

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC  
CENTRO DE ENGENHARIAS DA MOBILIDADE  
ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

Luiz Eduardo Mira Jr.

**DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DE UM RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO  
*OFFLINE* NA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE - SC**

Joinville

2016

Luiz Eduardo Mira Jr.

**DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DE UM RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO  
OFFLINE NA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE - SC**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial para obtenção da graduação no curso de Engenharia de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Prof. MSc. Simone Malutta

Joinville

2016

MIRA, Luiz Eduardo, Jr.; MIRA, L. E., Jr.

Dimensionamento Preliminar de um Reservatório de Detenção Offline na Bacia do Rio Cachoeira no Município de Joinville-SC.  
Joinville, 2016, volume único, 83 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura),  
Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura,  
Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM) – Campus Joinville  
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Orientadora: Prof. M.Sc. Simone Malutta.  
Defesa: 06/07/2016

Palavras chave: Reservatório de detenção; Método Racional; Método SCS.

## **DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DE UM RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO OFFLINE NA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC**

Este trabalho foi julgado para obtenção do título de graduado em Engenharia de Infraestrutura, e aprovado em sua forma final pela banca examinadora perante o curso de Engenharia de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville.

Joinville, 06 de Julho de 2016

Valéria Bennack  
Coordenadora do Curso de Engenharia de Infraestrutura

### **Banca Examinadora:**

Prof<sup>a</sup>. M.Sc. Simone Malutta  
Orientadora  
UFSC – Campus Joinville  
Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM)

Prof. Diego Antonio Custodio  
UFSC – Campus Joinville  
Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM)

Eng<sup>a</sup>. Wivian Nereira Silveira  
Fundação IPPUJ  
Prefeitura Municipal de Joinville

*“Do mesmo modo que o metal enferruja com a ociosidade e a água parada perde sua pureza, assim a inércia esgota a energia da mente.”*

*– Leonardo da Vinci*

## **AGRADECIMENTOS**

A vida, cheia de possibilidades.

Aos meus pais, Viviane e Luiz, pela minha criação, educação e todo o apoio dado desde o meu nascimento.

Ao meu irmão Gustavo, por todo seu companheirismo e camaradagem.

A toda minha família, avós, tios, padrinhos, primos e ao meu falecido avô, David.

Ao pessoal da UFSC, professores, funcionários, colegas e amigos que estiveram presentes na minha vida acadêmica.

A minha professora orientadora, Simone, por toda a ajuda, suporte e conhecimento passado no pouco tempo que lhe coube.

Ao pessoal do IPPUJ, pelas informações e experiência adquirida ao longo de todo o tempo que trabalhei.

A todos os colegas de trabalho, meu chefe e amigo, Paulo, e a todos estagiários e amigos do setor UMA e UGP.

Em especial, às mulheres de minha vida, minha mãe e minhas duas avós, exemplos a serem seguidos.

E a tudo e a todos que me ajudaram de alguma forma a chegar onde estou e me apoiaram nos meus estudos.

O meu muito obrigado.

## RESUMO

As enchentes e inundações são problemas presentes em centros urbanos, principalmente naqueles que se desenvolveram próximo às margens de um rio, como a relação de Joinville para com o Rio Cachoeira. O município de Joinville é conhecido por ser alvo de frequentes chuvas e enchentes, que provocam problemas econômicos, sociais e de saúde pública para a população local, o que faz do controle de enchente um problema pertinente. Este escrito tem como objetivo fazer um dimensionamento preliminar de um reservatório de retenção, a fim de mitigar o efeito das enchentes ocorrentes na região através de dois métodos para estimar a vazão máxima o Método Racional e o Método SCS (*Soil Conservation Service*). Algumas potenciais áreas para a implantação do reservatório são propostas ao longo do trabalho, com diferentes períodos de retorno. Com base nisso, pôde-se compreender sobre o comportamento e as limitações do pré-dimensionamento desta medida estrutural, que pode vir a auxiliar em projetos futuros do plano diretor de drenagem urbana da cidade.

**Palavras-chave:** Reservatório de retenção; Método Racional; Método SCS.

## **ABSTRACT**

The floods and inundations are present problems in urban centers, especially those that have developed near the banks of a river, such as the relation of Joinville to the Cachoeira river. The city of Joinville is known for being targeted by frequent rains and floods, causing economic, social and public health problems for the local population, which makes the flooding control a pertinent problem. This writing aims to do a preliminary dimensioning of a detention reservoir, in order to mitigate the effects of the occurring floods in the region through two methods to estimate the maximum flow, the Rational Method and the SCS (Soil Conservation Service) Method. Some potential areas for the reservoir implantation are proposed during the work, with different return periods. Based on this, it was possible to understand the behavior and the limitations of the preliminary design of this structural measure, which may come to assist in future projects of the directive plan of the city's urban drainage.

**Keywords:** Detention reservoir; Rational Method; SCS Method.

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 – Esquema de uma Bacia Hidrográfica .....                                 | 20 |
| Figura 2 – Delimitação de uma bacia hidrográfica.....                              | 21 |
| Figura 3 – Característica dos leitos de inundação .....                            | 22 |
| Figura 4 – Impacto da urbanização no escoamento superficial ao longo do tempo..... | 24 |
| Figura 5 – Efeito do Reservatório .....  | 26 |
| Figura 6 – Esquema de um reservatório de detenção .....                            | 27 |
| Figura 7 – Esquema de um reservatório de retenção.....                             | 28 |
| Figura 8 – Exemplo de um reservatório <i>online</i> .....                          | 29 |
| Figura 9 – Exemplo de um reservatório <i>offline</i> .....                         | 30 |
| Figura 10 – Localização da Bacia do Rio Cachoeira (BHRC).....                      | 31 |
| Figura 11 – Hidrografia da BHRC .....  | 32 |
| Figura 12 – Frequência de inundações em Joinville ao longo das décadas.....        | 34 |
| Figura 13 – Precipitação anual entre 1927 e 2008 .....                             | 34 |
| Figura 14 – Frequência de inundações e evolução da área urbana .....               | 35 |
| Figura 15 – Mancha de inundação da BHRC .....                                      | 36 |
| Figura 16 – Delimitação da área de estudo .....                                    | 37 |
| Figura 17 – Índices de precipitação da Bacia .....                                 | 39 |
| Figura 18 – Hidrograma Triangular do Método Racional .....                         | 42 |
| Figura 19 – Hidrograma Triangular do Método SCS.....                               | 44 |
| Figura 20 – Modelo Digital de Elevação da área estudada .....                      | 52 |
| Figura 21 – Distribuição do atual uso do solo da região estudada .....             | 53 |
| Figura 22 – Mapa de solos .....  | 55 |
| Figura 23 – Área de implantação do R1 .....  | 62 |
| Figura 24 – Localização das Sub-bacias e seus Reservatórios .....                  | 64 |
| Figura 25 – Esquema de implantação do reservatório R2.....                         | 66 |
| Figura 26 – Esquema de implantação do Reservatório R3 .....                        | 67 |
| Figura 27 – Esquema de implantação do R4.....                                      | 68 |
| Figura 28 – Esquema de implantação do R5.....                                      | 69 |
| Figura 29 – Gráfico das vazões máximas estimadas pelo Método Racional.....         | 71 |
| Figura 30 – Gráfico das vazões máximas estimadas pelo Método SCS .....             | 72 |
| Figura 31 – Gráfico das vazões máximas para T = 10 anos.....                       | 73 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 32 – Gráfico das vazões máximas para T = 25 anos.....     | 74 |
| Figura 33 – Gráfico das vazões máximas para T = 50 anos.....     | 75 |
| Figura 34 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R1..... | 76 |
| Figura 35 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R2..... | 77 |
| Figura 36 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R3..... | 77 |
| Figura 37 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R4..... | 78 |
| Figura 38 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R5..... | 78 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1 – Valores limites de bacia para o Método Racional .....             | 43 |
| Tabela 2 – Coeficientes de <i>runoff</i> conforme o tipo de superfície ..... | 47 |
| Tabela 3 – Coeficientes de <i>runoff</i> conforme o uso do solo .....        | 48 |
| Tabela 4 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas .....              | 49 |
| Tabela 5 – Tabela de uso do solo e cobertura vegetal da bacia estudada.....  | 54 |
| Tabela 6 – Tabela de classificação dos solos da bacia estudada .....         | 56 |
| Tabela 7 – Coeficientes de <i>runoff</i> corrigidos .....                    | 57 |
| Tabela 8 – Coeficiente CN adotado para a área de estudo.....                 | 57 |
| Tabela 9 – Valores de $t_c$ para a área de estudo .....                      | 58 |
| Tabela 10 – Índices de chuvas para 10, 25 e 50 anos .....                    | 58 |
| Tabela 11 – Vazões máximas obtidas pelo Método Racional .....                | 59 |
| Tabela 12 – Vazões máximas obtidas pelo Método SCS .....                     | 59 |
| Tabela 13 – Volume de retenção necessários para T = 10,25 e 50 anos .....    | 61 |
| Tabela 14 – Características e CN adotado de cada sub-bacia.....              | 65 |
| Tabela 15 – Volumes dos reservatórios propostos.....                         | 69 |
| Tabela 16 – Resultados de $Q_p$ e V obtidos para Sub-bacia 1.....            | 70 |
| Tabela 17 – Resultados de $Q_p$ e V obtidos para Sub-bacia 2.....            | 70 |
| Tabela 18 – Resultados de $Q_p$ e V obtidos para Sub-bacia 3.....            | 70 |
| Tabela 19 – Resultados de $Q_p$ e V obtidos para Sub-bacia 4.....            | 70 |
| Tabela 20 – Resultados de $Q_p$ e V obtidos para Sub-bacia 5.....            | 71 |
| Tabela 21 – Vazões de pico estimadas pelo Método Racional .....              | 71 |
| Tabela 22 – Vazões máximas estimadas pelo Método SCS .....                   | 72 |
| Tabela 23 – Comparação entre os métodos para T = 10 anos.....                | 73 |
| Tabela 24 – Comparação entre os métodos para T = 25 anos.....                | 74 |
| Tabela 25 – Comparação entre os métodos para T = 50 anos.....                | 75 |

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

|          |  |
|----------|--|
| ABNT     | Associação Brasileira de Normas Técnicas   |
| BHRC     | Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira  |
| BHNC     | Microbacia Nascente do Cachoeira   |
| CCJ      | Comitê de Gerenciamento das Bacias dos Rios Cubatão e Cachoeira                            |
| DEM      | <i>Digital Elevation Model</i>   |
| FUNDEMA  | Fundação Municipal do Meio Ambiente (Joinville)  |
| GIS      | <i>Geographic Information System</i>   |
| IBGE     | Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística                                   |
| IPPUJ    | Fundação Instituto de Planejamento para o Desenvolvimento Sustentável de Joinville         |
| MDE      | Modelo Digital de Elevação   |
| PMJ      | Prefeitura Municipal de Joinville  |
| RBRH     | Revista Brasileira de Recursos Hídricos  |
| SCS      | <i>Soil Conservation Service</i>   |
| SIG      | Sistema de Informação Georreferenciada   |
| SIMGeo   | Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas  |
| SMDU     | Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano (São Paulo)                                 |
| SUDERHSA | Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (Curitiba) |
| UFSC     | Universidade Federal de Santa Catarina   |

## LISTA DE SÍMBOLOS

|               |  |
|---------------|--|
| A             | Área da bacia (km <sup>2</sup> )                                   |
| $A_{imp}$     | Área impermeabilizada (km <sup>2</sup> )                           |
| $A_o$         | Área do orifício (m <sup>2</sup> )                                 |
| C             | Coefficiente de <i>runoff</i>                                      |
| $C_{(t)}$     | Coefficiente de <i>runoff</i> para período de retorno de “t” anos  |
| $C_{10}$      | Coefficiente de <i>runoff</i> para o período de retorno de 10 anos |
| CN            | <i>Curve Number</i>  |
| K             | Fator de volume  |
| L             | Comprimento do talvegue (m)  |
| P             | Altura total da precipitação (mm)                                  |
| $P_e$         | Precipitação efetiva (mm)  |
| $Q_e$         | Vazão efluente (m <sup>3</sup> /s)                                 |
| $Q_p$         | Vazão de pico ou afluente (m <sup>3</sup> /s)                      |
| S             | Declividade do talvegue (m/m)                                      |
| $S_t$         | Capacidade máxima de absorção da bacia (mm)                        |
| T             | Período de retorno (anos)  |
| V             | Volume do reservatório (m <sup>3</sup> )                           |
| cd            | Coefficiente de descarga   |
| g             | Aceleração da gravidade (m/s <sup>2</sup> )                        |
| i             | Intensidade média da chuva (mm/h)                                  |
| $\rho$        | Fração de área com mata  |
| t             | Duração da chuva (min)   |
| $t_c$         | Tempo de concentração (h)  |
| $t_p$         | Tempo de ascensão do pico do hidrograma (h)                        |
| $t_r$         | Tempo de recessão do hidrograma (h)                                |
| $\varepsilon$ | Razão entre $Q_e$ e $Q_p$  |

## SUMÁRIO

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO</b>                           | <b>17</b> |
| 1.1      | CONSIDERAÇÕES INICIAIS                      | 17        |
| 1.2      | OBJETIVOS                                   | 18        |
| 1.2.1    | Objetivo Geral                              | 18        |
| 1.2.2    | Objetivos Específicos                       | 19        |
| <b>2</b> | <b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>                | <b>20</b> |
| 2.1      | BACIAS HIDROGRÁFICAS                        | 20        |
| 2.2      | ENCHENTES E INUNDAÇÕES                      | 21        |
| 2.2.1    | Condições naturais favoráveis à inundação   | 22        |
| 2.2.2    | Inundações ribeirinhas                      | 22        |
| 2.2.3    | Inundações devido à urbanização             | 23        |
| 2.3      | MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÃO            | 24        |
| 2.3.1    | Medidas Estruturais                         | 24        |
| 2.3.2    | Medidas Não-estruturais                     | 25        |
| 2.4      | RESERVATÓRIOS                               | 25        |
| 2.4.1    | Reservatórios de Detenção                   | 26        |
| 2.4.2    | Reservatórios de Retenção                   | 28        |
| 2.4.3    | Reservatórios em série ou <i>online</i>     | 29        |
| 2.4.4    | Reservatórios em paralelo ou <i>offline</i> | 30        |
| 2.5      | BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CACHOEIRA         | 30        |
| 2.5.1    | Localização                                 | 30        |
| 2.5.2    | Características da BHRC                     | 31        |
| 2.5.3    | Histórico de inundações da bacia            | 33        |
| <b>3</b> | <b>ÁREA DE ESTUDO</b>                       | <b>37</b> |
| 3.1      | LOCALIZAÇÃO DA REGIÃO ESTUDADA              | 37        |
| 3.2      | GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA                    | 38        |
| 3.3      | CLIMA                                       | 38        |
| 3.4      | VEGETAÇÃO                                   | 38        |
| 3.5      | PLUVIOSIDADE                                | 39        |
| <b>4</b> | <b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>                  | <b>40</b> |
| 4.1      | Materiais                                   | 40        |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 4.1.1    | Material cartográfico e Imagens de satélite .....        | 40        |
| 4.1.2    | Dados tabulares.....                                     | 40        |
| 4.2      | Softwares .....  | 41        |
| 4.3      | Métodos .....  | 41        |
| 4.3.1    | Método Racional.....                                     | 41        |
| 4.3.2    | Método Soil Conservation Service - SCS .....             | 43        |
| 4.3.3    | Parâmetros Hidrológicos .....                            | 46        |
| 4.3.3.1  | Tempo de Concentração.....                               | 46        |
| 4.3.3.2  | Coeficiente de <i>runoff</i> .....                       | 47        |
| 4.3.3.3  | Coeficiente CN.....                                      | 49        |
| 4.3.3.4  | Índice de Pluviosidade .....                             | 50        |
| <b>5</b> | <b>RESULTADOS .....</b>                                  | <b>51</b> |
| 5.1      | MAPAS .....  | 51        |
| 5.1.1    | Modelo Digital de Elevação .....                         | 51        |
| 5.1.2    | Mapa de uso e cobertura vegetal .....                    | 53        |
| 5.1.3    | Mapa de classificação dos solos .....                    | 54        |
| 5.2      | PARÂMETROS HIDROLÓGICOS E TOPOGRÁFICOS .....             | 56        |
| 5.2.1    | Área, Comprimento do Rio Principal e Declividade .....   | 56        |
| 5.2.2    | Coeficiente de <i>runoff</i> para a área de estudo.....  | 56        |
| 5.2.3    | CN para a área de estudo .....                           | 57        |
| 5.2.4    | Tempo de concentração adotado .....                      | 57        |
| 5.2.5    | Índice de pluviosidade admitido.....                     | 58        |
| 5.3      | DETERMINAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA.....                        | 58        |
| 5.3.1    | Vazão Máxima pelo Método Racional .....                  | 58        |
| 5.3.2    | Vazão máxima pelo Método SCS .....                       | 59        |
| 5.4      | DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DO RESERVATÓRIO.....          | 59        |
| 5.4.1    | Cálculo do Volume de Detenção .....                      | 59        |
| 5.4.1.1  | Dimensionamento do dispositivo de saída.....             | 60        |
| 5.4.2    | Volume de detenção para T = 10, 25 e 50 anos.....        | 61        |
| 5.5      | POTENCIAIS ÁREAS PARA A IMPLANTAÇÃO DO RESERVATÓRIO..... | 62        |
| 5.5.1    | Reservatório R1.....                                     | 65        |
| 5.5.2    | Reservatório R2.....                                     | 66        |
| 5.5.3    | Reservatório R3.....                                     | 66        |
| 5.5.4    | Reservatório R4.....                                     | 67        |

|   |           |
|---|-----------|
| 5.5.5 Reservatório R5.....  | 68        |
| 5.6 CAPACIDADE PROPOSTA PARA OS RESERVATÓRIOS .....                                 | 69        |
| 5.7 VAZÕES MÁXIMAS E VOLUMES DE DETENÇÃO PARA CADA<br>RESERVATÓRIO .....            | 70        |
| 5.8 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS UTILIZADOS.....                                     | 71        |
| 5.8.1 Vazões máximas obtidas pelo Método Racional .....                             | 71        |
| 5.8.2 Vazões máximas obtidas pelo Método SCS.....                                   | 72        |
| 5.8.3 Comparação das vazões máximas entre o Método Racional e o Método<br>SCS ..... | 73        |
| 5.9 ANÁLISE DO PROJETO.....   | 76        |
| <b>6 CONCLUSÕES.....</b>  | <b>79</b> |
| <b>7 REFERÊNCIAS .....</b>  | <b>81</b> |

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O homem sempre procurou se localizar perto dos rios, pois geralmente são áreas planas, propícias para a ocupação. Além de utilizar os rios para vários fins como transporte, fonte de água e até mesmo dispor seus dejetos (Tucci, 2005).

Muitas cidades ao longo de todo o país, sofrem constantemente com enchentes causadas pela água da chuva. Dentre fatores que ocasionam estas enchentes é a acelerada urbanização dessas regiões sem o devido planejamento em relação à sua drenagem.

Conforme Tucci (2009), nas últimas décadas, o Brasil apresentou um crescimento significativo da população urbana, criando-se as chamadas regiões metropolitanas. A taxa de população urbana brasileira é de 80%, próxima à saturação. O processo de urbanização acelerado ocorreu principalmente depois da década de 60, gerando uma população urbana praticamente sem infraestrutura.

Neste contexto, este documento visa propor uma solução dentre as possíveis para mitigar o efeito das enchentes e inundações que frequentemente ocorrem na cidade. A solução adotada para este estudo foi um reservatório de retenção *offline*, popularmente conhecido como piscinão.

A Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Paraná, SUDERSHA (2002), cita que o objetivo dos reservatórios de retenção é minimizar os impactos da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica, causados pela urbanização.

Esta medida de controle possui algumas vantagens como: custos reduzidos, se comparados a outras medidas, baixo custo de operação e manutenção, além de poder ser utilizado em conjunto com projetos urbanísticos da região, agregando áreas verdes e de lazer.

A cidade de Joinville é notada pelo grande número de enchentes ocorridas na mesma, conforme os estudos de Silveira *et al.* (2009), as inundações são registradas desde a

sua fundação, isto é, desde 1851. Devido ao crescimento populacional e a expansão da malha urbana em áreas suscetíveis a inundações, os danos associados a sua ocorrência se intensificaram.

Um registro relatado pelo autor deste documento e por outros discentes da UFSC foi ocorrido em março de 2015, no qual a enchente inundou o prédio dos laboratórios, atingindo alunos e danificando alguns projetos.

A fim de mitigar os efeitos destas enchentes, nos últimos anos, a cidade de Joinville registra duas obras grandes de macrodrenagem, a obra de macrodrenagem do rio Morro Alto (afluente do rio Cachoeira) concluída em dezembro de 2012, e, outra, iniciada em 2015, que visa ampliar vazão do Rio Mathias e deve ser concluída em 2018.

Ainda existem mais regiões que também necessitam de obras para mitigar os efeitos das enchentes, como um reservatório de retenção, tema deste documento, que será apresentado da seguinte maneira:

- Inicia-se com uma revisão bibliográfica abordando assuntos pertinentes ao tema;
- Em seguida, será apresentada a área de estudo escolhida e suas características;
- Logo após, serão citados os materiais utilizados e os dois métodos adotados para realizar o projeto;
- Por fim, será proposto algumas áreas para a implantação do reservatório de retenção, e uma análise de quais poderão ser, de fato, implantadas.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O trabalho tem como objetivo geral, dimensionar um reservatório de retenção a fim de mitigar os problemas causados por enchentes em uma subbacia do Rio Cachoeira.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir os objetivos gerais, são estabelecidos alguns objetivos específicos, os quais são descritos abaixo:

- a) Construir um banco de dados sobre a bacia a ser estudada;
- b) Selecionar o método para desenvolver o trabalho;
- c) Dimensionar um reservatório capaz de solucionar as condições estabelecidas;
- d) Analisar os volumes dos reservatórios e os dados obtidos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 BACIAS HIDROGRÁFICAS

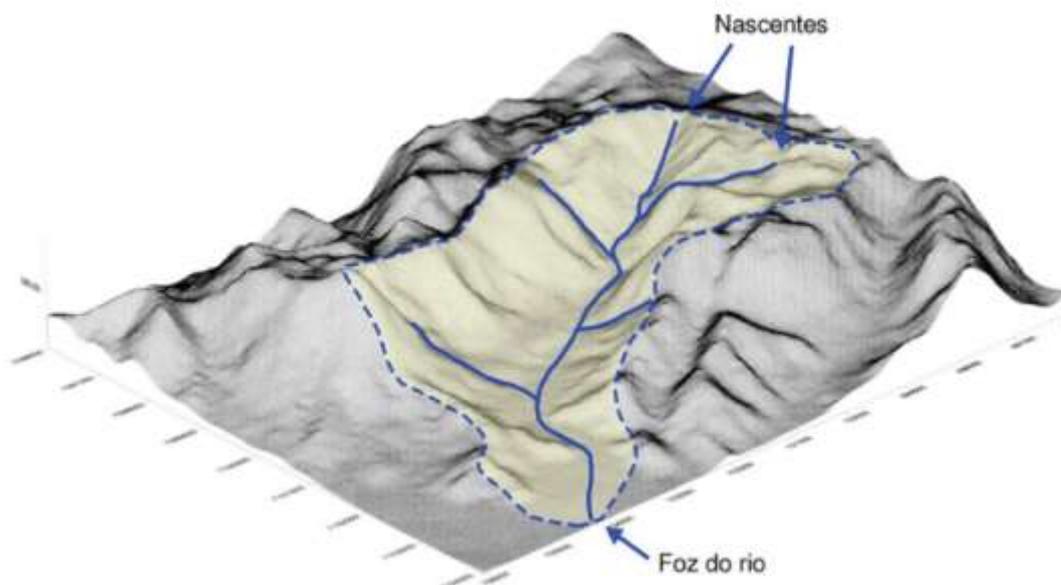
Conforme Garcez e Costa Alvarez (1988), define-se bacia hidrográfica como o conjunto das áreas com declividade no sentido de determinada seção transversal de um curso de água.

De maneira semelhante, Pinto (2010) afirma que bacia hidrográfica (ou bacia de contribuição) é a área geográfica coletora de água da chuva, que atinge a seção considerada.

Também pode-se conceituar bacia hidrográfica como sendo uma área definida e fechada topograficamente num ponto do curso de água, de forma que toda vazão afluente possa ser medida ou descarregada através deste ponto (GARCEZ e COSTA ALVAREZ, 1988). Este ponto de saída no qual os escoamentos convergem é chamado de foz ou exutório. (TUCCI, 2009).

A figura 1 ilustra de maneira mais clara uma típica bacia hidrográfica.

Figura 1 – Esquema de uma Bacia Hidrográfica

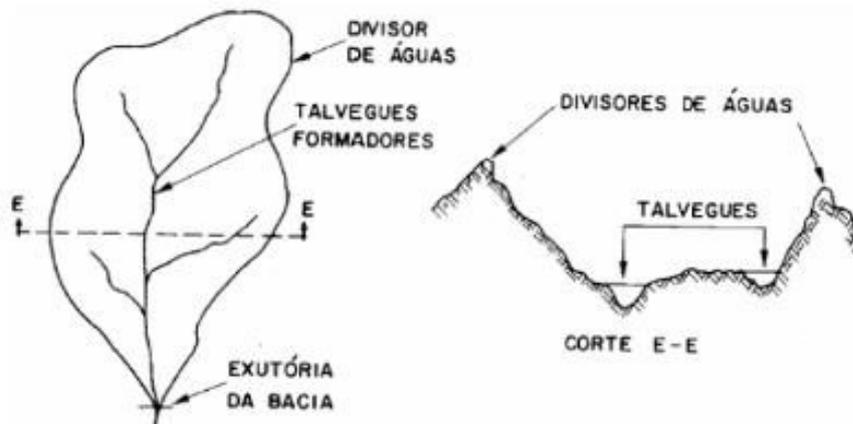


Com altimetria adequada, procura-se traçar a linha dos divisores de água, locais de maiores altitudes que separam a bacia considerada das áreas adjacentes (GARCEZ e COSTA ALVAREZ, 1988).

Da mesma forma cujas linhas mais altas são denominadas divisores de águas, as linhas mais baixas podem ser chamadas de talvegue (POMPEU, 2003).

A figura 2 mostra a delimitação de uma bacia hidrográfica.

Figura 2 – Delimitação de uma bacia hidrográfica



Fonte: VILLELLA, 1975

Um plano de controle de enchentes de uma cidade deve contemplar as bacias hidrográficas sobre as quais a urbanização se desenvolve (TUCCI, 2009 e SUDERSHA, 2002).

## 2.2 ENCHENTES E INUNDAÇÕES

Embora pareçam sinônimos, pode-se distinguir o conceito destas duas palavras, segundo Guerra e Guerra (2008), as enchentes são grandes chuvas que ocorrem nos rios, podendo causar desastres e perdas, de frequência irregular, não ocorrendo todos os anos. Já a inundação tem o mesmo significado de alagado, e corresponde à toda a área inundada logo após a enchente.

Segundo Tucci (2005), as condições hidrológicas que produzem a inundação podem ser naturais ou artificiais, conforme as características descritas nos próximos t

### 2.2.1 Condições naturais favoráveis à inundação

Dentre as condicionantes naturais que provocam inundações, Tominaga *et al.* (2009) cita as seguintes:

- As formas de relevo;
- As características da rede de drenagem da bacia hidrográfica;
- A intensidade, quantidade, distribuição e frequência das chuvas;
- As características do solo e o teor de umidade;
- E a presença ou ausência da cobertura vegetal.

Pode-se destacar dentre os relevos mais suscetíveis, os vales e planícies de inundação, também denominadas várzeas (TOMINAGA *et al.*, 2009).

A cobertura vegetal auxilia na retenção de parte da precipitação que pode gerar escoamento e também serve como proteção do solo contra a erosão (TUCCI, 2005).

Outro fator bastante relevante citado por Tominaga *et al.* (2009) são as chuvas intensas e/ou de longa duração, que favorecem a saturação dos solos, aumentando o escoamento superficial e a concentração de água nessas regiões.

### 2.2.2 Inundações ribeirinhas

Conforme Tucci (2005) os rios geralmente possuem dois leitos: o leito menor, onde a água escoar na maioria do tempo e o leito maior. As inundações usualmente ocorrem quando o escoamento atinge níveis superiores ao leito menor, atingindo as residências existentes no leito maior, conforme a figura 3:

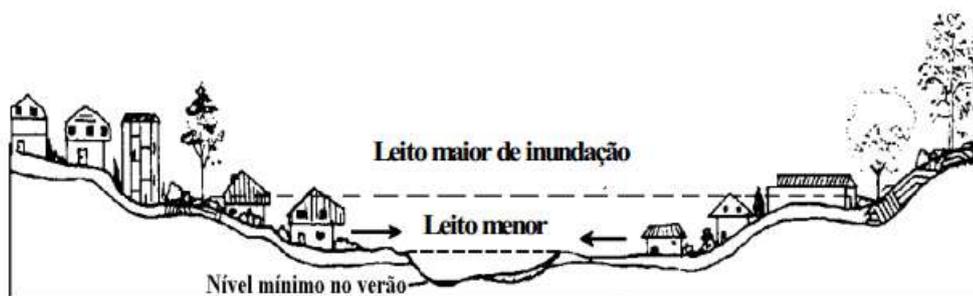


Figura 3 – Característica dos leitos de inundação

Este tipo de inundação normalmente ocorre em grandes e médias bacias, e grande parte dos danos e perdas provocadas por ela acontecem quando esta área de risco é ocupada pela população (TUCCI, 2005).

As áreas ribeirinhas, inundadas pelo curso d'água durante os períodos de cheia, têm sido ocupadas pela população durante a estiagem. Este processo é desencadeado principalmente pela forma como as cidades se desenvolveram nas últimas décadas. (SUDERSHA, 2002).

### 2.2.3 Inundações devido à urbanização

Segundo Tominaga *et al.* (2009), as grandes cidades, particularmente as regiões metropolitanas, apresentam graves problemas com inundações decorrentes da ocupação das margens.

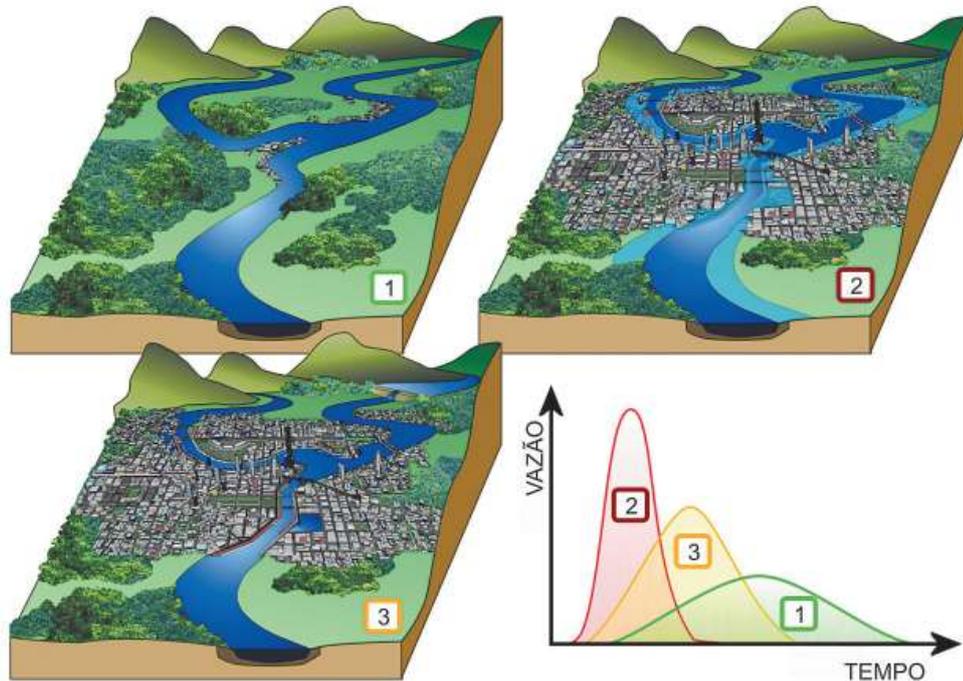
As enchentes aumentam a sua frequência e magnitude devido à impermeabilização do solo e à construção da rede de condutos pluviais. O desenvolvimento urbano pode também produzir obstruções ao escoamento, como aterros, pontes e drenagens em locais inadequados (TUCCI, 2005).

À medida que a cidade se urbaniza, os seguintes impactos são gerados, de acordo com a SUDERSHA (2002):

- Aumento das vazões máximas;
- Aumento da produção de sedimentos e resíduos sólidos;
- Deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea;
- Contaminação de aquíferos.

De acordo com Tucci (2005), a urbanização e o desmatamento provocado por ela aumentam as superfícies impermeáveis, tais como telhados, ruas e pisos, e aceleram escoamento e aumentam a frequência das inundações. A figura 4 mostra este aumento da vazão superficial a medida em que a cidade vai se desenvolvendo:

Figura 4 – Impacto da urbanização no escoamento superficial ao longo do tempo



Fonte: SMDU, 2012

## 2.3 MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÃO

As medidas estruturais são obras de engenharia implementadas para reduzir o risco e mitigar os efeitos das enchentes (SUDERSHA, 2002).

Conforme Tucci (2009), as medidas para o controle da inundação podem ser do tipo estrutural e não-estrutural.

### 2.3.1 Medidas Estruturais

As medidas estruturais são obras de engenharia implementadas para reduzir o custo de enchentes e podem ser de dois tipos: extensivas, ou intensivas (TUCCI, 2009).

Dentre as extensivas estão aquelas que agem na bacia, procurando modificar a relação entre precipitação e vazão, e que segundo Canholi (2014), correspondem aos

pequenos armazenamentos disseminados na bacia, à recomposição da cobertura vegetal e ao controle de erosão do solo ao longo da bacia de drenagem.

De acordo com Simons *et al.* (1977 *apud* Tucci, 2009), as medidas intensivas são aquelas que agem diretamente no rio e podem ser de três tipos, as que:

- Aceleram o escoamento; tais como construção de diques e polders.
- Retardam o escoamento; como reservatórios e bacias de amortecimento.
- Desviam o escoamento; por exemplo, as obras de canais de desvios.

### 2.3.2 Medidas Não-estruturais

Conforme Tucci (2009), as medidas estruturais não são projetadas para dar uma proteção completa, pois isto exigiria a proteção contra a maior enchente possível, deixando as ações economicamente inviáveis em sua maioria, nessas condições, as medidas não-estruturais, em conjunto com as anteriores, podem minimizar significativamente os prejuízos com um custo menor.

Johnson (1978 *apud* Tucci, 2009) identifica diversas medidas não-estruturais de inundação, as quais podem ser agrupadas em: Regulamentação do uso da terra, construções à prova de enchentes, seguro de enchente e alerta de inundação.

## 2.4 RESERVATÓRIOS

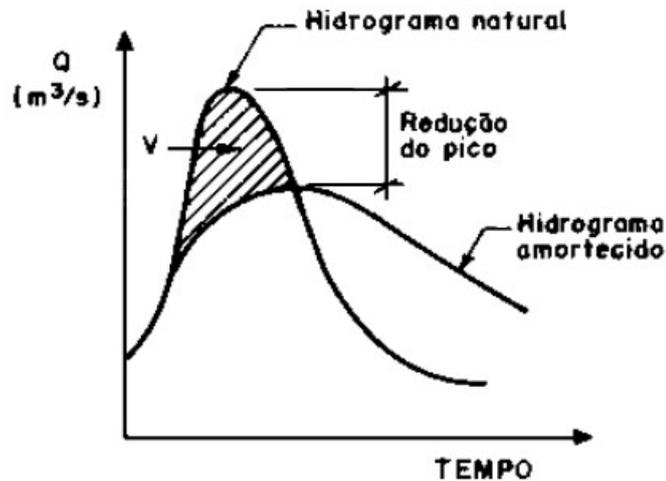
Os reservatórios estão entre as principais obras de controle de inundação no leito do rio, seguidamente de diques ou polders, ampliação da seção do rio, corte de meandros e redução da rugosidade (TUCCI, 2009).

Tucci (2009) afirma também que o reservatório e controle de enchentes funciona retendo o volume do hidrograma durante as enchentes, reduzindo o pico e o impacto a jusante do barramento.

A figura 5 mostra o funcionamento previamente citado, comparando o hidrograma natural com um hidrograma amortecido por um reservatório de volume  $V$ . Nesta figura

é possível observar a redução da vazão máxima (disposto na figura como redução do pico).

Figura 5 – Efeito do Reservatório



Fonte: TUCCI, 2009

A SMDU (2012) indica dois tipos de reservatórios: os reservatórios de detenção e os reservatórios de retenção.

Os reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água, denominados de reservatório de retenção, ou então para secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa e depois utilizada para outras finalidades. Este último é chamado de reservatório de detenção (TUCCI, 2005).

#### 2.4.1 Reservatórios de Detenção

Os reservatórios de detenção são estruturas de acumulação temporária e/ou de infiltração de águas pluviais, que contribuem para a redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos de bacias urbanas. Estas estruturas têm a função de amortecer as cheias, reduzir o volume de escoamento superficial e a redução da poluição difusa (SMDU, 2012).

Ainda segundo a SMDU (2012), o armazenamento se dá geralmente em tempo relativamente curto, porém conforme Urbonas e Roesner (1994 *apud* Tucci, 2005)

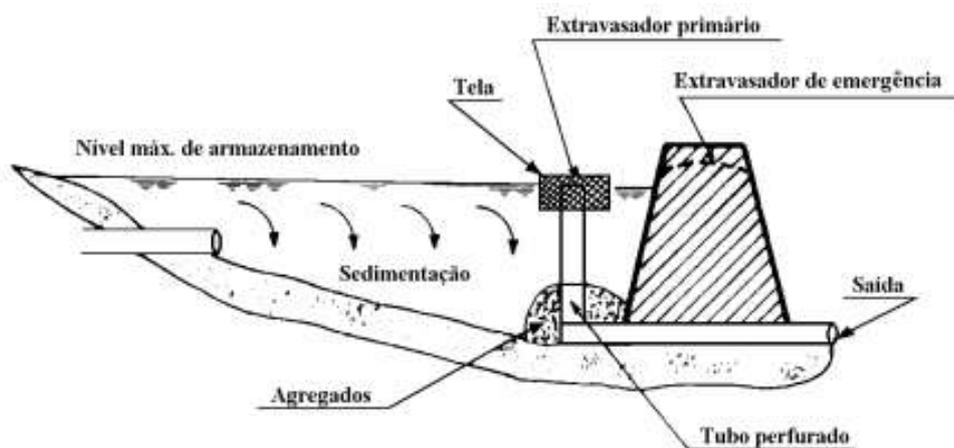
aumentando-se o tempo de detenção para 24 a 60h, poderá haver melhora na remoção de poluentes.

A principal vantagem deste dispositivo estar seco é poder ser utilizado para outras finalidades como áreas verdes, quadras esportivas e praças públicas (SMDU, 2012).

Os reservatórios ou bacias de detenção mantidas secas são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália (TUCCI, 2005).

A figura 6 ilustra o esquema de um reservatório de detenção:

Figura 6 – Esquema de um reservatório de detenção



Fonte: MAIDMAN, 1993

É possível classificar os reservatórios de detenção quanto à sua forma, segundo a SMDU (2012), em:

- Reservatório de detenção subterrânea ou coberta; empregado em zonas urbanas densamente ocupadas, onde não existem áreas para implantação de bacia a céu aberto.
- Reservatório de detenção a céu aberto; como os reservatórios com espelho d'água permanente.
- Reservatórios secos; que armazenam água apenas durante eventos de chuva, com fundo impermeabilizado, quando há risco de contaminação de águas subterrâneas pelas cargas elevadas de poluentes, ou não impermeabilizado.
- Reservatórios de zonas úmidas; áreas úmidas construídas semelhantes às

várzeas, com pequenas profundidades e áreas extensas, e com desenvolvimento de vegetação típica de zonas úmidas.

#### 2.4.2 Reservatórios de Retenção

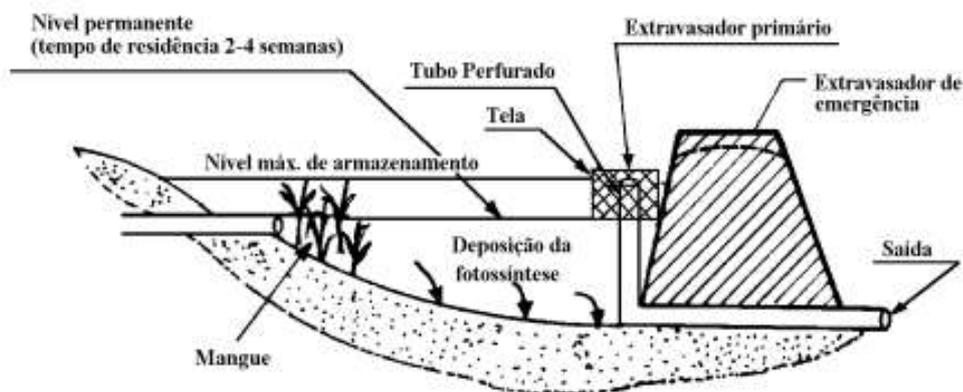
Conforme a SMDU (2012), reservatórios de retenção são aqueles que possuem um lago, ou lâmina de água, permanente que mantém a água armazenada por longo período, visando à decantação de partículas sólidas e conseqüente redução de cargas poluentes.

A operação deste dispositivo se dá pela utilização de órgãos de descarga de fundo fechados durante a chuva, decantação, drenagem das águas estocadas para estações de tratamento ou, em função das concentrações de poluentes, para corpos hídricos naturais e remoção dos sedimentos depositados (SMDU, 2012).

A retenção que mantém lâmina de água tem a finalidade de evitar o crescimento da indesejável vegetação no fundo do reservatório e também de contribuir para a redução da poluição à jusante, tornando o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água pluvial. O seu uso integrado, junto a parques, pode permitir um bom ambiente recreacional (TUCCI, 2005).

Posto isto, a figura 7 mostra o esquema de um reservatório de retenção:

Figura 7 – Esquema de um reservatório de retenção



### 2.4.3 Reservatórios em série ou *online*

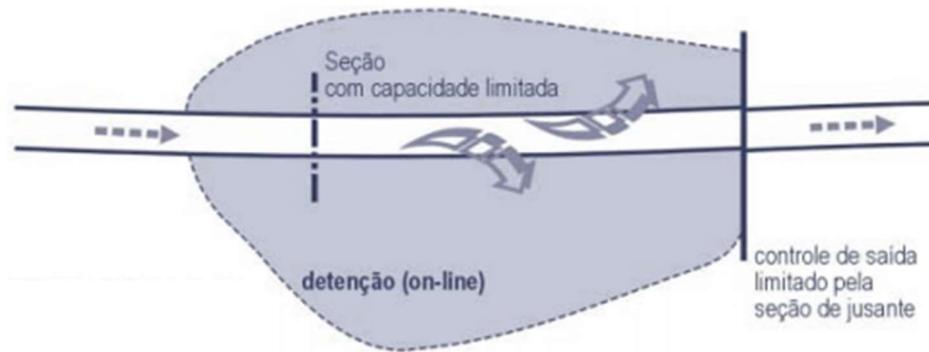
Quando a drenagem encontra-se na linha principal, utilizando a folga de volume do sistema para amortecimento, ele é chamado de *online* ou reservatório em série. No caso em que o escoamento, após atingir uma certa vazão, é transferido para a área de amortecimento fora da linha principal, o sistema é denominado *offline* ou reservatório em paralelo. (Canholi, 2014 e SUDERSHA, 2002).

Geralmente, a escolha de configuração de um reservatório, em série ou em paralelo, é condicionada pela disponibilidade de área para a construção da estrutura.

Conforme Tucci (2005), nas detenções *online* existem problemas para drenagem com esgoto misto ou grande ligação clandestina na rede de drenagem, devido a grande contaminação do reservatório, principalmente na estiagem. Nesse caso, é conveniente que o fundo dessa drenagem seja de concreto para facilitar a limpeza.

Pode-se ilustrar um reservatório *online* na figura 8:

Figura 8 – Exemplo de um reservatório *online*



Fonte: SUDERSHA, 2002

#### 2.4.4 Reservatórios em paralelo ou *offline*

De forma semelhante ao tópico anterior, um reservatório em paralelo ou *offline* é apresentado na figura 9:

Figura 9 – Exemplo de um reservatório *offline*



Fonte: SUDERSHA, 2002

Os reservatórios *offline* podem funcionar automaticamente por gravidade ou por sistema de bombas, quando é necessário obter mais volume para um definido espaço. (TUCCI, 2005).

A detenção offline normalmente é projetada para receber somente o excedente da capacidade de descarga do sistema de canais e/ou galerias. Durante a estiagem, o escoamento que é transportado pelo sistema de drenagem é uma combinação de esgoto sanitário com a contribuição natural da bacia (SUDERSHA, 2002).

## 2.5 BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CACHOEIRA

### 2.5.1 Localização

A área analisada por este estudo se encontra na bacia do Hidrográfica do Rio Cachoeira (BHRC), localizada no município de Joinville, uma das principais cidades do estado de Santa Catarina.

A localização da BHRC é ilustrada na figura 10:



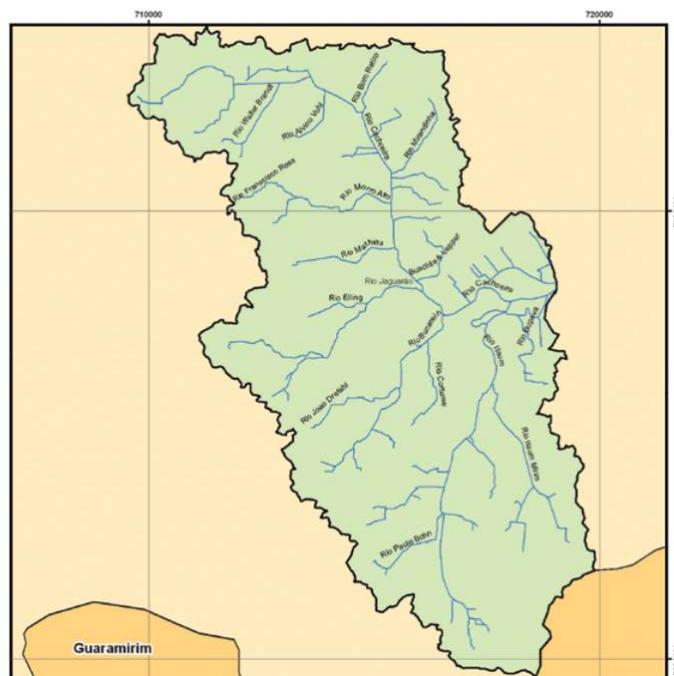
município, cujo canal principal mede 14,9 km de extensão e conta com um perímetro de 59,31 km (RIBEIRO e OLIVEIRA, 2014; FUNDAÇÃO IPPUJ, 2015).

Conforme Fundação IPPUJ (2015), a bacia hidrográfica do Rio Cachoeira ocupa uma região relativamente plana. Suas nascentes estão situadas no bairro Costa e Silva, nas proximidades da junção da Rua Rui Barbosa e Estrada dos Suíços com a Rodovia BR-101, numa altitude de 40 metros, embora a maior parte de seu curso, situa-se entre 5 e 15 metros de altitude.

“(…) É composta por 53 sub-bacias, sendo que as três maiores sub-bacias, a do Itaum-Açú, do Bucarein e do Jaguarão, estão localizadas no quadrante sul da bacia hidrográfica e totalizam mais de 50% de sua área total” (RIBEIRO e OLIVEIRA, 2014, p. 26).

De acordo com Ribeiro e Oliveira (2014), o centro da bacia hidrográfica coincide com a região central do município. Seu canal principal, o Rio Cachoeira, recebe a contribuição de vários afluentes, dos quais se destacam os seguintes rios: Alto Cachoeira, Bom Retiro, Bucarein, Itaum-Açú, Jaguarão, Mathias, Mirandinha, e Morro Alto. A hidrografia local está representada na figura 11:

Figura 11 – Hidrografia da BHRC



Fonte: adaptado de CCD, 2013 e RIBEIRO e OLIVEIRA, 2014

Segundo dados da FUNDEMA (2009 *apud* Maia *et al.*, 2013), a foz da bacia fica numa região estuarina sob a influência das marés, onde se encontram remanescentes de manguezais. As baixas altitudes junto à foz, associadas ao efeito das marés astronômicas e meteorológicas, e das precipitações pluviométricas, causam frequentes problemas de inundações na região central e também em alguns afluentes como os rios Itaum-açú, Bucarein, Jaguarão e Mathias.

“O processo de ocupação da cidade se deu ao longo do Rio Cachoeira e seus afluentes, e hoje comporta 49% da população do município. A área verde da bacia soma 13 km<sup>2</sup> (...) Devido à sua alta ocupação apresenta processos erosivos, perda de mata ciliar e assoreamento.” (FUNDAÇÃO IPPUJ, 2015, p. 47).

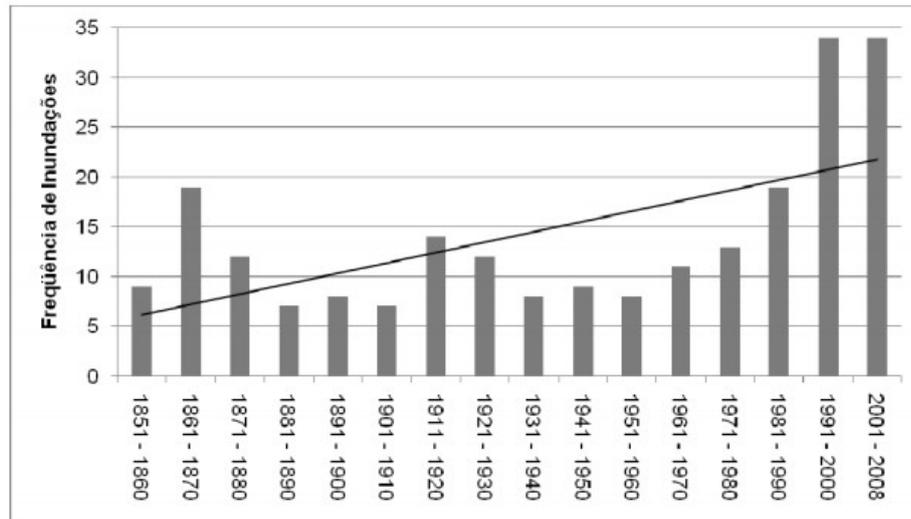
### 2.5.3 Histórico de inundações da bacia

Segundo Ribeiro e Oliveira (2014, p. 25):

Ressalta-se que ao longo da história da cidade ocorreu intensa alteração dos cursos d'água, especialmente na área central, em virtude da antropização do ambiente natural, com a construção de galerias, retificação dos cursos naturais, tubulação dos cursos, aterros e ocupação das margens.

Considerando a figura 12, houve um aumento da frequência de inundação ao longo 157 anos analisados. Hermann *et al.* e Marcelino *et al.* (2007 e 2004 *apud* Silveira *et al.*, 2009), a tendência coincide com a do mundo, do Brasil e do Estado de Santa Catarina.

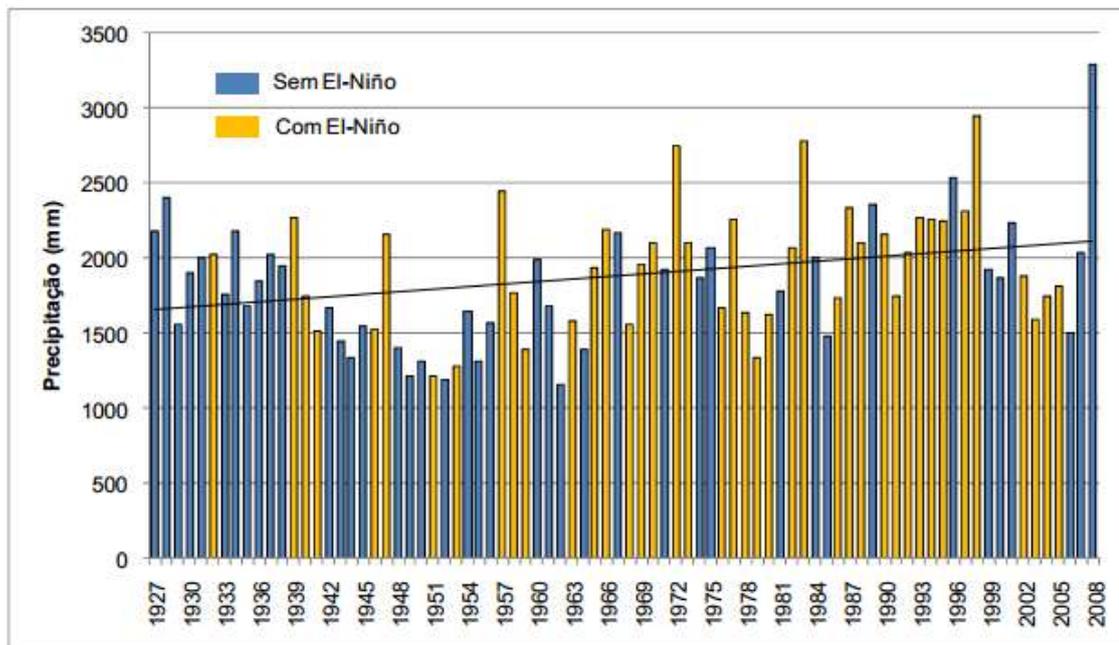
Figura 12 – Frequência de inundações em Joinville ao longo das décadas



Fonte: SILVEIRA *et al.*, 2009

Apesar da irregularidade, a linha de tendência aponta um crescimento de aproximadamente 500 mm na precipitação média anual os 81 anos analisados. É possível verificar na figura 13 que a maior precipitação nesta série ocorreu em 2008, chegando a 3296,9 mm conforme dados da estação da UNIVILLE (SILVEIRA *et al.*, 2009).

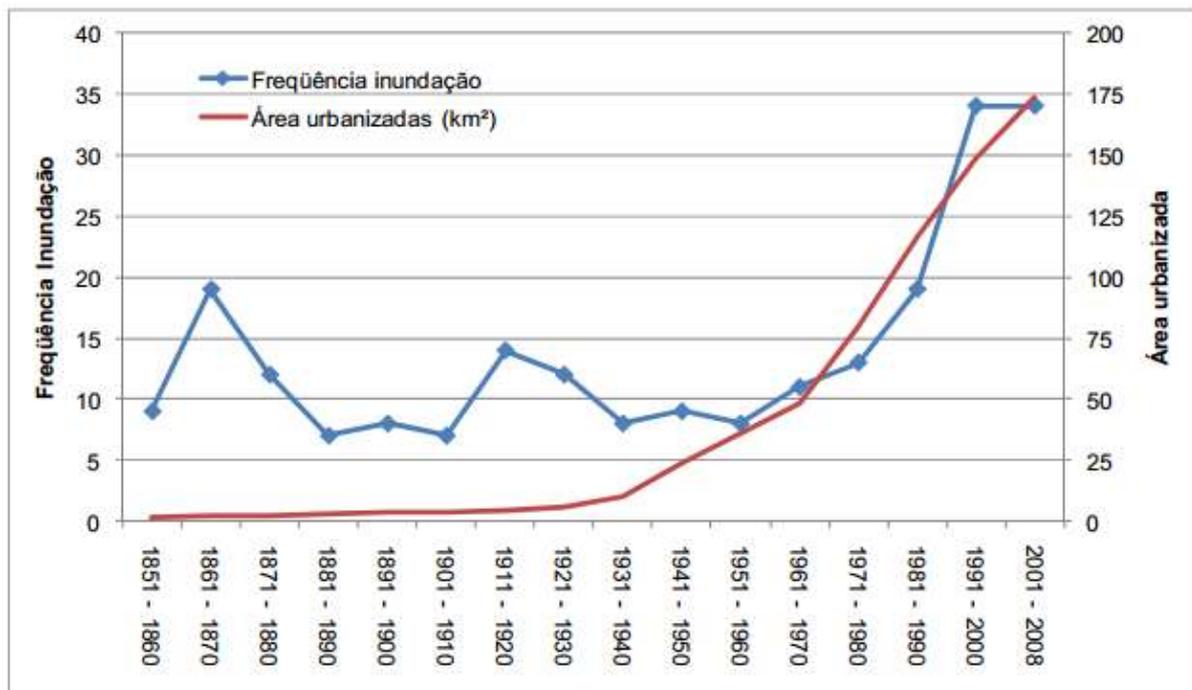
Figura 13 – Precipitação anual entre 1927 e 2008



Fonte: SILVEIRA *et al.*, 2009

Segundo Silveira *et al.* (2009), em Joinville ainda não houve uma extensa verticalização mas sim, um largo crescimento horizontal, como consequência desta urbanização horizontal, há o aumento da mancha urbana e das áreas impermeáveis. Comparando o aumento das inundações com o aumento da mancha urbana (figura 14) constata-se uma visível relação entre inundação e urbanização na cidade.

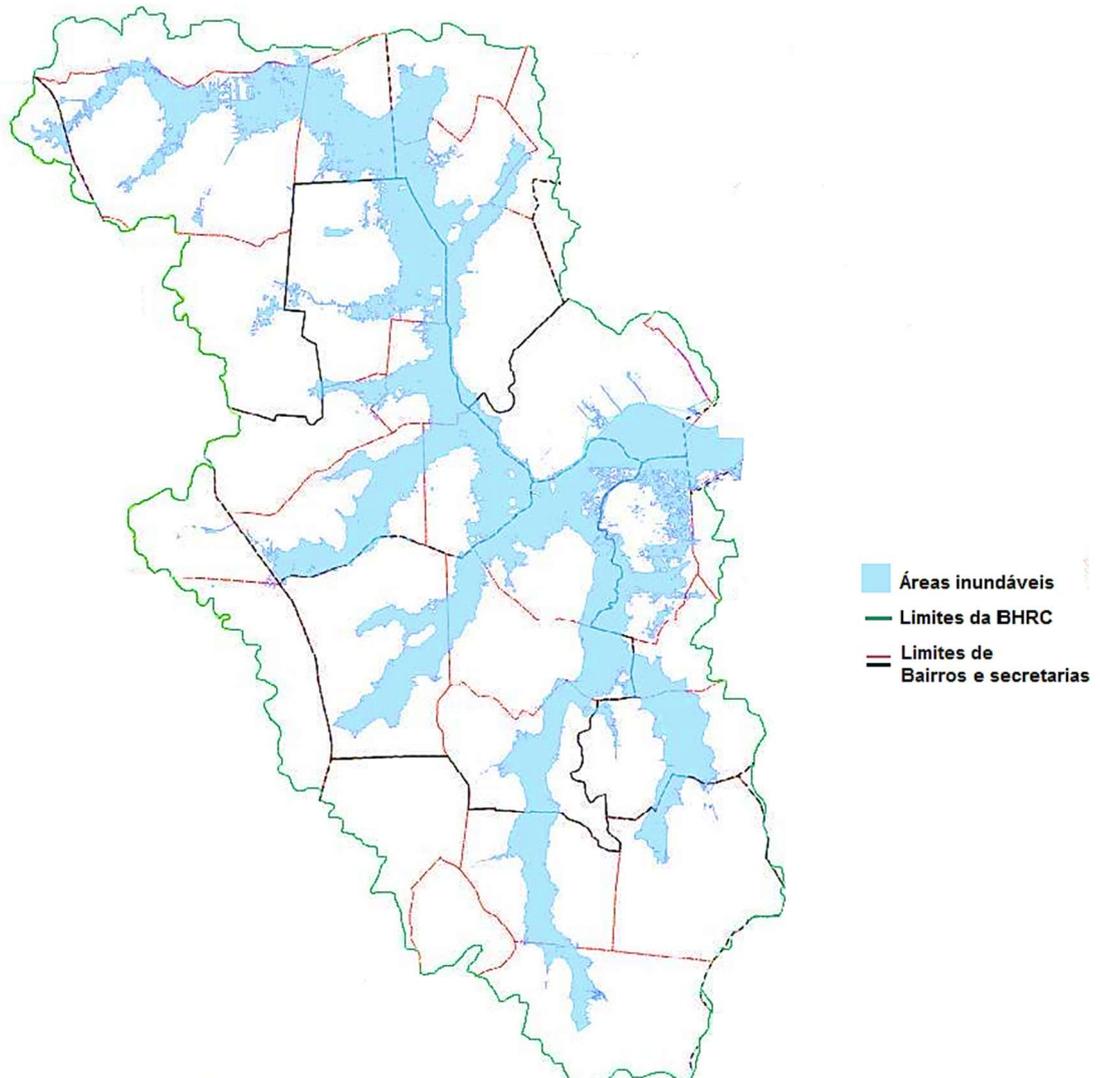
Figura 14 – Frequência de inundações e evolução da área urbana



Fonte: SILVEIRA *et al.*, 2009

É possível observar atualmente uma grande área suscetível à inundações na BHRC, na figura 15, a Prefeitura Municipal de Joinville, PMJ (2012) dispõe um mapa contendo a mancha de inundação da bacia:

Figura 15 – Mancha de inundação da BHRC



Fonte: adaptado de PMJ (2011)

Visto isso, uma região foi escolhida dentro desta bacia para servir como área de estudo, tendo como objetivo instalar um reservatório de detenção.

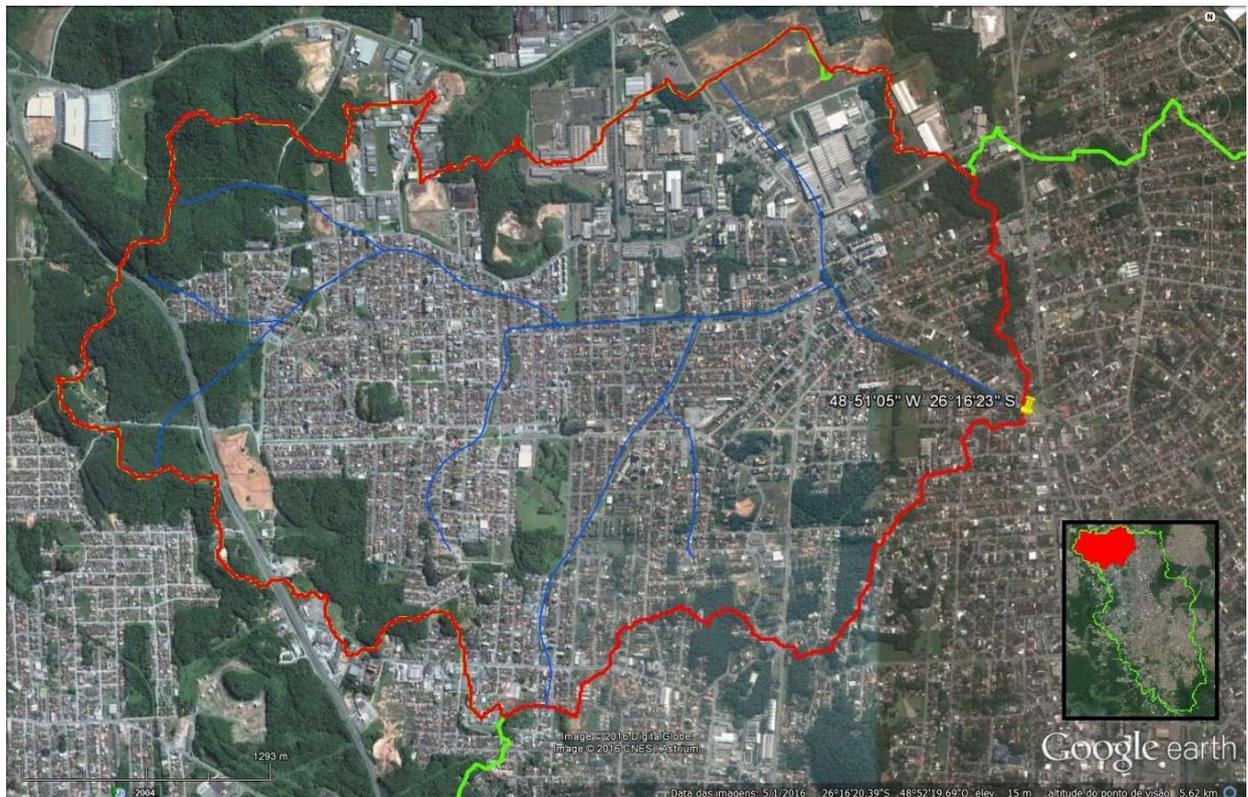
### 3 ÁREA DE ESTUDO

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO DA REGIÃO ESTUDADA

O local estabelecido para a instalação do reservatório na Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira (BHRC) é localizado na sub-bacia Cachoeira e na microbacia Nascente do Cachoeira (BHCN). Abrange os bairros Costa e Silva e Santo Antônio, além de conter o atual local do Campus da UFSC em Joinville.

Com o auxílio de *softwares* de Sistema de Informação Georreferenciada (SIG), é possível delimitar a bacia estudada, como mostra a figura 16:

Figura 16 – Delimitação da área de estudo



Fonte: Elaborado pelo autor

Em vermelho, o mapa mostra os limites área de estudo, juntamente com os limites da BHRC, em verde claro e a hidrografia característica da região, em azul.

### 3.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

“A área da Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira encontra-se dentro dos domínios morfológicos Litorâneo com modelado típico de ambiente continental-marinho (Planícies Litorâneas e Planícies Aluvionares) e Embasamento Cristalino, representado pela Serra do Mar (SILVA & BORTOLUZZI, 1987 *apud* UBERTI, 2012 p. 19).”

A cobertura pedológica da bacia é composta, fundamentalmente, por perfis de Cambissolos, Argissolos e Neossolos Litólicos (Uberti, 2012).

### 3.3 CLIMA

A Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira está totalmente inserida na Zona Agroecológica 1A. É a região que apresenta as mais altas temperaturas médias do estado, com temperatura média anual variando de 19,1 a 20°C. A temperatura média das máximas varia de 26 a 27,6°C e a média das mínimas oscila entre 15,4 a 16,8°C (Uberti, 2012).

A umidade relativa do ar pode variar de 84,2 a 87,2%, sendo este último valor o mais alto dentre todas as zonas catarinenses (Santa Catarina, 1986 e Uberti, 2012).

### 3.4 VEGETAÇÃO

A região onde está inserida a Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira é originalmente ocupada em sua maioria por Floresta Ombrófila Densa e por pequenas concentrações de Formações Pioneiras (Santa Catarina, 1986).

A Região da Floresta Ombrófila Densa, denominada de Mata Atlântica, que se localiza nos arredores da BHRC é chamada de Floresta das Terras Baixas, e tratam-se de florestas pouco desenvolvidas e pouco densas, onde predominam o olandim (*Calophyllum brasiliense*) e a figueira-do-mato (*Ficus organensis*) (Santa Catarina, 1986 e Uberti, 2012).

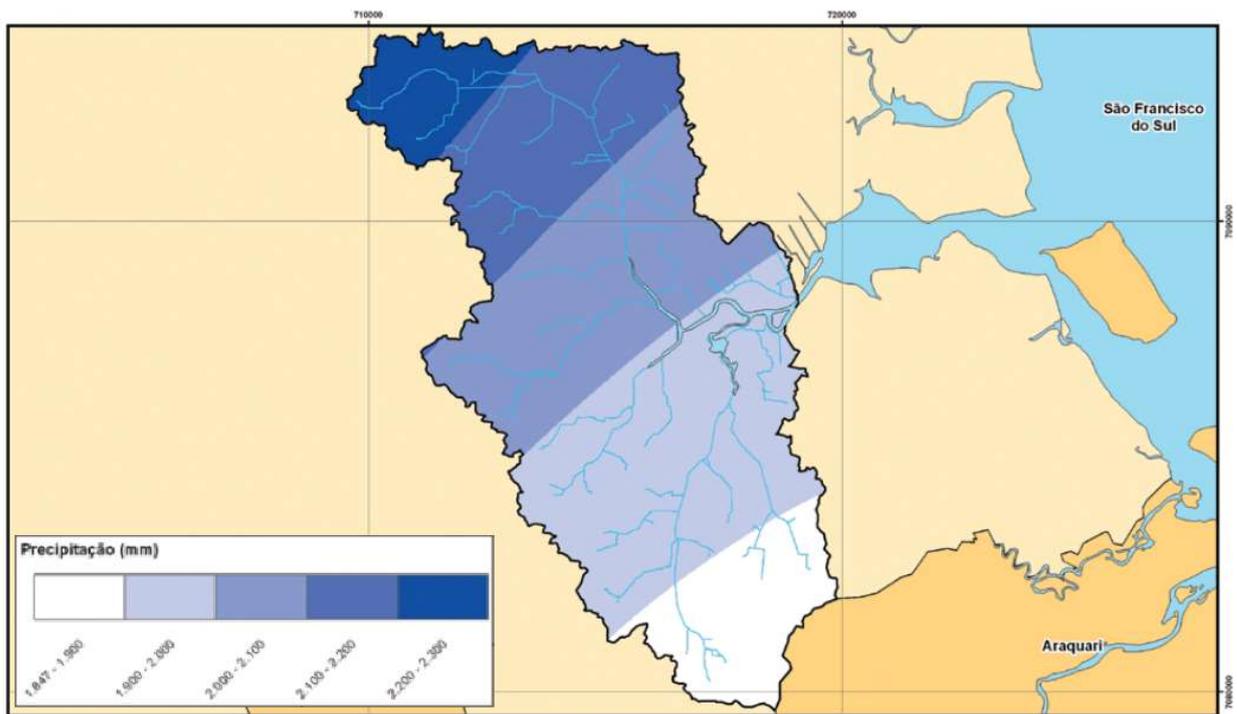
Destaca-se também na região, a ocorrência de pequenas áreas de Formações Pioneiras, vegetação constituída de diversas espécies colonizadoras de ambientes instáveis ou em fase de estabelecimento (Uberti, 2012).

Atualmente, no entanto, a vegetação está totalmente descaracterizada, devido ao fato de que quase a totalidade dessa bacia fazer parte da área urbana do município de Joinville (Uberti, 2012).

### 3.5 PLUVIOSIDADE

Apesar de estar totalmente localizada na planície costeira, a região sofre influência do efeito orográfico. A pluviosidade na Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira tem variância de 1.847 mm a 2.296 mm anuais e uma média de 2.023 mm (RIBEIRO e OLIVEIRA, 2014). As isoietas mais ao norte da bacia apresentam os maiores índices, quanto mais ao sul da bacia, menores são os valores registrados, como pode-se verificar na figura 17:

Figura 17 – Índices de precipitação da Bacia



Fonte: adaptado de CCD, 2013 e RIBEIRO e OLIVEIRA, 2014

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1 MATERIAIS

#### 4.1.1 Material cartográfico e Imagens de satélite

Foram utilizadas as cartas do banco de dados do Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas (SIMGeo) para delimitar a bacia a partir do Modelo Digital de Elevação (MDE), utilizando-se uma rede de drenagem na escala 1:5.000. As cartas estão editadas e disponibilizadas em meio digital no site da SIMGeo.

O mapa de uso e cobertura do solo da área estudada foi produzido através de *softwares GIS (Geographic Information System)*, sigla em inglês para Sistema de Informação Georreferenciada (SIG). Para estes mapas citados previamente, empregou-se o ArcGIS, utilizando imagens do satélite Landsat-8, datadas em julho de 2010.

O mapa de solos na escala 1:50.000 foi elaborado a partir dos dados disponíveis no SIMGeo e no Boletim Técnico do Rio Cachoeira. Este último, também possibilitou classificar os diversos tipos de solos encontrados na região.

#### 4.1.2 Dados tabulares

As origens dos dados utilizados neste escrito foram:

- Dados de solos – Boletim Técnico do Rio Cachoeira, desenvolvido pelo município de Joinville através do Engº Agrônomo Antônio Uberti
- Dados de uso – Mapa de uso do solo gerado pela imagem do satélite Landsat-8 com resolução de 20 m, rotulando o uso em dois grandes grupos:
  - Vegetação nativa: nesta classe estão representadas as áreas com vegetação preservadas nos diferentes estágios de crescimento e/ou regeneração.
  - Área Urbana: corresponde às áreas urbanizadas, zonas residenciais, comerciais ou industriais.

## 4.2 SOFTWARES

Dentre os softwares utilizados para realizar este trabalho, estão:

- ArcGIS 10.2.2. Com as extensões: Arc Hydro Tools, v.2.0, Spatial analyst v.1.1 e 3D Analyst v.1.0 desenvolvidos pela *Environmental Systems Research Institute* (ESRI), EUA.
- Microsoft Excel 2013, desenvolvido por Microsoft, EUA.
- Google Earth, desenvolvido por Google Inc., EUA.

## 4.3 MÉTODOS

Adiante, serão apresentados os dois métodos utilizados para estimar as vazões máximas das zonas em análise.

### 4.3.1 Método Racional

O Método Racional é um método bastante tradicional, segundo Tomaz (2002), este é método indireto e foi apresentado pela primeira vez em 1851 por Mulvaney e usado por Emil Kuichling em 1889.

Este, estabelece uma relação direta entre a chuva e o escoamento superficial e tem como objetivo estimar a vazão de pico, ou vazão máxima, de uma dada bacia (TOMAZ, 2002). Sua principal fórmula é apresentada a seguir:

$$Q_p = 0,278. C. i. A \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

$Q_p$  – vazão de pico ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$C$  – coeficiente de *runoff* ou de escoamento superficial (varia de 0 a 1);

$i$  – intensidade média da chuva ( $\text{mm}/\text{h}$ );

$A$  – área da bacia ( $\text{km}^2$ ).

A vazão estimada por este método é válida desde que algumas hipóteses, citadas por Tomaz (2002) sejam consideradas:

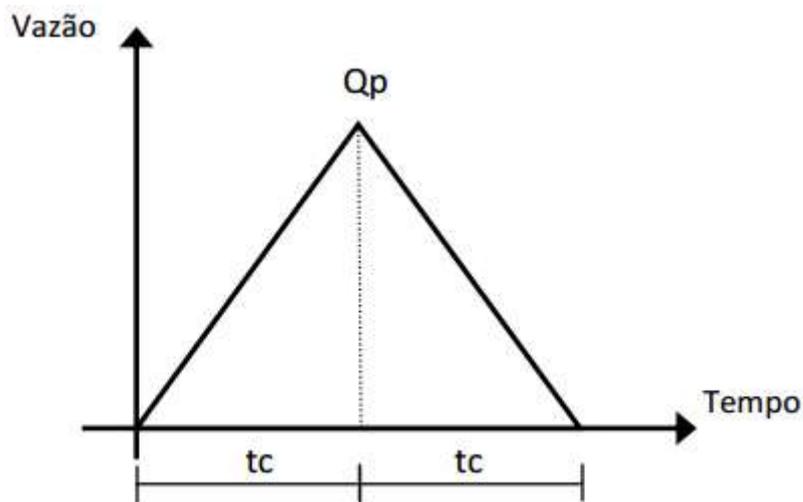
- Toda a bacia contribui com o escoamento superficial, razão pela qual o tempo

de duração da tormenta deve ser igual ou exceder ao tempo de concentração da bacia;

- A chuva é distribuída uniformemente sobre toda a área da bacia;
- Todas as perdas estão incorporadas ao coeficiente de escoamento superficial.

Considerando o tempo de concentração da bacia igual tanto nos trechos de subida quanto nos trechos de descida dos hidrogramas, um hidrograma triangular semelhante à figura 18 é obtido:

Figura 18 – Hidrograma Triangular do Método Racional



Fonte: DRUMOND, 2012

Devido à simplicidade, este método apresenta algumas críticas que, segundo Drumond (2012, p. 72):

(...) são ligadas às hipóteses de constância do coeficiente de escoamento e da intensidade da precipitação durante todo evento, bem como da distribuição uniforme sobre toda a bacia de drenagem. Essas hipóteses acabam por superestimar as vazões calculadas, aumentando o erro à medida que se aumenta o tamanho da bacia.

Outra limitação deste método se dá no limite da área da bacia, apesar de Porto (1993 *apud* Tomaz, 2002) afirmar que o método racional deve ser usado somente em

pequenas bacias, com áreas inferiores à 3km<sup>2</sup>, porém não há unanimidade na bibliografia, conforme é possível observar nos diferentes valores listados na tabela 1:

Tabela 1 – Valores limites de bacia para o Método Racional

| <b>AUTORES</b>                        | <b>Área (km<sup>2</sup>)</b> |
|---------------------------------------|------------------------------|
| David H. Pilgrim e Ian Cordery (1993) | 20 a 500                     |
| FCTH - São Paulo (1998)               | 3                            |
| Wanielista <i>et al.</i> (1997)       | 0,2 a 0,4                    |
| Ven te Chow                           | 0,4 a 0,81                   |
| DAEE – Cetesb                         | 1                            |
| Porto (1995)                          | 3                            |
| Linsley <i>et al.</i>                 | 0,4 a 0,86                   |
| Paulo Sampaio Wilken                  | 5                            |
| Linsley e Franzini                    | 5                            |
| Osman Akan (1993)                     | 13                           |
| Califórnia Highways                   | 40,5                         |
| Otto Pfastetter                       | 200                          |
| ASCE (1992)                           | 0,8                          |
| Debo e Reese                          | 0,4                          |
| Regulamento do sul da Califórnia      | 0,08                         |
| McCuen (1998)                         | Pequenas bacias              |

Fonte: TOMAZ, 2002

#### 4.3.2 Método Soil Conservation Service - SCS

O Método SCS (*Soil Conservation Service*) é o método mais aplicado nos Estados Unidos, segundo Tomaz (2002), e pode ser utilizado em áreas que variam de 3km<sup>2</sup> a 250km<sup>2</sup>.

O SCS foi baseado no conceito de hidrograma unitário proposto em 1932 por Sherman, sendo este um hidrograma resultante de uma precipitação efetiva de altura igual a 1 mm (DRUMOND, 2012).

Linsley, Kohler e Paulhus (1982 *apud* Tomaz, 2002) afirmam que o hidrograma unitário segundo Sherman é típico para cada bacia, ou seja, um hidrograma unitário de uma bacia não serve para outra.

De forma semelhante ao método racional, McCuen (1998 *apud* Tomaz, 2002) descreve algumas hipóteses a serem seguidas para validar o método SCS:

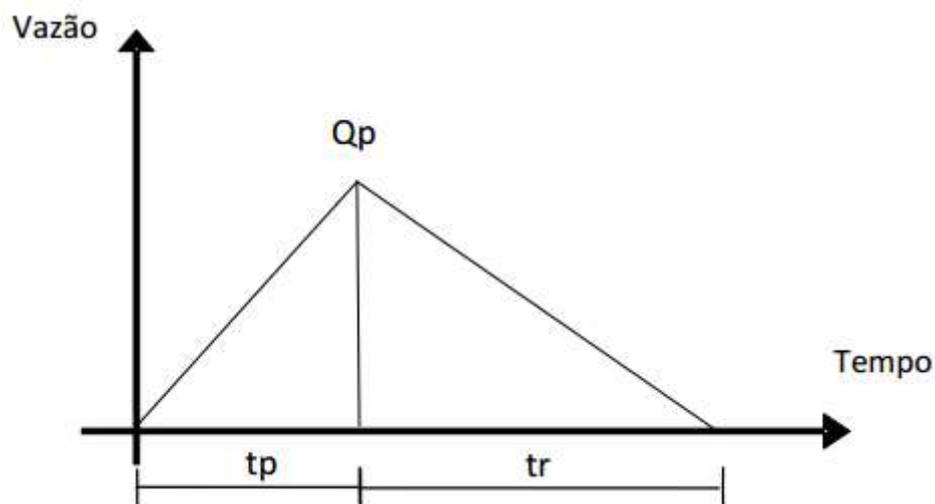
- A intensidade da chuva efetiva é constante e uniformemente distribuída em toda a área de drenagem durante a tormenta que produz o hidrograma unitário;
- O tempo base ou tempo de duração de uma chuva efetiva é constante;
- Os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem (forma, declividade, detenção, infiltração, capacidade de escoamento do canal, etc.) são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

De modo a simplificar o método, Tomaz (2002, p. 406) ressalta:

Na prática para se obter o hidrograma unitário é necessário a análise das precipitações e vazões daquela bacia em estudo. Como usualmente não temos estes dados, o que fazemos é usar fórmulas empíricas, quando então teremos o que chamamos de hidrograma sintético.

Desta forma, conforme Drumond (2012), o método SCS resulta em um hidrograma triangular, mas não na forma isósceles a exemplo do método Racional, pois o SCS considera que o tempo de recessão é maior que o tempo de pico, como pode ser observado na figura 19:

Figura 19 – Hidrograma Triangular do Método SCS



Fonte: DRUMOND, 2012

Ven Te Chow (1988), Tomaz (2002) e Drumond (2012) apresentam algumas aproximações que podem ser consideradas para este hidrograma sintético:

$$t_p = \frac{2}{3} \cdot t_c \quad (\text{Eq. 2})$$

$$t_r = 1,67 \cdot t_p \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

$t_p$  – tempo de ascensão do pico do hidrograma (h);

$t_c$  – tempo de concentração (h);

$t_r$  – tempo de recessão do hidrograma (h).

Da mesma forma, pode-se definir a vazão de pico como sendo:

$$Q_p = 0,208 \cdot \frac{A \cdot P_e}{t_p} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

$Q_p$  – vazão de pico ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$A$  – área da bacia ( $\text{km}^2$ );

$P_e$  – precipitação efetiva (mm);

$t_p$  – tempo de ascensão do pico do hidrograma (h).

Para obter os valores da precipitação efetiva ( $P_e$ ) são necessárias as seguintes equações:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S_t)^2}{P + 0,8 \cdot S_t} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$S_t = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Eq. 6})$$

$$P = i \cdot \left(\frac{t}{60}\right) \quad (\text{Eq. 7})$$

Onde:

$P_e$  – precipitação efetiva (mm);

$S_t$  – capacidade máxima de absorção da bacia (mm);

$CN$  – Curve Number correspondente à ocupação e tipo do solo;

$P$  – altura total da precipitação (mm);

$i$  – intensidade média da chuva (mm/h);

$t$  – duração da chuva (min).

### 4.3.3 Parâmetros Hidrológicos

Para executar os métodos apresentados, alguns parâmetros hidrológicos são necessários, os quais são descritos a seguir:

#### 4.3.3.1 Tempo de Concentração

Segundo Tomaz (2002), o tempo de concentração ( $t_c$ ) é o tempo que a gota de água mais distante leva até o trecho considerado na bacia.

A obtenção do tempo de concentração é uma informação importante, porém difícil de ser obtida. McCuen (1993 *apud* Tomaz, 2002) ainda afirma que o verdadeiro valor do tempo de concentração nunca será determinado.

Existem várias fórmulas empíricas para determinar o valor do tempo de concentração, dentre todas as apresentadas nos estudos de Silveira (2005) na Revista Brasileira de Recursos Hídricos (RBRH) foram escolhidas as seguintes equações: a fórmula de George Ribeiro, de Desbordes, e a de McCuen *et al.*, respectivamente descritas abaixo:

$$t_c = 0,222 \cdot (1,05 - 0,2p)^{-1} \cdot L \cdot S^{-0,04} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$t_c = 0,0869 \cdot A^{0,3039} \cdot S^{-0,3832} \cdot A_{imp}^{-0,4523} \quad (\text{Eq. 9})$$

$$t_c = 2,25 \cdot i^{-0,7164} \cdot L^{0,5552} \cdot S^{-0,2070} \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

$t_c$  – tempo de concentração (h);

A – área da bacia (km<sup>2</sup>);

$A_{imp}$  – área impermeabilizada (km<sup>2</sup>);

L – comprimento do talvegue (m);

S – declividade do talvegue (m/m);

$p$  – fração de área com mata;

$i$  – intensidade média da chuva (mm/h).

#### 4.3.3.2 Coeficiente de *runoff*

Denominado também como coeficiente de escoamento superficial, o coeficiente de *runoff* (C) é a razão entre o volume total de escoamento superficial no evento e o volume total precipitado (TOMAZ, 2002 e TUCCI, 2009).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2005) sugere os coeficientes de *runoff* conforme o tipo de superfície e o uso de solo, relacionadas, respectivamente, nas duas seguintes tabelas (tabelas 2 e 3):

Tabela 2 – Coeficientes de *runoff* conforme o tipo de superfície

| TIPO DE SUPERFÍCIE               | COEFICIENTE DE <i>RUNOFF</i> |
|----------------------------------|------------------------------|
| <b>Ruas:</b>                     |                              |
| Asfalto                          | 0,70 a 0,95                  |
| Concreto                         | 0,80 a 0,95                  |
| Tijolos                          | 0,70 a 0,85                  |
| Trajeto de acesso a calçadas     | 0,75 a 0,85                  |
| Telhados                         | 0,75 a 0,95                  |
| <b>Gramados; solos arenosos:</b> |                              |
| Plano, 2%                        | 0,05 a 0,10                  |
| Médio, 2 a 7%                    | 0,10 a 0,15                  |
| Íngreme, 7%                      | 0,15 a 0,20                  |
| <b>Gramados; solo compacto:</b>  |                              |
| Plano, 2%                        | 0,13 a 0,17                  |
| Médio, 2 a 7%                    | 0,18 a 0,22                  |
| Íngreme, 7%                      | 0,15 a 0,35                  |

Fonte: DNIT, 2005

Tabela 3 – Coeficientes de *runoff* conforme o uso do solo

| USO DO SOLO                                    | COEFICIENTE DE <i>RUNOFF</i> |
|--|------------------------------|
| <b>Comércio:</b>                               |                              |
| Áreas Centrais                                 | 0,70 a 0,95                  |
| Áreas da periferia do centro                   | 0,50 a 0,70                  |
| <b>Residencial:</b>                            |                              |
| Áreas de uma única família                     | 0,30 a 0,50                  |
| Multi-unidades, isoladas                       | 0,40 a 0,60                  |
| Multi-unidades, ligadas                        | 0,60 a 0,75                  |
| Residencial (suburbana)                        | 0,25 a 0,40                  |
| Área de apartamentos                           | 0,50 a 0,70                  |
| <b>Industrial:</b>                             |                              |
| Áreas leves                                    | 0,50 a 0,80                  |
| Áreas densas                                   | 0,60 a 0,90                  |
| Parques, cemitérios                            | 0,10 a 0,25                  |
| Playgrounds                                    | 0,20 a 0,35                  |
| Pátio e espaço de serviços de estrada de ferro | 0,20 a 0,40                  |
| Terrenos baldios                               | 0,10 a 0,30                  |

Fonte: DNIT, 2005

Complementando estas tabelas, Porto e Tucci (1995 *apud* Drumond, 2012), sugerem que para períodos de retorno acima de 10 anos deve-se corrigir o valor do coeficiente de *runoff* utilizando a seguinte equação:

$$C_{(t)} = 0,8 \cdot T^{0,1} \cdot C_{10} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

$C_{(t)}$  – coeficiente de *runoff* para período de retorno de “t” anos;

T – período de retorno (anos);

$C_{10}$  – coeficiente de *runoff* para o período de retorno de 10 anos.

#### 4.3.3.3 Coeficiente CN

O coeficiente CN é o coeficiente de *runoff* utilizado no método SCS, segundo McCuen (1998) é um índice que representa a combinação empírica de três fatores: grupo do solo, cobertura do solo e condições de umidade.

Tucci (2009) apresenta uma tabela com os valores de CN conforme o uso do solo e os grupos de solo para bacias urbanas e suburbanas, como observa-se na tabela 4:

Tabela 4 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

| USO DO SOLO   | GRUPO |    |    |    |
|---|-------|----|----|----|
|   | A     | B  | C  | D  |
| Pastagens ou terrenos em más condições  | 68    | 79 | 86 | 89 |
| Baldios em boas condições   | 39    | 61 | 74 | 80 |
| Prado em boas condições   | 30    | 61 | 74 | 80 |
| Bosques ou zonas com cobertura ruim   | 45    | 66 | 77 | 83 |
| Florestas: cobertura boa  | 25    | 55 | 70 | 77 |
| Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições. |       |    |    |    |
| Com relva em mais de 75% da área  | 39    | 61 | 74 | 80 |
| Com relva em 50% a 75% da área  | 49    | 69 | 79 | 84 |
| Zonas comerciais e de escritório  | 89    | 92 | 94 | 95 |
| Zonas industriais   | 81    | 88 | 91 | 93 |
| Zonas residenciais  |       |    |    |    |
| Lotes de (m <sup>2</sup> )  |       |    |    |    |
| % média impermeável   |       |    |    |    |
| ≤ 500   | 65    | 77 | 85 | 90 |
| 1.000   | 38    | 61 | 75 | 83 |
| 1.300   | 30    | 57 | 72 | 81 |
| 2.000   | 25    | 54 | 70 | 80 |
| 4.000   | 20    | 51 | 68 | 79 |
| Parques de estacionamento, telhados, viadutos                                   | 98    | 98 | 98 | 98 |
| Arruamento e estradas   |       |    |    |    |
| Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais                                     | 98    | 98 | 98 | 98 |
| Paralelepípedos   | 76    | 85 | 89 | 91 |
| Terra   | 72    | 82 | 87 | 89 |

Fonte: TUCCI, 2009

Para definir o tipo de solo, presente na tabela 4, Tucci (2009) divide-os nos seguintes grupos:

- Grupo A: Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração e/ou solos arenosos profundos com pouco silte e argila.

- Grupo B: Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
- Grupo C: Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo.
- Grupo D: Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

#### 4.3.3.4 Índice de Pluviosidade

O índice de pluviosidade ( $i$ ) é a precipitação por unidade de tempo de um determinado local, pode ser estimado através das curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF).

Para a região analisada neste escrito, a cidade de Joinville, utilizou-se os dados de Pinto (2014 *apud* IPT, 2015) presentes nas cartas do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, os quais, apresentam a seguinte equação:

$$i = \frac{608,2 \cdot T^{0,1610}}{(t+12,3)^{0,6652}} \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde:

$i$  – intensidade média da chuva (mm/h);

$T$  – período de retorno (anos);

$t$  – duração da chuva (min);

$L$  – comprimento do talvegue (m).

A equação teve como local de coleta de dados, a Estação Pluviográfica Primeiro Salto do Cubatão (Código: 02649060) e a Estação Pluviométrica Joinville (RVPSC - Código: 02648014), e é válida para períodos de retorno de até 50 anos e duração de chuva de 5 minutos até 2 horas.

Quanto à duração da chuva, deve-se adotar como referência o tempo de concentração de toda a bacia, e não das sub-bacias em que ela foi dividida. É recomendado uma duração entre 1,5 e 2 vezes o tempo de concentração (TUCCI, 2005).

## 5 RESULTADOS

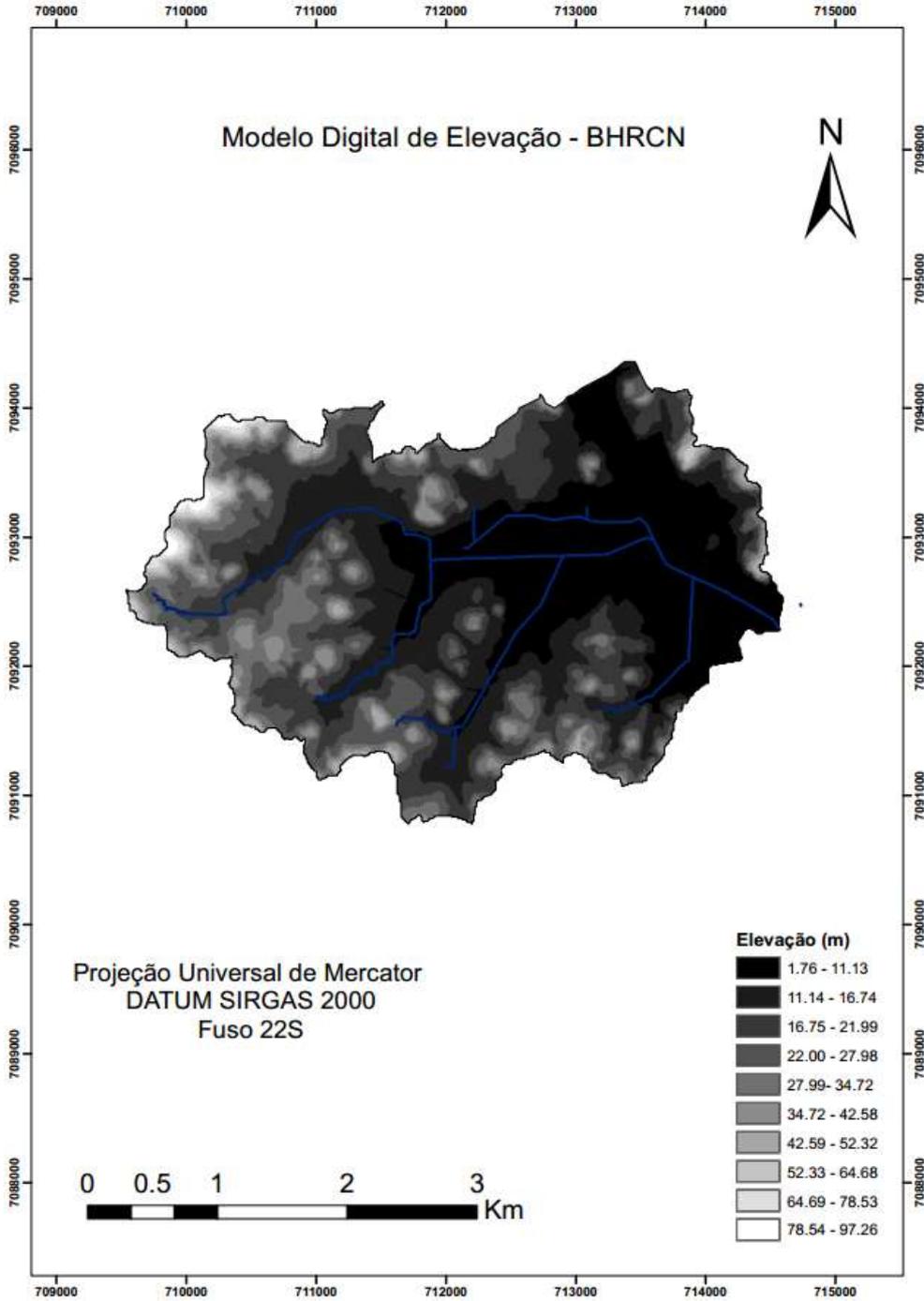
### 5.1 MAPAS

#### 5.1.1 Modelo Digital de Elevação

Através do banco de dados do Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas (SIMGeo), foi possível obter o Modelo Digital de Elevação, ou mais comumente chamado, em inglês, *Digital Elevation Model* (DEM), algo de fundamental importância para o presente estudo.

Neste, pode-se verificar o gradiente de alturas da região escolhida, de acordo com a figura 20:

Figura 20 – Modelo Digital de Elevação da área estudada

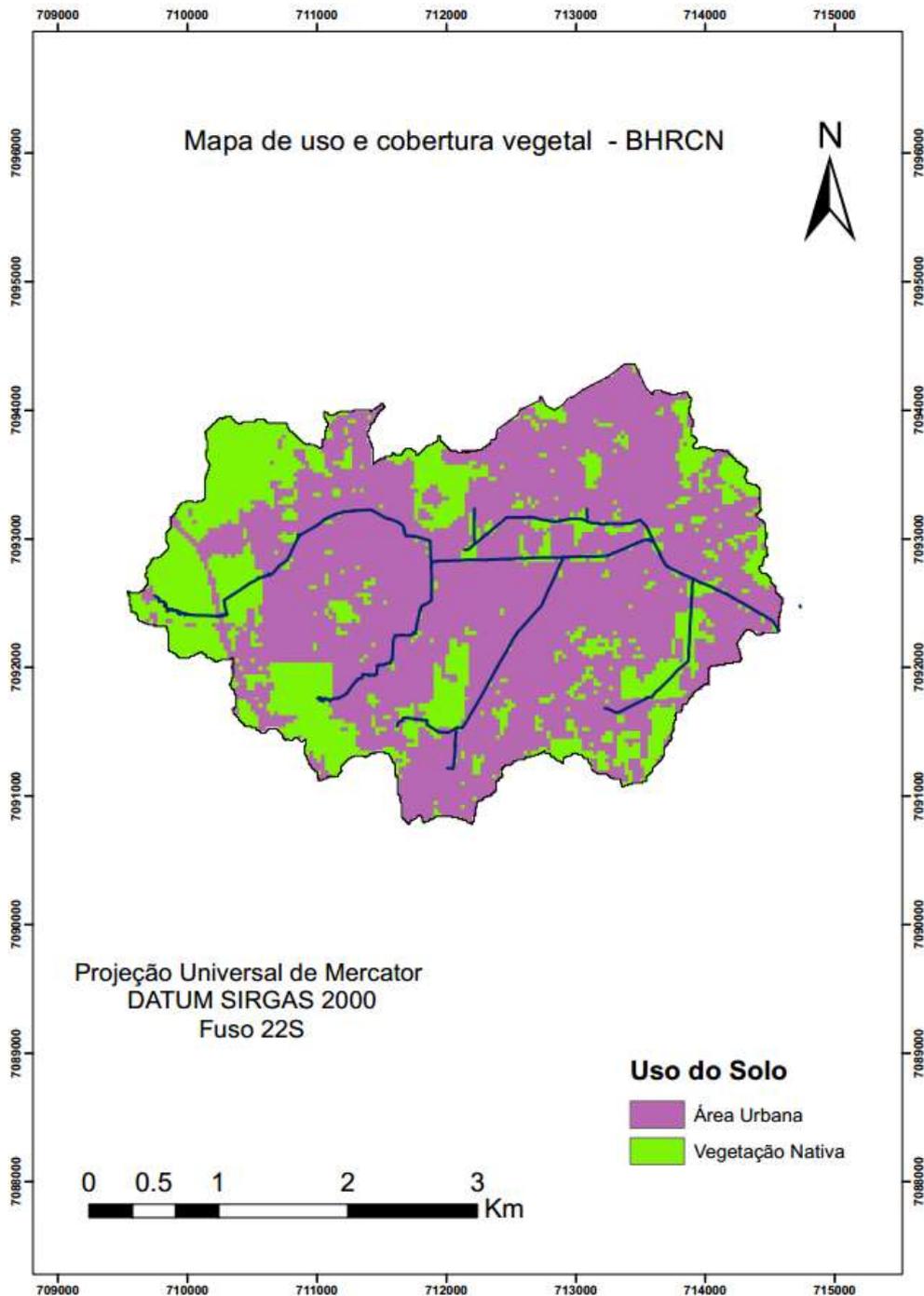


Fonte: Elaborado pelo autor

### 5.1.2 Mapa de uso e cobertura vegetal

Quanto ao uso do solo, foram utilizadas as aeroimagens do satélite LANDSAT-8 em conjunto com o *software* ArcGIS, e foram classificadas em duas categorias, conforme representado na figura 21:

Figura 21 – Distribuição do atual uso do solo da região estudada



Fonte: Elaborado pelo autor

As porcentagens da área de cada categoria podem ser vistos na tabela 5:

Tabela 5 – Tabela de uso do solo e cobertura vegetal da bacia estudada

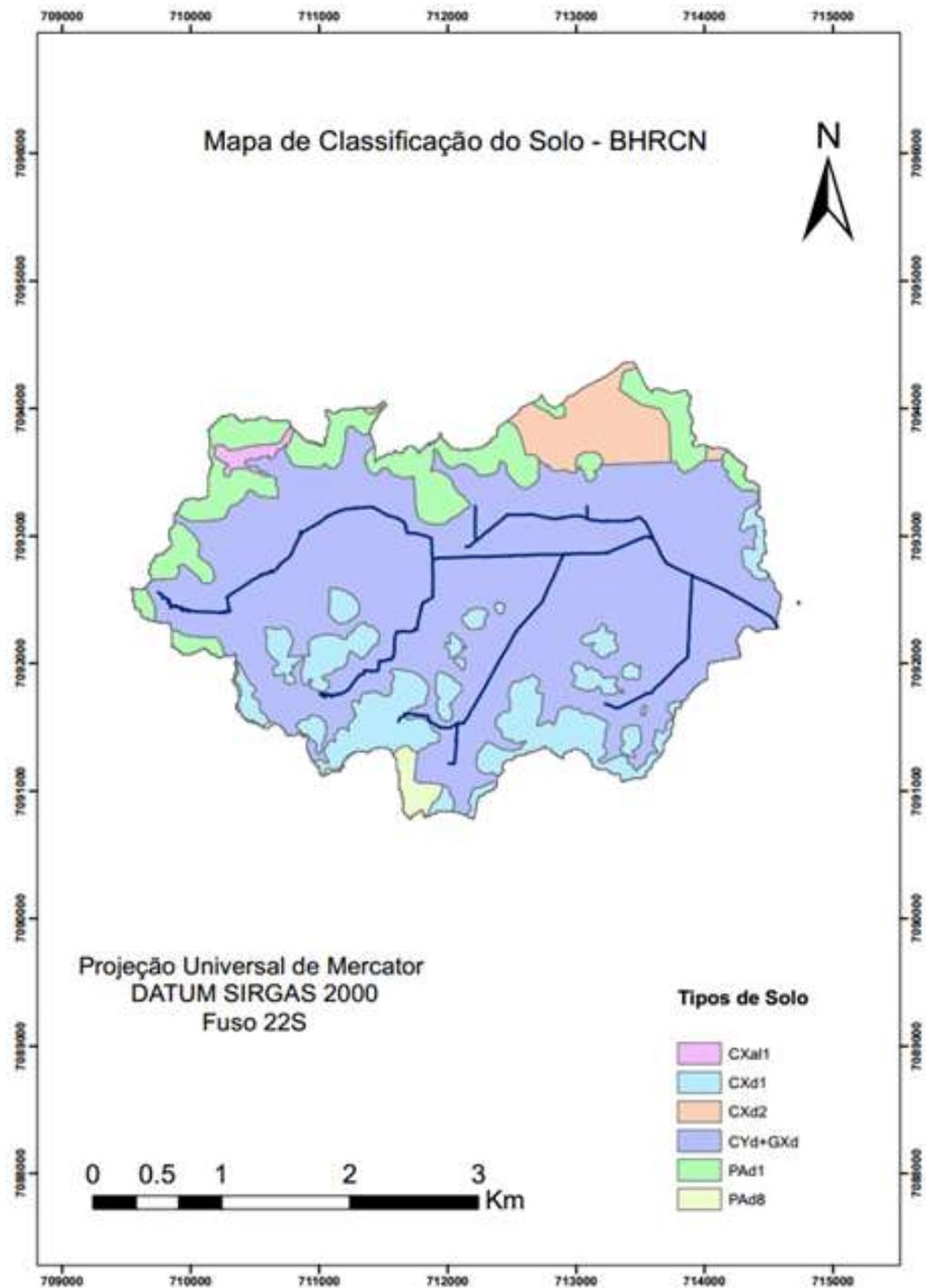
| Uso do Solo e Cobertura Vegetal | Área (%) |
|---------------------------------|----------|
| Área Urbana                     | 70,28    |
| Mata Nativa                     | 29,72    |

Nota-se que somente 29,72% da área de estudo é ocupada por mata nativa, enquanto 70,28% é constituída de área urbana.

### 5.1.3 Mapa de classificação dos solos

Referente aos tipos de solo quem compõem a bacia, utilizou-se os mapas presentes no Boletim Técnico do Rio Cachoeira e foi sobreposto os limites da área da estudo, gerando um mapa, o qual pode-se observar na figura 22:

Figura 22 – Mapa de solos



Fonte: Elaborado pelo autor

Visto isso, é possível nomear e classificar os solos de acordo com Uberti (2012), além de quantificar as áreas referentes à cada um deles, na tabela 6:

Tabela 6 – Tabela de classificação dos solos da bacia estudada

| Sigla   | Nome/Classificação do solo                | Área (%) | Grupo Adotado |
|---------|---|----------|---------------|
| CXa1    | CAMBISSOLO HÁPLICO                        | 0,69     | C             |
| CXd1    | CAMBISSOLO HÁPLICO                        | 13,39    | C             |
| CXd2    | CAMBISSOLO HÁPLICO                        | 5,42     | C             |
| CYd+GXd | CAMBISSOLO FLÚVICO +<br>GLEISSOLO HÁPLICO | 67,51    | C             |
| PAd1    | ARGISSOLO AMARELO                         | 11,94    | D             |
| PAd8    | ARGISSOLO AMARELO                         | 1,05     | D             |

Analisando a tabela 6, pode-se verificar que em quase totalidade (aproximadamente 88%) da área de estudo, classificou-se o grupo de solos como C, e por esta razão, este será o grupo adotado para toda a bacia.

## 5.2 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS E TOPOGRÁFICOS

Antes de aplicar os métodos propostos para dimensionar o volume de detenção do reservatório, são necessários estabelecer e quantificar alguns parâmetros.

### 5.2.1 Área, Comprimento do Rio Principal e Declividade

Conforme visto anteriormente, o tamanho da bacia (A) foi delimitado com cerca de 11,37 km<sup>2</sup>, pode-se calcular também a declividade média do talvegue (S) em 0,002 m/m, e o comprimento do talvegue (L) em 5500 m.

### 5.2.2 Coeficiente de *runoff* para a área de estudo

O coeficiente de *runoff* (C) para a área estudada foi estimado em 0,65 por se tratar de uma associação de área residencial multi-unidades, de apartamentos e uma área industrial leve, vide tabela 3.

Conforme citado na Eq. 4, para períodos de retorno acima de 10 deve-se corrigir os valores do coeficiente C, na Tabela 7 tem-se os valores corrigidos para cada período de retorno utilizado:

Tabela 7 – Coeficientes de *runoff* corrigidos

| Período de Retorno           | 10 anos         | 25 anos         | 50 anos         |
|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Coeficiente de <i>runoff</i> | $C_{10} = 0,65$ | $C_{25} = 0,72$ | $C_{50} = 0,77$ |

### 5.2.3 CN para a área de estudo

Considerando que o método SCS não utiliza o coeficiente de *runoff* “C”, mas sim o coeficiente CN, adotou-se então um CN baseando-se na tabela 4.

Para as áreas urbanas, o valor de 88 foi considerado, pois a área é formada de zonas residenciais, de diferentes lotes, e também por pequenas zonas comerciais e industriais, tendo o grupo de solos como C em sua grande maioria.

De forma semelhante, para as áreas classificadas como Mata Nativa, o valor de 70 foi admitido, por se tratar de uma área com boa cobertura vegetal.

Assim sendo, foi realizado uma interpolação com os valores admitidos, os quais podem ser verificados na Tabela 8, a seguir:

Tabela 8 – Coeficiente CN adotado para a área de estudo

|                              | Área Urbana |       | Mata Nativa |       | CN adotado |
|------------------------------|-------------|-------|-------------|-------|------------|
|                              | CN          | %     | CN          | %     |            |
| Coeficiente de <i>runoff</i> | 88          | 70,28 | 70          | 29,72 | 82,65      |

### 5.2.4 Tempo de concentração adotado

Para determinar o tempo de concentração da bacia ( $t_c$ ), utilizou-se as equações anteriormente citadas (Eq. 8, Eq. 9 e Eq. 10), verifica-se na tabela 9 os valores de  $t_c$  obtidos em cada uma das fórmulas:

Tabela 9 – Valores de  $t_c$  para a área de estudo

|                                 | Fórmula de George Ribeiro | Fórmula de Desbordes | Fórmula de McCuen <i>et al.</i> | Média |
|---------------------------------|---------------------------|----------------------|---------------------------------|-------|
| Tempo de concentração (minutos) | 94,83                     | 58,12                | 76,37                           | 76,44 |

Dados os três valores, a média aritmética de 76,44 minutos foi obtida e admitida como o tempo de concentração da área de estudo.

Para efetuar estes cálculos, foram considerados: a área impermeável como sendo 60% da área urbanizada e uma intensidade de chuva de 50mm/h.

### 5.2.5 Índice de pluviosidade admitido

Quanto ao índice de chuvas ( $i$ ), utilizou-se a equação Eq. 12, para um período de chuva estipulado em 100 minutos, e variando o período de retorno em 10, 25 e 50 anos, desta forma, obtendo três índices de intensidade média de chuva, descritos na Tabela 10:

Tabela 10 – Índices de chuvas para 10, 25 e 50 anos

| Período de Retorno                | 10 anos | 25 anos | 50 anos |
|-----------------------------------|---------|---------|---------|
| Intensidade média de chuva (mm/h) | 39,96   | 46,31   | 51,78   |

## 5.3 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA

A vazão máxima, ou vazão de pico ( $Q_p$ ), que irá determinar diretamente o volume do futuro reservatório, pode ser definida pelos dois métodos de estimativa de vazão máxima:

### 5.3.1 Vazão Máxima pelo Método Racional

Pelo método racional, tem-se:

$$Q_p = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (\text{Eq. 1})$$

A vazão de pico, ou vazão máxima, foi calculada (Tabela 11) para três diferentes períodos de retorno, utilizando todos os dados previamente citados neste escrito.

Tabela 11 – Vazões máximas obtidas pelo Método Racional

| Período de Retorno   | 10 anos | 25 anos | 50 anos |
|--|---------|---------|---------|
| $Q_p$ – Vazão de pico pelo Método Racional (m <sup>3</sup> /s) | 82,10   | 105,03  | 125,86  |

### 5.3.2 Vazão máxima pelo Método SCS

Pelo método SCS, tem-se:

$$Q_p = 0,208 \cdot \frac{A.P_e}{t_p} \quad (\text{Eq. 4})$$

De maneira semelhante ao método anterior, porém com o auxílio das outras equações necessárias (Eq. 5, Eq. 6 e Eq. 7), mais três vazões máximas foram obtidas, dispostas na tabela 12:

Tabela 12 – Vazões máximas obtidas pelo Método SCS

| Período de Retorno  | 10 anos | 25 anos | 50 anos |
|---|---------|---------|---------|
| $Q_p$ – Vazão de pico pelo Método SCS (m <sup>3</sup> /s) | 79,75   | 102,82  | 123,53  |

## 5.4 DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DO RESERVATÓRIO

### 5.4.1 Cálculo do Volume de Detenção

Wilken (1978) apresenta um procedimento para dimensionar o volume de um reservatório de detenção baseado no Método de Müller-Neuhaus:

$$V = Q_p \cdot t_c \cdot K \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

$V$  – volume do reservatório (m<sup>3</sup>);

$Q_p$  – vazão de pico (m<sup>3</sup>/s);

$Q_e$  – vazão efluente ( $m^3/s$ )

$K$  – fator de volume.

O fator de volume é dado pelas seguintes equações (Eq. 14 e Eq. 15):

$$K = \log 1/\varepsilon \quad (\text{Eq. 14})$$

$$\varepsilon = \frac{Q_e}{Q_p} \quad (\text{Eq. 15})$$

Onde:

$K$  – fator de volume;

$\varepsilon$  – razão entre  $Q_e$  e  $Q_p$ ;

$Q_e$  – vazão efluente ( $m^3/s$ );

$Q_p$  – vazão de pico ( $m^3/s$ ).

A variável  $\varepsilon$  é a razão entre a vazão efluente (de saída) e a vazão de pico (calculada pelos métodos anteriormente citados).

#### 5.4.1.1 Dimensionamento do dispositivo de saída

Para estabelecer a vazão efluente ( $Q_e$ ), é necessário dimensionar qual será o dispositivo de saída do reservatório, para este escrito, será uma comporta, com desempenho similar à o de um orifício, calculado pela seguinte equação:

$$Q_e = cd \cdot A_o \cdot \sqrt{2gh} \quad (\text{Eq. 15})$$

Onde:

$Q_e$  – vazão efluente ( $m^3/s$ );

$cd$  – coeficiente de descarga;

$A_o$  – área do orifício ( $m^2$ );

$g$  – aceleração da gravidade ( $m/s^2$ );

$h$  – altura média (m).

Para este dimensionamento, utilizou-se um valor para o coeficiente de descarga ( $cd$ ) de 0,62, e altura média de 4 metros. Para as sub-bacias consideradas pequenas, menores que 3  $km^2$ , uma orifício circular de 1,2 metros de diâmetro foi utilizada. E,

para as sub-bacias maiores, um orifício quadrado de 2 metros de lado.

Para as sub-bacias pequenas (com área < 3 km<sup>2</sup>), tem-se:

$$Q_e = 0,62.1,131.\sqrt{2.9,81.4} = 6,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

O que resulta em uma vazão efluente (Q<sub>e</sub>) de 6,21 m<sup>3</sup>/s.

Da mesma forma, para as sub-bacias maiores (com área ≥ 3 km<sup>2</sup>), tem-se:

$$Q_e = 0,62.4.\sqrt{2.9,81.4} = 21,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

A vazão máxima efluente, para estas, foi considerada como um valor único de 21,97 m<sup>3</sup>/s.

#### 5.4.2 Volume de detenção para T = 10, 25 e 50 anos

Aplicando todos os valores obtidos nas seções 5.3 e 5.4.1.1, foi possível desenvolver os cálculos do volume de detenção, empregando os dois diferentes métodos e os três diferentes períodos de retorno.

A partir dos resultados obtidos por esses, a Tabela 13 foi elaborada:

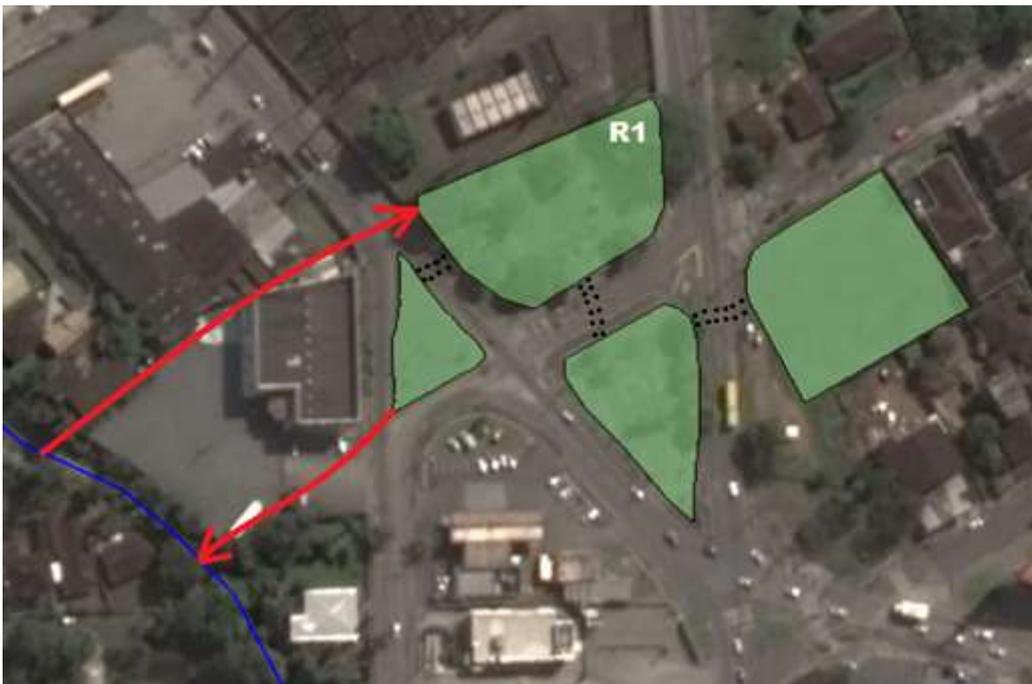
Tabela 13 – Volume de detenção necessários para T = 10,25 e 50 anos

| Período de Retorno = 10 anos         |                 |            |
|--------------------------------------|-----------------|------------|
|                                      | Método Racional | Método SCS |
| Volume de detenção (m <sup>3</sup> ) | 215.587,0       | 192.297,8  |
| Período de Retorno = 25 anos         |                 |            |
|                                      | Método Racional | Método SCS |
| Volume de detenção (m <sup>3</sup> ) | 327.307,1       | 300.370,3  |
| Período de Retorno = 50 anos         |                 |            |
|                                      | Método Racional | Método SCS |
| Volume de detenção (m <sup>3</sup> ) | 437.457,4       | 406.509,8  |

## 5.5 POTENCIAIS ÁREAS PARA A IMPLANTAÇÃO DO RESERVATÓRIO

O reservatório deveria se localizar próximo ao exutório da bacia, a princípio, um local interessante é o mostrado na figura 23, por se tratar de uma área atualmente utilizada como canteiros e uma pequena praça, além de não possuir planos de usos futuros para a mesma. Este conjunto de áreas foi convencionado como Reservatório 1 (R1).

Figura 23 – Área de implantação do R1



Fonte: Elaborado pelo autor, mapa fornecido por Google Earth (2016)

A área total nesta região de implantação é de 6.250 m<sup>2</sup>, o que se evidenciou ser uma área pequena, após o desenvolvimento dos cálculos dos volumes necessários (ver seção 5.4.2).

Mesmo ao adotar o menor dos volumes obtidos para o reservatório na tabela 13, isto é 192.297,8 m<sup>3</sup>, e fixada uma altura arbitrária estipulada em 5 metros de profundidade, ainda assim, tem-se um valor de área de mais de 38 mil m<sup>2</sup>, que supera largamente a área de R1.

O próximo passo seria aumentar o volume do reservatório ou localizar mais áreas próximas, o que se torna uma tarefa impraticável, principalmente a jusante, onde o nível de urbanização é bastante elevado.

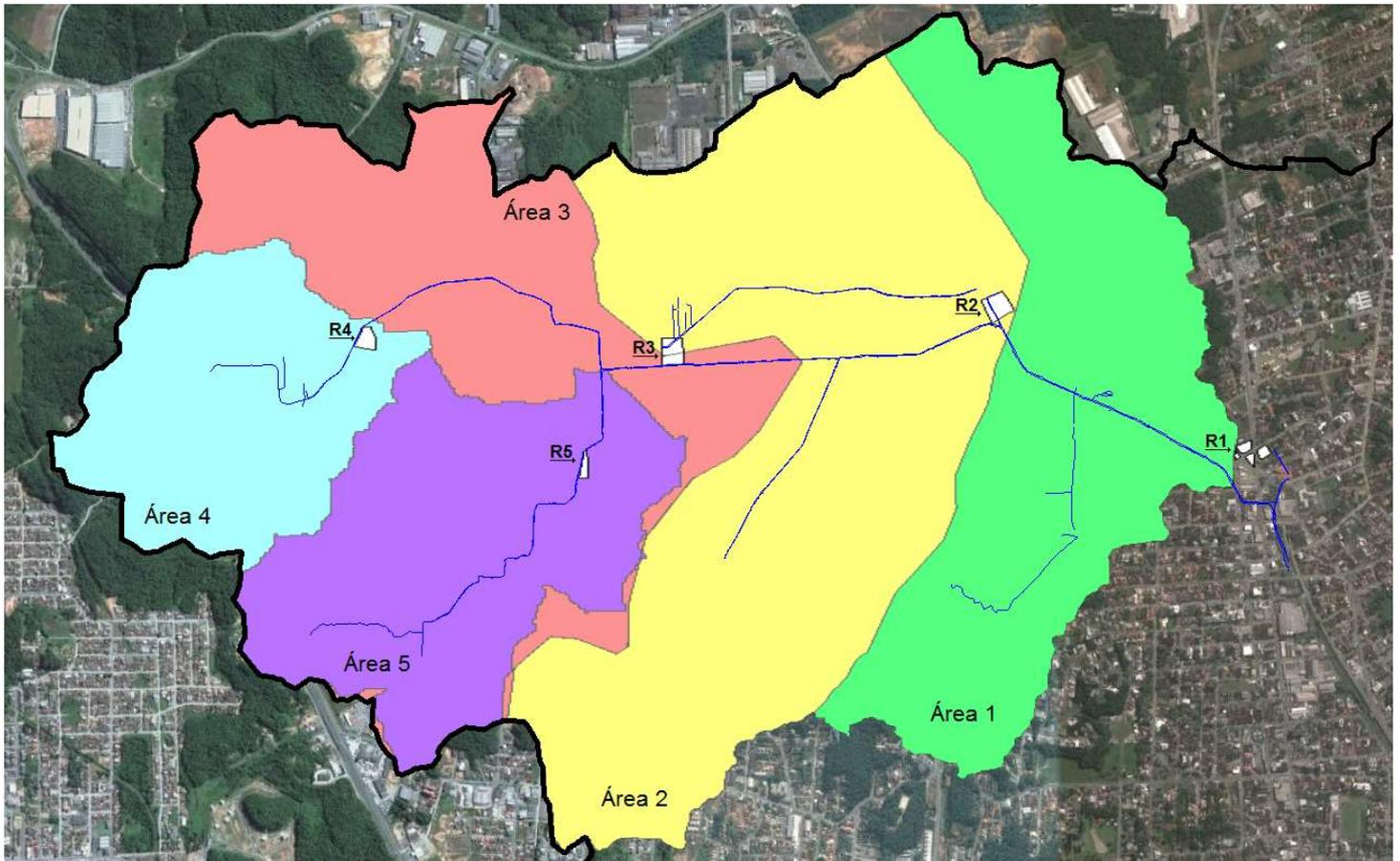
Como não foi possível localizar alguma área com a magnitude necessária na região próxima ao exutório, procurou-se então, encontrar outras áreas que poderiam ser utilizadas para a implantação que fossem econômica e tecnicamente viáveis, para isto, as áreas deveriam:

- ser áreas não ocupadas;
- não gerar grandes custos de desapropriação;
- se localizar perto do canal principal e da jusante da bacia;
- pertencerem ao município, preferencialmente.

Visto isso, a proposta adotada consiste em dividir a área de estudo em algumas sub-bacias, a partir dos terrenos identificados como potenciais áreas de implantação, situadas dentro da bacia, porém mais à montante.

Desta forma, a área de estudo foi dividida em 5 sub-bacias, uma para cada reservatório proposto, estas sub-bacias e seus respectivos reservatórios podem ser observados na figura 24, a seguir:

Figura 24 – Localização das Sub-bacias e seus Reservatórios



Fonte: Elaborado pelo autor, mapa fornecido por Google Earth (2016)

A sub-bacia mais a montante corresponde a área 4 da figura 24, possuindo a uma área de 1,34 km<sup>2</sup>, o reservatório R4, apresentado mais adiante, foi dimensionado para esta área.

Para a área 5, tem-se a sub-bacia 5, com o equivalente de 1,83 km<sup>2</sup>, na qual será dimensionado o reservatório R5.

A sub-bacia 3, com 5,02 km<sup>2</sup>, abrangendo as áreas de drenagem 3, 4 e 5, da figura 24, contém o Reservatório R3.

O reservatório R2 abrange a segunda sub-bacia, que contempla as áreas 2, 3, 4 e 5 da figura 24, medindo um total de 8,88km<sup>2</sup> para esta.

Por fim, tem-se R1, localizado a jusante, no mesmo local previsto anteriormente, dimensionado para toda a área de estudo, ou seja as áreas 1, 2, 3, 4 e 5, da figura 24, com o total de 11,37km<sup>2</sup>.

A tabela 14 apresenta uma síntese das características destas cinco sub-bacias, bem como o CN adotado para cada delas.

Tabela 14 – Características e CN adotado de cada sub-bacia

| Sub-bacia | Área de drenagem                           | Reservatório proposto | Área Urbana |       | Mata Nativa |       | CN adotado |
|-----------|--|-----------------------|-------------|-------|-------------|-------|------------|
|           |  |                       | CN          | %     | CN          | %     |            |
| 1         | 1, 2, 3, 4 e 5<br>(11,37 km <sup>2</sup> ) | R1                    | 88          | 70,28 | 70          | 29,72 | 82,65      |
| 2         | 2, 3, 4 e 5<br>(8,88 km <sup>2</sup> )     | R2                    | 88          | 71,01 | 70          | 28,99 | 83         |
| 3         | 3, 4 e 5<br>(5,02 km <sup>2</sup> )        | R3                    | 88          | 62,88 | 70          | 37,12 | 81         |
| 4         | 4<br>(1,34 km <sup>2</sup> )               | R4                    | 88          | 57,07 | 70          | 42,93 | 80         |
| 5         | 5<br>(1,83 km <sup>2</sup> )               | R5                    | 88          | 66,67 | 70          | 33,33 | 82         |

As seções 5.5.1 a 5.5.5 contém a descrição dos reservatórios propostos.

#### 5.5.1 Reservatório R1

O reservatório R1 é o da proposta inicial, abrangendo toda a área de estudo, se localiza no mesmo local citado anteriormente. Tem o total de 6.250 m<sup>2</sup> de áreas possíveis para a implantação. Este, poderá servir como comparação ao longo deste escrito.

### 5.5.2 Reservatório R2

Para um possível reservatório intermediário, tem-se uma área encontrada em 11.031 km<sup>2</sup>, é uma região interessante por se tratar de uma confluência de rios, onde dificilmente será ocupada por alguma construção futura.

Figura 25 – Esquema de implantação do reservatório R2



Fonte: Elaborado pelo autor, com base no mapa do Google Earth (2016)

### 5.5.3 Reservatório R3

A potencial área para a implantação de um reservatório mais a montante (R3), foi escolhida por se tratar de uma área não ocupada próxima ao canal principal e uma zona de nascentes, a qual não poderia ser utilizado por nenhum imóvel. Possui uma área de 10.318m<sup>2</sup>.

Figura 26 – Esquema de implantação do Reservatório R3



Fonte: Elaborado pelo autor, com base no mapa do Google Earth (2016)

#### 5.5.4 Reservatório R4

O Reservatório R4 é o que se localiza mais a montante dentre todos os reservatórios propostos, a área é interessante pois, é um local próximo do canal principal e atualmente é um terreno baldio. Nesta área tem-se um total de 6.650m<sup>2</sup> disponíveis.

Figura 27 – Esquema de implantação do R4



Fonte: Elaborado pelo autor, com base no mapa do Google Earth (2016)

#### 5.5.5 Reservatório R5

Localizado na sub-bacia 5, a possível área para o reservatório R5 possui 2.990 m<sup>2</sup>, é uma área não ocupada anexa ao terreno de uma igreja, o esquema de implantação é mostrado na figura 28:

Figura 28 – Esquema de implantação do R5



Fonte: Elaborado pelo autor, com base no mapa do Google Earth (2016)

## 5.6 CAPACIDADE PROPOSTA PARA OS RESERVATÓRIOS

Na tabela 15, estão representadas as áreas disponíveis para cada reservatório, bem como as alturas propostas para cada um deles e seus respectivos volumes.

Tabela 15 – Volumes dos reservatórios propostos

| Reservatório | Área (m <sup>2</sup> ) | Altura proposta (m) | Volume do reservatório (m <sup>3</sup> ) |
|--------------|------------------------|---------------------|--|
| R1           | 6.250                  | 4,00                | <b>25.060,0</b>                          |
| R2           | 11.031                 | 4,00                | <b>44.124,0</b>                          |
| R3           | 10.038                 | 4,00                | <b>40.152,0</b>                          |
| R4           | 6.650                  | 4,00                | <b>26.600,0</b>                          |
| R5           | 2.990                  | 6,00                | <b>17,940,0</b>                          |

## 5.7 VAZÕES MÁXIMAS E VOLUMES DE DETENÇÃO PARA CADA RESERVATÓRIO

Apresentados os potenciais locais de implantação dos reservatórios, foi recalculado a vazão máxima e os volumes de detenção através dos dois métodos para cada um dos 5 reservatórios, os dados de cada sub-bacia podem ser verificados abaixo, na tabelas 16 a 20:

Tabela 16 – Resultados de  $Q_p$  e  $V$  obtidos para Sub-bacia 1

| Período de retorno (anos) | Vazão máxima ( $m^3/s$ ) |            | Volume de detenção ( $m^3$ ) |            |
|---------------------------|--------------------------|------------|------------------------------|------------|
|                           | Método Racional          | Método SCS | Método Racional              | Método SCS |
| 10                        | 82,10                    | 76,99      | 215.587,0                    | 192.297,8  |
| 25                        | 105,03                   | 99,70      | 327.307,1                    | 300.370,3  |
| 50                        | 125,86                   | 120,13     | 437.457,4                    | 406.509,8  |

Tabela 17 – Resultados de  $Q_p$  e  $V$  obtidos para Sub-bacia 2

| Período de retorno (anos) | Vazão máxima ( $m^3/s$ ) |            | Volume de detenção ( $m^3$ ) |            |
|---------------------------|--------------------------|------------|------------------------------|------------|
|                           | Método Racional          | Método SCS | Método Racional              | Método SCS |
| 10                        | 64,12                    | 63,46      | 136.804,2                    | 134.086,7  |
| 25                        | 82,03                    | 81,64      | 215.242,3                    | 213.449,3  |
| 50                        | 98,29                    | 97,93      | 293.347,1                    | 291.523,0  |

Tabela 18 – Resultados de  $Q_p$  e  $V$  obtidos para Sub-bacia 3

| Período de retorno (anos) | Vazão máxima ( $m^3/s$ ) |            | Volume de detenção ( $m^3$ ) |            |
|---------------------------|--------------------------|------------|------------------------------|------------|
|                           | Método Racional          | Método SCS | Método Racional              | Método SCS |
| 10                        | 36,25                    | 32,18      | 36.154,9                     | 24.450,5   |
| 25                        | 46,37                    | 41,95      | 68.997,3                     | 54.052,3   |
| 50                        | 55,57                    | 50,78      | 102.703,7                    | 84.734,7   |

Tabela 19 – Resultados de  $Q_p$  e  $V$  obtidos para Sub-bacia 4

| Período de retorno (anos) | Vazão máxima ( $m^3/s$ ) |            | Volume de detenção ( $m^3$ ) |            |
|---------------------------|--------------------------|------------|------------------------------|------------|
|                           | Método Racional          | Método SCS | Método Racional              | Método SCS |
| 10                        | 9,68                     | 8,12       | 8.541,8                      | 4.335,5    |
| 25                        | 12,38                    | 10,66      | 16.998,8                     | 11.476,3   |
| 50                        | 14,83                    | 12,97      | 25.714,7                     | 19.006,6   |

Tabela 20 – Resultados de  $Q_p$  e  $V$  obtidos para Sub-bacia 5

| Período de retorno (anos) | Vazão máxima ( $m^3/s$ ) |            | Volume de detenção ( $m^3$ ) |            |
|---------------------------|--------------------------|------------|------------------------------|------------|
|                           | Método Racional          | Método SCS | Método Racional              | Método SCS |
| 10                        | 13,21                    | 12,39      | 19.868,1                     | 17.043,45  |
| 25                        | 16,90                    | 19,33      | 33.708,2                     | 30.334,9   |
| 50                        | 125,86                   | 120,13     | 47.692,3                     | 43.728,1   |

## 5.8 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS UTILIZADOS

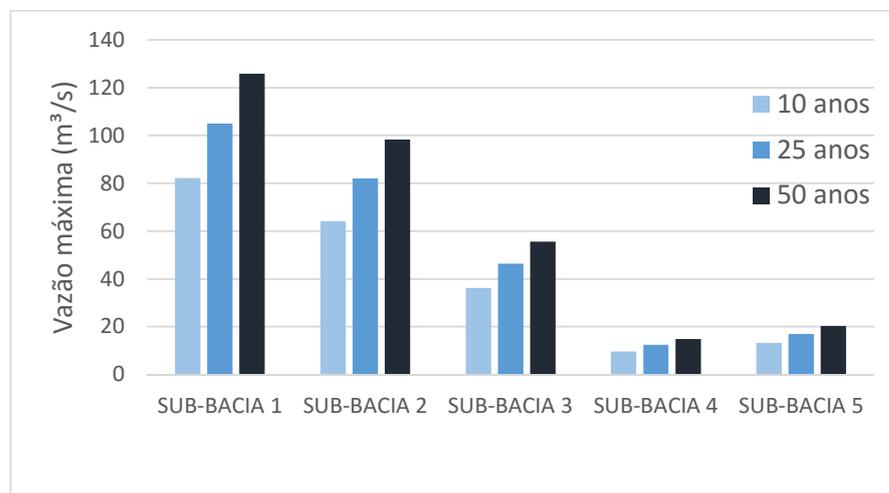
### 5.8.1 Vazões máximas obtidas pelo Método Racional

A partir destes resultados, foi possível analisar os dados de diversas formas, de acordo com os próximos tópicos. Na tabela 21 e no gráfico da figura 29 tem-se a comparação das vazões de pico estimadas pelo método Racional.

Tabela 21 – Vazões de pico estimadas pelo Método Racional

| Período de retorno | Vazões máximas ( $m^3/s$ ) |         |         |
|--------------------|----------------------------|---------|---------|
|                    | 10 anos                    | 25 anos | 50 anos |
| SUB-BACIA 1        | 82,10                      | 105,03  | 125,86  |
| SUB-BACIA 2        | 64,12                      | 82,03   | 98,29   |
| SUB-BACIA 3        | 36,25                      | 46,37   | 55,57   |
| SUB-BACIA 4        | 9,68                       | 12,38   | 14,83   |
| SUB-BACIA 5        | 13,21                      | 16,90   | 20,26   |

Figura 29 – Gráfico das vazões máximas estimadas pelo Método Racional



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

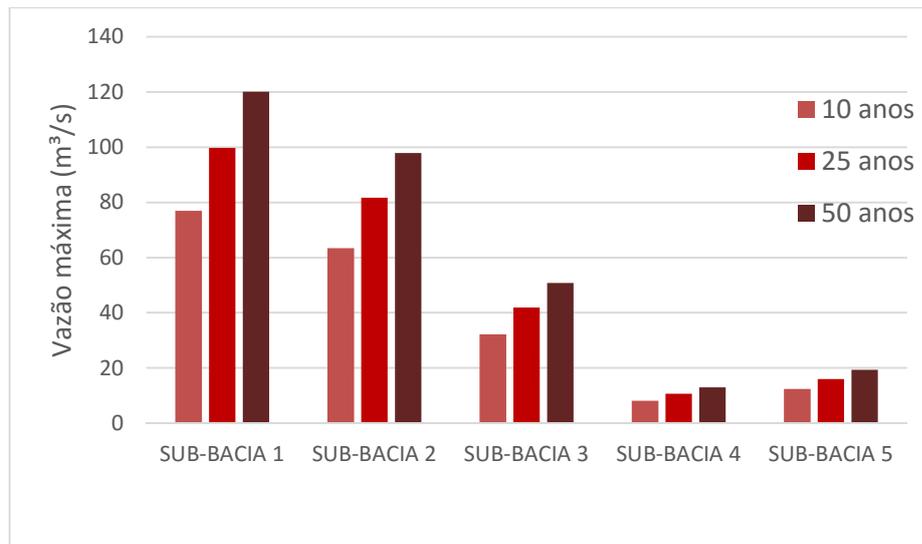
### 5.8.2 Vazões máximas obtidas pelo Método SCS

Na tabela 22 e no gráfico da figura 30 tem-se a comparação das vazões de pico estimadas pelo método SCS.

Tabela 22 – Vazões máximas estimadas pelo Método SCS

| Período de retorno | Vazões máximas (m <sup>3</sup> /s) |         |         |
|--------------------|------------------------------------|---------|---------|
|                    | 10 anos                            | 25 anos | 50 anos |
| SUB-BACIA 1        | 76,99                              | 99,70   | 120,13  |
| SUB-BACIA 2        | 63,46                              | 81,64   | 97,93   |
| SUB-BACIA 3        | 32,18                              | 41,95   | 50,78   |
| SUB-BACIA 4        | 8,12                               | 10,66   | 12,97   |
| SUB-BACIA 5        | 12,39                              | 16,05   | 19,33   |

Figura 30 – Gráfico das vazões máximas estimadas pelo Método SCS



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

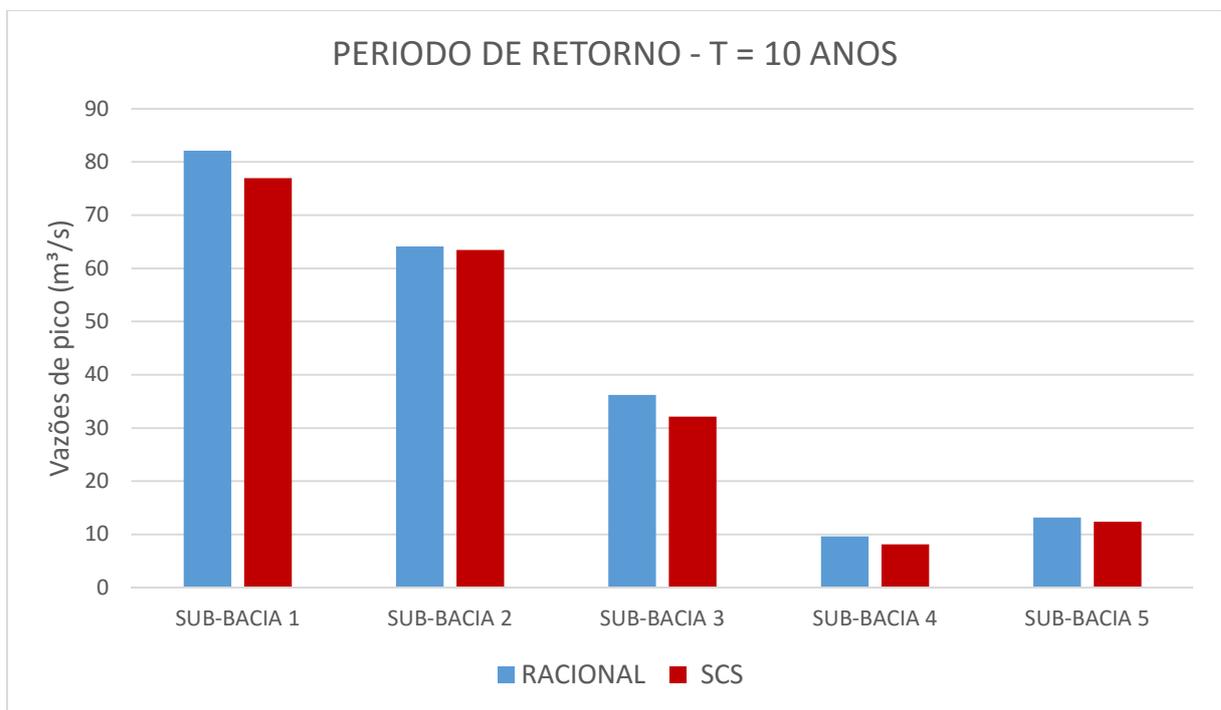
### 5.8.3 Comparação das vazões máximas entre o Método Racional e o Método SCS

Na tabela 23 e no gráfico da figura 31 são apresentadas as comparações das vazões máximas obtidas através dos métodos Racional e SCS, para o período de retorno de 10 anos, para cada sub-bacia.

Tabela 23 – Comparação entre os métodos para T = 10 anos

|             | Q <sub>p</sub> Racional<br>(m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>p</sub> SCS<br>(m <sup>3</sup> /s) | DIFERENÇA PERCENTUAL<br>(%) |
|-------------|--|---|-----------------------------|
| SUB-BACIA 1 | 82,10  | 76,99                                     | 6,64                        |
| SUB-BACIA 2 | 64,12  | 63,46                                     | 1,04                        |
| SUB-BACIA 3 | 36,25  | 32,18                                     | 12,66                       |
| SUB-BACIA 4 | 9,68   | 8,12                                      | 19,15                       |
| SUB-BACIA 5 | 13,21  | 12,39                                     | 6,64                        |

Figura 31 – Gráfico das vazões máximas para T = 10 anos



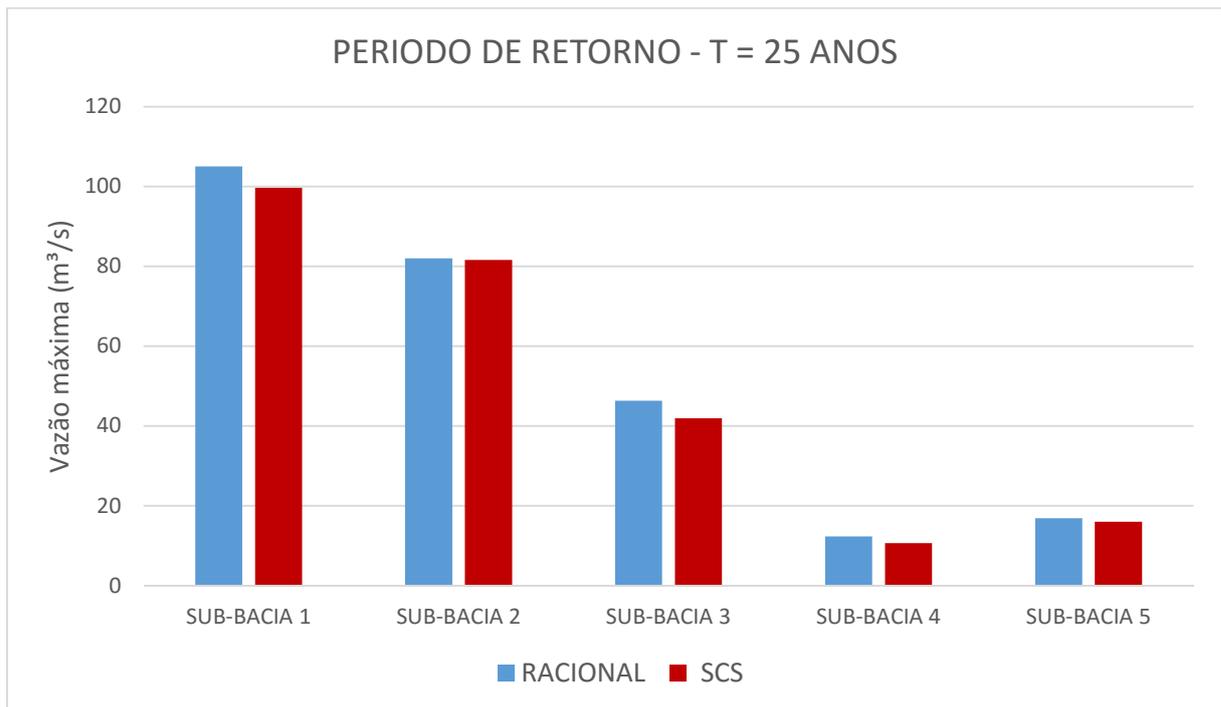
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Na tabela 24 e no gráfico da figura 32 são apresentadas as comparações das vazões máximas obtidas através dos métodos Racional e SCS, para o período de retorno de 25 anos, para cada sub-bacia.

Tabela 24 – Comparação entre os métodos para T = 25 anos

|             | Q <sub>p</sub> Racional<br>(m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>p</sub> SCS<br>(m <sup>3</sup> /s) | Diferença Percentual<br>(%) |
|-------------|--|---|-----------------------------|
| SUB-BACIA 1 | 105,03   | 99,70                                     | 5,34                        |
| SUB-BACIA 2 | 82,03  | 81,64                                     | 0,48                        |
| SUB-BACIA 3 | 46,37  | 41,95                                     | 10,53                       |
| SUB-BACIA 4 | 12,38  | 10,66                                     | 16,08                       |
| SUB-BACIA 5 | 16,90  | 16,05                                     | 5,34                        |

Figura 32 – Gráfico das vazões máximas para T = 25 anos



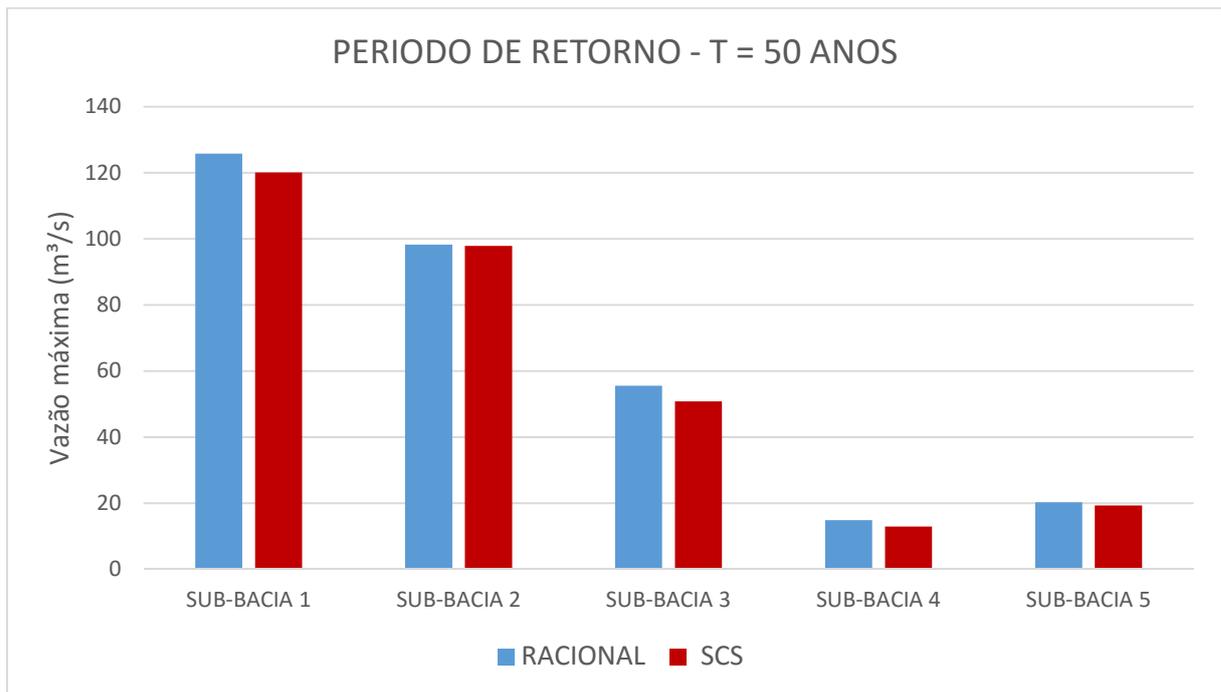
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

Na tabela 25 e no gráfico da figura 33 são apresentadas as comparações das vazões máximas obtidas através dos métodos Racional e SCS, para o período de retorno de 50 anos, para cada sub-bacia.

Tabela 25 – Comparação entre os métodos para T = 50 anos

|             | Q <sub>p</sub> Racional<br>(m <sup>3</sup> /s) | Q <sub>p</sub> SCS<br>(m <sup>3</sup> /s) | Diferença Percentual<br>(%) |
|-------------|--|---|-----------------------------|
| SUB-BACIA 1 | 125,86   | 120,13                                    | 4,77                        |
| SUB-BACIA 2 | 98,29  | 97,93                                     | 0,37                        |
| SUB-BACIA 3 | 55,57  | 50,78                                     | 9,43                        |
| SUB-BACIA 4 | 14,83  | 12,97                                     | 14,39                       |
| SUB-BACIA 5 | 20,26  | 19,33                                     | 4,77                        |

Figura 33 – Gráfico das vazões máximas para T = 50 anos



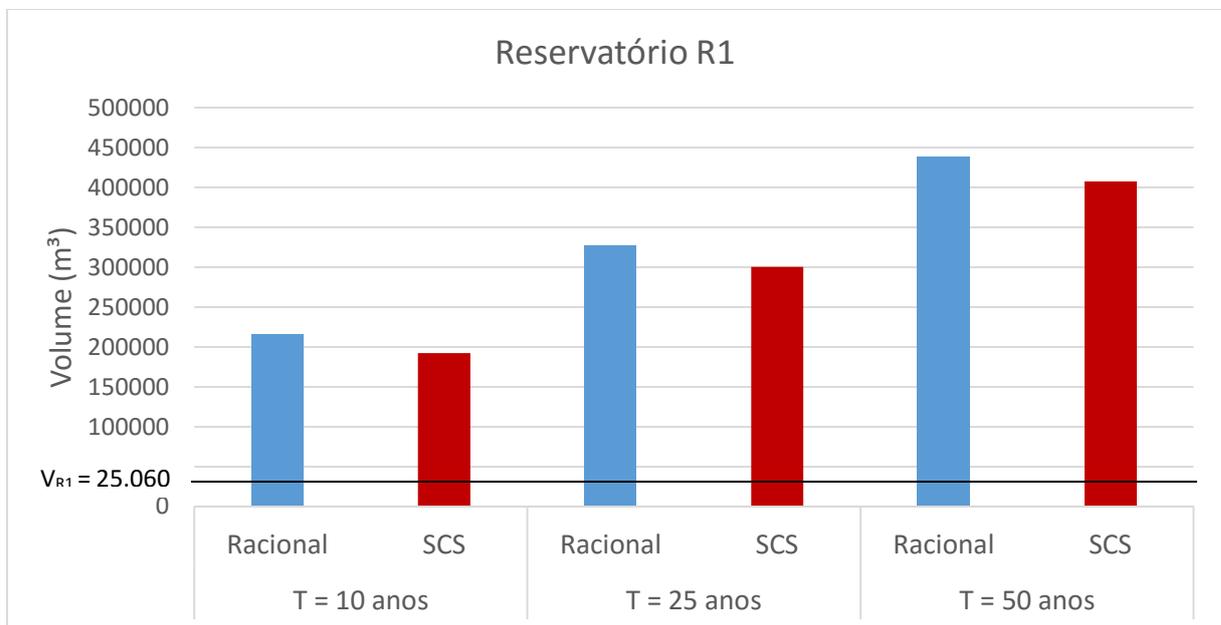
Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

## 5.9 ANÁLISE DO PROJETO

Os próximos gráficos comparam os volumes obtidos com os volumes propostos para cada reservatório na seção 5.6, desta forma, é possível verificar se os volumes de detenção são suficientes e para quais períodos de retorno os reservatório suportam.

A figura 34 mostra que para a sub-bacia 1, a dimensão do reservatório R1 não se prova suficiente para todos os períodos de retorno testados, sendo assim, sugere-se outras medidas de controle alternativas para esta sub-bacia.

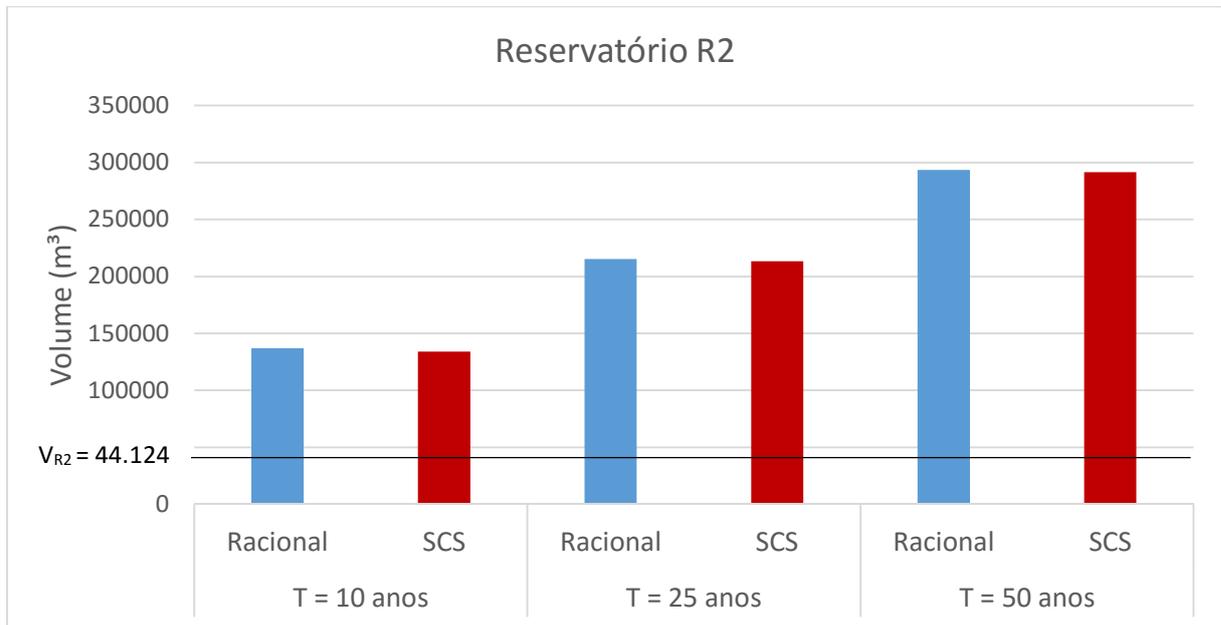
Figura 34 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R1



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

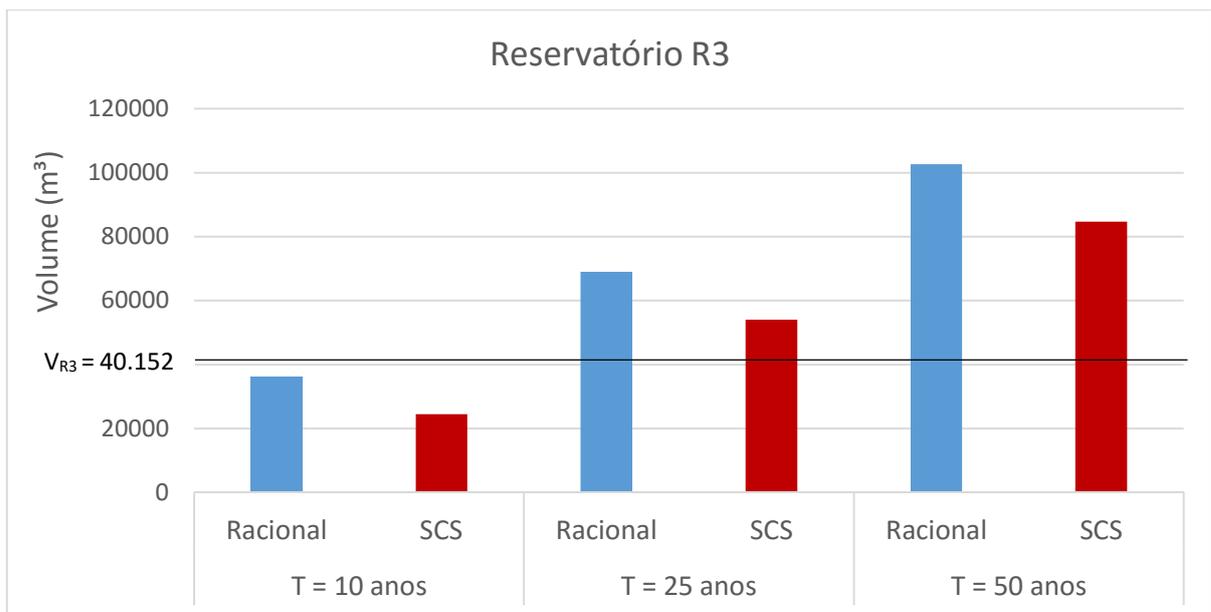
A figura 35 mostra que a sub-bacia 2 apresentou os mesmo resultados que a sub-bacia 1.

Figura 35 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R2



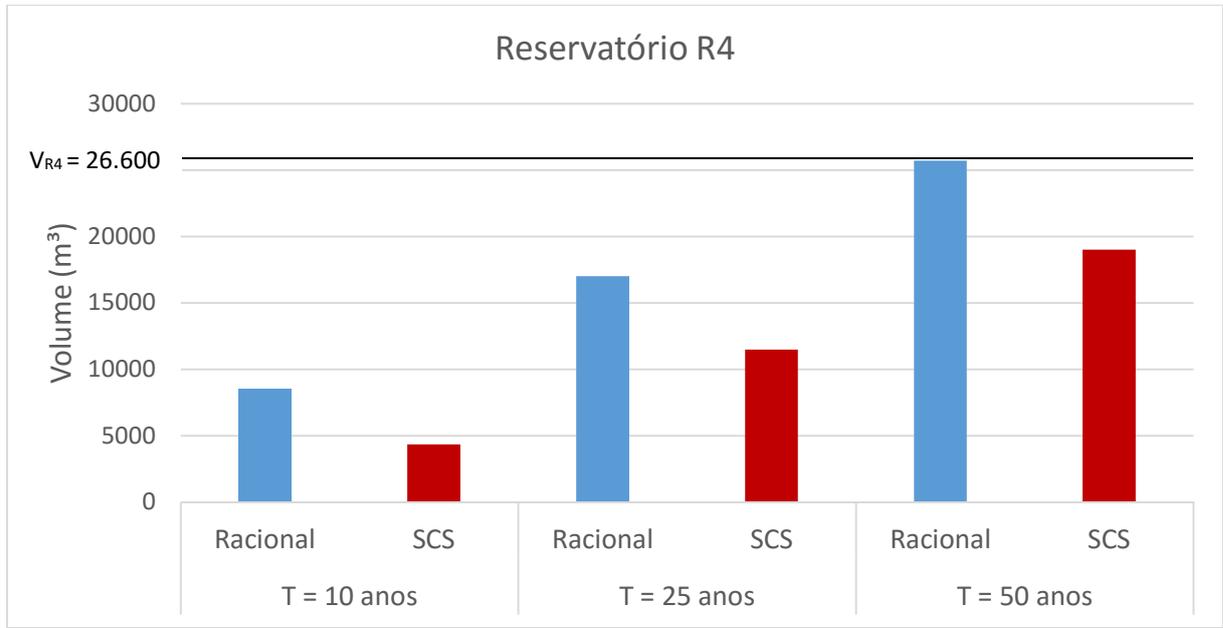
A figura 36 mostra que para a sub-bacia 3, a dimensão do reservatório R3 é capaz de suportar eventos previstos para um período de retorno de  $T = 10$  anos, o que não demonstra um excelente resultado, porém pode ser aplicável.

Figura 36 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R3



A figura 37 mostra que para a sub-bacia 4, a dimensão do reservatório R4 resiste a eventos com período de retorno de  $T = 50$  anos, o que é uma boa margem, sendo assim, o reservatório poderia ser implantado nesta área de maneira eficiente.

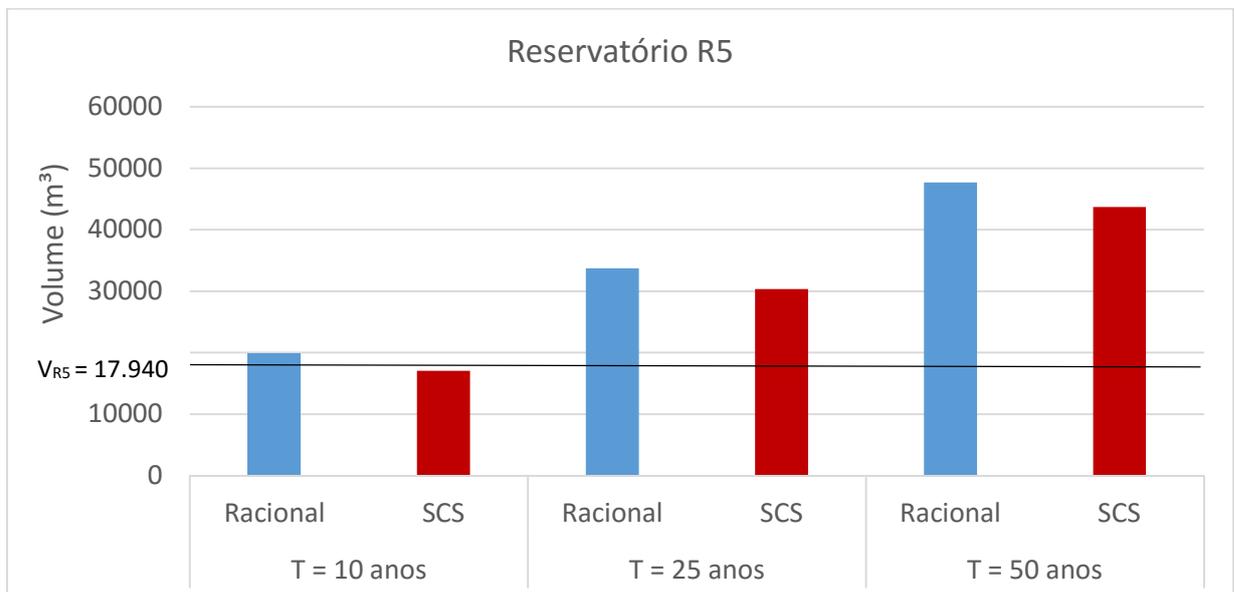
Figura 37 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R4



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

A figura 38 mostra que para a sub-bacia 5, a dimensão do reservatório R5 é eficiente para eventos com período de  $T = 10$  anos pelo método SCS, não demonstra um excelente resultado, porém pode ser aplicável.

Figura 38 – Volumes obtidos x Capacidade do reservatório R5



Fonte: Elaborado pelo autor (2016)

## 6 CONCLUSÕES

Neste documento foi apresentado uma proposta para mitigar os efeitos das enchentes e inundações na cidade de Joinville, através do dimensionamento preliminar de um reservatório de retenção offline na bacia do Rio Cachoeira no Município de Joinville - SC.

Devido a Bacia Hidrográfica ser bastante urbanizada, localizar alguma área disponível para a instalação de reservatórios, torna-se uma tarefa bastante difícil.

Ao final deste documento, chegou-se à algumas alternativas, um reservatório com período de retorno de 50 anos para sub-bacia 4, e, para as sub-bacias 3 e 5, um reservatório com período de retorno de 10 anos.

A partir dos resultados obtidos, observa-se que devido à grande urbanização da bacia, com elevado coeficiente de escoamento e poucas áreas disponíveis, o dimensionamento de um reservatório único de grandes proporções torna-se de certa forma inviável.

Isto posto, se for assumido um reservatório de retenção como uma alternativa de mitigação de inundações, este, terá de ser espacializado, ou seja, deverá ser projetado um conjunto de reservatórios ao longo do canal principal, com funcionamento associado.

Com um estudo mais aprofundado e mais tempo disponível, seria capaz de ser identificar qual o melhor arranjo dos reservatórios, otimizando as obras, obtendo o melhor custo-benefício e a melhor rentabilidade financeira.

Propõe-se para as sub-bacias em que os volumes de retenção superaram o do reservatório, explorar outros tipos de medidas de controle para mitigar os efeitos de enchentes, como, por exemplo, sistemas de microrreservatórios, ou mesmo outra medida estrutural.

Nesta linha de pensamento tem-se também a recentemente aprovada, o Projeto de Lei Complementar nº 1.231/2013, que altera o Código de Obras e Edificações de

Florianópolis que determina que todas as novas edificações comerciais e residenciais com área acima de 200m<sup>2</sup> deverão ter captação de água das chuvas para reuso.

Exigir que novos empreendimentos construam um sistema para controlar do aumento das vazões gerado pela impermeabilização é uma tendência nas cidades que possuem um Plano Diretor de Drenagem Urbana como, Curitiba, Porto Alegre, São Paulo, Rio de Janeiro, Salvador, Caxias do Sul, e Guarulhos.

Este escrito também não considerou a influência de maré em seus os cálculos, algo que pode ser analisado em trabalho futuros, bem como a análise financeira para a implantação, um projeto arquitetônico de área verde ou de lazer para funcionamento em conjunto com o reservatório, o sistema de fluxo e de comportas, os métodos construtivos e materiais empregados no reservatório.

## 7 REFERÊNCIAS

CANHOLI, Aluísio Pardo; **Drenagem urbana e controle de enchentes** / Aluísio Pardo Canholi. - 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

Curitiba (cidade). SUDERHSA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Manual de Drenagem Urbana** - Região Metropolitana de Curitiba - PR. v.1.0 – Dezembro, 2002

DRUMOND, P. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica**. Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2012.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem** – 2ª ed. - Rio de Janeiro, 2005. 133p.

FUNDAÇÃO IPPUJ: **Joinville Cidade em Dados 2015**. Prefeitura Municipal de Joinville. Joinville. 2015. 180p.

GARCEZ, Lucas Nogueira; COSTA ALVAREZ, Guillermo. **Hidrologia**. 2ª ed. rev. e atualizada. São Paulo: Edgard Blucher, [1988]. 291p.

GUERRA, A. T.; GUERRA, A. J. T. **Novo dicionário geológico-geomorfológico**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2008. 648 p.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT. BITAR, O. Y. (Coord.) e CAMPOS, S. J. A. M. (Coord.) **Cartas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundações, 1:50.000**. São Paulo: IPT, 2015.

Joinville (cidade). **Mancha de Inundação da Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira**. Prefeitura municipal de Joinville – PMJ / Aeroimagem, 2007-2008. Joinville, 2011.

MAIA, Bianca G. de O., KLOSTERMANN, D., RIBEIRO, J. M. G., SIMM, M., OLIVEIRA, T. M. N. de, BARROS, V. G. (2013). **Bacias Hidrográficas da Região de Joinville**. Comitê de Gerenciamento das Bacias dos Rios Cubatão e Cachoeira – CCJ. Joinville: Zírkuva Estúdio, 60 p.

Silveira, A.L.L. **Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 10, n.1, p. 5-23, 2005.

SILVEIRA, Wivian Nereida; KOBAYAMA, Masato; GOERL, Roberto Fabris; BRANDENBURG, Brigitte. **História das Inundações em Joinville: 1851 – 2008.** Curitiba: Ed. Organic Trading, 2009.

PINTO, Nelson Luiz de Sousa. **Hidrologia básica.** São Paulo: E. Blucher, c1976, 2010. 278p.

POMPEU, Cid Tomanik. **O papel do conselho nacional de recursos hídricos - CNRH.** Cienc. Cult. [online]. 2003, vol.55.

RIBEIRO, José Mario Gomes; OLIVEIRA, Therezinha Maria Novais. **Bacias hidrográficas dos rios Cubatão(norte) e Cachoeira – Joinville.** Mercado de Comunicação. 2014. 1ª ed. 40p.

VILLELA, S.M.; MATTOS, A. **Hidrologia aplicada.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975. 245p.

São Paulo (cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: gerenciamento do sistema de drenagem urbana.** São Paulo: SMDU, 2012. 168p. il. v.1.

São Paulo (cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos.** São Paulo: SMDU, 2012. 220p. il. v.2

São Paulo (cidade). **Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos.** São Paulo: SMDU, 2012. 128p. il. v.3

TOMINAGA, Lídia Keiko; SANTORO, Jair; AMARAL, Rosângela do. **Desastres naturais: conhecer para prevenir –** São Paulo: Instituto Geológico, 2009. 196 p.

TOMAZ, P. **Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais.** São Paulo: Editora Navegar, 2002.

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

TUCCI, Carlos E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, ABRH, 2009. 943 p.

UBERTI, A. A. A. **Boletim técnico do levantamento da cobertura pedológica e da aptidão agrícola das terras da bacia hidrográfica do Rio cachoeira**. Município de Joinville, 2012. 84p.

WILKEN, Paulo Sampaio. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: CETESB, 1978. 477 p.