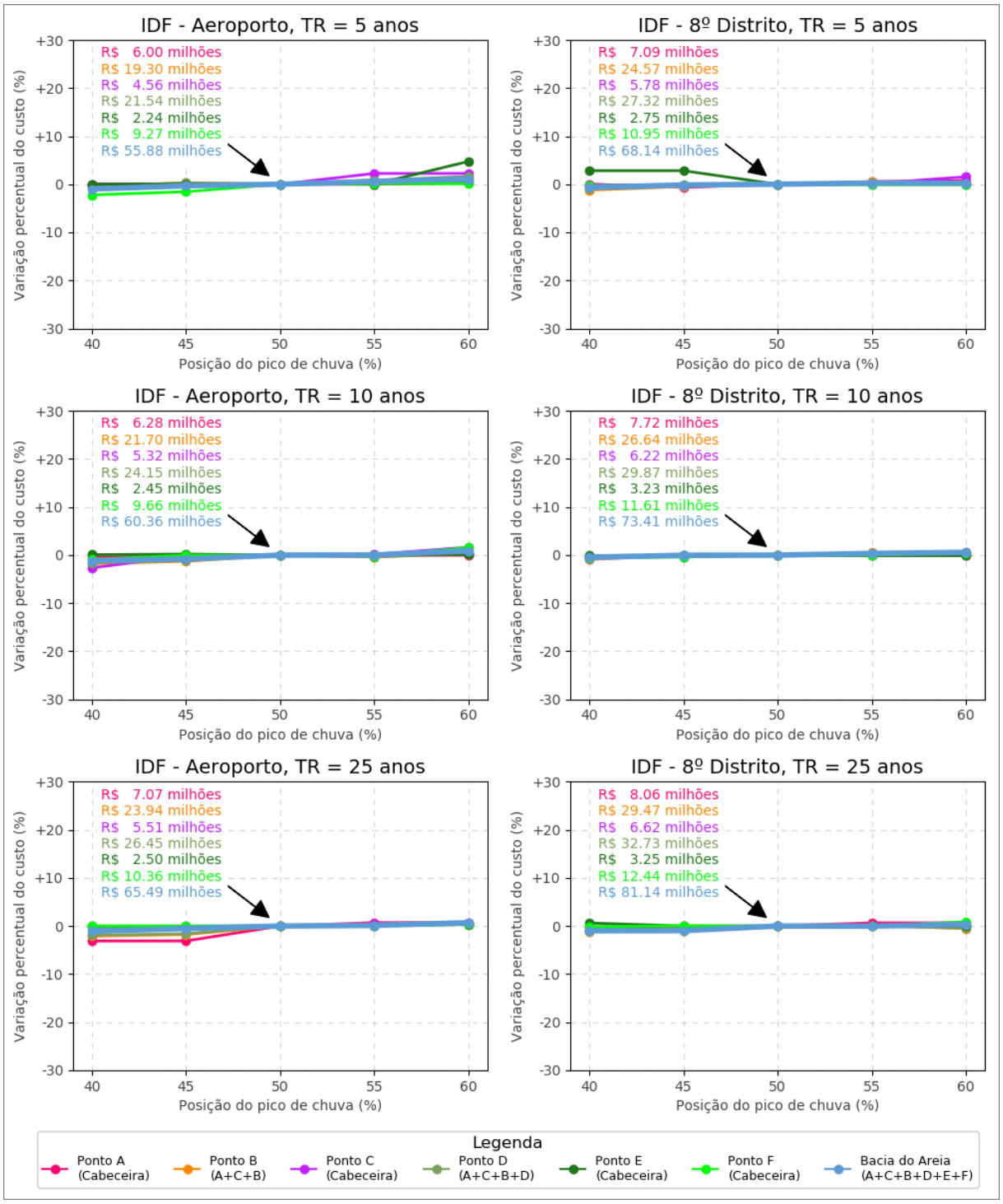
Os resultados obtidos por Allasia e Villanueva em 2007 apontaram variação de -24% a +20% para a vazão, e de -15% a +8% para os custos. Assume-se que tal discrepância está relacionada ao maior intervalo de variação do parâmetro adotado por esses autores (±25%).

Figura 28 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação da posição do pico de chuva.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 29 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente a posição do pico de chuva em cada sub-bacia.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.4 Resultados das simulações – Variação do tempo de concentração

Na Figura 30 mostra as variações de vazões causadas por perturbações no tempo de concentração. O tempo de concentração mostrou-se pouco sensível à metodologia utilizada. Observa-se uma variação de vazões em torno de -10% a +5%, sendo todos casos dentro da normalidade, com exceção da sub-bacia “B” para o caso de +50% de variação para a IDF do Oitavo Distrito com TR de 10 anos, cujo valor excede levemente o valor reportado pelo caso imediatamente mais crítico (0%).

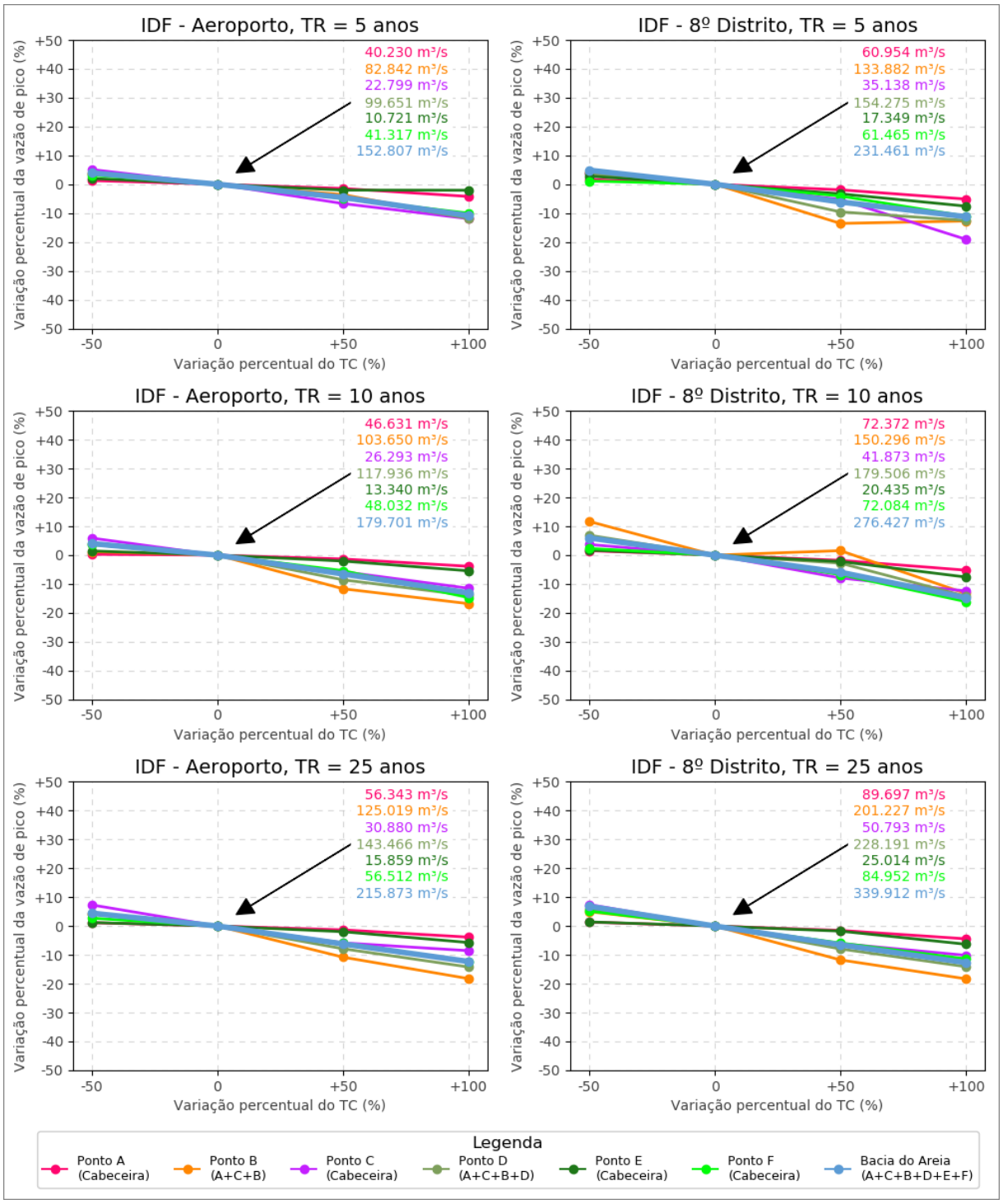
Novamente, tal resultado pode ter sofrido influência do algoritmo de redução de declividades ou da influência das bacias de montante (ressalta-se que o ponto “B” recebe contribuição de dois trechos, sendo um deles referentes à região “C” e outro às regiões “B” e “A”, além da contribuição das chuvas ao próprio nó). Este fenômeno também foi observado em outro parâmetro pouco sensível (posição do pico de chuva).

Na Figura 31 mostra as variações de custo causadas por perturbações no tempo de concentração. Os custos comportaram-se de forma semelhante entre os casos, podendo ser observado dois grupos distintos para a perturbação máxima do parâmetro (+100%), um deles com pouca ou nenhuma variação de custo e o outro com uma variação moderadamente mais expressiva. Nota-se para o caso da IDF do Oitavo Distrito com TR de 10 anos, a sub-bacia “E” teve o menor custo relativo ao caso de referência para a variação máxima do tempo de concentração. Já para os demais casos a variação do custo desta sub-bacia permaneceu constante.

Isso se deve ao fato de que essa bacia possui a maioria dos trechos com seção circular, e assim como ocorreu nos casos anteriores, a variação de solicitação desses casos não foi suficientemente intensa para provocar a alteração das seções da rede. Desta maneira, o mesmo diâmetro comercial de trechos e escavações foram utilizadas na bacia, exceto para a variação máxima do parâmetro no caso mencionado, no qual foi suficiente para redução de seção de um dos seus quatro condutos.

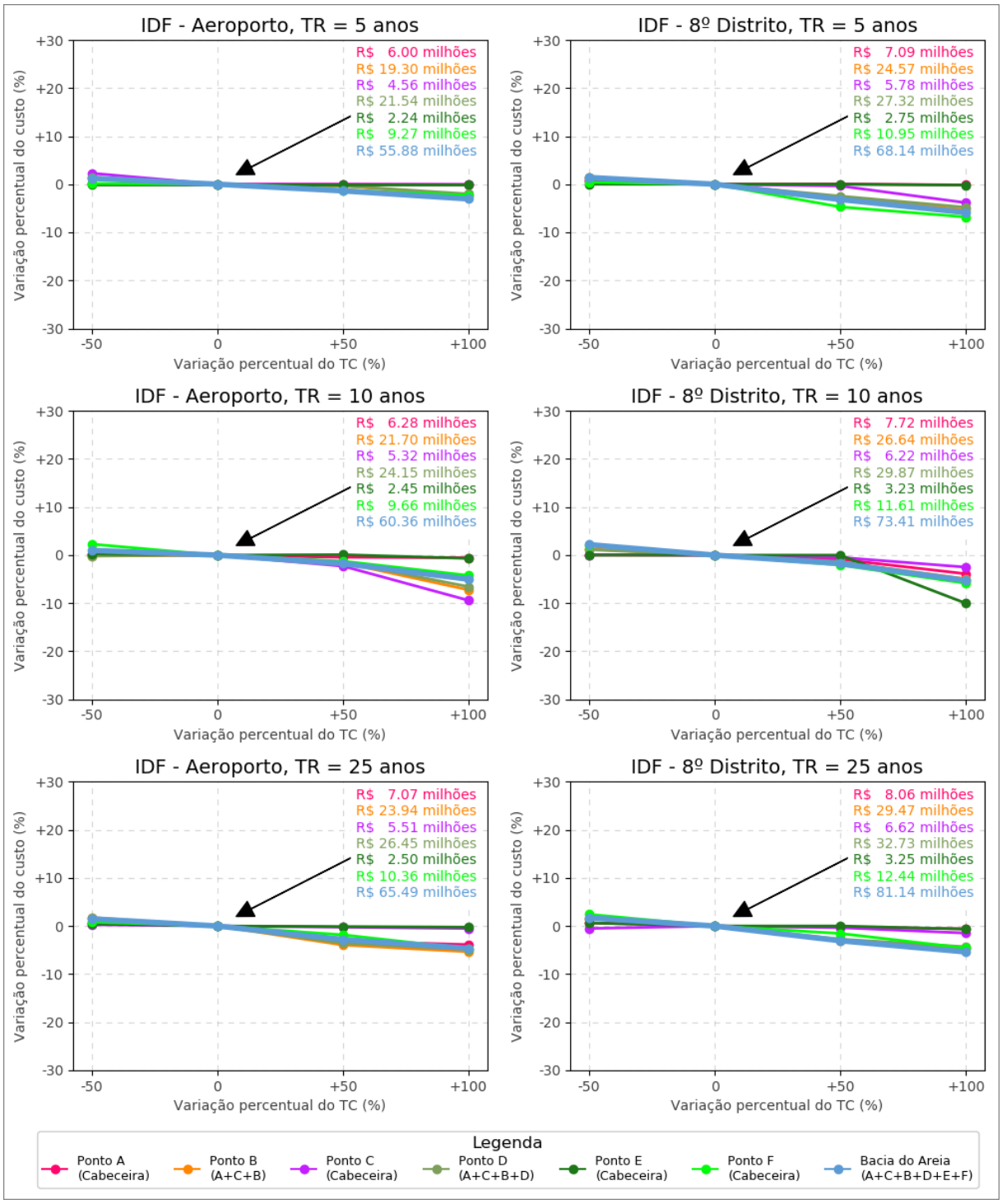
Allasia e Villanueva (2007, p. 73) afirmaram em seu estudo que “A variação de 20% nos valores da vazão de pico na simulação distribuída quando o *tc* muda entre 0,5 e 2 vezes o valor de referência, significa menos de 10% de diferença nos custos”, evidenciando novamente a discordância entre os resultados.

Figura 30 – Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do tempo de concentração de cada sub-bacia.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 31 – Impactos nos custos da rede de drenagem variando uniformemente o tempo de concentração de cada sub-bacia.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.5 Resumo dos resultados

O Quadro 5 apresenta uma comparação dos resultados encontrados na análise de sensibilidade de ambos os trabalhos considerados neste estudo.

Quadro 5 – Comparação dos resultados das análises de sensibilidade dos parâmetros considerados neste estudo.

Parâmetro	**Resultados obtidos utilizando simulações hidrodinâmicas**	**Resultados obtidos por Allasia e Villanueva (2007)**
Área de contribuição	Vazão: cerca de ±10%	Vazão: não avaliado
	Custo: por volta de ±5%	Custo: não avaliado
Parâmetro CN	Vazão: -30% a +35%	Vazão: -55% a +95%
	Custo: -15% a +10%	Custo: -35% a +45%
Posição do pico de chuva	Vazão: não foi conclusivo	Vazão: -24%* a +20%*
	Custo: aproximadamente ±3%	Custo: -15%* a + 8%*
Tempo de concentração	Vazão: próximo de ±10%	Vazão: próximo de ±20%
	Custo: por volta de ±5%	Custo: cerca de ±10%

* – Análise realizada com amplitude de variação do parâmetro de ±25%.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se acentuada discrepância entre os resultados dos estudos. De modo geral, os resultados deste trabalho mostraram que todos os parâmetros analisados possuem uma sensibilidade menor àquela apresentada por Allasia e Villanueva em 2007. Dentre os fatores que possivelmente influenciaram em tal discrepância destacam-se:

- Maior robustez do modelo hidráulico utilizado na simulação de transporte de escoamento em galerias, influenciando diretamente nos resultados obtidos por ser capaz de simular um maior número de fenômenos ocorrentes no sistema;
- Amortecimento das variações de custo causadas pela maior complexidade das escavações utilizadas em cada rede dimensionada, pois tais escavações não apresentaram significativas diferenças de custos entre cada caso dimensionado;
- Maior precisão das informações disponíveis para o estudo;

- Possíveis inconsistências no código da ferramenta ECO-SWMM, por ser uma ferramenta nova, proposta durante o processo de confecção deste trabalho;
- Eventuais erros de truncamento e arredondamento durante o processo de cálculo computacional, seja no modelo hidrológico, hidráulico ou na ferramenta de dimensionamento utilizada.

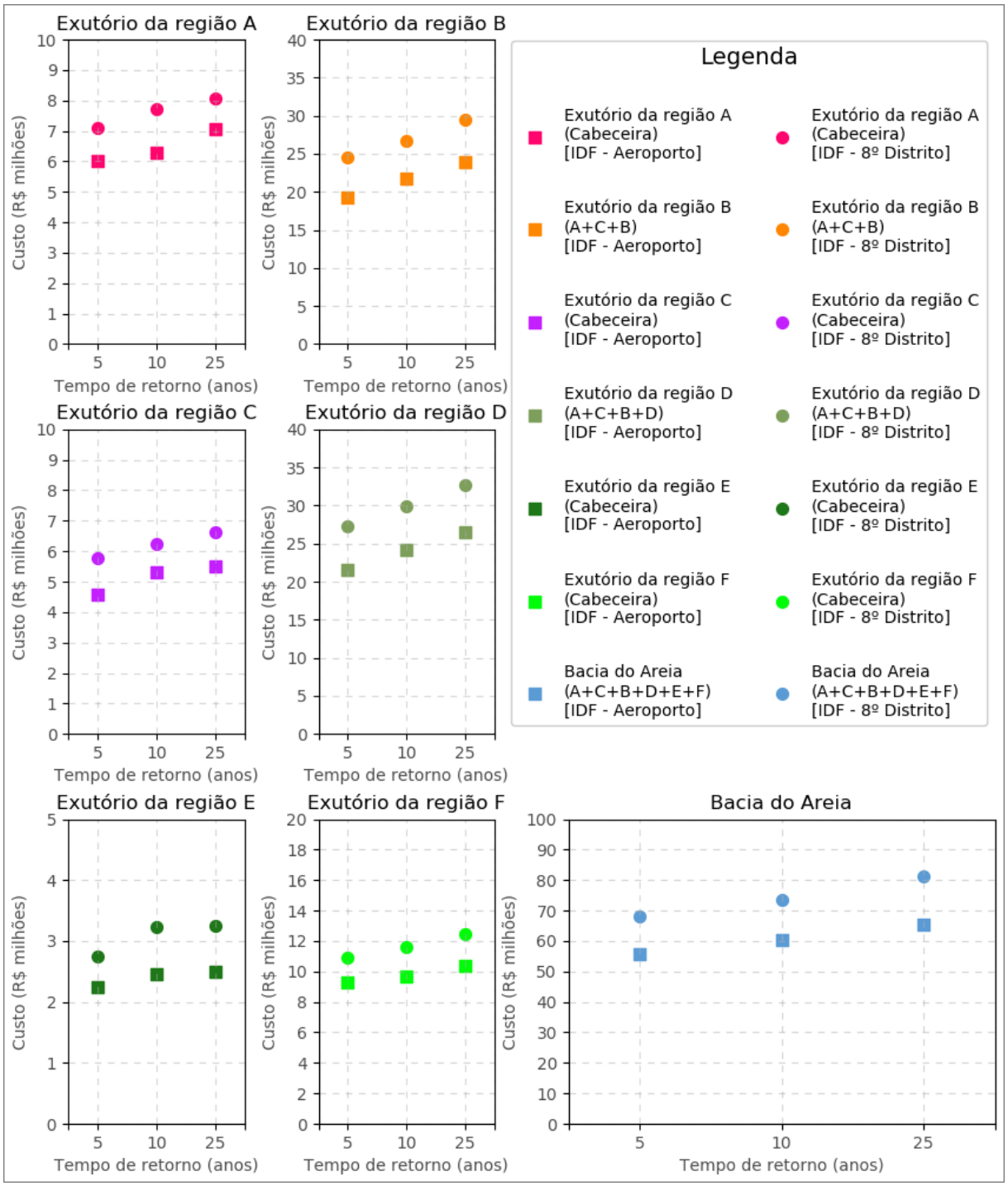
4.3.6 Comparação entre equações IDF

Apesar de não ser escopo do trabalho, realizou-se a comparação de custos entre as duas equações IDF. A comparação é efetuada em cada um dos pontos de interesse apresentados no item 3.2.1.1 para os três tempos de retorno utilizados no estudo. Utilizaram-se somente os casos de referência nessa análise e seus resultados são apresentados na Figura 32.

Observa-se que os custos das redes dimensionadas a partir das chuvas estimadas pela IDF do Oitavo Distrito foram, em média, 22,70% superiores àquelas estimadas pela IDF do Aeroporto em todos os pontos da bacia e tempos de retornos avaliados neste trabalho, fato decorrente das maiores intensidades de chuva de uma curva em relação com a outra (as estimativas de custo das redes dimensionadas com 5 anos de TR com a curva IDF do Oitavo Distrito são ligeiramente superiores às estimativas de custo com 25 anos utilizando a curva IDF do Aeroporto).

Esse resultado evidencia um fato já descrito por outros autores, a elevada heterogeneidade das precipitações da região, visto que apesar da proximidade física entre os postos de chuva que originaram tais equações, há significativa disparidade entre as chuvas estimadas por elas, subjugando desse modo o dimensionamento da rede à escolha do projetista.

Figura 32 – Comparação de custo estimado entre as equações IDF para o caso de referência.



Fonte: Elaborado pelo autor.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONCLUSÕES

Os resultados mostram que o programa ECO-SWMM mostrou-se uma ferramenta satisfatória no dimensionamento de redes de drenagem que operam por gravidade, reduzindo significativamente o tempo de dimensionamento das estruturas, permitindo, dessa forma, a otimização do custo da rede.

A análise de sensibilidade mostrou que dentre os parâmetros analisados na metodologia aplicada na bacia do arroio Areia, o parâmetro CN foi o mais sensível, seguido pela escolha da IDF, área e tempo de concentração. Pela sua vez, a posição do pico de chuva não teve quase impacto.

As pequenas diferenças no resultados entre as bacias, e especialmente entre variações do parâmetro, são consequências das diferenças de recobrimentos, escavações, declividades, velocidades de escoamento e consequentemente de custos. Em particular as escavações que correspondem aos maiores custos na implementação da rede.

Referente à variação do parâmetro CN, o mais sensível dentre os analisados, verificou-se um decréscimo de vazão de pico de em média 30% para uma redução de 10% do parâmetro, e um acréscimo de 35% para um aumento de mesma grandeza (ressalta-se que houve uma redução desses valores à medida que o tempo de retorno das simulações aumentou).

A escolha da relação IDF teve um impacto no custo de 22% nessa bacia, consequência da heterogeneidade das chuvas já relatadas por diversos autores como SILVEIRA, 1997; BEMFICA; GOLDENFUM; SILVEIRA, 2000; ALLASIA; VILLANUEVA, 2007; FENSTERSEIRFER et al., 2013 e FAVARETTO, 2013. Vale destacar que Porto Alegre é uma das poucas cidades brasileiras com diversas medições de chuva, sendo que muitos dos mais de 5000 municípios do Brasil sequer possui monitoramento das precipitações.

Incertezas típicas na estimativa da área (10%) e do tempo de concentração (diferenças na estimativa com relação ao valor correto de 50% a 200%) tiveram impacto relativo nas vazões de pico por volta de 10% e no custo de aproximadamente 5%. Por outro lado, a análise de variação de vazão oriunda da mudança da posição

do pico de chuva apresentaram pouca sensibilidade à metodologia empregada, em especial aos custos com variações de cerca de ±3%.

Embora esse trabalho seja, de certo modo, similar a outros estudos, é importante salientar que a abordagem dada a ele difere-se dos demais pela adoção de um modelo hidráulico mais elaborado, assegurando maior conformidade com as práticas de engenharia atuais.

Por um lado, isso explica que os resultados obtidos, tanto nas variações de custo como de vazões, são inferiores aos apresentados por ALLASIA; VILLANUEVA, 2007, uma vez que seguindo a Cruz (2004) a tendência é que os modelos hidrológicos sejam conservadores com relação aos modelos que consideram o sistema pressurizado.

Por outro lado demonstra que, à medida que tais práticas evoluem, surge a necessidade de refazer a análise da incerteza no dimensionamento de redes de drenagem, uma vez que a importância dos parâmetros envolvidos muda com o tempo em função da alteração das metodologias envolvidas e dos critérios de análise dos projetistas.

5.2 RECOMENDAÇÕES

Quando ao dimensionamento automático, recomenda-se a incorporação da possibilidade de alterações da topologia da rede, incorporando ou eliminando elementos (PVs, trechos, etc) conforme seja necessário. Também a incorporação de metodologias que permitam avaliar diferentes *layouts* da rede.

Quanto à análise de sensibilidade, recomenda-se que trabalhos futuros avaliem outras bacias brasileiras com características de uso do solo, topografia, precipitação, tipo de solo, hidrografia, etc diferentes da aqui avaliada.

Também a incorporação na análise hidrodinâmica de redes com estruturas compensatórias ou de baixo impacto tais como reservatórios de detenção, telhados verdes, pavimentos permeáveis, etc.

Ainda, incorporar na analise a tendência a sub ou superestimar as redes de drenagem por parte dos projetistas e a possibilidade de que eventuais subestimativas sejam efetivamente detectadas durante a vida útil da estrutura, conforme implementado por Allasia e Villanueva (2007).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AJMAL, M.; KIM, Tae-Woong. Quantifying excess stormwater using SCS-CN– based rainfall runoff models and different curve number determination methods. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 141, n. 3, p. 04014058, 2014.

ALLASIA, D. G. P. **Impacto das incertezas no custo de uma rede de macrodrenagem**. 2002. 146 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

ALLASIA, D. G. P.; VILLANUEVA, A. O. N. Custo da Incerteza na Macrodrenagem Urbana I: Determinação dos Parâmetros mais Sensíveis na Modelagem de Macrodrenagem Urbana. **RBRH** — Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 12, n. 1, p. 65-77, jan./mar., 2007. DOI: 10.21168/rbrh.v12n1.p65-77.

ARAÚJO, B. A. M. DE., SILVEIRA, C. DA S., SOUZA, J. L., JÚNIOR, J. V. F. M., ALMEIDA, F. A. F.,STUDART, T. M. DE C. Análise do tempo de concentração em função das características fisiográficas em bacias urbanas. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – ABRH, 19., 2011, Maceió. **Anais...** Maceió: ABRH, 2011.

ASCE. **Design and construction of sanitary and storm sewers**. New York: Manuals and Reports of Engineering Pratice, n. 37, 1969.

AUTODESK. In: Autodesk Inc. San Rafael, Califórnia, Estados Unidos, 2019. Disponível em: <https://knowledge.autodesk.com/pt-br/support/civil-3d/troubleshooting/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/PTB/Installation-Civil3D/files/GUID-CB9C2634-538A-465A-8C51-9BAC0A6DC1A4-htm.html>. Acesso em: 24 abr. 2019.

BARROS, R. M.; MENDIONDO, E. M.; WENDLAND E. Cálculo de áreas inundáveis devido a enchentes para o plano diretor de drenagem urbana de São Carlos (PDDUSC) na bacia escola do córrego do Gregório. **RBRH** – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 12, n.2, p. 5-17, abr./jun. 2007. DOI: 10.21168/rbrh.v12n2.p5-17.

BASHFORD, K. E.; BEVEN, K. J.; YOUNG, P. C. Observational data and scale-dependent parameterizations: explorations using a virtual hydrological reality. **Hydrological Processes**, v. 16, n. 2, p. 293-312, 2002. DOI: 10.1002/hyp.339.

BASSO, R. E.; ALLASIA, D. G.; TASSI, R.; PICKBRENNER, K. Revisão das isozonas de chuvas intensas do Brasil. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 21, n. 4, p. 635-641, 2016. DOI: 10.1590/s1413-41522016133691.

BELINAZO, H. J. **Metodologia computacional para análise das chuvas intensas: desenvolvimento e aplicação aos dados de Santa Maria (RS)**. 1991. 157 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 1991.

BELL, F. G. Generalized rainfall - duration - frequency relationships. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 95, n. 1, p. 311-328, 1969.

BEMFICA, D. C.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L. Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto de Porto Alegre. **RBRH** - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.5, n.4, p.5-16, 2000. DOI: 10.21168/rbrh.v5n4.p5-16.

BEMFICA, D. da C. **Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre**.1999. 109 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

BEMFICA, D. da C. **Tempos de retorno utilizados no dimensionamento da macrodrenagem urbana**. Comunicação pessoal. 2017.

BENTLEY. Bentley Systems, Inc. Exton, Pennsylvania, Estados Unidos. 2019. Disponível em: <https://www.bentley.com/>. Acesso em: 26 abr. 2019.

BERTONI J. C. **Etude hydrologique et analyse des incertitudes sur trois bassins versants semi urbanisés de la région centrale d'Argentine**. Thèse. Université Montpellier II, Montpellier, 2001. 305 p.

BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação, In: Tucci, C. E. M. (org.): **Hidrologia: Ciência e Aplicação**, 2ª ed., Editora da Universidade, 1993. p. 177-241.

BEVEN, K. A manifesto for the equifinality thesis. **Journal of Hydrology**, v.320, n. 1-2, p. 18-36, 2006a. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2005.07.007.

BEVEN, K. On undermining the science?. **Hydrological Processes**, v. 20, n. 14, p. 3141-3146, 2006b. DOI: 10.1002/hyp.6396.

BEVEN, K., FREER, J. Equifinality, data assimilation, and uncertainty estimation in mechanistic modelling of complex environmental systems using the GLUE methodology. **Journal of Hydrology**, v. 249, n. 1-4, p. 11-29, 2001. DOI: 10.1016/S0022-1694(01)00421-8.

BEZERRA, A., DE A.; CASTRO, M. A. H. DE. Software para elaboração de projetos de drenagem urbana envolvendo Autocad e SWMM. In: XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – ABRH, 12., 2009, Campo Grande. **Anais...** Campo Grande: ABRH, 2009. Disponível em: <https://abrh.s3.sa-east-1.amazonaws.com/Sumarios/110/5453bde357123a808d78b01498feac76_5b34b9e7fb625c6228cf00ce602b6035.pdf>. Acesso em: 28 abr. 2019.

BOLDRIN, R. S. **Avaliação de cenários de inundações urbanas a partir de medidas não-estruturais de controle: trecho da bacia do Córrego do Gregório, São Carlos-SP**. 2005. 202 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

BONDELID, T. R.; JACKSON, T. J.; MCCUEN, R. H. Estimating Runoff Curve Numbers using Remote Sensing Data. In Vijay P. Singh,. **Applied Modeling in**

Catchment Hydrology. Littleton, CO: Water Resources Publications, 1982. p. 519-528.

BRUSA, L.C.; CLARKE, R. T. Erros Envolvidos na Estimativa da Vazão Máxima Utilizando Curva-Chave. Caso de Estudo: Bacia do Rio Ibicuí – RS. **RBRH** - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 4, n. 3, p. 91-95, jul./set., 1999. DOI: 10.21168/rbrh.v4n3.p91-95.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CARVALHO, D. F.; SILVA, L. D. B. **Hidrologia**. Rio de Janeiro: Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, 2006. 115 p. Disponível em: <http://www.ufrrj.br/institutos/it/deng/leonardo/it113-hidrologia.htm>. Acesso em 10 nov. 2017.

CHEN, C. Rainfall Intensity - duration - frequency formulas. **Journal of Hydraulic Engineering - ASCE**, v. 109, n. 12, p. 1603-21, 1983.

CHRISTIANSON, R.D., HUTCHINSON, S.L., BROWN, G.O. Curve number estimation accuracy on disturbed and undisturbed soils. **Journal of Hydrology Engineering**, v. 21, n. 2, 2016. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001274.

CLARKE, R. T.; MENDIONDO, E. M.; BRUSA, L. C. Uncertainties in mean discharges from two large South American rivers due to rating curve variability. **Hydrological Sciences Journal**, v. 45, n. 2, p. 221-236, 2000. DOI: 10.1080/02626660009492321.

COLLISCHONN, W.; TASSI, R. **Introduzindo Hidrologia**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2008. 274 p.

COLLODEL, M. G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão**. 2009. 219 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CONCREMAT ENGENHARIA. **Plano diretor de drenagem urbana de Teresina**. Rev.01 - Volume 25 - Tomo 05 - Relatório Final. Prefeitura municipal de Teresina. Secretaria municipal de planejamento e coordenação. Teresina, 2010. Disponível em: <http://semplan.teresina.pi.gov.br/saneamento-downloads/>. Acesso em: 25 jan. 2017.

CONCREMAT ENGENHARIA. **Plano diretor de drenagem urbana do Distrito Federal**. Distrito Federal, 2009. Disponível em: <http://www.adasa.df.gov.br/drenagem-urbana/plano-diretor-de-drenagem-urbana-pddu-df>. Acesso em: 25 jan. 2017.

CRUZ, M. A. S. **Otimização do controle da drenagem em macrobacias urbanas**. 2004. 233 p. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004.

CUNGE, J. A. On the subject of a flood propagation computation method (Muskingun method). **Journal of Hydraulic Research**, v.7, n.2, p. 205-230, 1969.

CUNHA, S.F.; SILVA, F.E.O. E; MOTA, T.U.; PINHEIRO, M. C. Avaliação da acurácia dos métodos do SCS para cálculo da precipitação efetiva e hidrogramas de cheia. **RBRH** - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 20, n.4, p.837 – 848, out. /dez., p. 837 – 848, 2015. DOI: 10.21168/rbrh.v20n4.p837-848.

D'ASARO, F., G. GRILLONE AND R.H. HAWKINS. Curve Number: Empirical evaluation and comparison with Curve Number handbook tables in Sicily. **Journal of Hydrology Engineering**, v. 19, n. 12, 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000997.

DAEE; CETESB. **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**. 2. ed. São Paulo. 1980.

DAMÉ, R de C. F.; TEIXEIRA, C. F. A.; TERRA, V. S. S.; ROSSKOFF, J. L. C. Hidrograma de projeto em função da metodologia utilizada na obtenção da precipitação. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 14, n. 01, p. 46–54, 2010.

DECINA, T. G. T. **Análise de medidas de controle de inundações a partir da avaliação de cenários de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Gregório**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2012.

DELETIC, A.; DOTTO, C. B S; MCCARTHY, D. T.; KLEIDORFER, M.; FRENI, G.; MANNINA, G.; UHL, M.; HENRICHS, M.; FLETCHER, T. D.; RAUCH, W.; BERTRAND-KRAJEWSKI, J. L.; TAIT, S. Assessing uncertainties in urban drainage models. **Physics and Chemistry of the Earth**, v. 42-44, p. 3-10, 2012. DOI: 10.1016/j.pce.2011.04.007.

DEP/IPH. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**. Prefeitura Municipal. Departamento de Esgotos Pluviais. Porto Alegre: UFRGS/IPH. v. 9. 2002.

DE VILLIERS, N; VAN ROOYEN, G C; MIDDENDORF, M. Sewer network design: Heuristic algorithm for hydraulic optimisation. J. S. Afr. Inst. Civ. Eng., Midrand , v. 59, n. 3, p. 48-56, Sept. 2017 . Available from <http://www.scielo.org.za/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1021-20192017000300006&lng=en&nrm=iso>. access on 20 Apr. 2019. http://dx.doi.org/10.17159/2309-8775/2017/v59n3a6.

DIAZ, O.; TUCCI, C. E. M. Regionalização de hidrogramas unitários de bacias urbanas. Caderno de Recursos Hídricos. **Revista Brasileira de Engenharia**. v. 7 . n.2, p. 19-30, 1987.

DNIT- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. 2. ed. RJ: Ministério dos Transportes. 2005.

DOOGE, J. C. I. **The linear theory of hydrologic systems**. U.S. Department of Agriculture: Agricultural Research Service, 1973. 327 p.

FAVA, M. C. **Modelo de Alerta Hidrológico com Base Participativa usando Sistema de Informações Voluntárias para Previsão de Enchentes**. 2015. 87p. Dissertação (Mestrado em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2015.

FAVARETTO, J. R. **Emprego da técnica de krigagem ordinária para espacialização das precipitações intensas ocorridas em Porto Alegre-RS**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2013.

FENSTERSEIFER, C. A. J.; ALLASIA, D. G.; FAVARETTO, J. R., BASSO, R. E.; TASSI, R.; SILVEIRA A. Investigation of urban-induced rainfall in Porto Alegre, Brazil, using TRMM satellite rainfall estimation. **IAHS-IAPSO Publication**, v. 359, p. 260-265, 2013.

FERREIRA, P. F. **Verificação de estimativas empíricas do tempo de concentração em sub-bacias brasileiras**. 2016. 96 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

FRANCO, E. J. **Dimensionamento de bacias de detenção das águas pluviais com base no método racional**. 2004. 155 p. Dissertação (Mestre em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2004.

FROEMMING, H. G. **Avaliação do Efeito da Discretização Temporal da Chuva de Projeto no Dimensionamento de Sistemas de Drenagem Urbana**. 2016. 67p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental)- Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

GANGULI, P.; COULIBALY, P.; Assessment of future changes in intensity-duration-frequency curves for Southern Ontario using North American (NA)-CORDEX models with nonstationary methods. **Journal of Hydrology: Regional Studies**, v. 22, 2019. DOI: 10.1016/j.ejrh.2018.12.007

GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D. de, Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do Arroio Cancela - RS**. RBRH** - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 11, n. 4, p. 99-108, out./dez., 2006. DOI: 10.21168/rbrh.v11n4.p99-108.

GELLER, V. G. **Desenvolvimento da Biblioteca Hidrológica Computacional Hydrolib**. 2015. 61p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2015.

GERICKE, O. J.; SMITHERS, J. C. Review of methods used to estimate catchment response time for the purpose of peak discharge estimation. **Hydrological Sciences Journal**, v. 59, n. 11, p. 1935–1971, 2014.

GRIMALDI, S.; PETROSELLI, A.; NARDI, F. A parsimonious geomorphological unit hydrograph for rainfall–runoff modelling in small ungauged basins. **Hydrological Science Journal**, v. 57, n. 1, p. 73-83, 2012.

GRIMALDI, S.; PETROSELLI, A.; TAURO, F.; PORFIRI, M. Time of concentration: a paradox in modern hydrology. **Hydrological Sciences Journal**, v. 57, n. 2, p. 217-228, 2012.

GUIMARÃES, R. C. **Comparação entre duas metodologias de cálculo e propagações de vazões em coletores de drenagem urbana: o Método Racional e equações de Saint-Venant**. 2009. 115 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2009.

HAAN, C. T. Parametric Uncertaint in Hydrological Modeling. Transactions of the **ASAE**, v. 32, n. 1, p. 137-145, 1989. DOI: 10.13031/2013.30973.

HAAN, C. T.; ALRED, B.; STORM, D. E.; SABAGH, G. J.; PRABHU, S. Statistical procedure for evaluating hydrologic/water quality models. Transactions of the **ASAE**, v. 38, n. 3, p. 725-733, 1995. DOI: 10.13031/2013.27886.

HAAN, P. K.; SKAGGS, R. W. Effect of parameter uncertainty on drainmod predictions: I. hydrology and yield. Transactions of the **ASAE**, v. 46, n. 4, p. 1061-1067, 2003a. DOI: 10.13031/2013.13968.

HAAN, P. K.; SKAGGS, R. W. Effect of parameter uncertainty on drainmod predictions: II. nitrogen loss. Transactions of the **ASAE**, v. 46, n. 4, p. 1069–1075 2003b. DOI: 10.13031/2013.13969.

HARMEL, R. D.; COOPER, R. J.; SLADE, R. M.; HANEY, R. L.; ARNOLD, J. G. Cumulative uncertainty in measured streamflow and water quality data for small watersheds. Transactions of the **ASAE**, v. 49, n. 3, p. 689-702, 2006. DOI: 10.13031/2013.20488.

HARMEL, R. D.; SMITH, P. K. Consideration of measurement uncertainty in the evaluation of goodness-of-fit in hydrologic and water quality modeling. **Journal of Hydrology**, v. 337, n. 3-4, p. 326-336, 2007. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2007.01.043.

HASENACK, H. **Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre:** geologia, solos, drenagem, vegetação/ocupação e paisagem. Porto Alegre: Secretaria Municipal do Meio Ambiente, 2008.

HAWKINS, R. H**.** The importance of accurate curve numbers in the estimation of storm runoff. **Water Resources Bulletin**, v.11, n. 5, p. 887-890, 1975.

HEC. **River Analysis System: Hydraulic Reference Manual**. US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, Davis, California, Estados Unidos. 2002.

HIDROMUNDO. **Método racional**. 2015. Disponível em: <http://www.hidromundo.com.br/metodo-racional/>. Acesso em: 9 fev. 2018.

HYDROCAD. HydroCAD Software Solutions LLC. Chocorua, NH, Estados Unidos. 2019. Disponível em: <https://www.hydrocad.net/>. Acesso em: 24 abr. 2019.

HYDROLOGY STUDIO. Hydrology Studio. Evergreen, Colorado, Estados Unidos. 2019. Disponível em: <https://www.hydrologystudio.com>. Acesso em: 27 abr. 2019.

IPH. Plano **Diretor de Drenagem Urbana: Bacia do Arroio Areia - Volume III**. Prefeitura Municipal de Porto Alegre, Porto Alegre, 2001. 120 p.

JI, Zhong. General hydrodynamic model for sewer/channel networks systems. **Journal of Hydraulic Engineering**, v.124, n.3, p. 307–315, 1998.

JONES, S. B. Choice of space and time steps in the muskingum-cunge flood routeing method. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 71, n. 3, p. 759-772, 1981.

LAHC. In: MANUAL-UFC8 (INTERFACE ENTRE AUTOCAD E SWMM). Ceará: Laboratório de Hidráulica Computacional, 2019. Disponível em: <http://www.lahc.ufc.br/manuais/manual-UFC8.pdf>. Acesso em: 28 abr. 2019.

KAVETSKI, D.; FRANKS, S. W.; KUCZERA, G. Confronting input uncertainty in environmental modelling. In: DUAN, Q. et al. **Calibration of watershed models**. AGU Water Science and Applications Series, 2002. v. 6, p. 49–68.

KOUTSOYIANNIS, D.; DEMOSTHENES K.; ALEXANDROS M. A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. **Journal of Hydrology**, v. 206, n.1-2, p. 118-135, 1998.

KRÜGER, C. M.; DZIEDZIC, M. **Drenagem Urbana: Módulo 2**. Curitiba: IMAP – Instituto Municipal de Administração Pública, 2010.

KUCZERA, G., PARENT, E. Monte Carlo assessment of parameter uncertainty in conceptual catchment models: the Metropolis algorithm. **Journal of Hydrology**, v. 211, n. 1-4, p. 69-85, 1998. DOI: 10.1016/S0022-1694(98)00198-X.

LUTZ, M.; ASCHER, D. **Aprendendo Python**. 2 ed. Porto Alegre, RS: Bookman Companhia, 2007. 568 p.

MAHUNGUANA, M. J. **Efeito da discretização espaço-temporal no manejo de águas pluviais**. 2014. 113 p. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2000.

MAILHOT, L.; DUSCESNE, S.; CAYA, D.; TALBOT, G.; Assessment of future change in intensity–duration–frequency (IDF) curves for Southern Quebec using the Canadian Regional Climate Model (CRCM). **Journal of Hydrology**, v. 347, n. 1-2, p. 197-210, 2007. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2007.09.019.

MARTINEZ JUNIOR, F.; MAGNI, N. L. G. **Equações de chuvas intensas do Estado de São Paulo**. São Paulo: DAEE-CTH, 1999. 124 p.

MARTINS, V. C. D. **Avaliação de sistemas de prevenção e contenção de inundações em bacia de drenagem urbana**. 2015. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pará. Belém, PA, 2015.

MATTOS, C. A.; OHNUMA, JUNIOR. A. A. Determinação do parâmetro CN: geoprocessamento na classificação de uso e ocupação do solo em bacias urbanas. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE MEIO AMBIENTE SUBTERRÂNEO, 2., 2011, São Paulo. **Anais.** São Paulo: ABAS, 2011.

MCCUEN, R. H.; WONG, S. L.; RAWLS, W. J. Estimating urban time of concentration. **Journal of Hydraulic Engineeing**, v.110, n.7, p. 887-904, 1984.

MELLER, A. **Simulação hidrodinâmica integrada de sistema de drenagem em Santa Maria-RS**. 2004. 164 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2004.

MENEZES FILHO C. M.; COSTA A. R. Sistemática de Cálculo para o Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais: uma Abordagem Alternativa. **REEC** – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiania, v. 4, n. 1, p. 16-17, jul., 2012. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/18162>. Acesso em: 14 set. 2018. DOI: 10.5216/reec.v4i1.18162.

MIRHOSSEINI, G.; SRIVASTAVA, P.; STEFANOVA, L.; The impact of climate change on rainfall Intensity–Duration–Frequency (IDF) curves in Alabama. **Regional Environmental Change**, v. 13, n.1, p. 25-33, 2012. DOI: 10.1007/s10113-012-0375-5.

MOCKUS, V. **Hydrologic Soil Groups**. In: USDA-SCS. National Engineering Handbook: Section 4, Chapter 7, Hydrology. 1972.

MONTANARI, A.; SHOEMAKER, C. A.; GIESEN, N. V. de. Introduction to special section on uncertainty assessment in surface and subsurface hydrology: An overview of issues and challenges. **Water Resources Research**, v. 45, n. 12, p. 2005-2008, 2009. DOI: 10.1029/2009WR008471.

NEVES, M. G. F. P. das. **Modelo hidrodinâmico de redes de drenagem de águas pluviais: aplicabilidade. 2000**. 183 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2000.

OGDEN, F. L.; HAWKINS, R.; WALTER, M. T.; GOODRICH, D. C. Comment on ‘‘Beyond the SCS-CN method: A theoretical framework for spatially lumped rainfall-runoff response’’ by M. S. Bartlett et al. **Water Resources Research**, v. 53, p. 6345–6350, 2017. DOI: 10.1002/2016WR020176.

PANTHOU, G.; LEBEL, T; VISCHEL, T.; QUANTIN, G.; SANE, Y.; BA, A.; NDIAYE, O.; DIONGUE-NIANG, A.; DIOPKANE, M.; Rainfall intensification in tropical semi-arid regions: the Sahelian case. **Environmental Research Letters**, v. 13, n. 6, 2018. DOI: 10.1088/1748-9326/aac334.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K. J. Ignorance is bliss: Or seven reasons not to use uncertainty analysis. **Water Resources Research**, v. 42, n. 5, p.1-8, 2006. DOI: 10.1029/2005WR004820.

PAZ, A. R. da. **Hidrologia Aplicada**. Universidade Estadual do Rio Grande do Sul. Engenharia de Bioprocessos e Biotecnologia. Caxias do Sul, Rio Grande do Sul, 2004. 138 p.

PCSWMM. PCSWMM 2011 Sizing pipes. Direção CHISupport. Guelph, Ontario, Canada. 2011. Mídia digital (3 min 22 seg). Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=YI5NvMgzbJ4>. Acesso em: 26 abr. 2019.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil**. Brasília: Departamento Nacional de Obras e Saneamento, 1957. 246 p.

PILGRIM, D. H.; CORDERY, I. Rainfall temporal patterns for design floods. **Journal of the Hydraulics Division**, v.101, n. 1, p. 81-95, 1975.

PINHEIRO, A.; DESCHAMPS, F. C. Transporte de ortofosfato e de nitrato na microbacia do Ribeirão Fortuna, SC. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiente**, v.12, n.3, p.318-325, 2008. DOI: 10.1590/S1415-43662008000300014.

PORTO, R. Escoamento superficial direto. In:TUCCI, C.E.M.; PORTO, R; de BARROS, M. T. org. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre, R.S: ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. 428p. Cap. 2, p36-37. 1995.

RECKHOW, K. H. Water quality simulation modeling and uncertainty analysis for risk assessment and decision making. **Ecological Modelling**, v. 72, n. 1-2, p. 1-20, 1994. DOI: 10.1016/0304-3800(94)90143-0.

RIGHETTO, A. M. **Manejo de águas pluviais urbanas**. Rio de Janeiro: Ed. ABES, 2009. 396 p.

RODRÍGUEZ, P.; NAVARRO, X.; CASAS, M. C.; RIBALAYGUA, J.; RUSSO, B.; POUGET, L.; REDAÑO, A.; Influence of climate change on IDF curves for the metropolitan area of Barcelona (Spain). **International Journal of Climatology**, v. 34, n. 3, p. 643-654, 2013. DOI: 10.1002/joc.3712.

ROSSMAN L. A. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume II – Hydraulics** U.S. Environmental Protection Agency, Washington DC, 2017. cap. 3, p. 40-62.

RUTKOWSKA, A.; KOHNOVÁ, S.; BANASIK, K.; SZOLGAY, J.; KARABOVÁ, B. Probabilistic properties of a curve number: a case study for small Polish and Slovak Carpathian Basins. **Journal of Mountain Science**, v. 12, n. 3, p. 533-548, 2015. DOI: 10.1007/s11629-014-3123-0.

SARMENTO, L. **Análise de incertezas e avaliação dos fatores influentes no desempenho de modelos de simulação de bacias hidrográficas**. 2010. 241 p.

Tese (Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A. M. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **RBRH** – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 10, n. 4, p. 5-18, Out/Dez, 2005. Doi: 10.21168/rbrh.v10n4.p5-18.

SHINMA, T. A. **Avaliação de incertezas na calibração automática do modelo SWMM**. 2015. 212 p. Tese (Doutorado em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento) - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2015.

SHINMA, T. A. **Calibração multiobjetivo do SWMM aplicada à transformação chuva-vazão**. 2011. 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.

SILVA, D. D.; GOMES FILHO, R. R.; PRUSKI, F. F.; PERERIRA, S. B.; NOVAES, L. F. Chuvas Intensas no Estado da Bahia, Campina Grande: **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v.6, n. 2, p. 362-367, 2002. DOI: 10.1590/s1415-43662002000200030.

SILVA, D. D.; VALVERDE, A. E. L.; PRUSKI, F. F.; GOLÇALVES, R. A. B. Estimativa e espacialização dos parâmetros de equação de intensidade-duração-frequência da precipitação para o Estado de São Paulo. **Revista Engenharia na Agricultura**, v.7, n.2, p. 70-87, 1999.

SILVA, J. B. da. **Modelos de previsão de enchentes em tempo real para o município de Nova Era - MG**. 2006. 99 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 2006.

SILVA, R. O. B.; MONTENEGRO, S. M. G. L.; SOUZA, W. M. Tendências de mudanças climáticas na precipitação pluviométrica nas bacias hidrográficas do estado de Pernambuco. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 22, n. 3, p. 579-589, 2017. DOI:10.1590/S1413-41522017142481.

SILVEIRA, A. L. L. da. Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre. **RBRH**: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 2, n. 2, p. 93-107, jul/dez, 1997. DOI: 10.21168/rbrh.v2n2.p93-107.

SILVEIRA, A. L. L. e GOLDNEFUM, J. A. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 2, 2007. p. 157-168. DOI: 10.21168/rbrh.v12n2.p157-168.

SINGH, V. P. **Hydrologic systems-rainfall-runoff modeling**, v I, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ. 1988.

SIQUEIRA, V. A. **Ferramenta de Apoio Computacional Aplicada ao Dimensionamento de Galerias Pluviais**. 2012. 80p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2012.

SNOWLING, S. D.; KRAMER, J. R. Evaluating modeling uncertainty for model section. **Ecological Modeling**, v. 138, n. 1, p.17-30, 2001.

SOBHANI, G. **A review of selected small Watershed design methods for possible adoption to iranian conditions**. Logan, UT: M.S. Thesis, Utah State University, 1975.

SOUZA, L. R. **Simulação hidrológica e aplicação de uma análise multivariada no estudo de chuva-vazão na bacia hidrográfica do Rio São Francisco**. 2012. 69 p. Dissertação (Mestrado em Meteorologia) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB. 2012.

SOUZA, L. R.; CUNHA, A. C.; PINHEIRO, L. A. dos R. Aplicação do IPHS1 para estudo do comportamento da vazão no rio Amapari-AP: energia e saneamento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE METEOROLOGIA – CBMET: A METEOROLOGIA E AS CIDADES, 15., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: SBMET, 2008.

SOUZA, L. R.; CUNHA, A. C; BARRETO, N. J. C. BRITO, D. C. Aplicação do Sistema Hidrológico IPHS1 no Estudo de Chuva-Vazão em Aproveitamentos Hidrelétricos na Bacia Hidrográfica do Alto e Médio Araguari. In: CUNHA, A. C. (Coord.). **Tempo, clima e recursos hídricos**: resultados do Projeto REMETAP no Estado do. Macapá. Macapá, AP: IEPA, 2010. cap. 10, p. 97-118.

SWMM. **EPA SWMM 5.0 – Modelo de gestão de drenagem urbana – Manual do usuário**. ROSSMAN, L.A (Coord.) Campina Grande: LEHNS, UFPB, ELETROBRAS, 2012.

TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N.; ALLASIA, D. G.; TUCCI, C. E. M.; VIEGAS FILHO, J. S.; DAMÉ, R. e C. F. **Manual do Usuário IPHS1 para Windows**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2004a, 46 p.

TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N.; TUCCI, C. E M; ALLASIA, D. G.; VIEGAS FILHO, J. S.; DAMÉ, R. e C. F. **Manual de Fundamentos do IPHS1**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2004b. 45 p.

TEIXEIRA, C. A. **Apostila de Hidrologia Aplicada**. Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2010. 133 p.

TEIXEIRA, C. F. A.; DAMÉ, R DE C. F; SIQUEIRA, G. DO A.; BACELAR, L. C. S. D. Vazão máxima de projeto: metodologia para dimensionamento de bueiros em áreas agrícolas. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, v. 17, n.17, p.49-56, 2011.

TOMAZ, P. **Método do SCS**. In: TOMAZ, P. Curso de Manejo de Águas Pluviais. Cap. 38. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2013.

TOMAZ, P. Período de Retorno. In: **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2015. cap. 3, p. 65-73. Disponível em: <http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidrolicos/Capitulo%2003-Periodo%20de%20Retorno.pdf>. Acesso em: 12 jan. 2018.

TORRICO, J. J. T. **Práticas Hidrológicas**. Rio de Janeiro: Transcom, 1974. 120 p.

TUCCI, C. E M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Coleção ABRH de Recursos Hídricos. 4. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2012. 943 p.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**. Ministério das Cidades: Global Water Partnership - Wolrd Bank – Unesco. 2005.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: Ed. ABRH, 1998. 669 p.

TUCCI, C. E. M. Parâmetros do Hidrograma Unitário para bacias urbanas brasileiras. **RBRH** - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 8, n.2, abr/jun, p. 195-199, 2003. DOI: 10.21168/rbrh.v8n2.p195-199.

TUCCI, C. E. M. **Projeto e planejamento em drenagem urbana**. In: RHAMA Consultoria Ambiental, 2010. Disponível em: <http://rhama.com.br/blog/index.php/sem-categoria/projeto-e-planejamento-em-drenagem-urbana/>. Acesso em: 17 jan. 2018.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. ABRH, 1995. 428 p.

USGS. **Reprocessing by the GLCF**. (1, 3, 30). Arc-Second SRTM Elevation, Reprocessed to GeoTIFF. College Park, Maryland: The Global Land Cover Facility.

VENDRAME, I. F.; LOPES W. A. B. Análise do crescimento urbano e seus efeitos na mudança da dinâmica de escoamento superficial da bacia do Pararangaba. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, 12., 2005, Goiânia. **Anais...** Goiânia: INPE, 2005.

VILLANUEVA, A. O. N.; TASSI, R.; ALLASIA, D.G. In: Adolfo O. N. Villanueva; Joel A. Goldenfum; André L. L. da Silveira. (Org.). **Soluções para a drenagem urbana em países da América Latina**. Porto Alegre/RS: UFRGS, 2001. p. 1-174.

VILLANUEVA, A. O. N.; TASSI, R.; ALLASIA, D.G. **Planos Diretores de Drenagem Urbana:** os casos de Porto Alegre e Caxias do Sul – RS – Brasil. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2000.

WANIELISTA, M., KERSTEN, R E EAGLIN, R. **Hydrology: Water Quantity and Quality Control**. 2. ed. New York, NY: Wiley and Sons. 1997.

WILES, Jason J.; LEVINE, Norman S. A combined GIS and HEC model for the analysis of the effect of urbanization on flooding; the Swan Creek watershed, Ohio. **Environmental & Engineering Geoscience**, v. 8, n. 1, p. 47-61, 2002.

WILKEN, P.S. **Engenharia de Drenagem Superficial**. São Paulo: CETESB, 1978. 478 p.

ZHANG, Y. Y.; SHAO, Q. X., YE, A. Z.; XING, H. T. An integrated water system model considering hydrological and biogeochemical processes at basin scale: model construction and application. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 11, p. 9219-9279, 2014.

APÊNDICES

APÊNDICE A - DETALHAMENTO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS SUB-BACIAS

A Tabela 12 apresenta detalhes dos trechos da rede utilizada nos dimensionamentos e a Tabela 13 informações sobre cada sub-bacia do Areia.

Tabela 12 – Informações dos trechos da rede de drenagem.

(continua)

Trecho	Nó de montante	Nó de jusante	Comprimento (m)	Hidrograma
1	57	58	377.9	A1
2	58	59	216.7	A2
3	60	61	276.8	A3
4	61	62	280.2	A4
5	62	59	323.1	A5
6	59	63	435.8	A6
7	63	64	345.9	A7
8	65	66	291.6	A8
9	66	67	208.4	A9
10	67	64	125.5	A10
11	64	68	652.7	A11
12	69	71	837.9	B1
13	70	71	544.1	B2
14	71	68	328.9	B3
15	68	72	252.5	B4
16	73	74	232.5	B5
17	74	75	603.9	C1
18	75	76	183.9	C2
19	77	76	214.2	C3
20	76	79	130.0	C4
21	78	79	170.6	C5
22	79	80	170.0	C6
23	80	81	146.5	C7
24	81	82	340.9	C8
25	82	83	354.0	C9
26	84	85	113.8	C10
27	85	83	171.7	C11
28	83	72	389.2	C12

Tabela 12 – Informações dos trechos da rede de drenagem

(conclusão)

Trecho	Nó de Montante	Nó de Jusante	Comprimento (m)	Hidrograma
29	72	86	363.0	C13
30	86	87	394.7	D1
31	87	88	211.1	D2
32	88	89	201.9	D3
33	90	91	272.4	D4
34	91	92	248.8	D5
35	92	93	104.7	D6
36	93	89	347.4	E1
37	89	94	582.5	E2
38	95	96	270.3	E3
39	96	97	86.0	E4
40	98	97	64.5	E5
41	97	99	71.6	F1
42	99	100	115.2	F2
43	100	94	531.5	F3
44	94	120	149.0	F4
45	101	102	281.3	F5
46	102	103	174.5	F6
47	104	105	207.0	F7
48	105	106	392.6	F8
49	106	107	512.6	F9
50	107	103	594.5	F10
51	103	108	205.7	F11
52	108	109	384.1	F12
53	109	112	416.6	F13
54	110	111	281.7	F14
55	111	112	450.4	F15
56	112	113	321.9	F16
57	113	114	334.3	-
58	114	115	220.2	-
59	115	116	215.9	-
60	116	117	309.7	-
61	117	119	557.0	-

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 13 – Principais características das sub-bacias do Areia.

(continua)

Sub-bacia	Área (ha)	CN	TC (min)	Trecho após exutório
A1	19.86	87.2	2.6	1
A2	19.48	84.0	2.0	2
A3	40.88	86.1	3.0	3
A4	10.78	86.2	5.1	4
A5	17.10	85.2	2.6	5
A6	40.47	85.8	4.2	6
A7	18.19	84.9	4.4	7
A8	18.79	77.3	4.1	8
A9	31.52	83.7	3.2	9
A10	3.55	94.4	2.8	10
A11	29.39	87.6	5.3	11
B1	67.43	83.5	6.6	12
B2	48.17	80.9	7.9	13
B3	29.24	86.8	4.8	14
B4	39.04	76.7	10.4	15
B5	18.87	86.2	4.8	29
C1	23.29	86.2	4.3	16
C2	17.51	84.7	3.8	17
C3	14.74	82.3	3.8	18
C4	3.68	85.5	2.3	19
C5	19.43	89.2	2.7	20
C6	7.35	87.8	2.8	21
C7	3.12	82.0	4.0	22
C8	3.54	92.9	2.0	23
C9	2.19	90.0	2.4	24
C10	2.36	79.3	1.2	25
C11	10.39	83.1	4.8	26
C12	12.06	84.9	2.6	27
C13	31.45	81.8	13.5	28
D1	1.43	94.7	4.0	30
D2	12.75	92.8	5.1	31
D3	14.92	93.3	5.2	32
D4	17.99	91.0	3.5	33

Tabela 13 – Principais características das sub-bacias do Areia.

(conclusão)

Sub-bacia	Área (ha)	CN	TC (min)	Trecho após exutório
D5	18.74	94.2	3.7	34
D6	5.27	92.2	4.3	35
E1	3.28	90.4	1.4	38
E2	34.68	84.8	4.7	39
E3	14.11	88.7	2.7	40
E4	11.06	93.4	4.3	41
E5	2.75	92.9	1.9	42
F1	14.45	84.9	6.4	45
F2	4.48	94.1	3.9	46
F3	14.00	89.9	6.4	47
F4	18.44	91.9	5.5	48
F5	13.17	87.0	5.9	49
F6	24.99	91.0	3.9	50
F7	8.84	90.9	2.2	51
F8	7.56	92.2	2.2	52
F9	4.68	94.6	4.8	53
F10	23.12	94.8	3.9	54
F11	27.59	94.2	3.4	55
F12	41.88	94.5	7.9	56
F13	1.18	94.1	0.9	57
F14	6.76	95.0	1.7	58
F15	2.47	92.0	2.7	59
F16	0.99	94.6	2.9	60

Fonte: Adaptado de Froemming (2016).

APÊNDICE B - SOBRE O ECO-SWMM

O ECO-SWMM é uma ferramenta acadêmica, livre, de código aberto, escrita em linguagem Python, que serve para auxiliar engenheiros e pesquisadores no dimensionamento de redes de drenagem.

Para utilizar a ferramenta é necessário que o usuário possua o modelo SWMM – *Stormwater Management Model* versão 5.1 (ou superior) desenvolvido pelo EPA – *Environmental Protection Agency*, pois ele é utilizado pela ferramenta como motor de

cálculo. O SWMM pode ser adquirido gratuitamente em <https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>.

Necessita-se também que o usuário possua a linguagem Python instalada em seu dispositivo. Recomenda-se a versão 2.7.6 do Python, já que ainda não foram feitas adaptações para que o mesmo funcione com a versão 3 do Python. A linguagem Python pode ser adquirida gratuitamente em <https://www.python.org/downloads/>. Além disso, necessita-se que as seguintes bibliotecas estejam inclusas em sua linguagem Python para o funcionamento do ECO-SWMM, são elas: “sys”, “os”, “PIL”, “tkFileDialog”, “subprocess”, “math”, “Tkinter” e “tkMessageBox”.

Atualmente o programa consegue apenas dimensionar redes de drenagem que operam exclusivamente por gravidade. Para isso, ele utiliza um método iterativo, em que cada iteração é composta por:

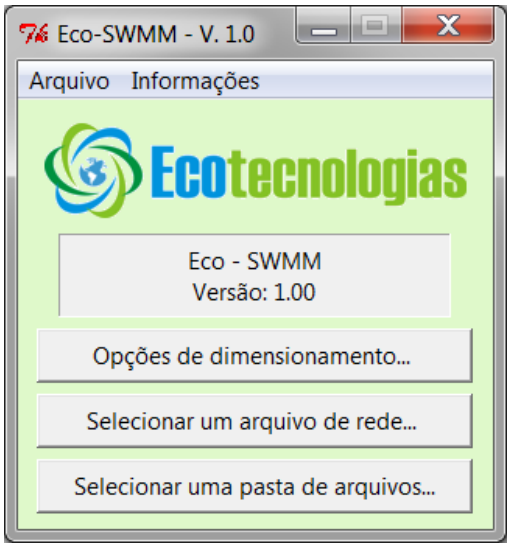
- Ler um arquivo de entrada do modelo SWMM;
- Simular tal arquivo (utilizando o próprio SWMM sem interface gráfica);
- Interpretar os resultados oriundos do passo anterior e redimensionar a rede conforme for necessário e possível;
- Escrever um novo arquivo de entrada com a rede redimensionada;
- Após o término da simulação o usuário notará um novo arquivo de entrada (dimensionado pelo programa) e um arquivo de “*report*” (resultado oriundo do SWMM da simulação do arquivo de entrada modificado) junto ao arquivo de entrada original.

A interface do programa (Figura 33) possui somente três botões até a versão atual (1.0). No primeiro botão, “Opções de dimensionamento...”, o usuário pode modificar alguns parâmetros da simulação. Estes parâmetros possuem prioridade sobre os dados da rede existente, por isso, o programa adaptará o arquivo de entrada até que os mesmos cumpram as condições impostas por esses parâmetros, mesmo que a rede existente já tenha capacidade suficiente para escoar a vazão a qual é solicitada. São eles:

- Altura do recobrimento mínimo;
- Declividade mínima dos condutos;
- Profundidade máxima admissível de escavação para redimensionamento (critério de dimensionamento, desconsiderado para adaptação do arquivo de entrada), e;

- Preenchimento máximo dos condutos (critério de parada do processamento, desconsiderado para adaptação do arquivo de entrada).

Figura 33 – Interface gráfica do ECO-SWMM.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como o ECO-SWMM serve não somente como uma ferramenta de dimensionamento de redes de drenagem para engenheiros, mas também como uma ferramenta para pesquisa, criaram-se dois botões para iniciar o processo de dimensionamento.

O primeiro deles (segundo botão da interface), “Selecionar um arquivo de rede...”, pode ser utilizado para dimensionar um único arquivo de rede, ideal para casos de engenharia em que há interesse em simular uma única rede.

Já o segundo botão (terceiro botão da interface), foi pensado para o conforto de pesquisadores. Clicando em “Selecionar uma pasta de arquivos...”, o programa simulará sucessivamente vários arquivos sem necessidade de ser operado a cada nova simulação.

Em ambos os casos, uma janela abrir-se-á solicitando ao usuário para que selecione o arquivo de entrada (no primeiro caso) ou a pasta que contém os arquivos de entrada (no segundo caso). Recomenda-se que os arquivos de entrada sejam criados dentro da interface do modelo SWMM para evitar erros de digitação, contudo, os mesmos podem ser criados utilizando qualquer editor de texto, como o bloco de

notas. Ressalta-se que os arquivos devem ser salvos com a extensão ".inp" (extensão utilizada pelo modelo SWMM).

Após adaptações do arquivo de entrada, o programa passará a realizar iterações. As modificações nas dimensões dos condutos são feitas seguindo as prioridades:

- Garantir que não haverá alagamentos em todos os nós da rede;
- Garantir que não haverá trechos operando sob pressão;
- Reduzir velocidades de escoamento onde for possível e necessário.

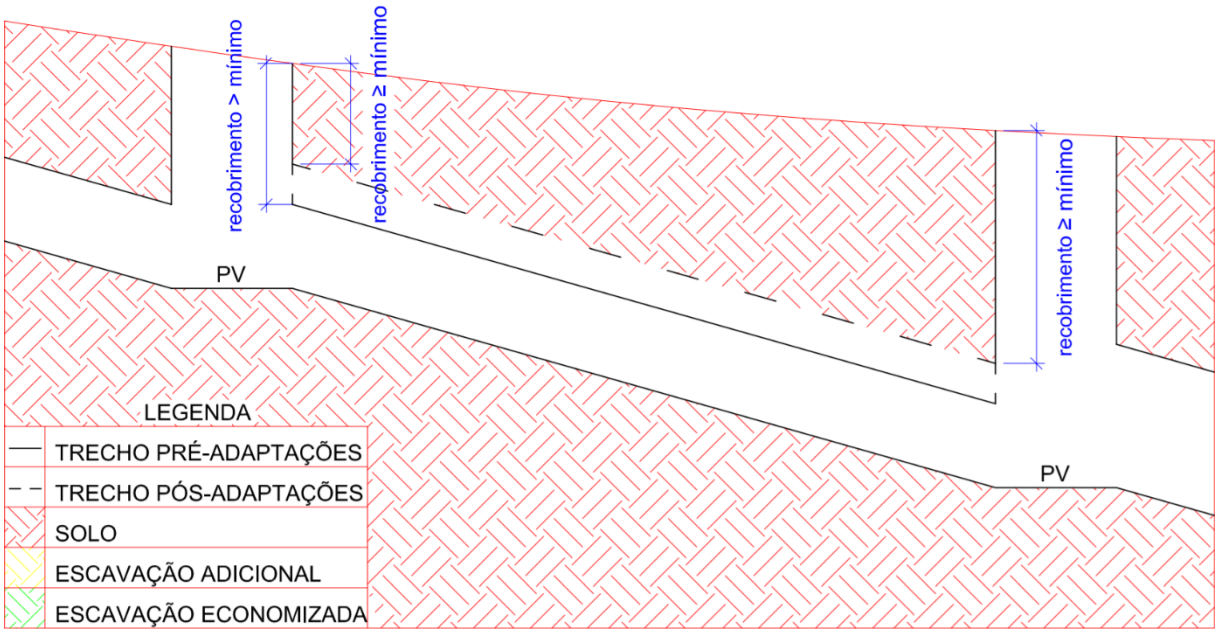
Salienta-se que durante o processo de redução de velocidades de escoamento, dependendo das opções do dimensionamento, é possível que alagamentos voltem a ocorrer e que trechos voltem a operar sob pressão, por isso, notifica-se que é possível que o programa alterne constantemente o método de adaptação da rede nas etapas finais do dimensionamento da mesma.

A adaptação da rede se dá por duas maneiras: aumento de seção e redução da declividade.

O aumento de seção é realizado devido à presença de alagamentos na rede e de trechos operando sob pressão. Este aumento é realizado da mesma maneira para ambos os casos, e é efetuado priorizando o aumento do raio hidráulico do conduto, isto é, o incremento de seção ocorre de modo a resultar em uma seção retangular de dimensões iguais (quadrada). Em cada iteração amplia-se somente uma das dimensões do conduto (altura em 5 centímetros ou largura em 10 centímetros). A Figura 34 ilustra um dos casos de aumento de altura de seção.

O aumento de seção dos trechos circulares respeitam as dimensões de condutos pré-moldados disponíveis. Os trechos de seções circulares em que não possuem espaço para aumento do diâmetro são alterados para uma seção quadrada cuja a dimensão do lado é igual ao diâmetro atual do trecho. O mesmo ocorre se a maior dimensão disponível de conduto circular pré-moldado for insuficiente para transportar a vazão solicitada pelo trecho.

Figura 34 – Aumento de altura de seções sem restrições.

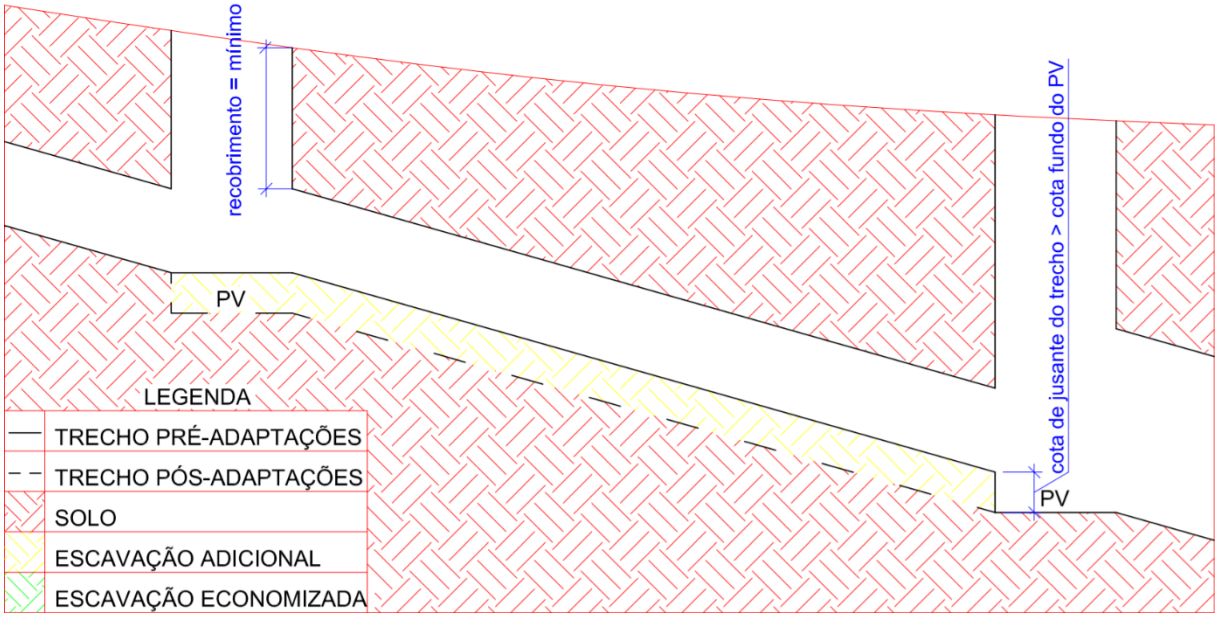


Fonte: Elaborado pelo autor.

No entanto, conforme a disposição do terreno e da própria rede, há casos em que não é possível aumentar a altura da seção devido à insuficiência de espaço. Nestes casos, o programa fará uma varredura nos trechos de jusante ao trecho em questão em busca de possíveis modificações que possam ser feitas de modo que, após tais modificações, seja possível aumentar a altura da seção do trecho em questão. Tais modificações seguem as seguintes prioridades:

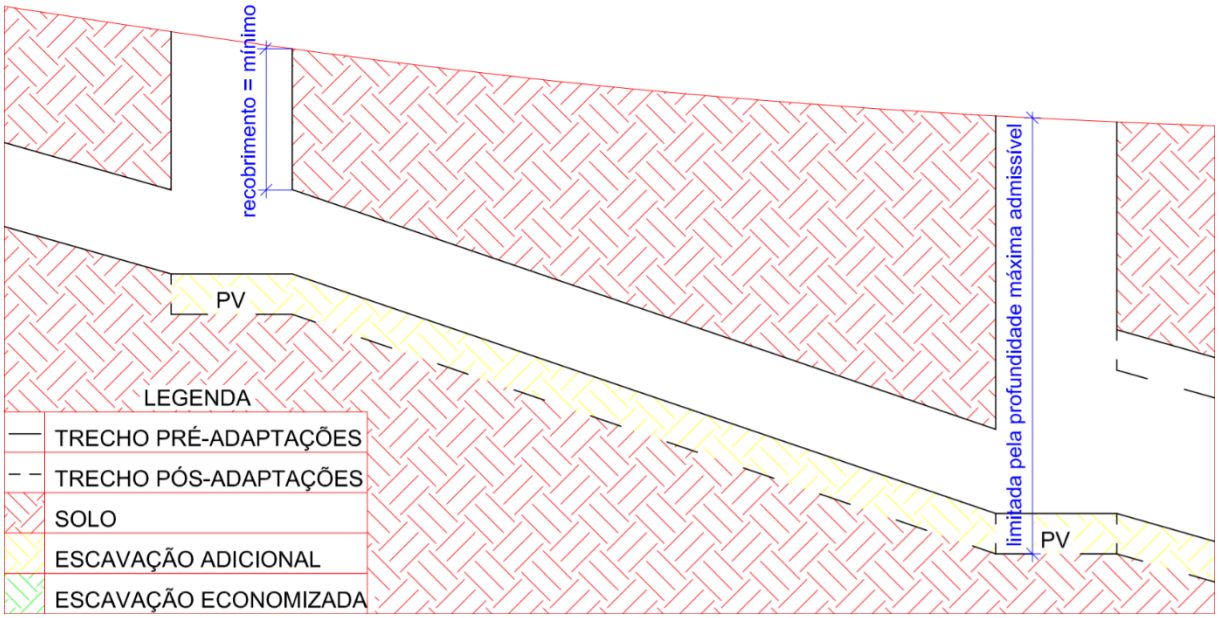
- Redução da cota de chegada ao nó de jusante (aplicável nos casos em que a cota de fundo do nó de jusante é inferior à cota de chegada do conduto a este nó), ilustrado na Figura 35;
- Rebaixamento do nó de jusante (aplicável nos casos em que a declividade do trecho de jusante ao nó que será rebaixado não resulte em um valor inferior à declividade mínima estipulada pelo usuário, e, que a profundidade do próprio nó não supere profundidade máxima admissível para redimensionamento), apresentado na Figura 36;

Figura 35 – Aumento de altura de seções com redução da cota de chegada ao nó de jusante.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 36 – Aumento de altura de seções com rebaixamento da cota de fundo do PV de jusante.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Caso nenhuma das duas alternativas sejam possíveis, o programa avaliará o trecho de jusante àquele recém avaliado. Já no caso de não haver mais trechos na

rede e não for possível adotar nenhuma modificação, o programa aumentará somente a largura da seção do conduto que deve ser redimensionado. Do contrário, ao encontrar uma solução, o programa modificará todas as cotas dos trechos e nós avaliados para que assim seja possível aumentar a altura da seção do trecho a ser redimensionado, maximizando seu raio hidráulico.

O último procedimento do aumento de seções é a verificação de estrangulamentos na rede. Caso detectado algum estrangulamento à jusante do trecho redimensionado, repete-se o algoritmo de aumento de seções para o trecho onde verificou-se a presença do estrangulamento. Caso nenhuma irregularidade seja detectada, encerra-se o processo de aumento de seções da iteração e cria-se um novo arquivo de entrada a ser simulado no SWMM, finalizando um ciclo de iteração.

A redução da declividade ocorre devido a dois motivos: Otimização de custos e redução de velocidades de escoamentos excessivas. O primeiro deles ocorre uma única vez em todos os trechos em que for possível, já o segundo pode ocorrer múltiplas vezes, no entanto, decidiu-se condicioná-lo somente aos casos em que a velocidade do escoamento é superior a 5 metros por segundo.

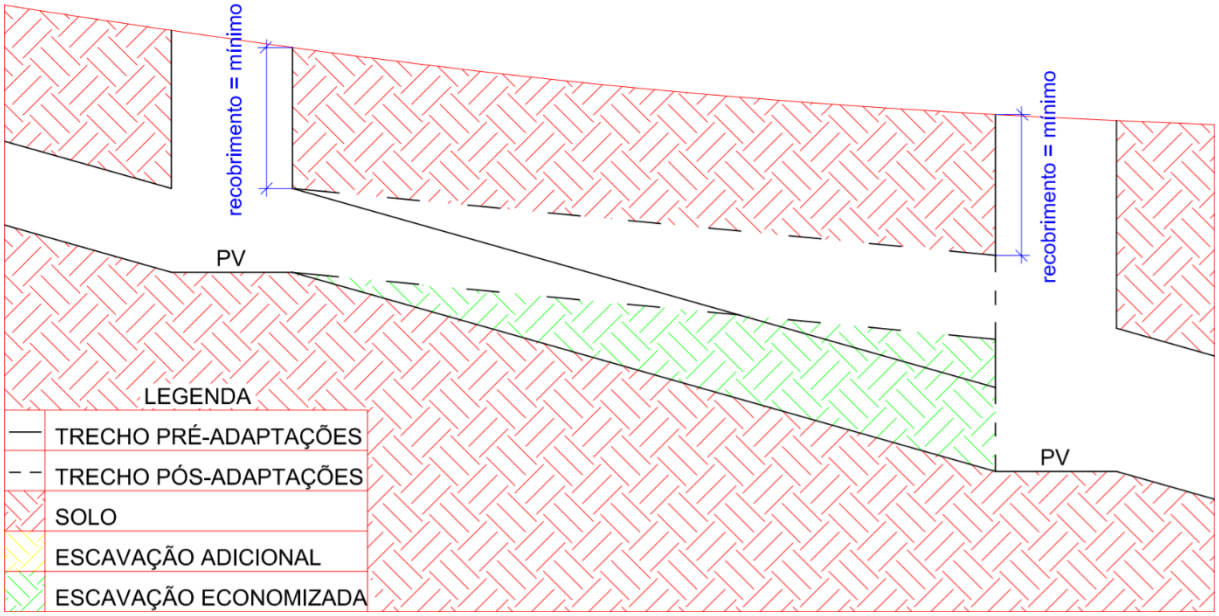
A redução de declividades oriunda da otimização (Figura 37) é realizada aumentando a cota que os condutos chegam aos seus respectivos nós de jusante, desta forma, reduz-se o volume de escavação melhorando o aspecto econômico da rede. A cota máxima que o conduto pode chegar ao seu nó de jusante é limitada por dois fatores:

- A nova declividade do conduto não pode resultar em um valor inferior ao mínimo estipulado pelo usuário, e;
- O recobrimento do trecho não pode resultar em um valor inferior ao mínimo estipulado pelo usuário.

Por outro lado, é possível que o programa reduza a declividade dos trechos com o objetivo de reduzir a velocidade do escoamento, conforme Figura 38. Neste caso, enquanto for possível e necessário, são feitos rebaixamentos nos nós de montante de cada trecho que deve ter sua velocidade de escoamento reduzida.

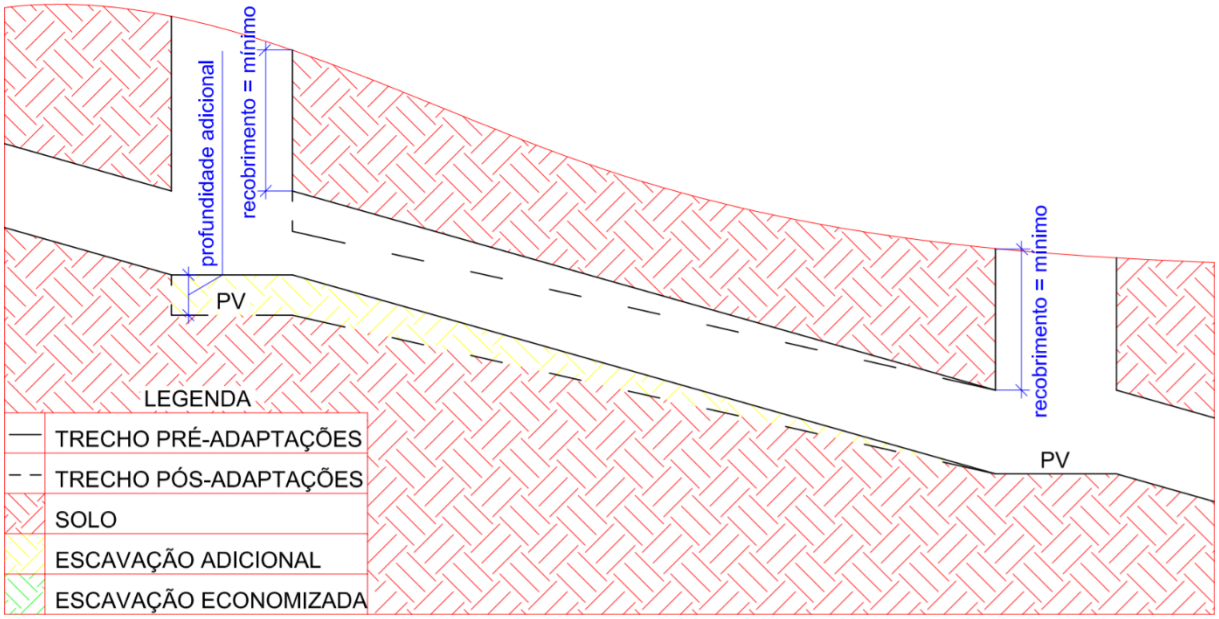
Ressalta-se que por se tratar de rebaixamentos de nós, este é um processo que aumenta os custos da rede, pois ele aumenta o volume de escavação, portanto, ele é realizado paulatinamente (rebaixamentos de 5 centímetros a cada iteração) de modo que a rede não seja excessivamente rebaixada.

Figura 37 – Redução de declividades por meio da otimização das escavações da rede.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 38 – Redução de declividades por meio do rebaixamento da cota do PV de montante.

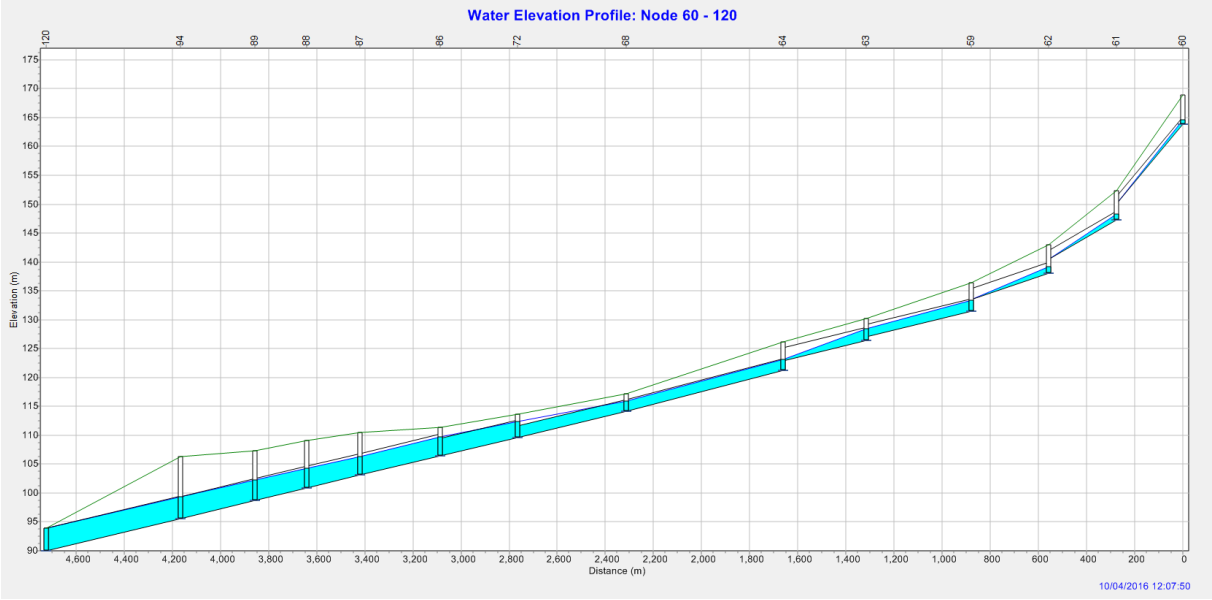


Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 39 mostra o perfil longitudinal de parte de uma rede de drenagem dimensionada pelo ECO-SWMM neste trabalho próximo ao instante de máxima

solicitação. O esquema foi criado utilizando a função “*Create a Profile Plot*” presente no SWMM 5.1.

Figura 39 – Perfil longitudinal de uma parcela de rede de drenagem dimensionada pelo ECO-SWMM.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como dito anteriormente, o ECO-SWMM é uma ferramenta que utiliza o SWMM como motor de cálculo para o dimensionamento de redes de drenagem que operam exclusivamente por gravidade. O dimensionamento dessas redes é feita por meio de iterações, em que cada iteração é composta de leitura, tomada de decisão, modificação do arquivo de entrada e simulação da nova rede.

Contudo, o usuário fica privado de checar os resultados de cada iteração enquanto esse processo ocorre, por isso, recomenda-se que o usuário simule seu arquivo de rede manualmente no SWMM para certificar-se de que não há problemas de instabilidade numérica em sua simulação.

Caso detectado instabilidade numérica na simulação, é necessário que o usuário reduza o intervalo de tempo utilizado pelo SWMM. Esta opção encontra-se no arquivo de entrada como “*routing step*”. Rossman (2017) recomenda a utilização da Equação A, em cada trecho do sistema, para a estimativa deste parâmetro.

$$\Delta t = L/\sqrt{gY} \qquad \text{(A)}$$

Em que L é o comprimento do trecho, g a gravidade e Y a altura do escoamento com seção plena. A solução é determinada pelo menor valor encontrado por essa equação. No entanto, tal calibração mostrou-se insuficiente em determinados casos, uma vez que fora detectado altos níveis de instabilidade numérica nessas simulações.

Como não há literatura de um procedimento adequado de calibração deste parâmetro, adotou-se o método empírico para estimativa do parâmetro. Neste trabalho observou-se que 0.5 segundos de "*routing step"* eram suficientes para evitar instabilidade numérica em todas as simulações. Ressalta-se que conforme menor o valor de "*routing step",* maior é o esforço computacional requerido em cada simulação, portanto, cabe ao usuário calibrar adequadamente este parâmetro, balanceando entre qualidade da simulação e esforço computacional demandado.

APÊNDICE C - HYDROLIB

No Quadro 6 encontram-se uma breve descrição das função das funções presentes na Hydrolib.

Quadro 6 – Resumo das funções da biblioteca Hydrolib.

(continua)

Nome da função	Descrição
calcular_PrecipitacaoDesacumulada	Calcula a chuva desacumulada a partir de uma IDF.
aplicar_BlocosAlternados	Aplica o método dos blocos alternados em uma serie de dados de chuva desacumulada, retornando a precipitação ordenada.
calcular_PrecipitacaoEfetiva_CN	Calcula a precipitação efetiva usando o método SCS a partir de uma série de chuva.
calcular_TC_Kirpich	Calcula o tempo de concentração de uma bacia em horas.
calcular_HUT_SCS	Calcula o tempo de subida, o tempo de base e a vazão de pico do hidrograma unitário triangular.
aplicar_Convolucao	Aplica a convolução para cálculo do hidrograma de uma simulação chuva-vazão.

Quadro 6 – Resumo das funções da biblioteca Hydrolib.

(conclusão)

Nome da função	Descrição
calcular_VazaoSaida_Puls	Calcula a curva de saída de vazão de um reservatório.
plotar_Hidrogramas_PQ	Plota os gráficos das simulações chuva-vazão.
plotar_Cenarios_PQ	Plota os gráficos dos cenários para simulações chuva-vazão.
aplicar_Puls	Calcula o hidrograma resultante de uma operação de propagação de reservatórios pelo método de Puls.
plotar_Hidrogramas_PULS	Plota os gráficos das operações de propagação de reservatórios de Puls.
aplicar_MuskingunCunge	Calcula o hidrograma resultante de uma operação de propagação de canais pelo método de Muskingun-Cunge.
plotar_Hidrogramas_MKC	Plota os gráficos das simulações Muskingun-Cunge.
somar_Hidrogramas	Soma os valores de cada intervalo de tempo de N hidrogramas.

Fonte: Elaborado pelo autor.

ANEXOS

ANEXO A - AVALIAÇÃO DE CUSTOS

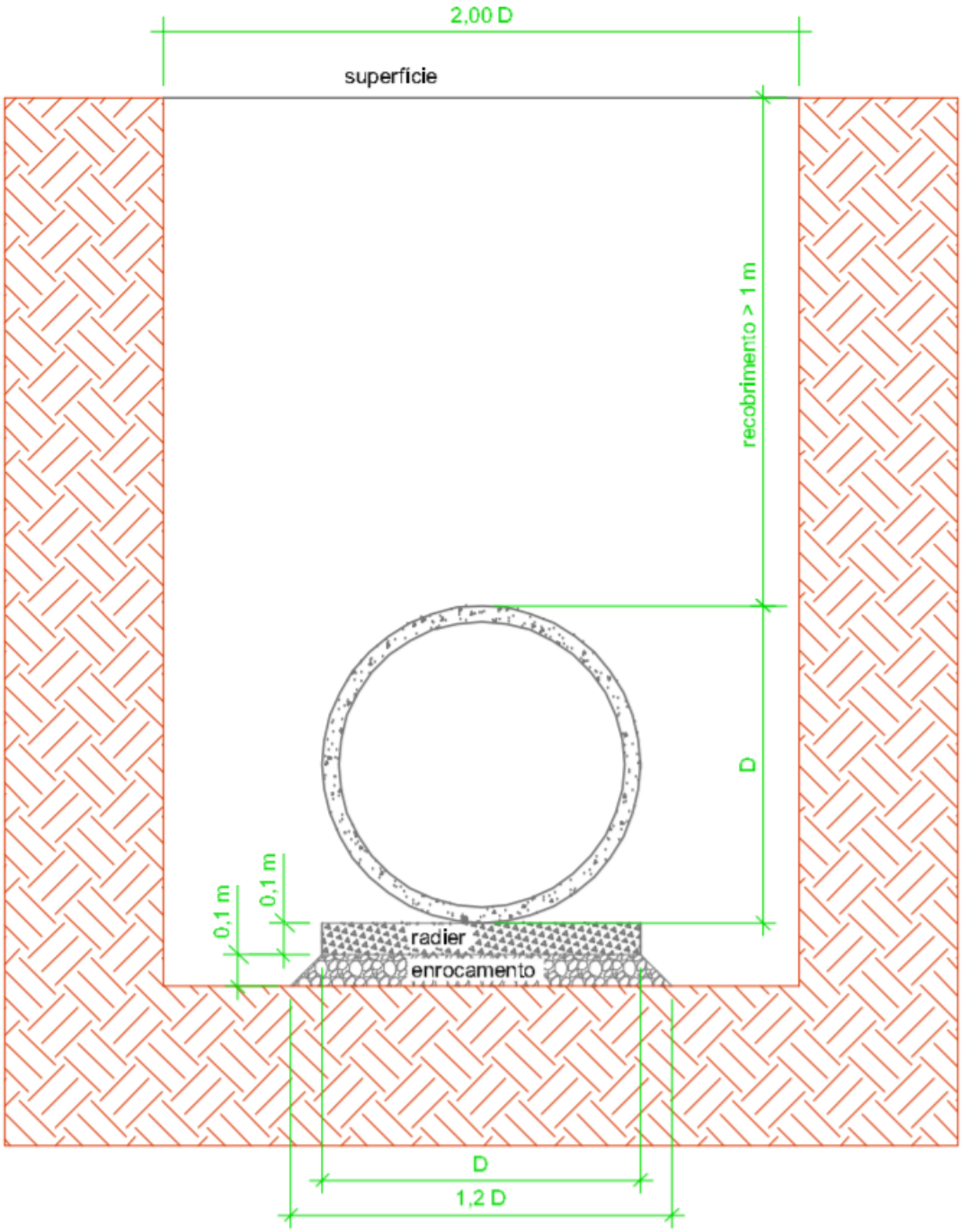
Conforme mencionado no item 3.2.3, os custos das redes de drenagem dimensionadas neste trabalho foram estimados a partir dos dados fornecidos pelo SINAPI referente a julho de 2018 e pelo SICRO do DNIT referente a março de 2018.

Devido ao volume de cálculos requerido para estimar o custo de cada rede, optou-se também por elaborar um *script* em linguagem Python para automatizar este processo. O *script* é responsável por calcular individualmente o custo de cada trecho (considerando as características médias do mesmo) e por contabilizar automaticamente aqueles pertencentes a um determinado ponto de interesse (sub-bacia A, B, C, D, E, F ou o exutório de toda a bacia do Areia).

Ressalta-se que pelo modo que optou-se por desenvolver a ferramenta ECO-SWMM, bem como as regras adotadas para a criação dos arquivos de referência de cada rede de drenagem, a profundidade de escavação de alguns trechos ultrapassou os 5 metros, portanto, os custos calculados neste trabalho subestimam os custos reais de cada rede, pois o preço unitário da escavação após os 5 metros de profundidade não consta em nenhuma das fontes consultadas para a elaboração da composição do custo unitário de rede.

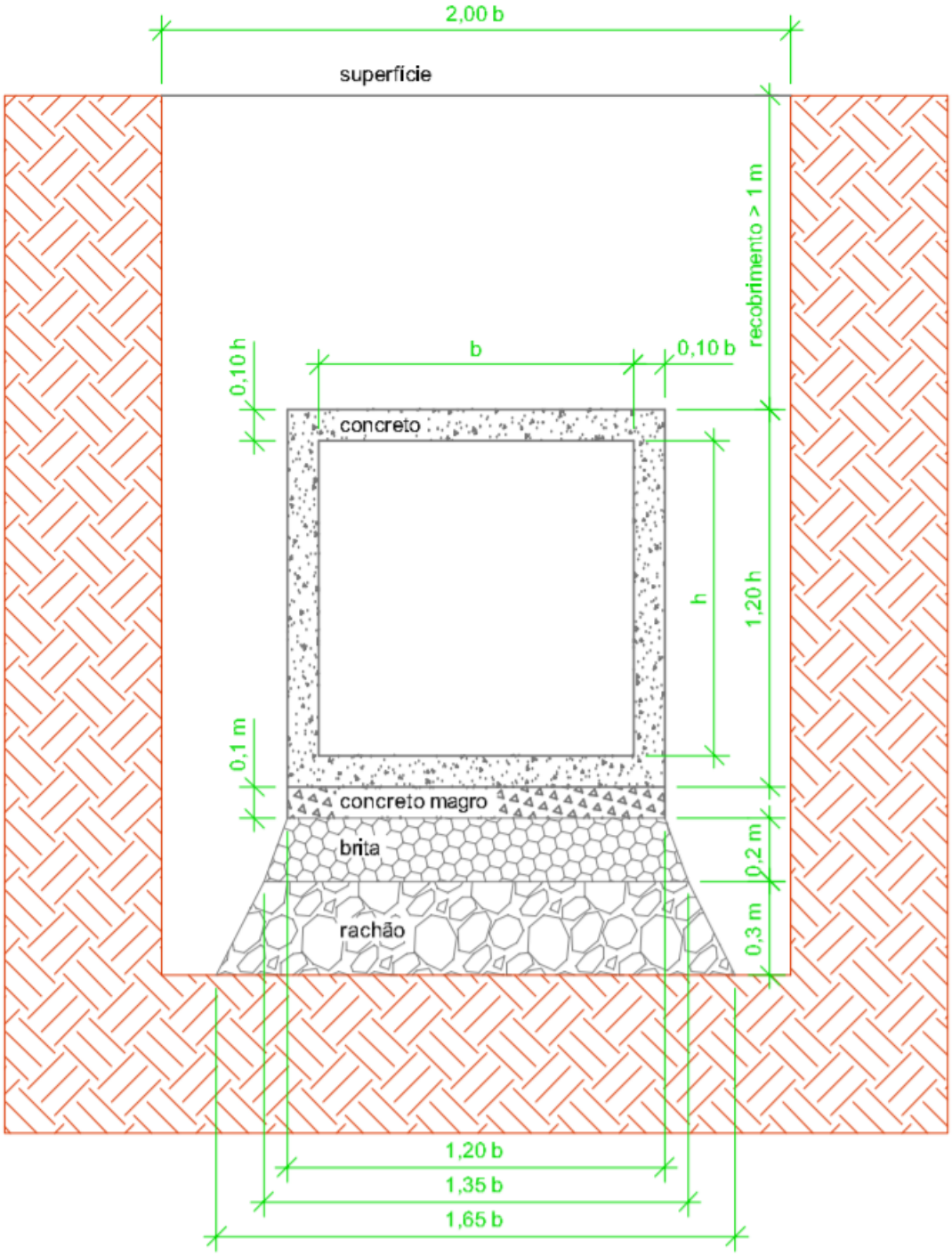
Nas figuras 40 e 41 apresentam-se dois esquemas de corte transversal dos tipos de seções utilizadas nos dimensionamentos deste trabalho (circular e retangular) e seus elementos considerados para elaboração do custo unitário de rede. Na Tabela 14 apresenta-se a composição do custo de rede com seções circulares (tubulações de concreto pré-moldadas) e na Tabela 15 a composição de algumas galerias retangulares construídas *in-loco* (não foram apresentadas todas as seções resultantes dos dimensionamentos).

Figura 40 – Corte esquemático da seção circular.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 41 – Corte esquemático da seção retangular.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 14 – Composição de custos das seções circulares.

(continua)

Item analisado	Custo Unitário	Diâmetros Utilizados							
		0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50
Assentam. tubo de conc. p/ redes colet. de águas pluv., junta rígida, com baixa interfer.	-	14,85	30,85	46,85	60,56	97,99	153,11	205,68	232,43
Fornecimento tubo conc. arm. classe PA-1 PB NBR-8890/2007 p/ águas pluviais	-	41,41	60,96	80,51	106,50	169,52	256,96	373,72	575,89
Remoção pavimento asfáltico [7cm] (m^3)	294,28	12,36	16,48	20,60	24,72	32,96	41,20	49,44	61,80
Esgotamento com moto-bomba autoescovante [5 horas]	5,55	8,33	11,10	13,86	16,65	22,20	27,75	33,30	41,63
Limpeza final de obra (m^2)	2,38	1,43	1,91	2,38	2,87	3,81	4,76	5,72	7,14
Radier - concreto para berço de galeria, inclusive preparo e lançamento [10cm] (m^3)	404,15	12,13	16,17	20,21	24,25	32,34	40,42	48,50	60,63
Enrocamento - manual com arrumação do material [5cm] (m^3)	195,69	2,94	3,92	4,90	5,88	7,83	9,79	11,75	14,68
Enrocamento - com pedra argamassada traço 1:4 com pedra de mão [5cm] (m^3)	353,69	5,31	7,08	8,85	10,62	14,15	17,69	21,23	26,53
PV em aneis de conc., D=60cm, com degrau e prof. de 350cm (um a cada 50m) (un.)	1931,10	38,63	38,63	38,63	38,63	38,63	38,63	38,63	38,63
Tampão (um a cada 50m) (un.)	487,51	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76

Tabela 14 – Composição de custos das seções circulares.

(conclusão)

Item analisado	Custo Unitário	Diâmetros Utilizados							
		0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50
Escavação, carga e transp., DMT de 3 a 5 km, c/ escavad. hidrául. - 1ª cat. [70%] (m³)	7,33	*	*	*	*	*	*	*	*
Escavação, carga e transp., DMT de 3 a 5 km, c/ escavad. hidrául. - 2ª cat. [30%] (m³)	9,27	*	*	*	*	*	*	*	*
Escoramento de vala com pranchões metálicos - área não cravada [50%] (m²)	36,85	*	*	*	*	*	*	*	*
Escoramento de vala com pranchões metálicos - área cravada [50%] (m²)	54,85	*	*	*	*	*	*	*	*
Reaterro de vala - com mat. reaproveitado, adensado e vibrado [60%] (m³)	13,81	*	*	*	*	*	*	*	*
Reaterro de vala - com mat. de empréstimo, adensado e vibrado [40%] (m³)	42,07	*	*	*	*	*	*	*	*
Sub-total – exclui escavação, escoramento e reaterro (R$)	-	147,15	196,86	246,55	300,44	429,19	600,09	797,73	1069,12
Lucro e despesas indiretas [25%] – exclui escav., escoramento e reaterro (R$)	-	36,79	49,23	61,64	75,11	107,30	150,03	199,44	267,28
Custo final por metro – exclui escavação, escoramento e reaterro (R$)	-	183,94	246,09	308,19	375,45	536,49	750,12	997,17	1336,40

* – Valores dependentes da profundidade do trecho (ressalta-se que as profundidades de cada trecho são distintas entre os dimensionamentos).
Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 15 – Composição de algumas galerias retangulares construídas *in-loco.*

(continua)

Item analisado	Custo Unitário	Dimensões de Exemplo			
		1,50 x 1,50 m	2,00 x 2,00 m	2,50 x 2,50 m	3,00 x 3,00 m
Remoção pavimento asfáltico [7cm] (m²)	294,28	61,80	82,40	103,00	123,60
Esgotamento com moto-bomba autoescovante [5 horas]	5,55	41,63	55,50	69,38	83,25
Enrocamento - manual com arrumação do material [30cm] (m³)	195,69	132,10	176,13	220,16	264,19
Enrocamento - com pedra argamassada traço 1:4 com pedra de mão [20cm] (m³)	353,69	135,29	180,39	225,48	270,58
Lastro de concreto magro [10cm] (m³)	403,25	72,59	96,78	120,96	145,17
PV em anéis de conc., D=60cm, com degrau e prof. de 350cm (um a cada 50m) (un.)	1931,10	38,63	38,63	38,63	38,63
Tampão (um a cada 50m) (un.)	487,51	9,76	9,76	9,76	9,76
Limpeza final de obra (m²)	2,38	7,14	9,52	11,90	14,28
Concreto fck=25MPa - confecção em beton. e lançamento manual - areia e brita comerc.	341,03	354,51	630,23	984,73	1418,01

Tabela 15 – Composição de algumas galerias retangulares construídas *in-loco.*

(continuação)

Item analisado	**Custo Unitário**	**Dimensões de Exemplo**			
		1,50 x 1,50 m	**2,00 x 2,00 m**	**2,50 x 2,50 m**	**3,00 x 3,00 m**
Ensaio de receb. e aceit. de cimen. Portland e ensaio de receb. e aceit. de agreg. graúdo	952,32	9,43	16,77	26,19	37,72
Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, [esp. = 20mm] (un.)	93,96	140,94	187,92	234,90	281,88
Escoram. formas com madeira de 3ª qualid., não aparelh., aprov. tábuas 3x e prumos 4x.	14,06	21,09	28,12	35,15	42,18
Escavação, carga e transp., DMT de 3 a 5 km, c/ escavad. hidrául. - 1ª cat. [70%] (m^3)	7,33	*	*	*	*
Escavação, carga e transp., DMT de 3 a 5 km, c/ escavad. hidrául. - 2ª cat. [30%] (m^3)	9,27	*	*	*	*
Escoramento de vala com pranchões metálicos - área não cravada [50%] (m^2)	36,85	*	*	*	*
Escoramento de vala com pranchões metálicos - área cravada [50%] (m^2)	54,85	*	*	*	*
Reaterro de vala - com mat. reaproveitado, adensado e vibrado [60%] (m^3)	13,81	*	*	*	*
Reaterro de vala - com mat. de empréstimo, adensado e vibrado [40%] (m^3)	42,07	*	*	*	*

Tabela 15 – Composição de algumas galerias retangulares construídas *in-loco.*

(conclusão)

Item analisado	**Custo Unitário**	**Dimensões de Exemplo**			
		1,50 x 1,50 m	**2,00 x 2,00 m**	**2,50 x 2,50 m**	**3,00 x 3,00 m**
Sub-total – exclui escavação, escoramento e reaterro (R$)	-	1024,91	1512,15	2080,24	2729,25
Lucro e despesas indiretas [25%] – exclui escav., escoramento e reaterro (R$)	-	256,23	378,04	520,06	682,32
Custo final por metro – exclui escavação, escoramento e reaterro (R$)	-	1281,14	1890,19	2600,30	3411,57

* – Valores dependentes da profundidade do trecho (ressalta-se que as profundidades de cada trecho são distintas entre os dimensionamentos).
Fonte: Elaborado pelo autor.