



---

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL

---

IPORÃ BRITO POSSANTTI

AVALIAÇÃO DA EFICÁCIA DE BANHADO DE CHUVA NA MELHORIA DA  
QUALIDADE DA ÁGUA E NA REGULAÇÃO DAS VAZÕES DO ARROIO DO  
SALSO – PORTO ALEGRE/RS

Porto Alegre  
Dezembro de 2016

**IPORÃ BRITO POSSANTTI**

**AVALIAÇÃO DA EFICÁCIA DE BANHADO DE CHUVA NA MELHORIA DA QUALIDADE DA  
ÁGUA E NA REGULAÇÃO DAS VAZÕES DO ARROIO DO SALSO – PORTO ALEGRE/RS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO  
APRESENTADO AO CURSO DE  
ENGENHARIA AMBIENTAL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO  
GRANDE DO SUL COMO PARTE  
DOS REQUISITOS PARA A  
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE  
ENGENHEIRO AMBIENTAL.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Dornelles

Porto Alegre,  
Dezembro de 2016

IPORÃ BRITO POSSANTTI

AVALIAÇÃO DA EFICÁCIA DE BANHADO DE CHUVA NA MELHORIA DA QUALIDADE DA  
ÁGUA E NA REGULAÇÃO DAS VAZÕES DO ARROIO DO SALSO – PORTO ALEGRE/RS

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em 02/12/2016 pela Comissão avaliadora constituída pelos professores:

Banca examinadora:

.....  
Professor Fernando Dornelles  
Departamento de Hidromecânica e Hidrologia  
Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH

.....  
Professora Lucia Helena Ribeiro Rodrigues  
Departamento de Obras Hidráulicas  
Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH

.....  
Professor Rodrigo Paiva  
Departamento de Hidromecânica e Hidrologia  
Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH

Conceito: \_\_\_\_\_

Dedico este trabalho à toda luta e mobilização social na defesa desse patrimônio ambiental insubstituível: a **água**.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao curso de Engenharia Ambiental da UFRGS, agradeço por ter contribuído no despertar do meu fascínio pela Ciência e por sua tenebrosa companheira, a Tecnologia.

Às orientadoras e orientadores que tive ao longo da graduação, meu sincero sentimento de gratidão por todos os ensinamentos.

Ao professor e engenheiro Fernando Dornelles, que me orientou nesse trabalho, sou grato pela parceria e confiança nas minhas ideias.

Ao (extinto!) MCTI e ao MEC, que por meio da CAPES e CNPq investiram no meu período de estudos nos Estados Unidos, meu eterno obrigado: muito do que aprendi no exterior trago agora para este trabalho.

Por último, mas não menos importante: aos colegas, aos amigos e amigas, à minha namorada, à minha mãe e ao meu pai, agradeço pelo apoio, em todos os sentidos, durante essa caminhada.

*Meu corpo, barca perdida  
Entre canções despraiando  
Passando no rio da vida  
Vagando, sempre vagando*

*Debruça em sono a barranca  
Desliza a balsa sonhando  
Por entre nuvens rogando  
Mistérios dos aguapés*

Noel Guarany

## RESUMO

**POSSANTTI, I.B.** Avaliação da eficácia de banhado de chuva na melhoria da qualidade da água e na regulação das vazões do Arroio do Salso – Porto Alegre/RS. 2016. 136 p. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O presente estudo aborda o uso hipotético de um banhado de chuva (*stormwater wetland*) como técnica compensatória dos impactos da urbanização nas águas superficiais em uma micro-bacia de 43 hectares localizada na bacia hidrográfica do Arroio do Salso, Porto Alegre/RS. Na escala regional, essa região faz parte da bacia hidrográfica do Lago Guaíba, único manancial de Porto Alegre, sendo assim alvo de enquadramento de Classe 2 da Resolução CONAMA nº 357/2005. Além disso, a bacia do Arroio do Salso também é sujeita à diretrizes urbanas para a recuperação de corpos d'água. Nesse sentido, este estudo se integra do contexto municipal e regional de planejamento ambiental. A eficácia da tecnologia de banhados de chuva em melhorar a qualidade da água e regular as vazões de escoamento superficial foi avaliada em cenário "nativo", "atual" e "futuro", lançando mão de simulação de modelo hidrológico quali-quantitativo (incluindo poluição difusa) por 10 anos com série sintética de chuva através dos aplicativos EPA SWMM 5.0 e CLIMABR. A análise das curvas de permanência para cada parâmetro de qualidade simulado permitiu concluir que, no cenário atual e futuro, houve grande melhoria na qualidade da água, com o sistema de tratamento apresentando eficiência de remoção de 80 a 90% em 50% do tempo. Entretanto, o atendimento ao padrão de qualidade da Classe 2 só foi viável no cenário futuro, em faixas de 30 a 35% do tempo, graças à integração da rede cloacal e interceptação a tempo seco da rede pluvial definidas para esse cenário. Quanto ao regime de vazões de escoamento superficial, em ambos os cenários o efeito do banhado de chuva foi de regularização das vazões moderadas, disponibilizando por mais tempo vazões na faixa de 1 a 100 l/s em relação às outras condições. Apesar da elevada transposição de parâmetros de modelagem advindas da literatura, o presente estudo demonstra que o uso de banhados de chuva podem ser uma alternativa chave no leque de ações de programas de recuperação ambiental dos corpos d'água.

**Palavras-chave:** Banhado de chuva. *Stormwater wetland*. *Wetlands*. Banhados construídos. Arroio do Salso. Eficácia. Técnica compensatória. Enquadramento. Classe 2 CONAMA. SWMM. CLIMABR. Qualidade da água. Modelagem hidrológica. Séries sintéticas. Manejo de águas pluviais. Saneamento. Poluição difusa. Balneabilidade. Lago Guaíba. Engenharia ecológica. Ecotecnologia.

## ABSTRACT

The present study approaches the hypothetical usage of a stormwater wetland as a BMP designed to control the urbanization impacts in stream waters in a catchment of 106 acres at the Arroio do Salso creek watershed, Porto Alegre/RS. In the bigger picture, this region belongs to the Lake Guaíba watershed, the only water source of the city of Porto Alegre, being thus subject to Class 2 water quality standard of CONAMA's Resolution 357/2005. Besides, the Arroio do Salso creek watershed is target of urban planning guidelines in the sense of waterways recovery. In this way, this investigation fits into the environmental planning context at the regional and municipal scale. The effectiveness of the stormwater wetland technology in improving water quality and runoff flow regulation was assessed in scenarios of "pre-development", "post-development" and "future" situations by running a quali-quantitative hydrological model simulation (including non-point source pollution) during 10 years of synthetic rain using the EPA SWMM 5.0 and CLIMABR applications. The analysis of exceedance curves for every water quality components computed allowed the conclusion that, in the scenarios of "post-development" and "future", there was great improvements in water quality, being the removal efficiencies of the system's treatment lying between 80 to 90% at least 50% of the time. However, the attendance of water quality standards was only viable in the "future" scenario, in the amplitude of 30% to 35% of the time, as response to the separate sewer coupling and combined sewer controlling defined for that scenario. In regard of the runoff flows regime, in both scenarios ("post-development" and "future") the stormwater wetland effect was recognized as the regularization of moderate discharges, turning available flows between 1 to 100 l/s in longer times than other situations. Despite of the heavily transposal of modelling parameters from the literature, the present study shows that the usage of stormwater wetlands can be a key alternative in the actions portfolio of waterways environmental recovery programs.

**Keywords:** Stormwater Wetland. Wetlands. Arroio do Salso. Effectiveness. BMP. Water Quality. Water quality standard. Class 2. CONAMA. SWMM. CLIMABR. Hydrological Modelling. Syntetic time series. Stormwater Management. Sanitation. Non-point source pollution. Bathability. Lake Guaíba. Ecological Engineering. Ecotechnology.



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> – Balanço hídrico e impermeabilização urbana .....	20
<b>Figura 2</b> – Impactos no regime de vazões.....	21
<b>Figura 3</b> – Mudanças na morfologia fluvial.....	21
<b>Figura 4</b> – Modelo de acúmulo .....	29
<b>Figura 5</b> – Curvas de acúmulo.....	29
<b>Figura 6</b> – Efeito de primeira lavagem .....	33
<b>Figura 7</b> – Processo do SWMM .....	46
<b>Figura 8</b> – Séries sintéticas.....	50
<b>Figura 9</b> - Amostras de banhados construídos .....	55
<b>Figura 10</b> – Perfil básico de fluxo superficial .....	55
<b>Figura 11</b> – Perfil básico de fluxo subsuperficial.....	55
<b>Figura 12</b> – Modelo TIS .....	59
<b>Figura 13</b> – Propostas de arranjos do sistema como um todo .....	63
<b>Figura 14</b> – Arranjo interno: hidráulica e mistura.....	63
<b>Figura 15</b> – Arranjo interno: aspectos práticos .....	64
<b>Figura 16</b> – Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba .....	72
<b>Figura 17</b> – Situação e enquadramento.....	73
<b>Figura 18</b> – Margens do Lago Guaíba: registros fotográficos .....	73
<b>Figura 19</b> – Bacia do Arroio do Salso. ....	74
<b>Figura 20</b> – Risco hidrológico na bacia do Arroio do Salso. ....	75
<b>Figura 21</b> – Plano Diretor de Porto Alegre – EQA.....	76
<b>Figura 22</b> – Plano Diretor de Porto Alegre – EEU.....	77
<b>Figura 23</b> – SES Salso.....	79
<b>Figura 24</b> – Arroio do Salso: registro fotográfico.....	79
<b>Figura 25</b> – Fluxograma de análise .....	81
<b>Figura 26</b> – Itinerário de localização da área de estudo.....	83
<b>Figura 27</b> – Diagnóstico fotográfico no local de estudo .....	83
<b>Figura 28</b> – Representação esquemática dos cenários 1 e 2.....	84
<b>Figura 29</b> – Mapa do parâmetro CN nos três cenários. ....	91
<b>Figura 30</b> – Mapa do parâmetro de rugosidade superficial .....	92
<b>Figura 31</b> – Canais do modelo hidráulico.....	97
<b>Figura 32</b> – Exemplo de transecto de seção de canal aberto .....	97
<b>Figura 33</b> – Desvio padrão em função da duração da série sintética .....	99
<b>Figura 34</b> – Mapa das estações amostradas e a área de estudo.....	99
<b>Figura 35</b> – Exemplo de hietograma sintético .....	101
<b>Figura 36</b> – Configuração hidráulica do sistema .....	103
<b>Figura 37</b> – Perfil hidráulico do sistema.....	103
<b>Figura 38</b> – Forma tridimensional do volume do sistema .....	103
<b>Figura 39</b> – Gráfico de fatores do padrão diário de vazão de tempo seco.....	109
<b>Figura 40</b> – Distribuição da predominância dos processos .....	112
<b>Figura 41</b> – Interface de modelagem do SWMM.....	115
<b>Figura 42</b> – Detalhe para o sistema de tratamento.....	115
<b>Figura 43</b> – Curvas de permanência para os parâmetros de QA .....	120
<b>Figura 44</b> – Curvas de permanência das vazões. ....	121
<b>Figura 45</b> – Inspeção visual de hidrogramas e polutogramas .....	122
<b>Figura 44</b> – <i>Frame</i> da representação hidrodinâmica.....	122
<b>Figura 47</b> – Curva de permanência da profundidade .....	124

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> – Técnicas de infraestrutura verde .....	36
<b>Tabela 2</b> – Técnicas de Controle da Qualidade da Água .....	37
<b>Tabela 3</b> – Técnicas de Controle Quantitativo.....	38
<b>Tabela 4</b> – Práticas preventivas na gestão de águas urbanas .....	39
<b>Tabela 5</b> – Volumes dimensionados na gestão de águas urbanas .....	40
<b>Tabela 6</b> – Principais aplicativos computacionais.....	44
<b>Tabela 7</b> - Objetos de modelagem no SWMM .....	47
<b>Tabela 8</b> – Relação de processos .....	56
<b>Tabela 9</b> – Estruturas de projeto executivo.....	65
<b>Tabela 10</b> – Cenários investigados pela análise .....	85
<b>Tabela 11</b> – Relação de objetos SWMM e parâmetros derivados de SIG .....	86
<b>Tabela 12</b> – Geoprocessamento: produtos básicos .....	86
<b>Tabela 13</b> – Relação de valores de CN .....	89
<b>Tabela 14</b> – Estimativa de CN para áreas residenciais .....	89
<b>Tabela 15</b> – Percentagem impermeável em relação à cobertura do solo .....	90
<b>Tabela 16</b> – Rugosidade para fluxo em lâmina.....	92
<b>Tabela 17</b> – Variáveis do Censo IBGE 2010 analisadas (IBGE, 2011).....	94
<b>Tabela 18</b> – Tipos de descarga de esgoto cloacal.....	95
<b>Tabela 19</b> – Dados para o SES Salso-Lomba .....	96
<b>Tabela 20</b> – Rugosidade para diferentes tipos de canais .....	97
<b>Tabela 21</b> – Resumo dos parâmetros calculados .....	108
<b>Tabela 22</b> – Concentrações dos parâmetros de QA na vazão de tempo seco .....	109
<b>Tabela 23</b> - Frações estimadas dos co-poluentes.....	110
<b>Tabela 24</b> – Parâmetros adotados para os modelos TIS P-k-C* .....	111
<b>Tabela 25</b> – Equações literais de remoção inseridas no SWMM.....	113
<b>Tabela 26</b> – Opções de simulação configuradas para o SWMM .....	114
<b>Tabela 27</b> – Erro de contituidade nos cenários de simulação .....	117
<b>Tabela 27</b> – Resultados para Sólidos Suspensos Totais (SST).....	117
<b>Tabela 28</b> – Resultados para Demanda Química de Oxigênio (DQO).....	118
<b>Tabela 29</b> - Resultados para Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) .....	118
<b>Tabela 30</b> – Resultados para Nitrogênio Total (NT).....	118
<b>Tabela 31</b> – Resultados para Fósforo Total (FT) .....	119
<b>Tabela 32</b> - Resultados para Coliformes Fecais (CF) .....	119
<b>Tabela 33</b> – Estatística das séries de vazões.....	121
<b>Tabela 35</b> – Comparação entre a áreas de banhado .....	125
<b>Tabela 36</b> – Comparação das eficiência de remoção em longo prazo .....	128

## LISTA DE SIGLAS

<b>CF</b>	Coliformes Fecais
<b>CME</b>	Concentração Média do Evento
<b>CN</b>	<i>Curve Number</i>
<b>CONAMA</b>	Conselho Nacional de Meio Ambiente
<b>CPRM</b>	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
<b>CRH</b>	Conselho de Recursos Hídricos
<b>DBO</b>	Demanda Bioquímica de Oxigênio
<b>DEP</b>	Departamento de Esgotos Pluviais (de Porto Alegre)
<b>DEP</b>	<i>Department of Environmental Protection (Pennsylvania)</i>
<b>DMAE</b>	Departamento Municipal de Água e Esgoto (de Porto Alegre)
<b>DQO</b>	Demanda Química de Oxigênio
<b>EEU</b>	Estratégia de Estruturação Urbana
<b>EPA</b>	<i>Environmental Protection Agency</i>
<b>EQA</b>	Estratégia de Qualificação Ambiental
<b>ETE</b>	Estação de Tratamento de Efluentes
<b>EUA</b>	Estados Unidos da América
<b>FT</b>	Fósforo Total
<b>IBGE</b>	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<b>IDF</b>	Intensidade-Duração-Frequência
<b>IES</b>	Índice de esgotamento sanitário
<b>INMET</b>	Instituto Nacional de Meteorologia
<b>LID</b>	<i>Low Impact Development</i>
<b>MNT</b>	Modelo Número de Terreno
<b>NT</b>	Nitrogênio Total
<b>NURP</b>	<i>Nationwide Urban Runoff Program</i>
<b>PDDrU</b>	Plano Diretor de Drenagem Urbana
<b>PDDUA</b>	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental (de Porto Alegre)
<b>PNMA</b>	Política Nacional de Meio Ambiente
<b>PNRH</b>	Política Nacional de Recursos Hídricos
<b>PNSB</b>	Política Nacional de Saneamento Básico
<b>QA</b>	Qualidade d'Água
<b>QTS</b>	Vazão de Tempo Seco
<b>SES</b>	Sistema de Esgotamento Sanitário
<b>SIG</b>	Sistema de Informação Geográfica
<b>SST</b>	Sólidos Suspensos Totais
<b>SWMM</b>	<i>Storm Water Management Model</i>
<b>TIS</b>	<i>Tank in Series</i>
<b>USDA</b>	<i>United States Department of Agriculture</i>
<b>USEPA</b>	<i>United States Environmental Protection Agency</i>
<b>VQA</b>	Volume de Qualidade d'Água

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área da bacia de contribuição
$A_{max}$	Acúmulo máximo
$A_{Op}$	Área de operação
$A_{TS}$	Área de tempo seco
$A_{Ots}$	Seção do orifício de tempo seco
$A_{Ovqa}$	Seção do orifício de esgotamento do VQA
$C^*$	Concentração de fundo
$h_{TS}$	Nível de tempo seco
$k$	Coefficiente de reação de primeira ordem
$K_A$	Taxa de acúmulo linear
$K_l$	Coefficiente de lavagem
$N_A$	Expoente da função potência.
$N_l$	Expoente de lavagem
$P$	Precipitação em que 90% dos eventos é igual ou inferior
$P_{0,5;24}$	Precipitação de 24 horas com tempo de retorno de 0,5 anos
$R_V$	Coefficiente de escoamento superficial
$VQA$	Volume de Qualidade d'Água

# SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	15
2. OBJETIVOS.....	17
3. REFERENCIAL TEÓRICO .....	18
3.1. Urbanização e seus impactos nos corpos hídricos .....	18
3.1.1. Histórico .....	18
3.1.2. Impactos da urbanização .....	18
3.1.2.1. Impactos no balanço hídrico .....	18
3.1.2.2. Impactos no pico de vazão e volume escoado .....	19
3.1.2.3. Morfologia de rios .....	19
3.1.2.4. Impactos na qualidade da água .....	22
3.1.3. Consequências.....	25
3.1.3.1. Consequências nos ecossistemas .....	25
3.1.3.2. Consequências socio-econômicas.....	26
3.1.4. Modelagem da poluição difusa .....	27
3.1.4.1. Modelos de acúmulo.....	27
3.1.4.2. Modelos de lavagem .....	30
3.1.4.3. Modelos de cargas .....	31
3.1.4.4. Efeito de primeira lavagem .....	32
3.2. Manejo de águas pluviais urbanas .....	33
3.2.1. Histórico .....	33
3.2.2. Técnicas compensatórias .....	35
3.2.3. Práticas preventivas .....	38
3.2.4. Dimensionamento.....	40
3.2.5. Desempenho, eficácia e eficiência .....	42
3.3. Modelagem de bacias urbanas.....	42
3.3.1. Aplicações computacionais .....	43
3.3.1.1. Aplicativo SWMM.....	45
3.3.2. Simulação contínua com séries sintéticas.....	48
3.3.2.1. Aplicativo CLIMABR.....	49
3.4. Banhados de chuva: origens e aplicação.....	51
3.4.1. Ecossistemas de áreas úmidas ( <i>wetlands</i> ).....	51
3.4.2. “Serviços” ecológicos e áreas úmidas .....	51
3.4.3. Banhados construídos – aspectos gerais .....	52
3.4.3.1. Classificação de banhados construídos.....	53
3.4.3.2. Processos de tratamento .....	54
3.4.3.3. O modelo TIS P-k-C* .....	58
3.4.3.4. O modelo TIS P-k-C* para SST.....	60
3.4.4. Banhados de chuva – aspectos específicos.....	60
3.4.4.1. Histórico e definições .....	60
3.4.4.2. Dimensionamento e projeto .....	61
3.4.4.3. Manutenção e operação .....	65
3.5. Legislação e planejamento ambiental aplicados.....	67
3.5.1. Recursos hídricos.....	67
3.5.2. Saneamento básico .....	70

3.6.	Estudo de caso: bacia do Arroio do Salso.....	71
3.6.1.	Bacia do Lago Guaíba: enquadramento das águas .....	71
3.6.2.	Arroio do Salso: planejamento urbano e sanitário .....	74
3.6.2.1.	Diretrizes urbanas .....	75
3.6.2.2.	Esgotamento sanitário .....	78
4.	METODOLOGIA .....	80
5.	APLICAÇÃO METODOLÓGICA.....	82
5.1.	Área de estudo .....	82
5.2.	Cenários .....	84
5.3.	Escolha do modelo computacional .....	85
5.4.	Geoprocessamento e SIG .....	85
5.4.1.1.	Produtos básicos .....	85
5.4.1.2.	Geração de Modelo numérico de terreno (MNT).....	87
5.4.1.3.	Geração do Sistema Hidrográfico .....	87
5.4.2.	Solos e grupos hidrológicos.....	88
5.4.3.	Cobertura do solo nos cenários .....	88
5.4.4.	Parâmetros das sub-bacias .....	88
5.4.4.1.	Área .....	88
5.4.4.2.	Declividade média .....	89
5.4.4.3.	CN médio.....	89
5.4.4.4.	Porcentagem de impermeabilização média.....	90
5.4.4.5.	Rugosidade superficial média .....	91
5.4.4.6.	Porcentagem de urbanização.....	93
5.4.5.	Cotas da drenagem .....	93
5.4.6.	Estimativa da vazão de tempo seco .....	93
5.4.6.1.	Estimativa de habitantes.....	93
5.4.6.2.	Tipos de descarga de esgoto cloacal.....	95
5.4.6.3.	Projeção populacional e contribuição per capita .....	95
5.4.6.4.	Vazão de tempo seco em diferentes cenários.....	96
5.4.7.	Canais: comprimento, rugosidade e seção .....	96
5.4.8.	Comprimento de sarjetas.....	98
5.5.	Série sintética .....	98
5.5.1.	Série sintética diária .....	98
5.5.2.	Hietogramas sintéticos.....	100
5.6.	Dimensionamento do sistema.....	101
5.6.1.	Configuração e perfil hidráulico .....	101
5.6.2.	Volume de Qualidade da Água (VQA) .....	102
5.6.3.	Volumes e áreas do sistema.....	102
5.6.4.	Curva profundidade-área .....	105
5.6.5.	Vertedor de extravasamento .....	105
5.6.6.	Orifícios .....	107
5.6.7.	Resumo dos valores calculados no dimensionamento.....	107
5.7.	Infiltração e evapotranspiração.....	108
5.8.	Qualidade da Água .....	108
5.8.1.	Parâmetros de qualidade da água modelados .....	108
5.8.2.	Concentrações e padrão temporal da vazão de tempo seco .....	109
5.8.3.	Modelo de acúmulo escolhido.....	110

5.8.4.	Modelo de lavagem escolhido .....	110
5.9.	Tratamento no banhado construído .....	111
5.9.1.	Parâmetros do modelo TIS P-k-C* .....	111
5.9.2.	Predominância dos processos de tratamento em função da profundidade .....	111
5.9.3.	Equações de remoção no SWMM .....	112
5.10.	Estruturação no ambiente SWMM .....	114
5.11.	Curvas de permanência .....	114
6.	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	117
6.1.	Resultados: erro de continuidade .....	117
6.2.	Resultados: parâmetros de qualidade da água .....	117
6.2.1.	Resultados tabulados .....	117
6.2.2.	Curvas de permanência .....	119
6.3.	Resultados: vazões do escoamento superficial .....	121
6.3.1.	Resultados tabulados .....	121
6.3.2.	Curvas de permanência .....	121
6.4.	Interpretação dos resultados .....	122
6.4.1.	Erro de continuidade .....	123
6.4.2.	Melhorias na qualidade da água .....	123
6.4.3.	Regulação das vazões .....	125
6.4.3.1.	Análise inter-cenários .....	126
6.4.3.2.	Análise intra-cenário .....	126
6.5.	Discussão dos resultados .....	127
6.5.1.	Comparação com outros resultados .....	127
6.5.2.	Incertezas e limitações da modelagem .....	128
7.	CONCLUSÃO .....	130
	REFERÊNCIAS .....	131

## 1. INTRODUÇÃO

O meio ambiente ecologicamente equilibrado, o uso sustentável dos recursos naturais e a dignidade da pessoa humana são direitos garantidos nas leis do Brasil do século XXI. Entretanto, a fim de garantir essas leis, o planejamento urbano e ambiental deve implementar ações concretas em direção aos objetivos desejados, que geralmente se encontram muito distantes da realidade. Esse é o caso da bacia hidrográfica do Arroio do Salso, em Porto Alegre, onde duas frentes de planejamento ambiental projetam desafios a serem superados: as metas de enquadramento das águas propugnadas pela Resolução nº 50 do CRH/RS, e as diretrizes urbanas previstas pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental de Porto Alegre (PDDUA), que apontam para a “recuperação dos corpos d’água”, proteção da região de nascentes e criação de parque urbano ao longo das margens alagáveis desse curso d’água.

Nesse contexto, o presente estudo avalia o uso hipotético de um banhado de chuva (*stormwater wetland*) como técnica compensatória dos impactos da urbanização em uma micro-bacia de 43 hectares localizada na região de nascentes do Arroio do Salso. Segundo o equadramento aprovado para a Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba pela Resolução CRH nº 50/2008, a região de nascentes do Arroio do Salso é definida com padrão de qualidade de Classe 2 da Resolução CONAMA nº 357/2005. Isto implica, entre outros fatores, a reabilitação dessa parte do arroio para a balneabilidade.

Buscou-se, assim, avaliar a eficácia do sistema de tratamento com banhado de chuva na melhoria da qualidade da água e na regulação do escoamento superficial por meio de modelagem hidrológica quali-quantitativa (incluindo as cargas difusas e pontuais) com simulação contínua no programa SWMM 5.0, modelo desenvolvido pela USEPA. Como dado de entrada no modelo, inseriu-se uma série sintética de precipitação com 10 anos de duração discretizada em intervalos de 10 minutos gerada a partir do aplicativo CLIMABR, um sistema desenvolvido pelo Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos da UFV. A simulação processou três cenários na bacia de estudo: um cenário de cobertura do solo com vegetação nativa (cenário 0), um cenário “atual”, urbanizado e com todo o esgoto cloacal lançado na drenagem (cenário 1), e um cenário futuro, mais urbanizado e com mais habitantes, mas com interceptação e integração das redes de esgotamento, restando apenas o esgoto cloacal irregular sendo lançado na drenagem



(cenário 2). Os parâmetros de qualidade da água (QA) modelados foram: sólidos suspensos totais (SST), demanda química de oxigênio (DQO), demanda bioquímica de oxigênio (DBO), nitrogênio total (NT), fósforo total (FT) e coliformes fecais (CF).

Os critérios de dimensionamento do banhado foram voltados para o tratamento da poluição difusa, lançando mão do cálculo do Volume de Qualidade d'Água (VQA) e fixando-se uma profundidade máxima de operação de um metro. Assim, foi determinada a área de banhado em 1,3 hectares, sendo 1,4 hectares a área total de operação do sistema. O modelo de tratamento, por sua vez, foi definido como sendo um sistema de tanques em série (modelo TIS P-k-C\*), conforme demonstrado pela literatura de banhados construídos – com destaque para o trabalho de Kadlec e Wallace (2009).

A avaliação da eficácia se deu pela análise estatística dos parâmetros de qualidade de água na saída do sistema de tratamento modelado, o que também envolveu as vazões desviadas. Nessa lógica, comparou-se as curvas de permanência para os poluentes presentes na entrada e na saída do sistema nos cenários 1 e 2. Igualmente, além da análise estatística, comparou-se as curvas de permanência para as vazões de escoamento superficial entre os cenários 0, 1 e 2.

## **2. OBJETIVOS**

Em linhas gerais, o presente estudo procura se inserir na problemática ambiental dos impactos nos recursos hídricos decorrentes da urbanização, demonstrando que o uso de banhados de chuva como técnica compensatória na drenagem urbana se integra no contexto de ações necessárias para atingir as metas de enquadramento e diretrizes de planejamento sobre a qualificação ambiental dos riachos urbanos.

Em termos específicos, o presente estudo busca fazer, por meio de modelagem hidrológica com séries sintéticas, uma avaliação da eficácia de um hipotético banhado de chuva na melhoria da qualidade da água e na regulação das vazões geradas por uma bacia urbana de 43 hectares, na região de nascentes do Arroio do Salso, Porto Alegre/RS.

### **3. REFERENCIAL TEÓRICO**

#### **3.1. Urbanização e seus impactos nos corpos hídricos**

##### **3.1.1. Histórico**

A urbanização, do ponto de vista hidrológico, consiste em um processo de transformação da cobertura do solo em que a paisagem nativa ou rural é convertida em um ambiente construído altamente impermeável, de uso intensivo e, em geral, destinado para habitação e atividades econômicas do segundo e terceiro setor. Essa mudança provoca alterações permanentes e drásticas tanto no regime hidrológico quanto na qualidade dos corpos hídricos, o que será descrito com maior detalhamento adiante.

Tendo em vista a explosão demográfica ao longo do século XX, observa-se que o processo de urbanização foi rápido e intenso em várias regiões do mundo. Mesmo em países com forte atividade agrícola como o Brasil, o modelo agrário do País somado à contínua mecanização das lavouras nas últimas décadas do século XX movimentou grandes contingentes populacionais para habitar as cidades, principalmente as metrópoles. Por exemplo, em 1960 a taxa de urbanização no País era de 44,7% enquanto que em 2000 o Brasil já se apresentava como um país urbano, com 81% de população vivendo em cidades (IBGE, 2016).

Com isso, é evidente que os impactos causados pelo meio urbano sobre os recursos hídricos são problemáticas atuais a serem gerenciadas pela sociedade. No Brasil, importantes marcos legais já foram sancionados, criando condições para ações concretas. Alguns desses marcos serão apresentados e discutidos mais adiante, à luz da aplicação do estudo de caso.

##### **3.1.2. Impactos da urbanização**

###### *3.1.2.1. Impactos no balanço hídrico*

Conforme o exposto acima, a causa fundamental dos impactos da urbanização sobre os recursos hídricos pode ser identificada como a impermeabilização ou redução drástica da permeabilidade do solo. Conforme exposto na Figura 1, a impermeabilização afeta o balanço hídrico, interferindo assim em quase todos os processos hidrológicos.

Outras causas principais, mas não fundamentais, seriam a drenagem construída, a tipologia urbana e as atividades econômicas.

Existem quatro impactos primários sobre os corpos d'água, inter-relacionados mas separáveis, decorrentes de qualquer transformação na cobertura ou uso do solo: (1) mudanças nas características do pico de vazão, (2) mudanças no volume total escoado superficialmente, (3) mudanças nos aspectos geomorfológicos e (4) mudanças na qualidade da água (LEOPOLD, 1968). Evidentemente que esses impactos primários são inteiramente válidos para o processo de urbanização.

#### 3.1.2.2. *Impactos no pico de vazão e volume escoado*

Representado pelo conjunto de telhados, pavimentos, sarjetas e galerias, o padrão de drenagem urbano tende a ser altamente canalizado, conduzido o escoamento superficial muito mais rapidamente quando comparado à condição nativa ou condição de pré-desenvolvimento. Essa redução no tempo de resposta é o fator responsável pelo aumento do pico de vazão, pois promove uma sobreposição dos volumes que sucessivamente atingem o exutório de uma bacia. Simultaneamente, o total de água infiltrada durante os eventos de precipitação acaba por ser muito menor, dada a impermeabilização significativa da cobertura do solo.

Dessa forma, o volume total escoado superficialmente cresce em detrimento da recarga dos aquíferos. Por isso que tanto o pico quanto o volume no hidrograma de um evento qualquer são amplificados pela cobertura urbana (ver Figura 2). Por outro lado, durante o tempo seco, graças à reduzida recarga da água subterrânea, verifica-se o efeito inverso: riachos antes perenes apresentam fluxo de base (afloramento da água subterrânea) mais baixo ou mesmo nulo após a urbanização da bacia.

#### 3.1.2.3. *Morfologia de rios*

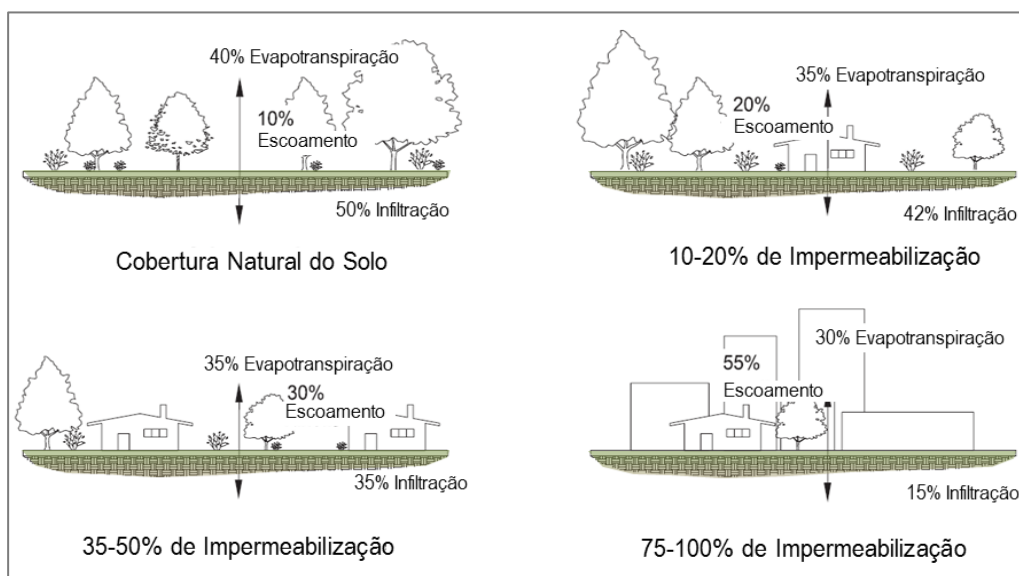
Em se tratando das mudanças da geomorfologia, em especial nos rios, a urbanização inicia um fenômeno de reajuste morfológico para um novo equilíbrio fluvial, geralmente de um canal entricheirado para um sistema raso e largo com canais entrelaçados (ROSGEN, 1994). A ciência da morfologia fluvial mostra que rios constroem e mantêm canais com forma e seção otimizadas entre os compromissos antagônicos de mínimo trabalho e distribuição uniforme de energia (LEOPOLD, 1994). Posto isso, como

a urbanização tende a aumentar a intensidade e frequência das cheias em uma dada bacia, o canal acaba recebendo vazões que excedem sua capacidade de seção plena mais frequentemente que a recorrência natural - que varia em torno de 1,5 anos (LEOPOLD, 1968, 1994). Em resposta a isso, a forma do canal naturalmente se reajusta para atender às novas condições de contorno e assim voltar a escoar em seção plena na recorrência natural.

São identificadas duas fases para esse reajuste: uma fase de assoreamento seguida de outra fase erosional (PAUL; MEYER, 2001). A primeira etapa consiste no assoreamento dos canais com sedimentos provenientes do território ainda em processo de urbanização. Já a segunda etapa inicia-se após o desenvolvimento urbano da bacia, quando o canal tende a se alargar em razão da erosão de suas barrancas originais. Ambas as fases produzem sedimentos em grande quantidade, a diferença está na origem do material erodido: inicialmente predomina a erosão nas encostas, sendo que depois a principal fonte são as próprias margens (TRIMBLE, 1997 apud PAUL; MEYER, 2001).

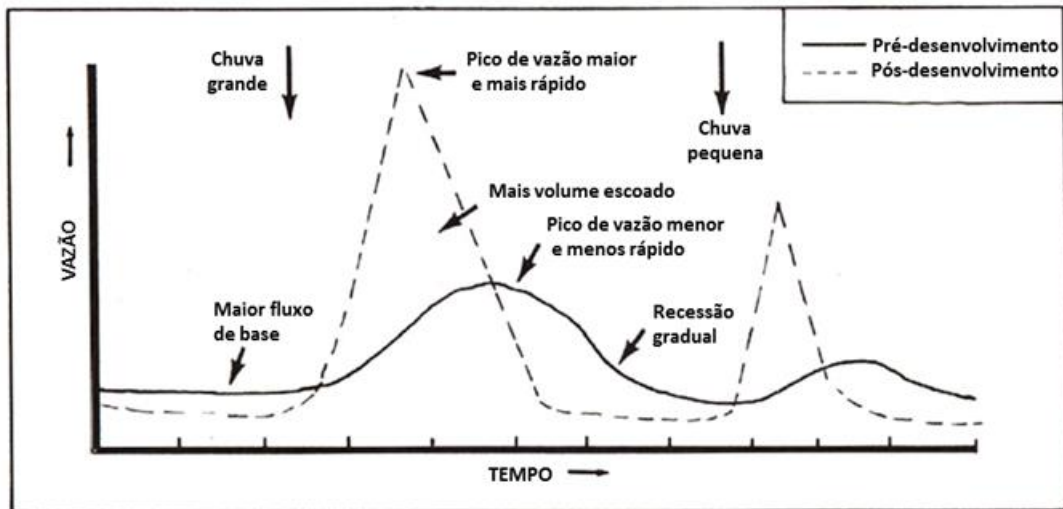
**Figura 1 – Balanço hídrico e impermeabilização urbana**

Fonte: PRINCE GEORGE'S COUNTY/DER, 1999a, tradução nossa.



**Figura 2 – Impactos no regime de vazões**

Fonte: SCHUELER, 1992, tradução nossa.



**Figura 3 – Mudanças na morfologia fluvial**

Estágios progressivos de ajuste de canal devido à instabilidade imposta nas margens

Fonte: ROSGEN, 1994, tradução nossa.

Do tipo de canal	E4	para	C4	para	C4 (BAR 6)	para	D4
VISTA DE TOPO							
SEÇÃO DO CANAL							
RAZÃO LARGURA PROFUNDIDADE	de <b>2</b>	Aumenta para	<b>16</b>	Aumenta para	<b>30</b>	Aumenta para	<b>60</b>
DECLIVIDADE DA LINHA D'ÁGUA	de <b>.006</b>	Aumenta para	<b>.009</b>	Aumenta para	<b>.011</b>	Aumenta para	<b>.014</b>
SINUOSIDADE DO CANAL	de <b>2.5</b>	Reduz para	<b>1.7</b>	Reduz para	<b>1.3</b>	Reduz para	<b>1.1</b>

#### 3.1.2.4. *Impactos na qualidade da água*

O impacto da urbanização na qualidade das águas superficiais não está somente relacionado às alterações hidrológicas e geomorfológicas, já descritas, mas também encontra-se condicionado pela tipologia urbana e atividades econômicas desenvolvidas na bacia. Isso acontece por que a miríade de poluentes que o meio urbano potencialmente pode lançar nos corpos hídricos varia conforme a predominância de diferentes tipos de fontes de contaminantes. Desse modo, desenha-se um quadro relativamente complexo de fatores, que será descrito simplificadamente a seguir.

As fontes de poluição hídrica são classificadas em fontes pontuais ou fontes difusas (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003). As fontes pontuais são caracterizadas pela descarga localizada de efluente na rede de drenagem. São os tipos de fonte pontuais de poluição que viabilizam fisicamente a instalação de um sistema de coleta de esgoto e tratamento centralizado. O exemplo clássico é o ponto de lançamento dos emissários cloacais. Em contrapartida, as fontes difusas são espalhadas no espaço, sem possibilidade prática de controle centralizado. Exemplos típicos de fontes difusas são a deposição atmosférica de fuligem, a erosão laminar nos lotes, lixo descartado ilicitamente, fezes de animais urbanos, etc.

Frente à essa classificação, cumpre notar que existem fontes que teoricamente seriam pontuais mas que, em termos práticos, podem a ser tratadas como difusas. É o caso do lançamento de esgoto doméstico ocupações irregulares (como favelas), onde a coleta por rede convencional, quando existente, tende a ser ineficaz dada a complexidade topológica da teia urbana e ao número grande de ligações domiciliares nos fundos de vale e riachos associados. Outro exemplo é a ineficiência do sistema de coleta e tratamento de esgoto cloacal, representada pelo vazamento ao longo da extensão das redes de coleta, fossas sépticas obsoletas (mal dimensionadas ou sem limpeza periódica) assim como ligações prediais ilícitas na rede de drenagem pluvial - podendo essas últimas representar uma fração desviada notável da vazão total de esgoto (PAUL; MEYER, 2001).

Em geral, verifica-se uma alteração significativa de quase todos os parâmetros de qualidade nos rios urbanos: turbidez, temperatura, demanda de oxigênio, condutividade, sólidos suspensos, nutrientes (especialmente amônia e fósforo),

hidrocarbonetos, metais pesados e microrganismos (PAUL; MEYER, 2001). A lista individual de poluentes químicos e biológicos potencialmente lançados do meio urbano para as águas superficiais é grande porque abrange não somente aqueles componentes encontrados no esgoto cloacal, mas também todos os outros contaminantes transportados pelo escoamento superficial que “lava” a superfície do meio urbano durante eventos de chuva. Outra rota de transporte de poluentes, que não será explorada em detalhe aqui, é a via subterrânea, já que as plumas de contaminação afloram justamente nos cursos d’água.

Conforme foi mencionado, é possível distinguir o leque de contaminação de acordo com a tipologia urbana e atividades econômicas da bacia. Evidentemente, os poluentes típicos de áreas residenciais diferem de áreas industriais ou de serviços. No mesmo sentido, áreas residenciais regularizadas, com lotes grandes e baixa densidade variam em relação à áreas residenciais de favelas ou loteamentos irregulares - sendo os últimos grandes produtores de sedimentos, já que na maioria dos casos no Brasil não apresentam pavimentação das vias.

Como principais poluentes físicos, figuram a temperatura e concentração de sedimentos (causando aumento da turbidez), ambos aumentando nos corpos hídricos em resposta à urbanização (LEOPOLD, 1968). A turbidez aumenta em razão do maior aporte de sedimentos finos, medidos como sólidos suspensos, produzidos ao longo do processo de transformação da cobertura do solo. A temperatura, por sua vez, tende a aumentar em riachos urbanos não somente em resposta ao escoamento superficial, que é episódico, mas também aumenta sistematicamente, diária e sazonalmente, devido à ilha de calor urbana e ao desmatamento da mata ciliar ao longo de seu curso (PLUHOWSKI, 1970).

A demanda de oxigênio nas águas superficiais, representada principalmente por matéria orgânica, aumenta em virtude do aporte de esgoto doméstico, fezes de animais, detritos vegetais (folhas, galhos e flores), lixo orgânico descartado ilicitamente, entre outros. Dessa forma, nutrientes (fósforo e nitrogênio em suas diversas formas e outros íons) são também acrescentados nas águas, uma vez que estão associados à mesmas fontes de matéria orgânica. Para o caso do fósforo, soma-se à contribuição total a mobilização do elemento pela erosão dos solos, especialmente quando os solos foram



fertilizados durante uso agrícola anterior à urbanização (BENNETT *et al.* 1999 apud PAUL; MEYER, 2001).

Os metais pesados aumentam especialmente nos sedimentos de fundo das águas superficiais urbanas quando comparados à situações de cobertura do solo rural ou nativa. Isso se deve basicamente porque a origem de tais poluentes são materiais particulados. Os elementos mais comuns encontrados incluem chumbo, zinco, cromo, cobre, manganês, níquel e cádmio (WILBER; HUNTER, 1979 apud PAUL; MEYER, 2001). Ainda que regulações no emprego de chumbo e mercúrio possam reduzir as concentrações na água em curto prazo, é evidente que o estoque existente nos sedimentos poderá se manifestar por muitas décadas até ser completamente dragado ou coberto por sedimentos mais limpos. Apesar de serem intuitivamente vinculados à despejos de natureza industrial, que são fontes pontuais, na realidade os metais no meio urbano advém em sua maior parte de fontes difusas, como a deposição de fuligem associada ao tráfego de automóveis (freios, pneus e outros componentes).

Outros poluentes químicos nos corpos hídricos de significativa relevância associados à urbanização são as famílias dos organoclorados, hidrocarbonetos aromáticos e hidrocarbonetos alifáticos baseados em petróleo. Hoffman *et al.* (2000 apud PAUL; MEYER, 2001) apontam que inseticidas nas águas superficiais dos EUA aparecem como uma problemática urbana tão grande quanto rural. Solventes orgânicos, óleos lubrificantes e muitos outros, incluindo o cancerígeno ascarel (PCBs), geralmente advém de fontes difusas no meio urbano, que incluem o tráfego de automóveis, canteiros de obra, pequenas ou micro indústrias e lixões irregulares. Em consequência da baixa solubilidade desses compostos químicos, a partição tende a ser maior nos sedimentos de fundo do que na água. Novamente, como os metais, as fontes difusas tendem a predominar sobre as pontuais.

Contaminantes biológicos, especialmente microrganismos, aumentam notavelmente sua densidade em águas impactadas pela urbanização. Gibson *et al.* (1998 apud PAUL; MEYER, 2001) mostram que a quantidade de coliformes fecais presentes no escoamento superficial urbano de Pittsburgh, EUA, equipara-se às quantidade encontradas no esgoto cloacal. Isso implica que a balneabilidade das águas superficiais é controlada não somente por fontes pontuais, mas também por fontes difusas. Durante

o tempo seco as densidades de bactérias só tendem a aumentar, especialmente em consequência da ineficiência das redes de coleta de esgoto cloacal, descrita previamente. Além de bactérias, outros micróbios patogênicos - como algumas espécies de protozoários e vermes - são lançados nas águas tanto pelo esgoto sanitário como pelo escoamento superficial, aumentando os riscos de infecções e parasitoses.

### **3.1.3. Consequências**

Os impactos primários descritos anteriormente desdobram-se em uma série de consequências nos ecossistemas aquáticos e sobretudo no meio socio-econômico. Assim, surge a lista de impactos secundários da urbanização na ótica dos recursos hídricos.

#### *3.1.3.1. Consequências nos ecossistemas*

Tanto os ecossistemas de água doce (rios, lagos e estuários) quanto os ecossistemas de áreas úmidas são diretamente afetados pelos impactos da urbanização. Ecossistemas terrestres também podem ser indiretamente afetados, dependendo da relação desses com os ecossistemas aquáticos. Com isso, as diversas consequências nas populações de animais e comunidades modificam de maneira complexa toda a teia trófica, dirigindo os ecossistemas para um cenário de baixa biodiversidade, alta abundância de poucas espécies tolerantes e reajustes agudos no metabolismo dos ecossistemas.

As comunidades microbianas podem ser profundamente alteradas face aos impactos da urbanização. Em momentos ou ambientes de anoxia, a diversidade de organismos aeróbios é drasticamente reduzida, restando comunidades de microorganismos anaeróbios ou tolerantes a essas condições, como, por exemplo, vermes oligoquetas do gênero *Tubifex*. Dadas as condições tóxicas criadas pelos compostos químicos lançados nos rios urbanos, a seleção natural de bactérias tolerantes à metais pesados pode fazer que tais micróbios, incluindo os patogênicos, adquiram alta resistência à antibióticos (GONI-URRIZA *et al.*, 2000 apud PAUL; MEYER, 2001).

Os organismos produtores, representados pelas algas e plantas aquáticas (macrófitas), são estimulados ao crescimento especialmente pelo grande aporte de nutrientes advindos das águas urbanas, levando à eutrofização dos corpos hídricos. Contudo, a toxicidade de metais pesados e a elevada turbidez podem inibir a floração

de algas, especialmente em rios urbanos (OLGUIN *et al.*, 2000 apud PAUL; MEYER, 2001). Em todo o caso, a seleção natural de espécies tolerantes faz a biodiversidade se reduzir drasticamente, abrindo espaço para grande abundância de espécies exóticas invasoras, como é o caso de muitas macrófitas.

Em relação aos animais vertebrados, principalmente peixes e anfíbios, a diversidade de espécies também é significativamente reduzida. Esse processo está tão relacionado ao impacto direto da qualidade da água quanto ao colapso da base alimentar constituída pela comunidade de invertebrados aquáticos. Nesse contexto, Paul e Meyer (2001) observam que “*todos os aspectos dos hábitat de invertebrados aquáticos são alterados pela urbanização*”, especialmente em riachos de pequeno porte. Insta frisar que a elevada concentração de sedimentos finos presente em águas impactadas tende a ser reponsável tanto pela perda de hábitat (colmatação de poros) quanto pela mortalidade resultante da interação do material em suspensão com órgãos ou tecidos vitais dos invertebrados (brânquias, apêndices filtradores, etc).

### 3.1.3.2. *Consequências socio-econômicas*

O próprio ambiente construído sofre consequências dos impactos da urbanização, quando regiões urbanizadas de montante passam a transferir seus impactos para as partes urbanas de jusante. O ônus repassado à sociedade pode ser episódico, como no caso dos estragos causados por inundações, como também ser perene, em destaque a permanente dragagem de sedimentos e o declínio de certas atividades econômicas decorrente da mudança na qualidade das águas superficiais.

Antes de avançar, é indispensável pontuar a distinção entre eventos de inundação urbana (alagamentos), que são causados pelas altas vazões e excesso de volume escoado dentro de bacias urbanizadas, e aquelas inundações nas calhas de rios de grande ou médio porte. As últimas, na realidade, estão relacionadas a sistemas hidrológicos que abarcam bacias muito maiores que as próprias cidades, não sendo, por isso, consequências da urbanização.

Tendo em vista o aumento no pico de vazão, eventos de chuva em bacias urbanas produzem enxurradas urbanas severas, capazes de promover tanto o colapso de estruturas físicas, como pontes e taludes, quanto a perda de vidas humanas. No Brasil,

destaca-se a condição de vulnerabilidade socioambiental de moradores em ocupações irregulares em fundo de vale, muito comuns nas metrópoles.

Os prejuízos de tais impactos podem chegar na ordem de milhões de reais. Um exemplo de custo arcado pela sociedade é a dragagem do Rio Tietê, anunciada em R\$ 800 milhões pelo governo estadual de São Paulo, em 2011 (IG São Paulo, 2011). Ainda assim, os números geralmente levantados dificilmente integram os prejuízos difusos causados pela alteração da qualidade da água, que transitam desde a perda de funções ecológicas, atividades de pesca e recreação até os custos do tratamento de água para consumo humano. Naturalmente, cada sociedade organiza suas prioridades de acordo com seus valores políticos: em Porto Alegre, por exemplo, apesar de uma grande lista de problemas de vulnerabilidade socioambiental e de qualidade de água, a maior parte do montante já gasto em drenagem urbana foi essencialmente condicionado para garantir as principais vias de tráfego secas.

#### **3.1.4. Modelagem da poluição difusa**

Via de regra, assume-se que a poluição difusa passa por dois processos separáveis ao longo da sua propagação no ambiente: uma fase de acúmulo no meio urbano e outra fase de lavagem e transporte durante o evento de precipitação (ROSSMAN; HUBER, 2016). A seguir, são descritos resumidamente cada um desses processos.

##### *3.1.4.1. Modelos de acúmulo*

Ao longo de intervalos de tempo sem chuva, observa-se que poluentes particulados não se acumulam sem limites sobre a superfície urbana: fatores como o vento e a degradação *in situ* levam a um valor aproximadamente constante após um determinado período. Em outras palavras, espera-se que o acúmulo de poluentes na superfície urbana entre em estado estacionário até o advento de alguma perturbação, seja a lavagem pelo escoamento superficial ou a varrição de rua da limpeza urbana. Nessa lógica, os modelos matemáticos de acúmulo diferem quanto ao comportamento do intervalo transiente entre uma perturbação e o estado estacionário: se é uma função potência, exponencial ou de saturação (ROSSMAN; HUBER, 2016, p.46-61).

O modelo de acúmulo com função potência (linear para expoente igual a um) é dado por:

$$a = \text{Min}(A_{max}, K_A t^{N_A}) \quad (1)$$

Onde:

$a$	É a velocidade de acúmulo ponderada pelo comprimento de sarjeta ou área de drenagem, kg/(d*m) ou kg/(d*ha)
$A_{max}$	É o maior acúmulo de massa possível por comprimento ou área unitária, kg/m ou kg/ha
$t$	É o tempo, em dias (d).
$K_A$	É a constante de acúmulo, [a]/(d <sup>N<sub>A</sub></sup> )
$N_A$	É o expoente do tempo, adimensional

Já o modelo de acúmulo com função exponencial:

$$a = A_{max}(1 - e^{-K'_A t}) \quad (2)$$

Onde:

$K'_A$	É a constante de acúmulo exponencial, em dia <sup>-1</sup>
--------	--

Por fim, o modelo de acúmulo com função de saturação:

$$a = A_{max}t/(K''_A + t) \quad (3)$$

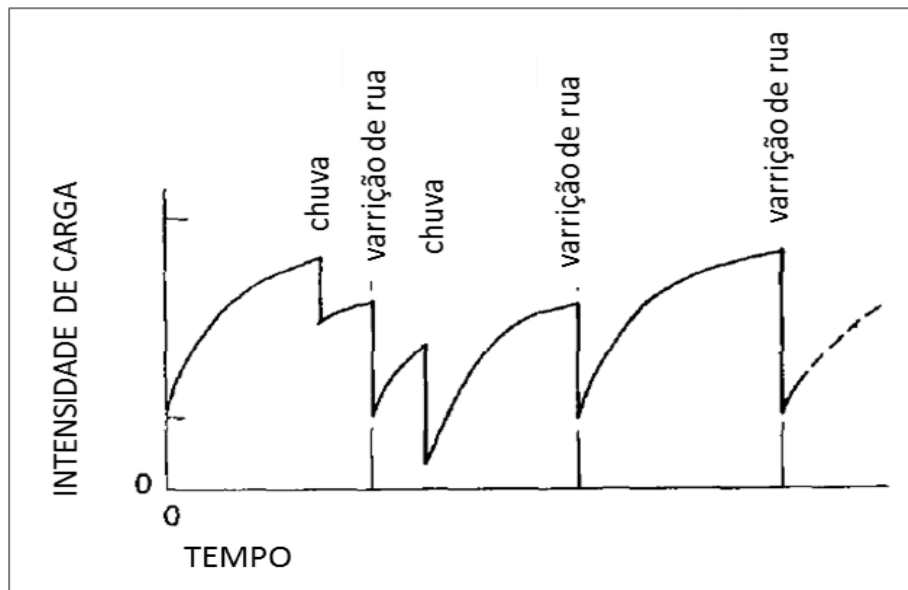
Onde:

$K''_A$	É o tempo de meia saturação, d.
---------	---------------------------------

Quanto à literatura, Sartor e Boyd (1972) mostram o acúmulo de sólidos por milha de sarjeta em curvas típicas de função saturação. Já Pitt (1979, apud ROSSMAN; HUBER, 2016) observa o acúmulo de sólidos por milha de sarjeta melhor ajustado por função potência. Manning *et al.* (1977), por seu turno, apresentam um relatório notoriamente completo de taxas de acúmulo linear (função potência de expoente igual a um) de sólidos por comprimento de sarjeta por dia, incluindo as frações em peso para muitos poluentes. Rossman e Huber observam que, ainda que outros estudos semelhantes tenham sido realizados por Amy *et al.* (1974) e Lager *et al.* (1977), “lamentavelmente, parece não haver estudos desde os anos de 1970 em que o acúmulo de poluentes foi medido diretamente” (ROSSMAN; HUBER, 2016, p. 57-58, tradução nossa).

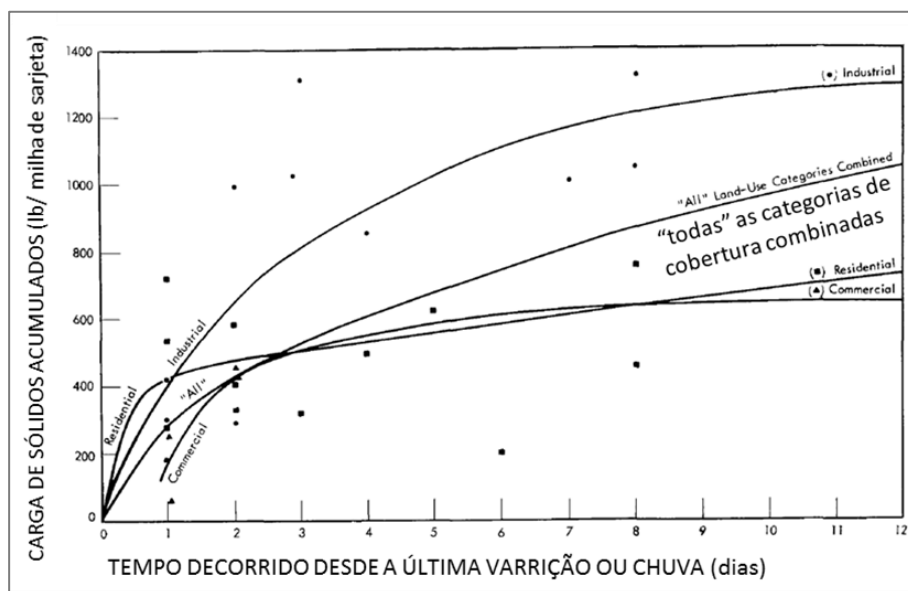
**Figura 4** – Modelo de acúmulo

Modelo idealizado de acúmulo com varrição periódica e lavagem por chuva.  
Fonte: SARTOR; BOYD, 1972, tradução nossa.



**Figura 5** – Curvas de acúmulo.

Curvas de acúmulo registradas para diferentes usos do solo.  
Fonte: SARTOR; BOYD, 1972, tradução nossa.



### 3.1.4.2. Modelos de lavagem

A lavagem é o processo de erosão ou dissolução dos constituintes na superfície de uma bacia hidrográfica durante o período de escoamento superficial. Os modelos para descrever esse processo variam desde esquemas derivados da teoria de transporte de sedimentos e erosão agrícola até equações empíricas que requerem uma menor entrada de dados, sendo as últimas mais práticas para o uso em meio urbano. No caso das equações empíricas, três modelos são apresentados por Rossman e Huber (2016, p. 62-66): lavagem exponencial, lavagem proporcional à vazão e lavagem por concentração média do evento (CME).

Modelo de lavagem exponencial:

$$l = K_l q^{N_l} m_a \quad (4)$$

Onde:

$l$	É a taxa de lavagem, kg/s
$K_l$	É o coeficiente de lavagem, em $m^{-1}$ .
$q$	É a taxa de escoamento ponderada pela área de drenagem, mm/h.
$N_l$	É o expoente de lavagem, adimensional.
$m_a$	É a massa acumulada remanescente na bacia, kg.

Modelo de lavagem proporcional à vazão:

$$l = K_l Q^{N_l} \quad (5)$$

Onde:

$Q$	É a vazão, $m^3/s$ .
-----	----------------------

Modelo de lavagem por concentração média do evento (CME):

$$l = CME * qfA \quad (6)$$

Onde:

$CME$	É a concentração média do evento, mg/L.
$q$	É a taxa de escoamento ponderada pela área de drenagem, mm/h.
$A$	É a área de drenagem, ha.
$f$	É uma fração da taxa de escoamento superficial que se aplica ao uso do solo sendo analisado, adimensional

O comportamento exponencial da lavagem é identificado inicialmente por Sartor e Boyd (1972), que fizeram experimentos de lavagem de rua com aspersores em várias cidades dos Estados Unidos. Em contraste, a lavagem proporcional à vazão aplica-se

mais adequadamente a bacias menos urbanizadas, sendo uma adaptação da teoria de produção de sedimentos em rios e bacias (VANONI, 1975, apud ROSSMAN; HUBER, 2016, p. 65). Para a modelagem em meio urbano usando-se a lavagem proporcional à vazão, deve-se impor uma regra de esgotamento do material acumulado à medida que esse é deplecionado pela lavagem.

Por fim, o modelo de lavagem por CME é o mais simples de todos, já que assume uma concentração única para todo o volume escoado superficialmente. Em razão da praticidade e aplicabilidade do modelo de CME na gestão das cargas anuais em bacias urbanas, campanhas amostrais de escoamento urbano foram realizadas em larga escala nos Estados Unidos, com destaque para o programa NURP (*Nationwide Urban Runoff Program*) desenvolvido pela USEPA no início da década de 1980 (USEPA, 1983). Da mesma maneira que o método da lavagem proporcional à vazão, o modelo de lavagem por CME deve ser complementado pela imposição do limite de esgotamento do material acumulado.

#### 3.1.4.3. Modelos de cargas

Outros modelos empregados na modelagem de QA envolvendo a poluição difusa buscam descrever as cargas totais exportadas para os corpos hídricos em um intervalo longo de tempo, sem necessariamente se preocupar com os processos de acúmulo e lavagem. Prodanoff (2005, p. 66) faz a seguinte listagem de métodos mais conhecidos: método da Taxa de Exportação, de Schueler, de Heaney, de Amy, de Driver e Tasker e da FHWA.

Um especial destaque é dado para o método de Schueler, também chamado de Método Simples ou Método Simplificado. Esse método faz uso dos dados de CME providos pelo NURP, estimando assim as cargas de poluentes em um período de tempo desejado (SCHUELER, 1987, p. 1.10):



$$L = \frac{PP_j R_v * CME * A}{98,6} \quad (7)$$

Onde:

$L$	É a carga exportada durante o intervalo desejado, kg.
$P$	É a precipitação acumulada no intervalo desejado, mm.
$P_j$	É o fator de correção para chuva efetiva, adimensional.
$R_v$	É o coeficiente de escoamento superficial, adimensional.
$A$	É a área de estudo, ha.

O  $R_v$ , por sua vez, é definido por:

$$R_v = 0,05 + 0,009I \quad (8)$$

Onde:

$I$	É percentagem de área impermeável na bacia de contribuição, adimensional.
-----	---

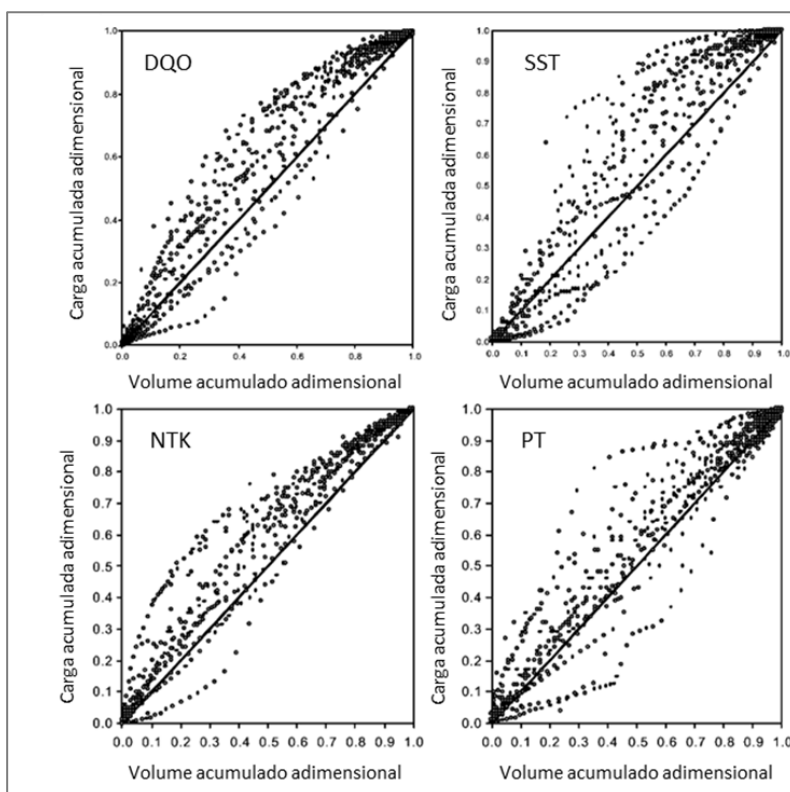
#### 3.1.4.4. Efeito de primeira lavagem

O dito “efeito de primeira lavagem” (*first flush effect*) consiste no suposto fenômeno de que a primeira parte do escoamento superficial é o mais poluído. Deletic (1997) expõe controvérsias e confusões em torno das definições do fenômeno usadas na literatura quanto, e entre, os métodos empregados nas pesquisas sobre o assunto. Por exemplo, ao passo que existem grandes indícios do fenômeno acontecendo em telhados ou bacias com redes de esgotamento separadas, outras pesquisas mostram que o efeito não acontece em bacias urbanas com esgotamento combinado (DELETIC, 1997).

Um ponto em comum na literatura é o uso tanto do gráfico de percentagem acumulada da carga *versus* a percentagem acumulada de volume escoamento quanto do gráfico dessas variáveis em função do tempo para investigar se o efeito de primeira lavagem está ou não presente em um determinado ponto amostral. Nesse passo, as definições na literatura acabam divergindo desde as mais restritivas até as mais flexíveis (*Idem*, 1997). Saget *et al.* (1996, apud DELETIC, 1997) defendem que só haverá primeira lavagem quando 80% da carga de poluente, no mínimo, é transportada nos primeiros 30% de volume de escoamento superficial. Do outro lado Sansalone e Buchberger (1997, apud DELETIC, 1997) trazem um critério mais brando: basta a curva da carga acumulada em função do tempo se encontrar acima da curva de volume acumulado para existir, em um certo grau, o efeito de primeira lavagem.

**Figura 6** – Efeito de primeira lavagem

Gráficos de volume *versus* carga empregados para determinação da existência de efeito de primeira lavagem. Fonte: LEE *et al.*, 2002, tradução nossa.



## 3.2. Manejo de águas pluviais urbanas

### 3.2.1. Histórico

O manejo de águas servidas e pluviais no meio urbano possui um longo histórico, iniciando milênios atrás com a formação das primeiras cidades. Notáveis registros arqueológicos da civilização Indu, que floresceu há 5 mil anos onde hoje é o Paquistão, demonstram inteligentes projetos de redes de esgotamento misto. Outros antigos projetos de drenagem urbana e esgotamento sanitário também podem ser observados no registro histórico da Mesopotâmia, China, Grécia, Pérsia e Roma. Um grande destaque é dado para a Roma antiga, uma vez que foram os únicos desde a antiguidade até o século XIX a construir um sistema cuidadosamente planejado de vias e estradas com superfícies bem drenadas, incluindo elementos como sarjetas, bueiros e canais laterais. Na cidade de Roma, o sistema de esgotamento misto subterrâneo (*cloacae*) representava um grande símbolo da civilização (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003).

De um ponto de vista eurocêntrico, verifica-se que a queda do império romano levou a um declínio em práticas de drenagem urbana por centenas de anos até o alvorecer da Era Industrial, no início do século XIX. A partir de então, o nascer da engenharia hidráulica e de importantes conceitos epidemiológicos abriu caminho para o planejamento e construção de projetos de drenagem das águas cloacais e pluviais. Insta sublinhar que esses sistemas de drenagem do século XIX possuíam como objetivo tanto a drenagem das águas pluviais quanto o afastamento das águas cloacais, sendo portanto redes mistas. Cidades ocidentais pioneiras nesse processo são Hamburg, Alemanha, com o planejamento iniciado em 1843 e Londres, Inglaterra, com término de implantação em 1865. (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003, p. 5-7). Naturalmente, um grande número de cidades em outros países seguiram o exemplo ainda naquele século.

O século XX, por fim, marca o processo de industrialização, urbanização e explosão populacional a nível global, incluindo muitos países como o Brasil, integrantes do hemisfério sul (geográfico e geopolítico). Com populações cada vez maiores, a percepção da necessidade de tratamento do esgoto cloacal em meados do século levou à progressiva adoção de redes de esgoto absolutamente separadas, a fim de minimizar custos e melhorar o desempenho dos sistemas. Além disso, progressos tanto nos métodos teóricos quanto na tecnologia prática multiplicaram-se ao longo do século XX. Exemplos espalham-se desde a abordagem estatística dos eventos de chuva (possibilitada pelo acúmulo de dados observados), passando pela consolidação da descrição matemática dos processos hidrológicos até o advento dos computadores, que além de permitirem avanços na modelagem hidrológica, viabilizaram um nível superior de projeto e planejamento com programas computacionais de auxílio ao desenho e processamento de informações obtidas por sensoriamento remoto.

Os impactos da urbanização nos recursos hídricos, assim como os impactos ambientais em geral, passaram a ser amplamente reconhecidos como uma problemática a ser administrada por volta dos anos de 1960. Em resposta a isso, leis dispostas sobre a proteção de recursos hídricos passaram a ser criadas em diversos países. De certa maneira, a busca por sustentabilidade social, econômica e ambiental fez que o modelo de drenagem urbana estabelecido começasse a ser modificado. Inicialmente, surgiram diversas técnicas compensatórias estruturais destinadas a

reduzir os impactos da urbanização, promovendo assim uma reforma no sistema de drenagem convencional. Posteriormente, já na aurora do século XXI, conceitos mais revolucionários de desenvolvimento urbano de baixo impacto passaram a emergir e se integrar na gestão de águas urbanas em conjunto com os conceitos convencionais.

### **3.2.2. Técnicas compensatórias**

As técnicas compensatórias, geralmente representadas por medidas estruturais, são projetadas para responder aos impactos específicos produzidos pelo meio urbano, tendo algum critério de referência das condições consideradas aceitáveis. Ou seja, são desenhadas para neutralizar, em um grau previamente determinado, o pico de vazão, o excesso de volume escoado, a carga de sedimentos e poluentes. Ao longo do espectro de técnicas, algumas são limitadas a atender apenas um tipo de impacto, enquanto outras conseguem, simultaneamente, tratar mais de um. É oportuno notar que tais medidas, além de não impedirem os fenômenos impactantes de acontecerem, são limitadas por critérios de projeto, havendo sempre a possibilidade de falharem frente a eventos de magnitude superior à planejada.

Ressalta-se que os critérios de planejamento e projeto podem variar de diversas formas, sendo a escolha final geralmente condicionada por fatores econômicos, sociais e políticos. Por exemplo, pode-se optar entre implantar medidas estruturais para mitigar pico de vazão na macro-drenagem (escala regional), na micro-drenagem (escala local) ou mesmo na fonte (escala do lote urbano). No caso anterior, todas as abordagens têm prós e contras: interferindo apenas na macro-drenagem, os problemas continuarão a se manifestar por toda a rede a montante, enquanto que ao interferir na escala local ou do lote pode-se gerar a sincronização indesejável de hidrogramas das pequenas bacias. Outras possíveis variações de projeto incluem a escolha entre estruturas superficiais ou subterrâneas e entre estruturas alinhadas à drenagem (*on-line*) ou não-alinhadas (*off-line*) (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003, p. 481-483).

A lista básica de técnicas compensatórias foi desenvolvida a partir dos anos de 1980, com implantação cada vez maior em muitas cidades do mundo desde aquela época. Modificações e inclusão de novas técnicas à lista inicial foram paulatinamente sendo aplicadas, em especial à luz dos novos conceitos de desenvolvimento urbano de

baixo impacto. De acordo com o manual de projeto e gestão de águas pluviais do estado americano de Nova Iorque (NEW YORK STATE/DEC; CWP, 2015), as técnicas compensatórias são divididas em três categorias: (1) técnicas de infraestrutura verde, (2) técnicas de tratamento da qualidade e (3) técnicas de controle quantitativo. Essas categorias, por sua vez, apresentam subdivisões em grupos de técnicas similares, apresentadas resumidamente pelas Tabelas 1, 2 e 3.

**Tabela 1 – Técnicas de infraestrutura verde**

Fonte: modificado de NYS DEC; CWP, 2015 e PA DEP, 2006

<b>Infraestrutura verde</b>	<b>Descrição</b>	
<b>Vala aberta vegetada</b>	Canais naturais ou propriamente projetados para aumentar o tempo de concentração, reduzir pico de vazão e promover infiltração.	
<b>Arborização</b>	Entre muitas aplicações, uma delas seria integrar o pé de árvore com trincheira de infiltração, em especial em áreas ultra-urbanizadas.	
<b>Jardim de chuva (célula de biorretenção)</b>	Depressão rasa e vegetada para absorver o escoamento gerado em nível de lote.	
<b>Terraços (bermas)</b>	Intervenção nas curvas de nível do terreno para suavizar o escoamento e reduzir a erosão	
<b>Telhado verde</b>	Sistema designado a interceptar e evapotranspirar a fração inicial da chuva.	
<b>Pavimento permeável</b>	Alternativa à pavimentação convencional destinada à promover infiltração e imobilização de poluentes no solos.	

**Tabela 2 – Técnicas de Controle da Qualidade da Água**

Fonte: modificado de NYS DEC; CWP, 2015 e PA DEP, 2006

<b>Bacias</b>	
<b>Bacia de detenção estendida</b>	Bacia seca capaz de promover tratamento através do longo tempo de estoque do volume.
<b>Bacia de retenção</b>	Bacia com lâmina permanente, destinada a reter o volume inicial de águas pluviais.
<b>Micro bacia</b>	Bacia para escala de lote.

<b>Banhados de chuva</b>	
<b>Banhado de chuva raso</b>	Banhado sem capacidade de estoque de volume acima da zona de macrófitas.
<b>Banhado de chuva com detenção estendida</b>	Banhado com capacidade de estoque de volume acima da zona de macrófitas.
<b>Micro banhado de chuva</b>	Banhado raso para a escala de lote, dependendo de água subterrânea ou impermeabilização para a manutenção do nível d'água.

<b>Técnicas de Infiltração</b>	
<b>Trincheira de infiltração</b>	Escavação linear preenchida com meio poroso projetada para armazenar e infiltrar água de chuva.
<b>Bacia de infiltração</b>	Estrutura superficial projetada para armazenar e infiltrar água de chuva.
<b>Poço seco</b>	Escavação pontual com elementos similares à trincheira de infiltração.

<b>Filtros</b>	
<b>Filtro de areia</b>	Estrutura projetada para sedimentar e filtrar partículas e poluentes através de um leito arenoso, em escala de lote.
<b>Separador hidrodinâmico</b>	Estrutura acoplada ao sistema de drenagem projetada para separar componentes flutuantes ou sedimentáveis, como lixo e óleo.
<b>Grades</b>	Barras ou cestas com reforço estrutural para restringir a entrada de lixo na drenagem, assim como evitar tragédias com crianças ou animais domésticos.



**Tabela 3 – Técnicas de Controle Quantitativo**

Fonte: modificado de NYS/DEC; CWP, 2015 e PA/DEP, 2006

<b>Técnicas de Controle Quantitativo</b>		
<b>Grupo</b>	<b>Técnica</b>	<b>Descrição</b>
<b>Sistemas superficiais</b>	Bacia de Detenção Seca	Estutura superficial designada para prover estoque temporário do volume em excesso de escoamento superficial.
	Telhado Azul	Restrição da drenagem em telhados estruturalmente capazes de armazenar água da chuva.
<b>Sistemas subterrâneos</b>	Reservação Subterrânea	Sistema próprio para áreas densamente ocupadas, onde o meio de armazenamento pode ser um leito poroso ou não.
<b>Sistemas de infiltração</b>	Bacia de Infiltração	Sistemas de captura e armazenamento temporário do escoamento, subterrânea ou não, permitindo depois a lenta infiltração no solo nativo.




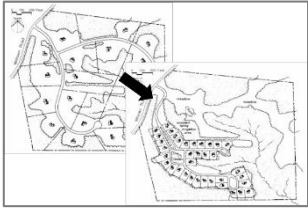
### 3.2.3. Práticas preventivas

Conforme já demonstrado, as técnicas compensatórias são resumidas a elementos estruturais fadados a limitações de projeto e custos de operação permanentes a sociedade. Levando isso em consideração, conceitos modernos de gestão de águas urbanas integram as medidas estruturais em um arcabouço de princípios não estruturais, não somente neutralizando os impactos das áreas urbanas já consolidadas, mas também fazendo que novas áreas desenvolvam-se reduzindo os impactos ao mínimo viável. Nos Estados Unidos, esse princípio de “gestão preventiva” das águas urbanas surge no final dos anos de 1990 sob a sigla de LID – *Low-Impact Development* (do inglês, Desenvolvimento de Baixo Impacto).

O princípio fundamental dos métodos de LID “é imitar a hidrologia de pré-desenvolvimento do local através do uso de técnicas no projeto do local que armazenem, infiltrem, evaporem e detenham o escoamento superficial” (PRINCE GEORGE COUNTY DER, 1999, p. 2, tradução nossa). Em outras palavras, busca-se produzir um hidrograma e polutograma o mais parecido possível com as condições de pré-desenvolvimento. Para atingir esse objetivo, é então elencada uma lista de práticas de planejamento para o processo de urbanização, resumidas na Tabela 4.

**Tabela 4 – Práticas preventivas na gestão de águas urbanas**

Fonte: modificado de MD/DE, 2009; PA/DEP, 2006; NYS/DEC; CWP, 2015

<b>Práticas preventivas na gestão das águas pluviais urbanas</b>		
<b>Prática</b>	<b>Descrição</b>	
<b>Preservação de áreas não perturbadas</b>	Delimitação e conservação dos fragmentos não perturbados de ecossistemas como florestas, matas, áreas úmidas, corredores ripários, etc.	
<b>Preservação de zonas tampão</b>	Delimitação e conservação de zonas-tampão ao longo dos cursos d'água, rios, áreas úmidas e margens de lagos.	
<b>Redução do desmatamento e terraplenagem</b>	Limitar o desmatamento e terraplenagem ao mínimo necessário para vias, fundações e equipamentos públicos.	
<b>Direcionar o desenvolvimento em área menos sensíveis</b>	Evitar áreas ambientalmente sensíveis como planícies ou calhas de inundação, encostas declivosas, solos frágeis ou de alta permeabilidade, áreas úmidas e habitats críticos ajustando o local de forma a gerar o mínimo impacto.	
<b>Design de espaços abertos</b>	Densos núcleos urbanos, <i>arranjo</i> eficiente de vias e lotes, vias e lotes menores, criação de espaços públicos abertos, etc.	
<b>Restauração de solos</b>	Restauração da estrutura do solos danificados após o período de implantação da nova ocupação urbana.	
<b>Limpeza urbana</b>	Varrição periódica das sarjetas e bocas-de-lobo, manual ou mecanizada.	
<b>Programas de educação ambiental</b>	Programas destinados à integração socioambiental do manejo de águas pluviais.	



### 3.2.4. Dimensionamento

Por praticidade, o dimensionamento das técnicas compensatórias basea-se fundamentalmente no cálculo de volumes de chuva a serem capturados e/ou tratados de alguma forma. Esses volumes são identificados de acordo com o impacto a ser neutralizado pela técnica: o pico de vazão, o volume escoado em excesso, as mudanças na morfologia de canais e qualidade da água. A Tabela 5 apresenta a descrição de cada volume (MD/DE; CWP, 2009):

**Tabela 5** – Volumes dimensionados na gestão de águas urbanas

Fonte: modificado de MD/DE; CWP, 2009

<b>Tipo de volume dimensionado</b>	<b>Impacto primário relacionado</b>	<b>Descrição</b>
<b>Volume de Qualidade da Água (VQA)</b>	Qualidade da água	Volume de eventos frequentes, reponsáveis pelo maior impacto na QA.
<b>Volume de Recarga de Aquífero</b>	Volume escoado em excesso	Volume de eventos frequentes que seria infiltrado nas condições de pré-desenvolvimento.
<b>Volume de Proteção de Canal</b>	Morfologia fluvial, pico de vazão	Volume detido por um longo período (ex: 24 horas) a fim de reduzir as vazões mais erosivas.
<b>Volume de Prevenção a Extravazamento de Canal</b>	Morfologia fluvial, pico de vazão	Volume detido para recompor a vazão de seção plena na recorrência de pré-desenvolvimento.
<b>Volume para Eventos Extremos</b>	Morfologia fluvial, pico de vazão	Volume necessário para deter ou controlar eventos extremos, quando a urbanização localiza-se dentro da zona de passagem.

Para as técnicas de controle quantitativo, destinadas principalmente a neutralizar o pico de vazão ou o volume escoado em excesso, os critérios de dimensionamento podem ser baseados puramente nos aspectos quantitativos do escoamento urbano. Nesse sentido, a vazão ou o hidrograma de entrada nas estruturas é obtida aplicando-se métodos clássicos da hidráulica em conjunto com técnicas de hidrologia aplicada, como o método racional ou método CN do USDA (antigo SCS). A vazão de saída nas estruturas geralmente é controlada por um elemento hidráulico como orifício, vertedor, ou uma combinação mais ou menos complexa de ambos. Por fim, ao realizar o

rastreamento do estoque de água no reservatório da estrutura e o balanço hídrico com modelos de infiltração e evapotranspiração, desenha-se o hidrograma de saída (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003).

No caso de técnicas de controle de QA (incluindo infraestrutura verde) é possível dimensionar e modelar as estruturas lançando mão da teoria já existente sobre vários tipos de processos de tratamento, além do rastreamento hidráulico típico das técnicas de controle quantitativo. A título de praticidade, conforme já mencionado, as diretrizes apresentadas pelos manuais de gestão tendem a ser baseados na captura completa de eventos de chuva de alta frequência, ou seja, de um determinado volume considerado crítico para a QA. Esse volume crítico, referido por “volume de qualidade da água” (VQA), deriva do fato de que os eventos de chuva de menor magnitude, conseqüentemente mais frequentes, são identificados como os maiores responsáveis pela degradação da QA. O cálculo do VQA é apresentado pela Equação 9 (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003, p. 616).

$$VQA = 10PR_VA \quad (9)$$

Onde:

$VQA$	É o volume de projeto para captura para qualidade da água, em m <sup>3</sup> .
$A$	É a área da bacia de contribuição, ha.
$P$	É a precipitação em que 90% dos eventos é igual ou inferior, mm.
$R_V$	É o coeficiente volumétrico para o escoamento superficial, adimensional.

O  $R_V$ , por sua vez, é definido por:

$$R_V = 0,05 + 0,009I \quad (10)$$

Onde:

$I$	É percentagem de área impermeável na bacia de contribuição, adimensional.
-----	---

Davis *et al.* (2010) fazem uma crítica em relação aos frequentes projetos altamente empíricos de tecnologias de controle de QA, sugerindo que a aplicação de balanços de massa e processos de tratamento – como adsorção, sedimentação e degradação biológica – podem “lançar uma nova luz nas capacidades e limitações de tais estruturas” (DAVIS *et al.*, 2010, tradução nossa). Nessa mesma lógica, Carleton *et al.* (2000) demonstram que a eficiência de banhados de chuva pode ser adequadamente descrita

em termos dos típicos parâmetros de projeto (carga hidráulica e reações de primeira ordem) empregados nas aplicações de tratamento de efluentes.

### 3.2.5. Desempenho, eficácia e eficiência

Sendo as técnicas de controle de QA quase sempre parte integral de programas de proteção aos recursos hídricos, são usualmente submetidas ao monitoramento para avaliação de sua eficácia. Strecker *et al.* (2001) fazem uma discussão pertinente sobre como determinar a eficácia das técnicas de controle da QA, incluindo o esclarecimento da terminologia:

- **Desempenho** – Uma medida de quão bem uma técnica de controle atinge seus objetivos em relação à água de chuva que passa através da ou é processada pela estrutura.
  - **Eficácia** – Uma medida de quão bem o sistema integral de uma técnica de controle atinge seus objetivos em relação a todos os fluxos de água de chuva que atingem o local do sistema, incluindo os fluxos desviados (*bypass flows*).
  - **Eficiência** – Uma medida de quão bem uma técnica de controle remove poluentes.
- (STRECKER *et al.*, 2001, grifo e tradução nossa)

Nessa direção, Strecker *et al.* (2001) criticam a avaliação de técnicas de controle que comparam a eficiência evento por evento, argumentando que essa abordagem pode vir a ser enviesada tendo em vista que, na maioria das estruturas com estoques permanentes de água, a vazão de saída pode ter pouca ou nenhuma relação com a vazão de entrada. Com isso, recomenda-se como práticas mais apropriadas a análise estatística das concentrações nos influxos de entrada e saída a fim de determinar, com teste de hipótese, se de fato existem diferenças significativas na QA. Havendo dados suficientes, a comparação estatística entre as cargas totais para dentro e para fora do sistema integral da técnica de controle irá apontar a verdadeira eficácia da estrutura.

### 3.3. Modelagem de bacias urbanas

Modelo, no sentido amplo, é a representação de um sistema com o objetivo de entendimento de sua essência. Modelos hidrológicos, assim, buscam representar em linguagem matemática o sistema hidrológico de uma bacia hidrográfica. Tucci (1998) classifica os modelos hidrológicos em função do tempo, espaço e fonte de inspiração. Em relação ao tempo, os modelos podem ser contínuos ou discretos. Quanto ao espaço,

podem ser concentrados (sem variabilidade espacial) ou distribuídos (extendendo-se nas dimensões). Enfim, os modelos hidrológicos também podem ser conceituais, baseados em mecanismos físicos explícitos, ou empíricos, que são puramente derivados de observações.

### **3.3.1. Aplicações computacionais**

O emprego de aplicativos computacionais de modelos hidrológicos no contexto do manejo de águas pluviais urbanas consiste em uma prática recente. Ainda que tais ferramentas comecem a surgir em meados dos anos de 1970, o seu emprego como técnica corrente só foi viabilizado em conjunto com a popularização do computador e das interfaces gráficas amigáveis aos usuários a partir dos anos 90. Essas ferramentas não só melhoram mas ampliam a capacidade de tomada de decisão na gestão de águas urbanas. Isto é, os aplicativos computacionais tanto permitem o dimensionamento de sistemas de drenagem e tratamento quanto também abrem caminho para a modelagem da operação e, principalmente, do planejamento urbano em razão da facilidade de criação de cenários ( CABRAL *et al.*, 2009, p. 113).

A lista de programas computacionais atualmente disponíveis no mercado e nas instituições acadêmicas e governamentais é bastante extensa. Contudo, observa-se que a maior parte dos pacotes comerciais baseiam-se fundamentalmente em um grupo limitado de programas desenvolvidos por instituições governamentais ou de pesquisa, agregando valor aos modelos por adicionar conveniências de interface ou integração com outros ambientes computacionais (como CAD e SIG). Nesse sentido, descreve-se na Tabela 6, resumidamente, cinco programas de computador institucionais, aceitos e usados em nível global. Por ser o aplicativo EPA-SWMM o modelo escolhido para o presente trabalho, será dado maior destaque para ele mais adiante.

**Tabela 6 – Principais aplicativos computacionais**

<b>Modelo computacional</b>	<b>Descrição</b>
<b>SOBEK-Urban</b>	Pacote computacional desenvolvido pelo instituto holandês WL/Delft Hydraulics em parceria governamental e de empresas privadas. Divide-se em três módulos: (1) <i>Rain-Runoff</i> , transformando chuva em vazão, (2) <i>Water Flow</i> , rastreando o escoamento na rede de drenagem com Resolução das equações de completas Saint-Venant e (3) <i>Real Time Control</i> , destinado à simulação em tempo real de estruturas hidráulicas (CABRAL <i>et al.</i> , 2009).
<b>MOUSE – Modelling of Urban Sewers</b>	Pacote computacional desenvolvido pela Universidade Técnica da Dinamarca e o Danish Hydraulics Institute (DHI). Divide-se em 13 módulos, incluindo: transformação chuva-vazão, transporte de escoamento e qualidade da água, transporte de sedimentos, simulação de sistemas em tempo real, análise estatística das saídas e ferramentas de apresentação dos resultados (CABRAL <i>et al.</i> , 2009).
<b>SWMM –Storm Water Management Model)</b>	Modelo desenvolvido desde a década de 1970 pela USEPA. Possui o código de programação aberto, permitindo modificações. Divide-se em muitos módulos de computação e serviços, com destaque para: (1) <i>Runoff Block</i> , transformando chuva em vazão, (2) <i>Transport Block</i> , responsável pelo transporte da qualidade e (3) <i>Extran Block</i> , destinado ao rastreamento hidráulico resolvendo as equações completas de Saint-Venant. A versão mais recente dispõe de controles para o desenvolvimento urbano de baixo impacto ( <i>LID controls</i> ), como células de biorretenção, jardim de chuva, telhado verde, trincheira de infiltração, etc (CABRAL <i>et al.</i> , 2009).
<b>HEC-HMS (Hydrologic Modelling System)</b>	Modelo desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica (HEC) do Corpo de Engenharia do Exército dos Estados Unidos. Voltado para bacias hidrográficas relativamente grandes, o modelo dispõe de módulos de precipitação, transformação de escoamento superficial e rastreamento das vazões em canais e reservatórios (CABRAL <i>et al.</i> , 2009).
<b>HEC-RAS (River Analysis System)</b>	Modelo desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica (HEC) do Corpo de Engenharia do Exército dos Estados Unidos. Voltado para a modelagem hidráulica em regime transiente em uma ou duas dimensões de sistemas de canais, diques e planícies de inundação. O modelo contém componentes para o cálculo de : (1) perfis de fluxo em estado estacionário, (2) perfil de fluxo para estado transiente em 1 e 2 dimensões, (3) movimentação transiente de sedimentos e (4) análise de qualidade da água (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016).

### 3.3.1.1. *Aplicativo SWMM*

O SWMM (*Storm Water Management Model*) consiste em um pacote computacional robusto de livre acesso desenvolvido pela USEPA, a agência de proteção ambiental dos Estados Unidos. Seu início remonta até 1971, data de sua primeira versão, quando o programa era mais voltado para a modelagem de extravasamentos em redes de esgotamento combinado (*CSO – Combined Sewer Overflow*). Após muitas melhorias ao longo das décadas, geralmente em parceria com universidades ou empresas de consultoria, em 2005 foi lançada a quinta e última versão atual. A versão 5.0, assim, foi completamente reescrita em linguagem C e apresenta uma interface gráfica para o usuário (*GUI*) e novos apêndices, como controles para desenvolvimento urbano de baixo impacto (*LID controls*) (ROSSMAN; HUBER, 2016, p. 15).

Na classificação de modelos já apresentada, o SWMM se enquadra como um modelo discreto, conceitual em sua maior parte e, por fim, pseudo-distribuído, em razão de possibilitar o espalhamento no espaço de modelos concentrados. Além disso, a programação do SWMM é completamente orientada a objetos, sendo assim a cargo do usuário desenhar o sistema hidrológico, inserindo e editando uma ampla gama elementos disponíveis. Os objetos modelados no SWMM são apresentados pela Tabela 7.

Conforme consta na Tabela 6, o SWMM possui muitos módulos de processamento e serviços, sendo os principais para a modelagem hidrológica os blocos de escoamento superficial, transporte e de rastreamento hidráulico. Cabe ressaltar que o modelo é capaz de propagar o escoamento resolvendo as equações completas de Sant-Venant, o que é uma grande vantagem na modelagem de estruturas hidráulicas na escala de drenagem urbana.

Em linhas gerais, por ser um modelo discreto, a simulação no modelo computa novos valores das variáveis de estado ao longo de uma sequência de etapas (passos), onde a cada intervalo de tempo o sistema é sujeito a uma nova configuração de saídas. À medida que as variáveis de estado são atualizadas, as variáveis de interesse são calculadas e registradas (ROSSMAN; HUBER, 2016, p. 22). Esse processo (Figura 7) é representado matematicamente com a Resolução contínua do seguinte conjunto de equações:

$$X_t = f(X_{t-1}, I_t, P) \quad (11)$$

$$Y_t = g(X_t, P) \quad (12)$$

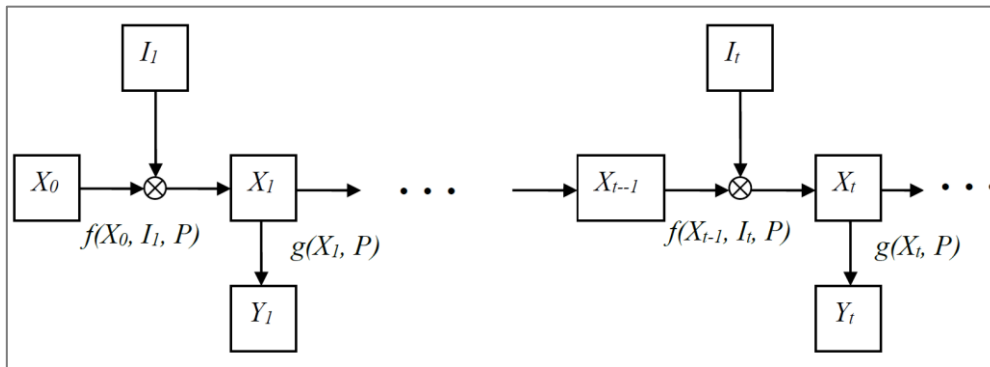
Onde:

$X_t$	É o vetor de variáveis de estado no tempo t.
$Y_t$	É o vetor de variáveis de saída no tempo t.
$I_t$	É o vetor de variáveis de entrada no tempo t.
$P$	É o vetor de parâmetros constantes.
$f$	É uma função vetorial de transição de estado.
$g$	É uma função vetorial transformação de saídas.

**Figura 7** – Processo do SWMM

Diagrama de blocos do processo de transição de estados no SWMM.

Fonte: ROSSMAN; HUBER, 2016a.



Em relação à qualidade da água, o modelo SWMM é apto para modelar os principais processos do meio urbano: tanto a simulação da poluição pontual quanto a difusa, sendo possível modelar qualquer poluente desejado, inclusive através de vínculos de partição (co-poluentes). No caso da poluição pontual, como o esgoto sanitário, o modelo permite a configuração de vazão de tempo seco sendo acoplada nas junções hidráulicas. Para a poluição difusa, o SWMM permite a criação de diferentes usos do solo nas sub-bacias, de forma que o usuário possa associar modelos de acúmulo e lavagem de poluentes.

**Tabela 7** - Objetos de modelagem no SWMMFonte: ROSSMAN; HUBER, 2010<sup>a</sup>, tradução nossa.

<b>Categoria de objetos</b>	<b>Tipo de objeto</b>	<b>Descrição</b>
<b>Hidrologia</b>	Pluviômetro	Fonte de precipitação para uma ou mais sub-bacias.
	Sub-bacia	Uma parcela do terreno que recebe precipitação associada a um pluviômetro e gera escoamento que flui para uma junção do sistema de drenagem ou outra sub-bacia.
	Aquífero	Uma área subsuperficial que recebe infiltração da sub-bacia acima e deságua o fluxo de água subterrânea em uma junção do sistema de drenagem.
	Lâmina de neve	Neve acumulada que cobre uma sub-bacia.
	Hidrograma unitário	Uma função de resposta que descreve a quantidade de influxo ou infiltração gerado ao longo de um período de tempo por unidade de precipitação instantânea.
<b>Hidráulica</b>	Junção	Um ponto no sistema de drenagem onde condútes se conectam uns aos outros com volume de reservação negligenciável (exemplos: poço de visita, reduções de condutos, confluências de canais, etc).
	Saída	O final do sistema de drenagem onde a água é descarregada no corpo receptor, com cota do nível d'água conhecida.
	Divisor	Um ponto do sistema de drenagem onde a vazão é dividida em duas de acordo com uma relação conhecida.
	Reservatório	Uma bacia, lago, ou câmara que provê estoque de água.
	Conduíte	Um canal ou conduto que transporta água de um ponto do sistema de drenagem para outro.
	Bomba	Um dispositivo que eleva a carga hidráulica da água.
	Regulador	Um vertedor, orifício ou saída usado para direcionar e regular a vazão entre dois pontos do sistema de drenagem.
<b>Qualidade da água</b>	Poluente	Um contaminante que pode se acumular e ser lavado da superfície do terreno ou ser introduzido diretamente no sistema de drenagem.
	Uso do solo	Uma classificação usada para caracterizar as funções que descrevem o acúmulo e a lavagem de poluentes.



<b>Tratamento</b>	Controle LID	Um controle de desenvolvimento de baixo impacto, como célula de biorretenção, pavimento poroso ou vala vegetada usada para reduzir o escoamento superficial através de infiltração facilitada.
	Função de tratamento	Uma fórmula definida pelo usuário que descreve como as concentrações de poluentes são reduzidas em uma junção do sistema de drenagem em função de certas variáveis, como concentração, profundidade, vazão, etc.
<b>Dados</b>	Curva	Uma função tabular que define a relação entre duas quantidades (exemplos: vazão e carga hidráulica para uma bomba, área superficial e profundidade para um reservatório, etc).
	Série temporal	Uma função tabular que descreve como uma quantidade varia com o tempo (exemplo: precipitação, marés, temperatura, etc).
	Padrão temporal	Uma configuração de fatores que se repetem em um período de tempo (exemplo: padrão horário em um dia, padrão diário em uma semana, etc).
	Regras de controle	Regras do tipo “IF-THEN-ELSE” que determinam quando ações específicas de controle são tomadas (exemplo: acionamento de uma bomba quando a profundidade de certa junção está acima ou abaixo de certo valor).

### 3.3.2. Simulação contínua com séries sintéticas

A avaliação do desempenho de estruturas hidráulicas, como canais, vertedores, barragens, etc, usualmente é feita por meio da simulação de eventos de projeto sintetizados. No caso de modelos hidrológicos sem dados de vazão, típico de bacias urbanas, busca-se confrontar a estrutura a um evento de chuva de magnitude e risco conhecidos determinados a partir da relação intensidade-duração-frequência (IDF) observadas para as precipitações locais.

Entretanto, quando se busca avaliar a eficácia do sistema integral de uma técnica compensatória, deve-se avaliar o desempenho das estruturas ao longo do maior número possível de situações, o que somente é possível através do monitoramento contínuo em campo e/ou de simulação contínua com séries temporais de precipitação. Nesse campo, o uso de séries sintéticas de dados de chuva surge como uma alternativa atrativa ao emprego puro de dados observados, já que esses últimos tendem a ser confinados a um intervalo curto de tempo, geralmente contêm falhas e podem não apresentar valores

extremos (DORNELLES, 2012). Tais séries de dados sintéticos são produzidas a partir da associação de números aleatórios com o padrão essencial verificado nos dados reais. Isto é, são um artifício de ampliação da população de dados sem alteração estatística nas características observadas na amostragem real.

### 3.3.2.1. Aplicativo CLIMABR

No Brasil, um exemplo de programa para geração de séries sintéticas de dados meteorológicos é o CLIMABR, desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa. Esse programa dispõe de um banco de dados de abrangência nacional, permitindo não somente a geração de séries de precipitação diárias, mas também de dados climatológicos, como temperaturas máximas e mínimas, radiação solar, velocidade do vento e umidade relativa do ar. Além disso, o aplicativo dispõe de uma interface de uso amigável, permitindo o fácil manuseio do usuário, exportando as saídas em arquivos na extensão *txt*, passível de tratamento com planilhas de cálculo.

Segundo Oliveira *et al.* (2004), o CLIMABR está estruturado em três etapas de cálculo: (1) a probabilidade de ocorrência de chuva em um dia qualquer, (2) a precipitação acumulada para cada dia chuvoso e (3) a intensidade instantânea e a duração para cada evento de chuva.

A probabilidade de ocorrência é determinada com base nas médias mensais da série real observada, conforme a Equação 13:

$$P(W) = \frac{NW}{NDM} \quad (13)$$

Onde:

$NW$	É o número de dias chuvosos no mês.
$NDM$	É o número de dias do mês.

Já a estimativa da precipitação total diária é feita através da aplicação de uma distribuição inversa de Pearson tipo III, cujos parâmetros são extraídos dos valores mensais da série histórica, conforme a Equação 14. Essa estimativa leva o programa a realizar uma correção nas médias mensais e nos desvios padrão, de forma a reduzir as diferenças entre os valores gerados e os observados.

$$P' = \mu + \frac{2s}{g} \left( \left( \frac{g}{6} \left( x' - \frac{g}{6} \right) + 1 \right)^3 - 1 \right) \quad (14)$$

Onde:

$P'$	É a precipitação diária total, mm.
$\mu$	É a média mensal de precipitação diária, mm.
$s$	É o desvio padrão da precipitação total diária, mm
$g$	É o coeficiente de assimetria da precipitação total diária.
$x'$	É a variável normal padrão.

Por fim, lançando mão da teoria consolidada do assunto, o programa calcula a intensidade máxima instantânea e a duração para cada evento de precipitação, com as seguintes equações:

$$i_i = -2P' \ln(1 - \alpha_{0,5}) \quad (15)$$

$$t = -\frac{\Delta}{2 \ln(1 - \alpha_{0,5})} \quad (16)$$

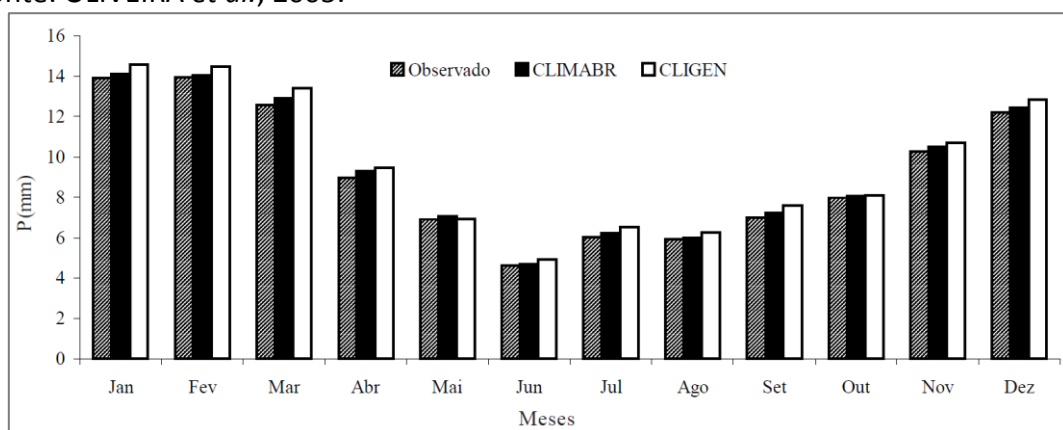
Onde:

$i_i$	É a intensidade máxima de precipitação, mm/h
$t$	É o a duração efetiva do evento, h.
$\alpha_{0,5}$	É a razão entre a precipitação máxima ocorrida em 30 min e a precipitação total diária, adimensional.
$\Delta$	É um parâmetro que expressa a relação entre os valores diários de intensidade máxima instantânea de precipitação e de intensidade média, adimensional.

### Figura 8 – Séries sintéticas

Comparação das médias mensais de série sintética produzida com CLIMABR, CLIGEN (outro aplicativo) e dados observados.

Fonte: OLIVEIRA *et al.*, 2005.



### **3.4. Banhados de chuva: origens e aplicação**

#### **3.4.1. Ecossistemas de áreas úmidas (*wetlands*)**

Distribuídos em todos os continentes, com exceção da Antártida, as áreas úmidas são ecossistemas localizados na transição entre ambientes de completa saturação e áreas terrestres secas. Uma definição de áreas úmidas simples e cientificamente embasada aponta que são “ecossistemas que aparecem quando inundações produzem solos dominados por processos anaeróbios que, por sua vez, forçam a biota, particularmente as plantas, a se adaptar à condição alagada” (KEDDY, 2010, p. 2, tradução nossa). Atualmente, as áreas úmidas naturais são identificadas como um dos ecossistemas mais importantes do planeta em razão da notória produtividade biológica encontrada em tais ambientes (DODDS *et al.*, 2010, p. 83).

Apesar de serem distribuídos em todo o mundo, as áreas úmidas variam em características secundárias. Keddy (2010, p. 8) sistematiza seis tipos básicos de áreas úmidas: (1) floresta alagada (*swamp*), (2) banhado (*marsh*), pântanos polares (3) ácidos e (4) básicos (*bog e fen*), (5) campos de várzea e (6) águas rasas. Nesse sentido, as florestas alagadas são relacionadas às várzeas e mangues tropicais; banhados, por outro lado, são caracterizados pela presença dominante de plantas herbáceas e emergentes; os pântanos polares, por sua vez, são mais encontrados nas regiões de tundra e taiga ou nas encostas de montanhas, em geral apresentando altos teores de turfa; campos de várzea são áreas de vegetação herbácea adaptadas às condições de inundação ocasionais; finalmente, águas rasas são consideradas áreas úmidas devido à estrutura da comunidade e proximidade com os outros tipos de áreas úmidas.

#### **3.4.2. “Serviços” ecológicos e áreas úmidas**

A valoração monetária de processos naturais, classificados como virtuais “serviços” ecológicos, surge no cenário atual como um apelo econômico à manutenção de ecossistemas. De acordo com de Groot (1992, apud KEDDY, 2010), esses “serviços” foram divididos em quatro categorias: serviços de regulação, serviços de suporte, serviços de produção e serviços culturais. Serviços de regulação são aqueles que produzem um efeito tamponante sobre eventuais excessos no ambiente (poluição, inundação, etc.). Já os serviços de suporte são aqueles que provêm espaço e substrato

adequado para as atividades humanas. Os serviços de produção, por sua vez, são considerados aqueles que, literalmente, fornecem recursos naturais que de outra forma seriam extremamente caros para a sua fabricação. A quarta categoria, os serviços culturais, são aqueles associados com a curiosidade científica ou inspiração no ambiente natural (DE GROOT, 1992 apud KEDDY, 2010 p. 29).

Dessa forma, as áreas úmidas são apontadas pela literatura como um importante fornecedor de serviços fundamentais, uma vez que sem a sua presença a vida e as atividades humanas seriam demasiado dispendiosas ou mesmo impossíveis. Os serviços prestados por ambas as áreas úmidas naturais e construídas envolve todas as quatro categorias, incluindo efeitos de grande escala sobre a regulação dos ciclos biogeoquímicos e, em pequena escala, no aumento da biodiversidade. Entretanto, talvez os mais importantes serviços prestados pelas áreas úmidas estão relacionados com as questões de recursos hídricos do século XXI, como a regulação dos regimes hidrológicos, controle da poluição, proteção contra assoreamentos e serviços culturais, tais como paisagem, educação e recreação (KEDDY, 2010, p. 326).

Nessa direção, vale a pena observar que o valor econômico da água limpa encontrada na natureza está intimamente relacionado com os serviços ecológicos prestados por áreas úmidas. Costanza *et al.* (1997) apresenta estimativas de valores referentes ao ano de 1994 por hectare para vários tipos de serviços prestados por esses ecossistemas: U\$ 4.529 ha/ano para a regulação de perturbações, U\$ 3.800 ha/ano para o abastecimento de água e U\$ 4.177 ha/ano para o tratamento de água. Em uma escala global, o valor das áreas úmidas é estimado em U\$ 3,2 trilhão por ano (CONSTANZA *et al.*, 1997; DODDS *et al.*, 2010 p. 8), que responde por cerca de 1,8 vezes o produto interno bruto global.

### **3.4.3. Banhados construídos – aspectos gerais**

Como já foi apresentado, os banhados são um tipo de ecossistema de área úmida marcados por densas touceiras de plantas macrófitas herbáceas. Integrando o recente ramo da engenharia ecológica, o uso de banhados artificialmente construídos para tratamento de águas residuais origina-se em meados do século XX. Bastian e Hammer (1993, apud KADLEC; WALLACE, 2009) apontam para a origem da técnica a partir do

resultado de pesquisas conduzidas em 1952 no Instituto Max Planck, Alemanha. Nos Estados Unidos, entretanto, a ideia se consolida no início da década de 70 (KANGAS, 2004 p. 33). Por fim, a implantação em escala comercial, associada à maior confiança conquistada pelas instituições, mercado e público, passa a ser verificada a partir dos anos de 1980. Atualmente, reconhece-se a existência “de muitos milhares de banhados construídos ao redor do mundo” (KADLEC; WALLACE, 2009 p. 11-13, tradução nossa).

A grande vantagem da tecnologia de banhados é a necessidade pequena de insumos energéticos e materiais para a instalação e operação. Ou seja, é uma técnica que lança mão principalmente do aparato biológico e processos físico-químicos naturalmente presentes no ecossistema. Assim, ainda que geralmente empregados em série com outros métodos de tratamento (usualmente após tratamento primário), os banhados construídos por si só figuram entre as tecnologias de tratamento de efluentes mais baratas que existem. Em comparação com o método de lodos ativados, respeitando-se a mesma carga hidráulica, os banhados construídos consomem oito vezes menos energia (CAMPBELL; OGDEN, 1999 apud KADLEC; WALLACE, 2009). Em contrapartida, por ser uma técnica não-intensiva, os banhados construídos necessitam ocupar áreas consideravelmente grandes – sendo isso na maioria das vezes o fator limitante para a implantação em áreas densamente urbanizadas.

#### 3.4.3.1. *Classificação de banhados construídos*

O banhados construídos podem ser classificados de diversas formas. As categorias por regime hidráulico são representadas basicamente por (1) fluxo superficial, (2) fluxo subsuperficial horizontal e (3) fluxo subsuperficial vertical (KADLEC; WALLACE, 2009). No caso de fluxo superficial, a lâmina d'água escoava livremente entre plantas macrófitas, que podem ser emergentes, flutuantes ou submersas. Já nos casos de fluxo subsuperficial, a água flui confinada nos poros de um substrato colonizado pelas raízes das plantas.

De outro ponto de vista, os banhados também podem ser categorizados de acordo com o tipo de efluente submetido ao tratamento e o quão previsível é o influxo desse efluente. Nessa ótica, divide-se os banhados construídos entre influxo controlado (previsível) e influxo por evento (pouco previsível) (*Idem*, 2009, p.10). Banhados

construídos de influxo controlado recebem efluentes de fontes pontuais, como águas residuais cloacais, de aquicultura, de suinocultura, de indústrias, de mineração e lixiviado de aterros sanitários. Já os banhados construídos de influxo por evento recebem poluição difusa trazida pelo escoamento superficial de, por exemplo, operações de pecuária intensiva, campos de agricultura e da drenagem urbana.

#### 3.4.3.2. *Processos de tratamento*

Por constituírem um ecossistema, os banhados construídos apresentam uma complexa teia de processos físico-químicos mediados pelo metabolismo de organismos vivos, incluindo desde micróbios até as plantas e animais vertebrados. De certa forma, os banhados, tanto construídos como naturais, funcionam como um sumidouro biogeoquímico, onde os elementos químicos são transformados e mobilizados da água para outros compartimentos fora do sistema, como a atmosfera, biosfera ou pedosfera.

Kadlec e Wallace (2009) apresentam uma ampla gama de possibilidades de tratamento envolvendo a remoção de constituintes como sólidos suspensos, matéria e compostos orgânicos, formas de nitrogênio e fósforo, metais, halogênios, enxofre e bactérias. Contudo, é oportuno destacar que, para certos constituintes, dificilmente concentrações extremamente baixas serão alcançadas, tanto por limitações intrínsecas dos processos biológicos em si quanto pela variabilidade estocástica presente em sistemas ecológicos. Para esses casos, sugere-se a integração com processos de tratamento terciário. A Tabela 8 mostra, de maneira condensada, os processos de remoção de poluentes presentes em banhados construídos.

**Figura 9 - Amostras de banhados construídos**

Fonte: BLUMBERG ENGINEERS, 2016.



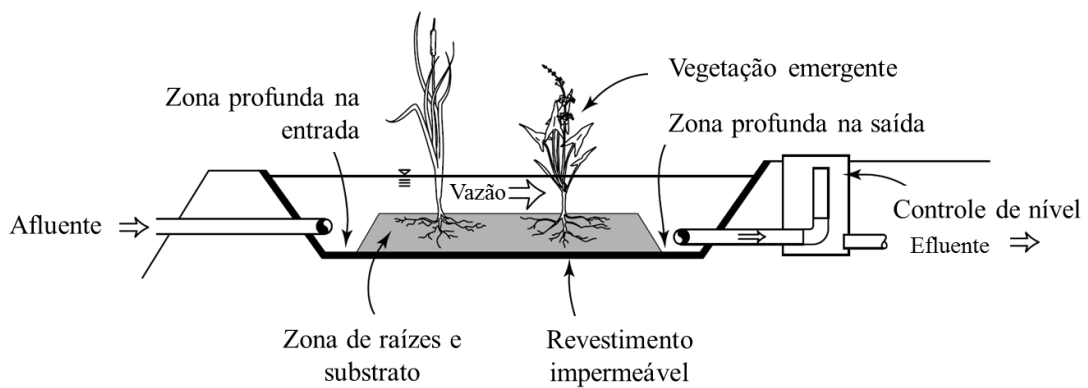
Banhado construído para tratamento de efluentes em planta industrial, Irã.

Banhado construído para tratamento de esgoto doméstico.

**Figura 10 – Perfil básico de fluxo superficial**

Banhado construído do tipo fluxo superficial

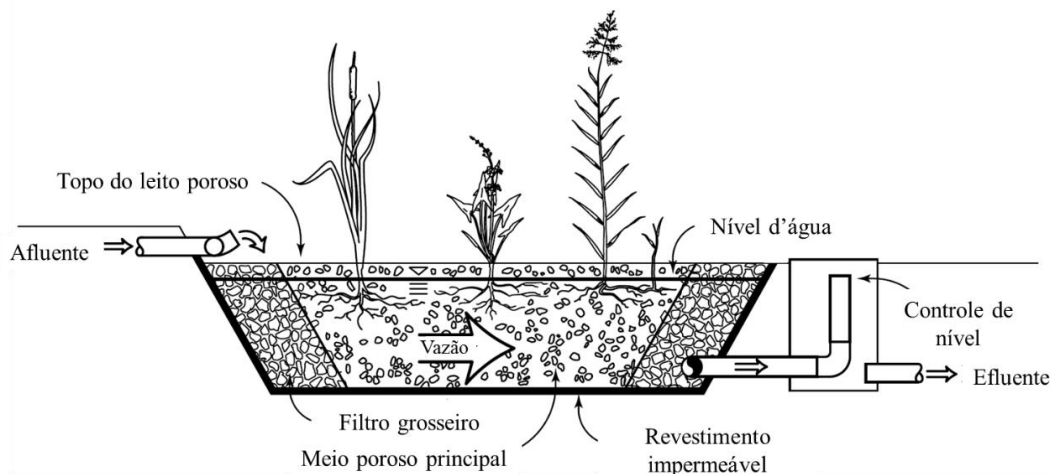
Fonte: KADLEC; WALLACE, 2009, tradução nossa



**Figura 11 – Perfil básico de fluxo subsuperficial**

Banhado construído do tipo fluxo subsuperficial horizontal

Fonte: KADLEC; WALLACE, 2009, tradução nossa



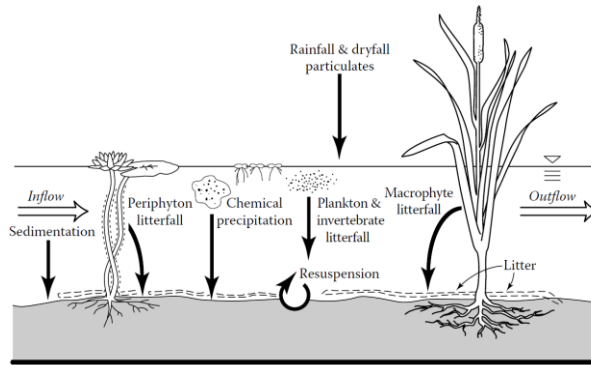


**Tabela 8 – Relação de processos**

Processos físicos, químicos e biológicos de tratamento ocorrendo em banhados construídos (figuras: KADLEC; WALLACE, 2009).

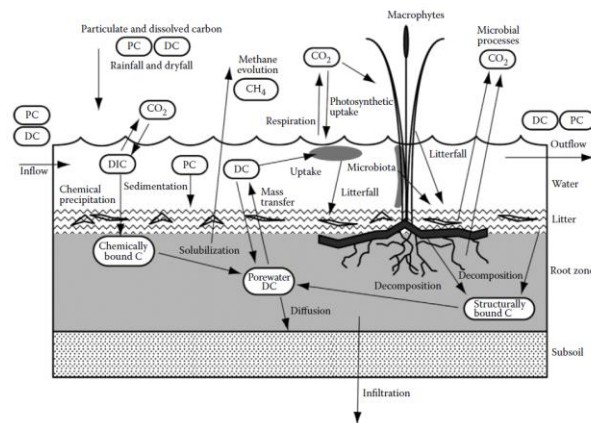
**Sólidos suspensos**

Sedimentação, precipitação química, interceptação, filtração e clivagem biológica.



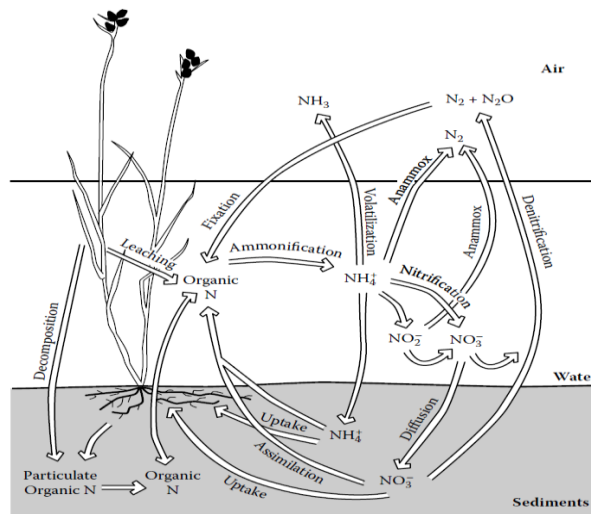
**Matéria orgânica agregada**

Sedimentação, precipitação química, assimilação biológica, solubilização, mineralização aeróbia, metanização.



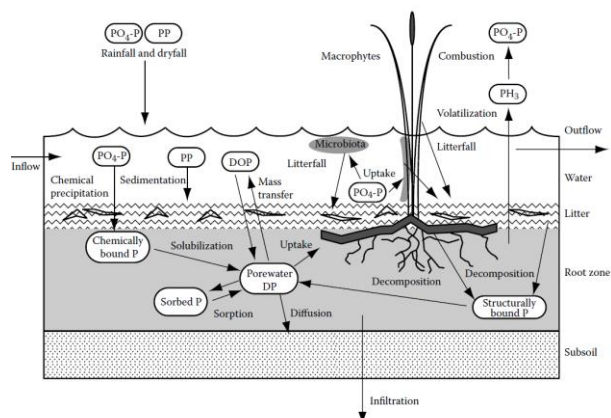
**Nitrogênio**

Sedimentação, precipitação química, amonificação, assimilação biológica, fixação, nitrificação, desnitrificação, anamox, volatilização.



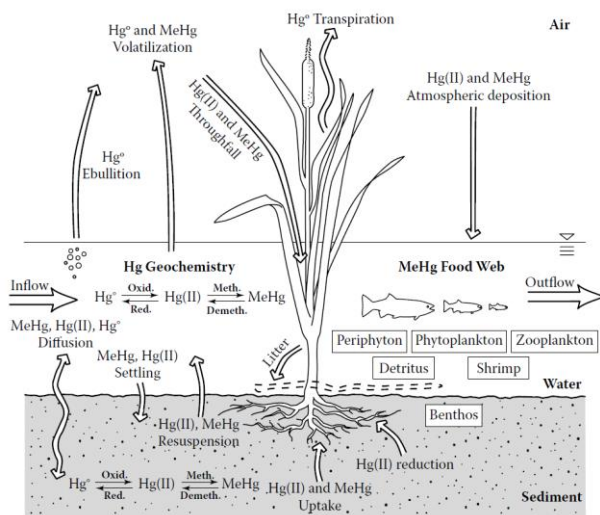
## Fósforo

Precipitação química, sedimentação, solubilização, sorção, assimilação biológica, volatilização.



## Metais

Sedimentação, oxidação, redução, assimilação biológica, biomagnificação, volatilização.



**Microorganismos patógenos**

Desinfecção solar, predação, sedimentação, filtração e mortalidade.

**Compostos Orgânicos**

Biodegradação, sorção, volatilização e assimilação biológica.

### 3.4.3.3. O modelo TIS P-k-C\*

Por décadas se dimensionou banhados construídos em uma base empírica, principalmente devido à ausência de dados para consolidarem um ou outro modelo matemático proposto. Atualmente, a modelagem dos processos de tratamento através de reações de primeira ordem com concentração de fundo ( $C^*$ ) é amplamente aceita e empregada pela literatura. Para isso, define-se experimentalmente o coeficiente de reação  $k$  (volumétrico ou de área) em função da temperatura (KANGAS, 2004). A Equação 17 apresenta o modelo de reação de primeira ordem em um sistema operado em batelada:

$$\frac{dC}{dt} = k \frac{A}{V} (C - C^*) \quad (17)$$

Onde:

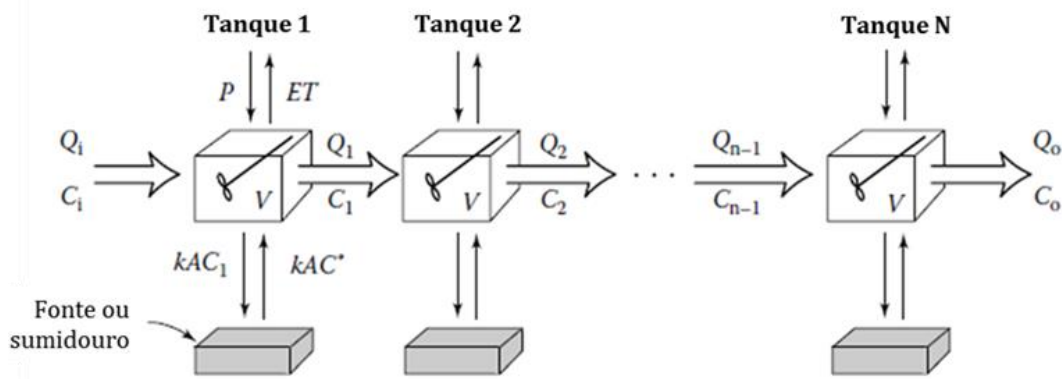
$C$	É a concentração do constituinte, g/m <sup>3</sup> .
$t$	É o tempo, d.
$k$	É o coeficiente de reação, m/d.
$A$	É a área do banhado, m <sup>2</sup> .
$V$	É o volume do banhado, m <sup>3</sup> .
$C^*$	É a concentração de fundo, g/m <sup>3</sup> .

Na modelagem hidráulica, por outro lado, existem ainda algumas incertezas na escolha do melhor modelo. Nesse sentido, Kadlec e Wallace (2009, p. 163-202) fazem uma notável crítica ao modelo de fluxo pistão (PF – *Plug Flow*), advogando em favor, com base no acúmulo de dados observados, do uso do modelo de tanques em série (TIS – *Tank In Series*). O modelo TIS consiste em uma distribuição gama de tempos de detenção hidráulico que representa uma versão relaxada dos modelos hidráulicos extremos: mistura completa de um lado e fluxo pistão de outro. Assim, aplicar o modelo TIS significa assumir fisicamente que o banhado, ainda que esteja longe de ser um tanque com mistura completa, promove uma mistura consideravelmente grande para evitar o uso do modelo de fluxo pistão.

**Figura 12 – Modelo TIS**

Diagrama de blocos para o modelo de tanques em série

Fonte: KADLEC; WALLACE, 2009, tradução nossa.



Conforme a Figura 12, os autores anteriormente citados acoplam o modelo TIS ao modelo de reação de primeira ordem com concentração de fundo. Nessa direção, ao integrar a Equação 10, realizar o balanço de massa no limite de N tanques virtuais e relaxar as variáveis para o ajuste de dados observados, chega-se ao modelo TIS P-k-C\*, onde P é número aparente de tanques virtuais definido por experimentos com traçadores.

$$C_{TIS} = C^* + \frac{(C_i - C^*)}{(1 + k/Pq)^P} \quad (18)$$

Onde:

$C_{TIS}$	É a concentração de saída no sistema, g/m <sup>3</sup> .
$C_i$	É a concentração de entrada no sistema, g/m <sup>3</sup> .
$q$	É a carga hidráulica Q/A, m/d.
$P$	É o número aparente de tanques virtuais.

Dadas as condições ambientais que os banhados são expostos, tanto a variação sazonal meteorológica e ecológica quanto fatores puramente aleatórios devem ser atendidos pelo modelo de tratamento. Olhando desse modo, o modelo TIS P-k-C\* representa apenas a parte determinística de uma realidade estocástica que engloba os outros fatores (KADLEC; WALLACE, 2009, p. 202), sendo então:

$$C = C_{TIS}(1 + \Psi) \quad (19)$$

Onde:

$C$	É a concentração real de saída.
$\Psi$	É a porção estocástica de $C/C_{TIS}$

#### 3.4.3.4. O modelo TIS P-k-C\* para SST

O modelo TIS P-k-C\* (ver Equação 19), quando aplicado para o tratamento de sólidos em suspensão, leva em consideração a velocidade de decantação média das partículas em suspensão em vez do coeficiente de decaimento. Assim, Kadlec e Wallace (2009, p. 216) apresentam o modelo TIS para remoção de sólidos suspensos em banhados construídos:

$$C_{TIS} = C^* + \frac{(C_i - C^*)}{(1 + w\tau/Ph)^P} \quad (20)$$

Onde:

$w$                     É a velocidade de decantação média, em m/d.  
 $\tau$                     É o tempo de detenção hidráulica, em dias.

O tempo de detenção hidráulica, por sua vez, é ponderado pela eficiência volumétrica do banhado (isto é, o efeito da vegetação ocupando parte do volume nominal do sistema):

$$\tau = e_V \tau_n \quad (21)$$

Onde:

$e_V$                     É a eficiência volumétrica.  
 $\tau_n$                     É o tempo nominal de detenção hidráulica, em dias.

### 3.4.4. Banhados de chuva – aspectos específicos

#### 3.4.4.1. Histórico e definições

Banhados construídos para o tratamento da qualidade do escoamento superficial urbano começaram a ser propostos nos Estados Unidos no final dos anos de 1980, ainda que não necessariamente sob a terminologia atual. Schueler (1987), por exemplo, apresenta uma série de orientações de projeto para bacias de retenção naturalizadas com vegetação de banhado (*wet ponds* com *shallow marsh*). Já os manuais de gestão e outras publicações insticionais americanas mais recentes identificam os banhados como dignos de uma categoria específica de técnica compensatória: em inglês, *stormwater wetlands* (PA/DEP, 2006; US/EPA, 2009; NYS/DEC, 2015). Dessa forma, os banhados de chuva surgem, na realidade, da confluência da engenharia de banhados construídos com os métodos de dimensionamento de bacias de retenção, misturando assim aspectos de projeto de ambas as vertentes.

A definição de banhado de chuva proposta pela agência de proteção ambiental dos Estados Unidos é a seguinte:

Banhado de chuva: área de banhado raso que trata o escoamento superficial urbano, além de frequentemente incorporar pequenas bacias permanentes e/ou volume de detenção estendida para armazenar inteiramente o volume de qualidade da água (VQA). Banhados de chuva também podem prover o controle de pico de vazão e armazenar o volume necessário para proteger os canais à jusante através da detenção de volume adicional acima do reservatório de VQA.

(USEPA, 2009, p. 2-3, tradução nossa).

Na mesma lógica, o departamento de proteção ambiental do estado americano da Pensilvânia aponta que banhados de chuva também podem prover consideráveis benefícios estéticos e para a fauna silvestre apesar de usarem uma quantidade relativamente grande de espaço e requerirem uma fonte adequada de influxo para manter a lâmina d'água permanente (PA/DEP, 2006, p. 152). A maioria das outras referências de instituições americanas apresentam definições e comentários similares.

#### 3.4.4.2. *Dimensionamento e projeto*

Na prática, o dimensionamento de banhados de chuva é fundamentalmente determinado pelo VQA e por uma área de banhado equivalente de 1% a 5% da área de bacia hidrográfica contribuinte (SCHUELER, 1992, apud CARLETON *et al.*, 2000; PA-DEP, 2006). Os banhados podem ser alinhados (*on-line*) ou não alinhados (*off-line*) em relação à drenagem principal, assim como o sistema como um todo pode incorporar outras técnicas em série ou paralelo. Lawrence e Breen (1998, p.14) recomendam variações de sistemas de tratamento envolvendo bacias e banhados de chuva, sempre prevendo a existência de grade ou outro dispositivo similar para retenção de lixo na entrada (Figura 13).

As diretrizes de projeto executivo, por sua vez, envolvem a disposição correta de uma série de elementos e princípios estruturais que maximizam a performance e facilitam a manutenção da técnica de controle. Esses aspectos estão listados na Tabela 9 e representados na Figura 15.

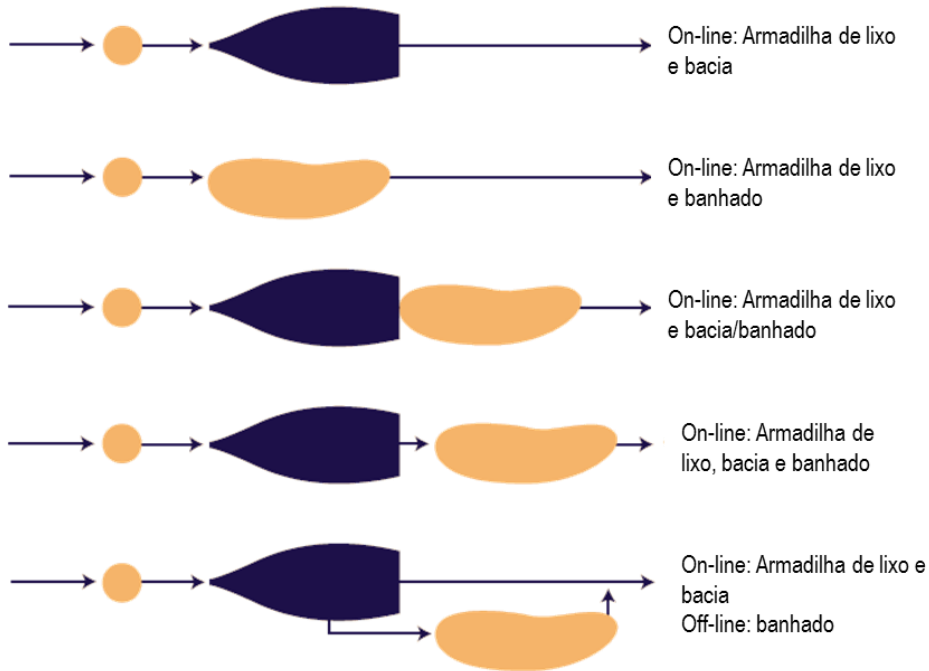
Em essência, um bom projeto parte do princípio de que a água deve fluir suavemente e bem distribuída pela área de banhado a fim de garantir o melhor contato

com a vegetação e, em especial, não promover a ressuspensão de sedimentos depositados anteriormente. Kadlec e Wallace (2009) apontam que a boa distribuição dos fluxos em qualquer banhado construído é melhor atingida ao suavizar as manobras de entrada e saída da água com distribuidores e coletores largos, assim como particionar o banhado em células separadas por calhas de redistribuição (Figura 14). No que tange os processos de ressuspensão de sedimentos, o ideal é que haja o desvio (*bypass*) para fora do sistema da ondas de cheia muito intensas, esquema somente possível na configuração não alinhada (*off-line*) à drenagem principal.

**Figura 13** – Propostas de arranjos do sistema como um todo

Variações propostas para o *arranjo* de sistemas de tratamento do escoamento com banhados de chuva.

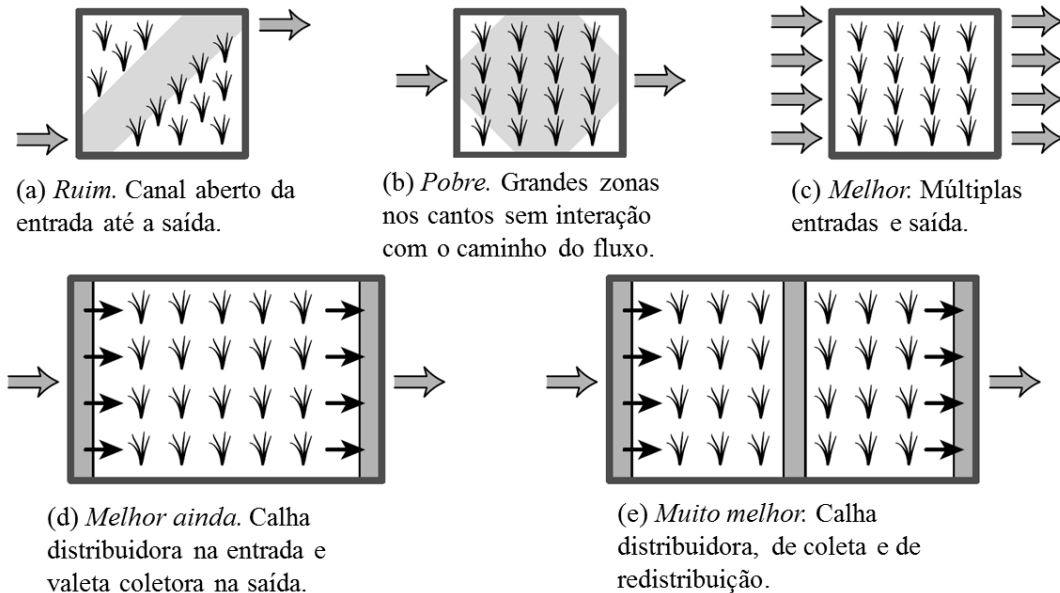
Fonte: LAWRENCE; BREEN, 1998, tradução nossa.



**Figura 14** – Arranjo interno: hidráulica e mistura

Distribuição dos fluxos em banhados construídos.

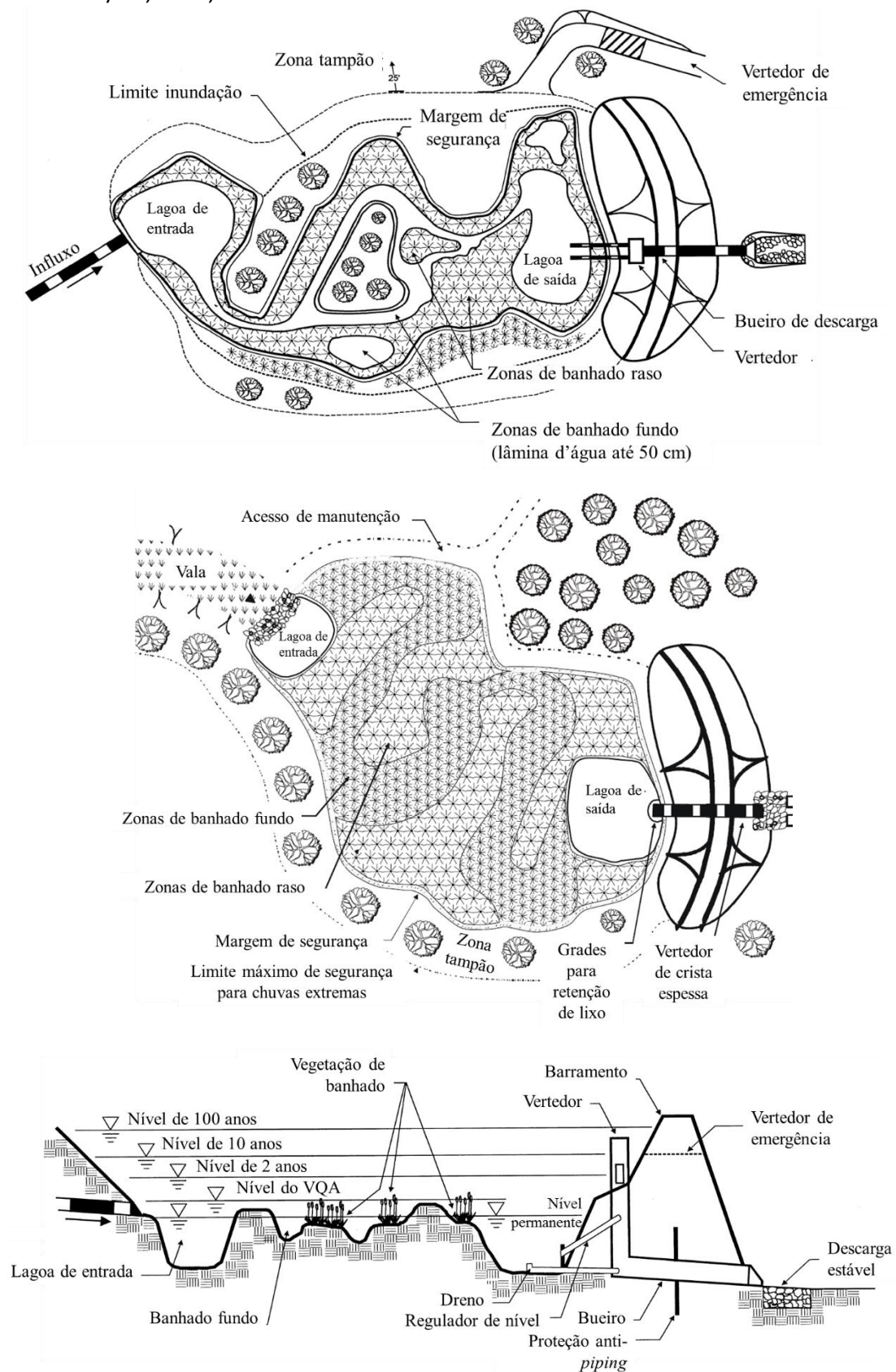
Fonte: KADLEC; WALLACE, 2009, tradução nossa.





**Figura 15 – Arranjo interno: aspectos práticos**

Fonte: MD/DE; CWP, 2009.



**Tabela 9 – Estruturas de projeto executivo**

<b>Elemento</b>	<b>Descrição</b>
<b>Barramento</b>	Barragem construída para nivelar a bacia.
<b>Gabião ou leito de rachão</b>	Dissipadores de energia e de fluxo, presentes principalmente na entrada e na saída.
<b>Lagoa de entrada</b>	Bacia para sedimentação de areias e distribuição dos fluxos. Facilita a manutenção. Livre de vegetação para facilitar a manutenção.
<b>Bermas</b>	Cunhas de terra projetadas da margem para o interior do banhado a fim de evitar fluxos em caminhos preferenciais.
<b>Ilhas</b>	Ilhas destinadas a evitar fluxos em caminhos preferenciais.
<b>Lagoa de saída</b>	Bacia livre de vegetação para evitar entupimento e facilitar a manutenção do orifício e vertedor de saída.
<b>Orifício de saída</b>	Conduto com proteção a entupimento destinado a controlar a vazão e nível de tempo seco. Com ou sem válvula.
<b>Vertedor de Saída</b>	Vertedor de soleira delgada, composto ou não, geralmente tipo “tulipa” destinado a descarregar as vazões de projeto.
<b>Vertedor de Emergência</b>	Vertedor de soleira larga destinado a descarregar eventos extremos com segurança.
<b>Dreno</b>	Conduto com válvula capaz de secar a área de banhado para manutenção ou reformas.
<b>Zona tampão</b>	Área do entorno imediato do banhado, onde serão implantadas acessos de manutenção.
<b>Área de disposição de poda</b>	Possível área no entorno destinada à compostagem da poda realizada pelo manejo da vegetação.

#### 3.4.4.3. *Manutenção e operação*

Em termos de manutenção, os banhados de chuva requerem quase os mesmos cuidados que outras técnicas compensatórias, como bacias de retenção. O desassoreamento, a fim de maximizar a vida útil da estrutura, é uma prática típica, assim como o desobstrução de orifícios, ajustes de nível, limpeza de resíduos sólidos urbanos nas estruturas de captura e reparação de elementos estruturais danificados por eventos extremos (USEPA, 2010).

Uma das poucas diferenças marcantes na manutenção em relação à outras técnicas de controle quantitativo é o manejo da vegetação. Durante os primeiros meses após o

plantio, é provável que alguma intervenção deva ser realizada, como irrigação ou adubação. Após o completo estabelecimento da vegetação, recomenda-se a poda das touceiras na estação oportuna (geralmente após a floração da espécie) a fim de sequestrar nutrientes no material vegetal seco (PA-DEP, 2006, p 159). Kadlec e Wallace (2009, p. 786) fazem um contraponto à viabilidade da poda da vegetação em banhados construídos, apontando que dificilmente é uma prática que vale a pena no caso de sistemas com alta carga de poluentes, concluindo que a matéria vegetal seca será mais útil em outros processos internos do banhado e que os custos de disposição de material de poda contaminado podem ser problemáticos para a operação do sistema.

Outra problemática relacionada à manutenção/operação de banhados construídos de fluxo superficial é o controle de vetores, como insetos e, em especial, mosquitos. Quanto aos mosquitos, espera-se que banhados construídos propriamente projetados produzam a mesma quantidade de mosquitos equivalente à banhados naturais (KADLEC; WALLACE, 2009, p. 785). As estratégias de controle das populações de mosquitos envolvem o controle ecológico, biológico e químico. A introdução de espécies de peixes predadoras de larvas de mosquitos é um exemplo de controle baixo custo e ecológico. Uma opção de controle biológico envolve a aplicação de variedades comerciais de bactérias que produzam compostos tóxicos às larvas. Por sua vez, a aplicação periódica direta de larvicidas específicos para mosquitos representa a via do controle químico.

Ressalta-se que o crescimento de densas touceiras monotípicas podem formar uma barreira física para os agentes de controle, representando assim uma limitação potencial nas técnicas (KADLEC; WALLACE, 2009, p.787). Dessa forma, reforça-se a importância do manejo da vegetação, assim como um projeto que faça o possível para garantir a heterogeneidade das touceiras.

### 3.5. Legislação e planejamento ambiental aplicados

O Brasil apresenta atualmente grandes progressos no que tange a estrutura legal e de planejamento ambiental quando comparada a 30 anos atrás. Um marco de capital destaque é a promulgação da Constituição Federal, em 1988, que petrifica o direito à todos ao meio ambiente ecologicamente equilibrado (BRASIL, 1988). Entretanto, essa estruturação começa antes de 1988, já em 1981, com o sancionamento da Lei Federal nº 6.938 – Política Nacional de Meio Ambiente (PNMA). Com a PNMA, não somente princípios fundamentais passaram a entrar em vigor, mas também são estabelecidos muitos instrumentos legais importantes, como o estabelecimento de padrões de qualidade ambiental (BRASIL, 1981). A partir de então, além de outras políticas nacionais reguladoras, uma série de órgãos, autarquias e conselhos, tanto federais quanto estaduais, passam a ser criados, incluindo o próprio Ministério do Meio Ambiente (MMA) e o Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA).

No que diz respeito à gestão de águas urbanas, existem duas leis federais que incidem diretamente: a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH, Lei Federal nº 6.938 de 1998) e a Política Nacional de Saneamento Básico (PNSB, Lei Federal nº 11.445 de 2007). Em outras palavras, o manejo das águas urbanas integra-se em duas frentes de planejamento ambiental complementares em escalas distintas: nas ações preconizadas pelo planejamento de recursos hídricos, que compõe a escala regional, e dentro do contexto de saneamento básico integral e universal defendido pela PNSB, constituindo assim a escala municipal. Essa relação entre as escalas de planejamento ambiental é confirmada na regulamentação da PNSB, em especial no artigo 19 do Decreto nº 7.217 de 2010:

**Art. 19º.** Os planos de saneamento básico **deverão ser compatíveis** com os planos de recursos hídricos das bacias hidrográficas em que os Municípios estiverem inseridos.  
(BRASIL, 2010, grifo nosso)

#### 3.5.1. Recursos hídricos

Especificamente, os dois instrumentos de especial relevância definidos pela PNRH estão nos artigos 7º e 9º, sendo estes os Planos de Recursos Hídricos de Bacia Hidrográfica (PBH) e o enquadramento dos corpos de água em classes, respectivamente:

(...)

**Art. 7º.** Os Planos de Recursos Hídricos são planos de longo prazo, com horizonte de planejamento compatível com o período de implantação de seus programas e projetos e terão o seguinte conteúdo mínimo:

- I - diagnóstico da situação atual dos recursos hídricos;
- II - análise de alternativas de crescimento demográfico, de evolução de atividades produtivas e de modificações dos padrões de ocupação do solo;
- III - balanço entre disponibilidades e demandas futuras dos recursos hídricos, em quantidade e qualidade, com identificação de conflitos potenciais;
- IV - metas de racionalização de uso, aumento da quantidade e melhoria da qualidade dos recursos hídricos disponíveis;
- V - **medidas a serem tomadas, programas a serem desenvolvidos e projetos a serem implantados, para o atendimento das metas previstas;**
- VI - (VETADO)
- VII - (VETADO)
- VIII - prioridades para outorga de direitos de uso de recursos hídricos;
- IX - diretrizes e critérios para a cobrança pelo uso dos recursos hídricos;
- X - propostas para a criação de áreas sujeitas a restrição de uso, com vistas à proteção dos recursos hídricos.

(...)

**Art. 9º.** O enquadramento dos corpos de água em classes, segundo os usos preponderantes da água, visa a:

- I - assegurar às águas qualidade compatível com os usos mais exigentes a que forem destinadas;
- II - diminuir os custos de combate à poluição das águas, mediante **ações preventivas permanentes.**

(BRASIL, 1998, grifo nosso)

Claro está que os PBH e o enquadramento são instrumentos relacionados. Ou seja, a partir do momento que se definem as classes de qualidade das águas de uma determinada bacia hidrográfica, esse enquadramento se transforma em uma meta que o PBH deve indicar o caminho de alcance, propondo ações na forma de programas e projetos.

Nesse contexto, considerando e regulando o artigo 9º da PNRH, são publicadas as Resoluções do CONAMA nº 274 (em 2000) e nº 357 (em 2005). A primeira Resolução (CONAMA nº 274/2000) é bem específica, apresentando critérios para balneabilidade em águas brasileiras. Em seu turno, a Resolução CONAMA nº 357/2005 é abrangente,

dispondo, entre outros aspectos, sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para seu enquadramento no território nacional.

Para águas doces, a Resolução CONAMA nº 357/2005 consolida a seguinte classificação:

**Art. 4º.** As águas doces são classificadas em:

I - **classe especial:** águas destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, com desinfecção;
- b) à preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas; e,
- c) à preservação dos ambientes aquáticos em unidades de conservação de proteção integral.

II - **classe 1:** águas que podem ser destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, após tratamento simplificado;
- b) à proteção das comunidades aquáticas;
- c) à *recreação de contato primário*, tais como natação, esqui aquático e mergulho, conforme Resolução CONAMA nº 274, de 2000;
- d) à irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvam rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película; e
- e) à proteção das comunidades aquáticas em Terras Indígenas.

III - **classe 2:** águas que podem ser destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, após tratamento convencional;
- b) à proteção das comunidades aquáticas;
- c) à *recreação de contato primário*, tais como natação, esqui aquático e mergulho, conforme Resolução CONAMA nº 274, de 2000;
- d) à irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, jardins, campos de esporte e lazer, com os quais o público possa vir a ter contato direto; e
- e) à aquicultura e à atividade de pesca.

IV - **classe 3:** águas que podem ser destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, após tratamento convencional ou avançado;
- b) à irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras;
- c) à pesca amadora;
- d) à recreação de contato secundário; e
- e) à dessedentação de animais.

V - **classe 4:** águas que podem ser destinadas:

- a) à navegação; e
- b) à harmonia paisagística.

(BRASIL/CONAMA, 2005, grifo nosso)

Nessa direção, a Resolução CONAMA nº 357/2005, no capítulo III, apresenta os padrões de qualidade da água físicos, químicos e biológicos das diferentes classes. Tendo em vista a possibilidade de uso para recreação de contato primário tanto na classe 1 quanto na classe 2, se faz alusão aos critérios de balneabilidade dispostos pela Resolução CONAMA nº 274/2000, havendo dessa forma uma complementação entre as resoluções.

### 3.5.2. Saneamento básico

A PNSB, em seu turno, vincula a gestão de águas pluviais urbanas ao escopo do saneamento básico, conforme consta no seu artigo terceiro:

**Art. 4º.** Para os efeitos desta Lei, considera-se:

I - saneamento básico: conjunto de serviços, infra-estruturas e instalações operacionais de:

a) abastecimento de água potável: constituído pelas atividades, infra-estruturas e instalações necessárias ao abastecimento público de água potável, desde a captação até as ligações prediais e respectivos instrumentos de medição;

b) esgotamento sanitário: constituído pelas atividades, infra-estruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, tratamento e disposição final adequados dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até o seu lançamento final no meio ambiente;

c) limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos: conjunto de atividades, infra-estruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, transbordo, tratamento e destino final do lixo doméstico e do lixo originário da varrição e limpeza de logradouros e vias públicas;

d) **drenagem e manejo das águas pluviais urbanas:** conjunto de atividades, infra-estruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, **tratamento e disposição final** das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas;

(...)

(BRASIL, 2008, grifo nosso)

### **3.6. Estudo de caso: bacia do Arroio do Salso**

#### **3.6.1. Bacia do Lago Guaíba: enquadramento das águas**

Na ótica dos recursos hídricos, o presente trabalho está inserida na bacia hidrográfica do Lago Guaíba (ver Figura 16). Essa bacia possui 2.973 km<sup>2</sup>, incorporando a maior parte do município de Porto Alegre, metrópole e capital do Rio Grande do Sul (ECOPLAN, 2014a). O diferencial da bacia hidrográfica do Lago Guaíba é que, além de envolver um corpo lacustre de significativa magnitude (responsável pelo abastecimento de água e diluição de esgotos de diversos municípios), a área de bacia, na realidade, consiste em uma bacia hidrográfica incremental relativamente pequena que recebe afluência de quatro bacias maiores: dos rios Jacuí, Caí, Sinos e Gravataí. O conjunto de todas essas bacias abrange 84.763 km<sup>2</sup>, cerca de 30% da área do Estado do Rio Grande do Sul, compondo a chamada bacia hidrográfica do Guaíba assim descrita para não haver confusão com a do Lago Guaíba.

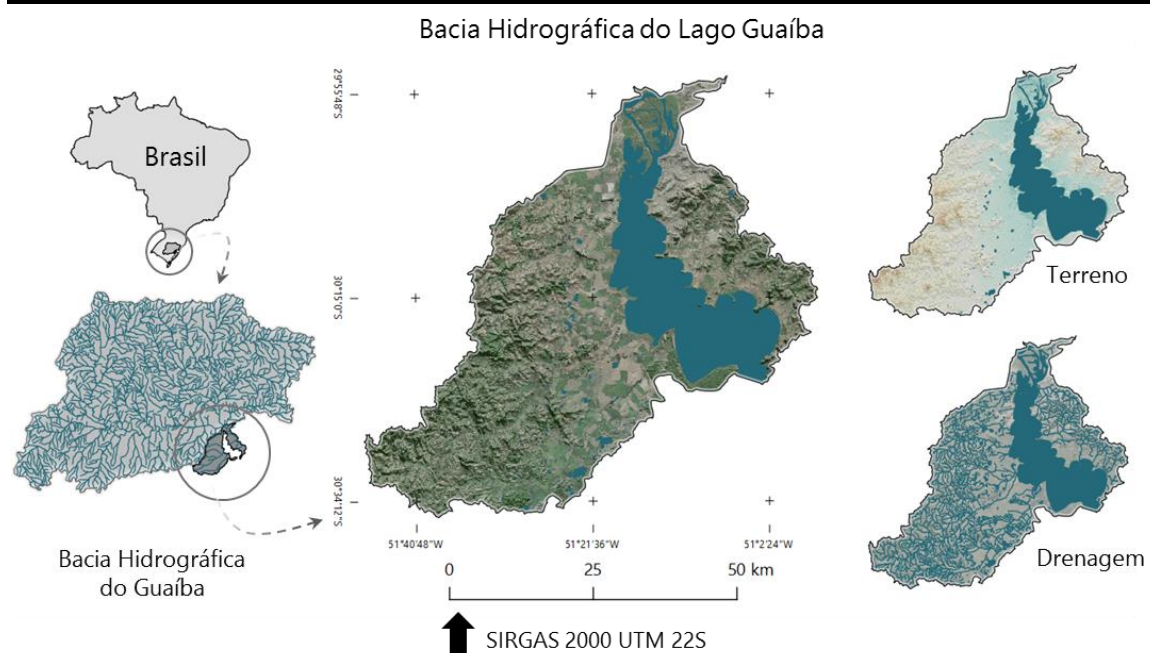
É oportuno frisar que, dado o influxo de água de ampla magnitude advindo dos rios Jacuí, Caí, Sinos e Gravataí, a influência na qualidade da água das dezenas de pequenos cursos d'água da bacia do Lago Guaíba é restrita apenas à região de foz dos respectivos riachos, onde ocorre a mistura das águas. Em razão disso, com relação às questões de balneabilidade e enquadramento das praias e enseadas do Lago Guaíba, os cursos d'água afluentes podem ser os verdadeiros responsáveis pela qualidade da água. Ou seja: por mais que as águas do amplo interior do Lago Guaíba possam vir a apresentar qualidade satisfatória, é perfeitamente possível que pequenas contribuições de má qualidade nas margens inviabilizem a balneabilidade de uma determinada enseada (ver Figura 18).

Nesse contexto, o enquadramento das águas na bacia do Lago Guaíba é definido no anexo IV da Resolução nº 50 de 2008 do Conselho Estadual de Recursos Hídricos (CRH/RS). Nessa Resolução, as classes de enquadramento são apresentadas de acordo com uma segmentação proposta pelo Comitê de Bacia, que divide tanto o Lago Guaíba em compartimentos de margem e de canal central quanto os riachos em trechos de alto (montante), médio e baixo.



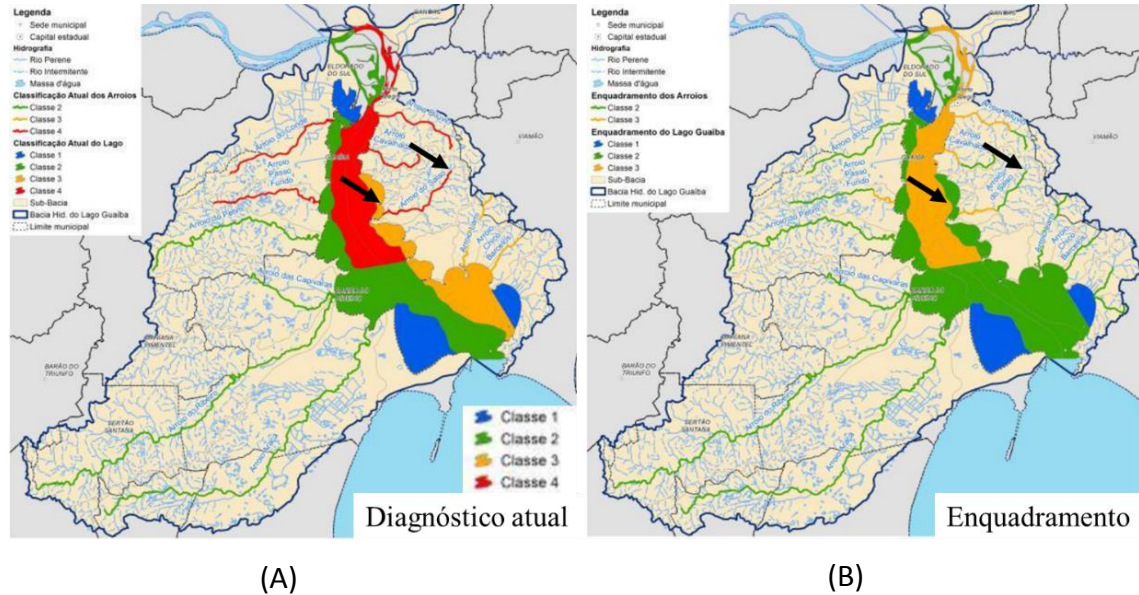
Conforme ilustra a Figura 17, a maior parte das margens do Lago Guaíba, com exceção da extensão norte da margem esquerda (à direita do observador), está enquadrada de maneira a viabilizar a balneabilidade, já que a classe 1 e 2 estão aptas à recreação de contato primário. Em contraste, o diagnóstico da situação atual aponta que, na realidade, a maior parte da margem esquerda do lago, assim como os arroios relacionados, encontram-se na classe 3 ou 4. Além disso, a causa da inconformidade com o enquadramento advém da alta concentração de coliformes fecais, justamente o parâmetro de qualidade fundamental para a definição de balneabilidade, segundo atesta relatório anual do Comitê de Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba (ECOPLAN, 2014b). Isto é: existe um conflito entre a realidade e aquilo que se planeja, sendo por isso necessárias medidas corretivas para o controle da qualidade da água na Bacia do Lago Guaíba, em especial na região da margem esquerda.

**Figura 16** – Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba



### Figura 17 – Situação e enquadramento

Enquadramento das águas da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba, com destaque para a foz e nascentes do Arroio do Salso. (A) Diagnóstico atual e (B) enquadramento. Fonte: adaptado de ECOPLAN, 2014



### Figura 18 – Margens do Lago Guaíba: registros fotográficos

Típicos problemas de qualidade nas praias do Lago Guaíba com previsão de balneabilidade pelo enquadramento (classe 2). (A) Vazão de tempo seco sendo lançada no Lago Guaíba, na praia da Pedra Redonda. (B) Foz do Arroio Manecão no Lago Guaíba, com evidências de contaminação por esgoto, na praia do Lami. Fonte: o autor. Fotografias realizadas pelo autor em Junho de 2015.

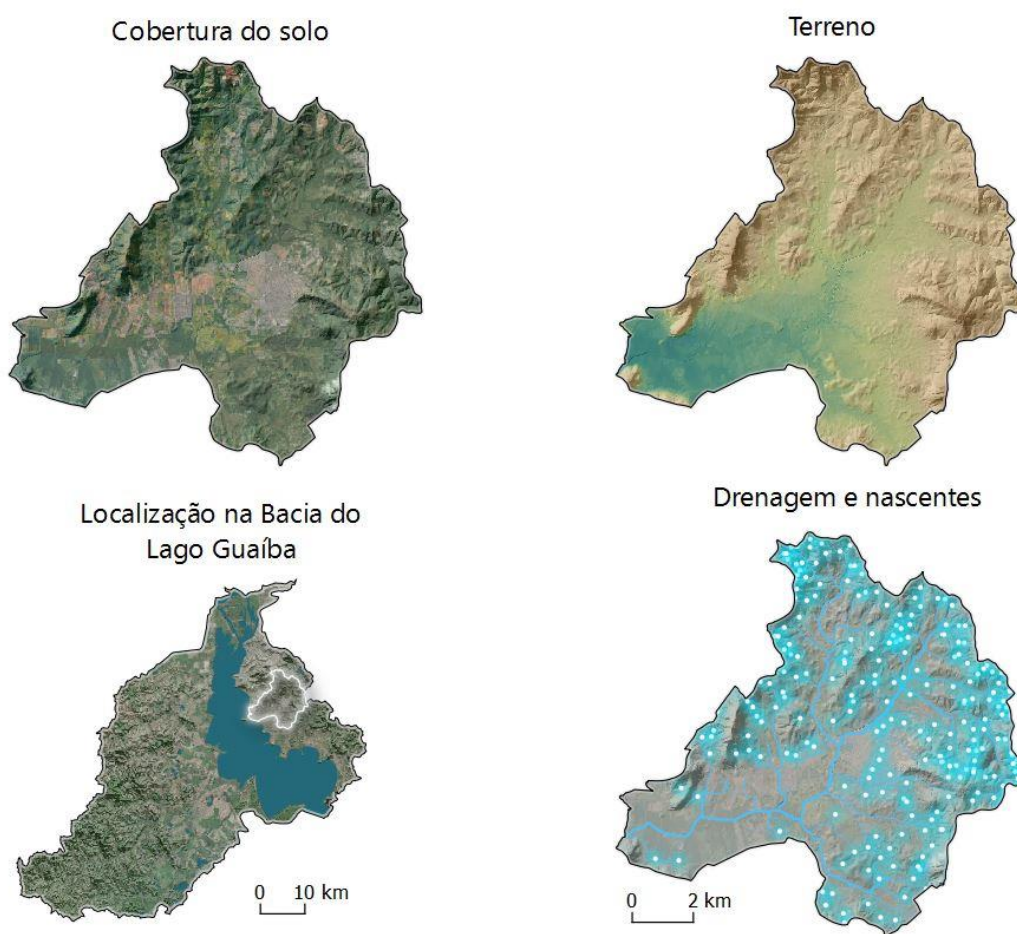


### 3.6.2. Arroio do Salso: planejamento urbano e sanitário

A área de estudo tomada pelo presente trabalho é a bacia hidrográfica do Arroio do Salso (93,5 km<sup>2</sup>), integrante da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba, na margem esquerda (direita do observador). Essa bacia consiste em um elemento importante na dinâmica urbana de Porto Alegre, principalmente por seu território ser uma nova fronteira de urbanização, apresentando um grande crescimento de loteamentos nos últimos dez anos. Outro fator importante é que, devido ao seu porte (é a maior bacia inteiramente no município de Porto Alegre), a carga de contaminantes lançadas na sua foz tem efeitos adversos em diversos possíveis pontos de banho nas margens do Lago Guaíba, como a enseada de Ipanema ou Ponta Grossa, por exemplo.

**Figura 19** – Bacia do Arroio do Salso.

Localização da Bacia do Arroio do Salso na Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba e mapas temáticos. Fontes: imagens orbitais: mosaicos Google Maps e Bing Maps; terreno e drenagem: HASENACK *et al.*, 2010;



### 3.6.2.1. Diretrizes urbanas

O Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental (PDDUA) de Porto Alegre preconiza pela recuperação da qualidade da água do Arroio do Salso e proteção ambiental de suas margens, planícies e cabeceiras, conforme a Estratégia de Qualificação Ambiental (EQA) (PORTO ALEGRE, 2010, p. 31). No sentido de valorização cultural do ambiente, a Estratégia de Estruturação Urbana (EEU) do PDDUA entra em sintonia com a EQA, identificando a planície de foz e o curso médio do Arroio do Salso como “Parque Potencial”, conforme desmostrado nas Figuras 20 e 21 (PORTO ALEGRE, 2010, p. 19).

O Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia do Arroio do Salso (PDDrU-3ª etapa), por sua vez, embasa tecnicamente a proposição do PDDUA ao diagnosticar “uma zona de uso restrito do uso do solo” (Figura 22) muito similar em forma e tamanho, mas mais detalhada, daquela apresentada na EQA e EEU (PORTO ALEGRE/DEP, 2011, p. 187). Claro está, dessa forma, que o planejamento urbano do município abre caminho para medidas tanto no sentido de reduzir os impactos da urbanização sobre as águas do arroio, quanto minimizar possíveis danos futuros, propondo usos não intensivos para as áreas mais sensíveis da bacia hidrográfica.

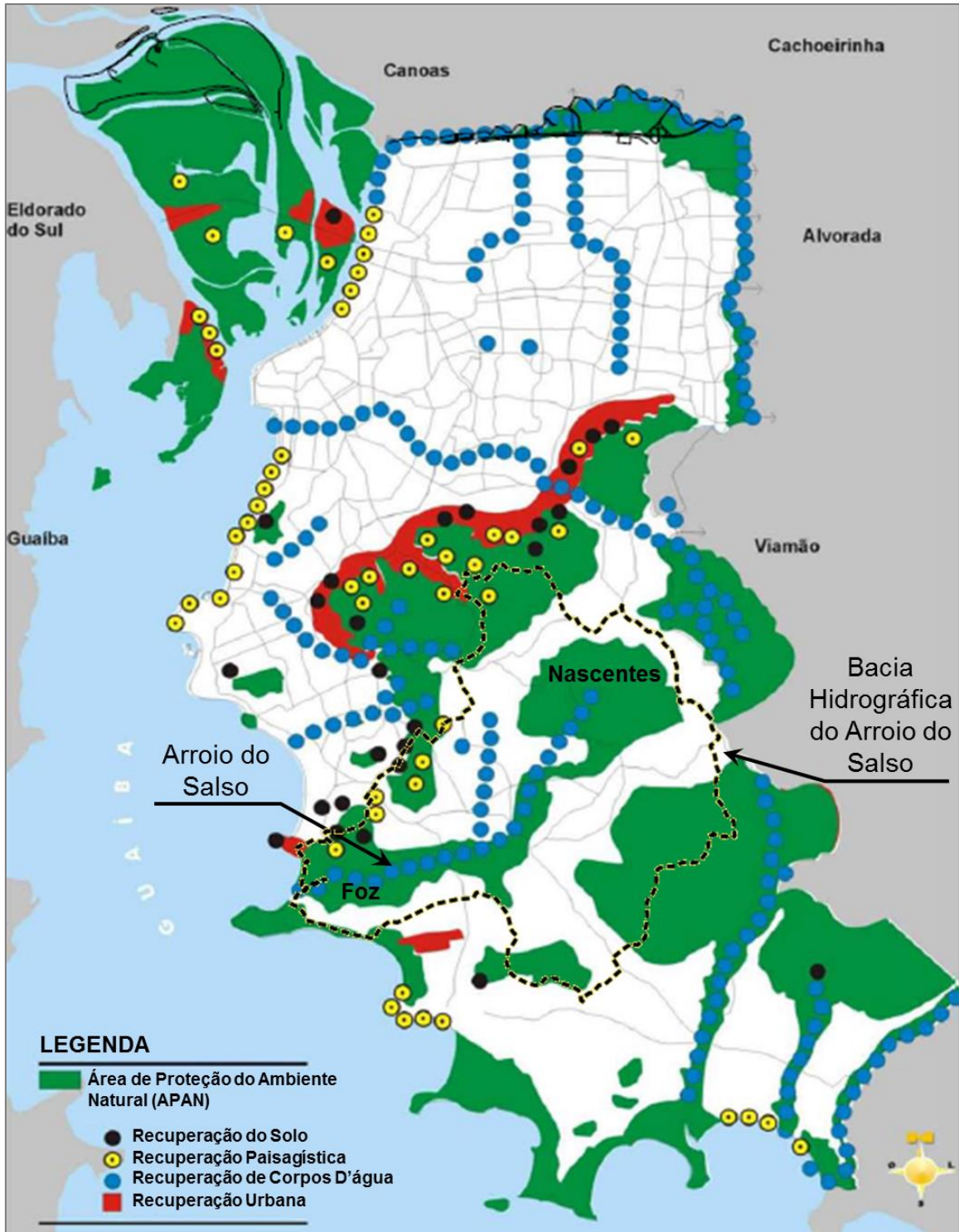
**Figura 20** – Risco hidrológico na bacia do Arroio do Salso.

Fonte: modificado de PORTO ALEGRE/DEP, 2011, p. 187.



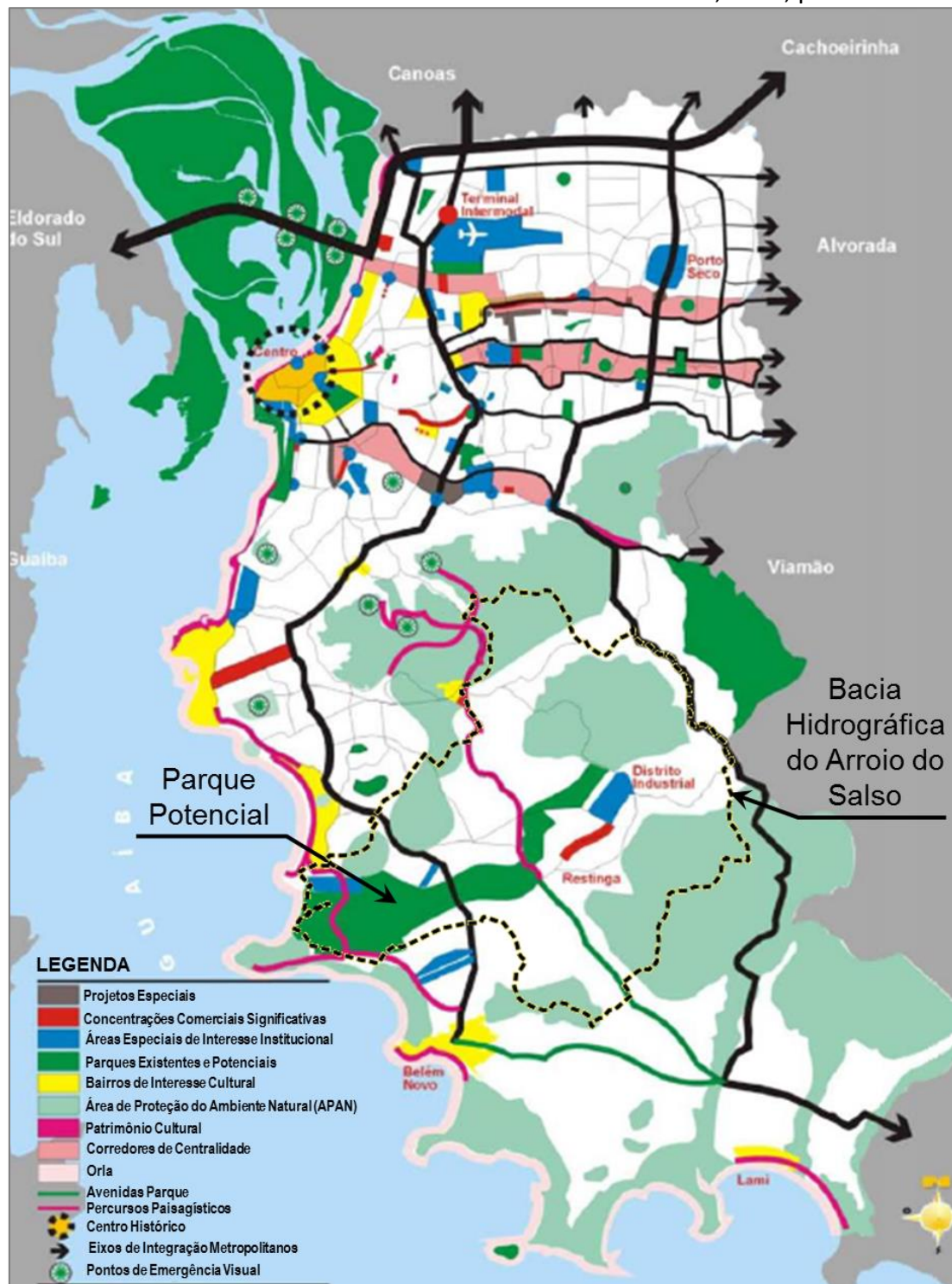
**Figura 21** – Plano Diretor de Porto Alegre – EQA

Mapa da Estratégia de Qualificação Ambiental (EQA), com destaque para a bacia do Arroio do Salso. Fonte: modificado de PORTO ALEGRE, 2010, p. 31.



**Figura 22** – Plano Diretor de Porto Alegre – EEU

Mapa da Estratégia de Estruturação Urbana (EEU) de Porto Alegre, com destaque para a bacia do Arroio do Salso. Fonte: modificado de PORTO ALEGRE, 2010, p. 19



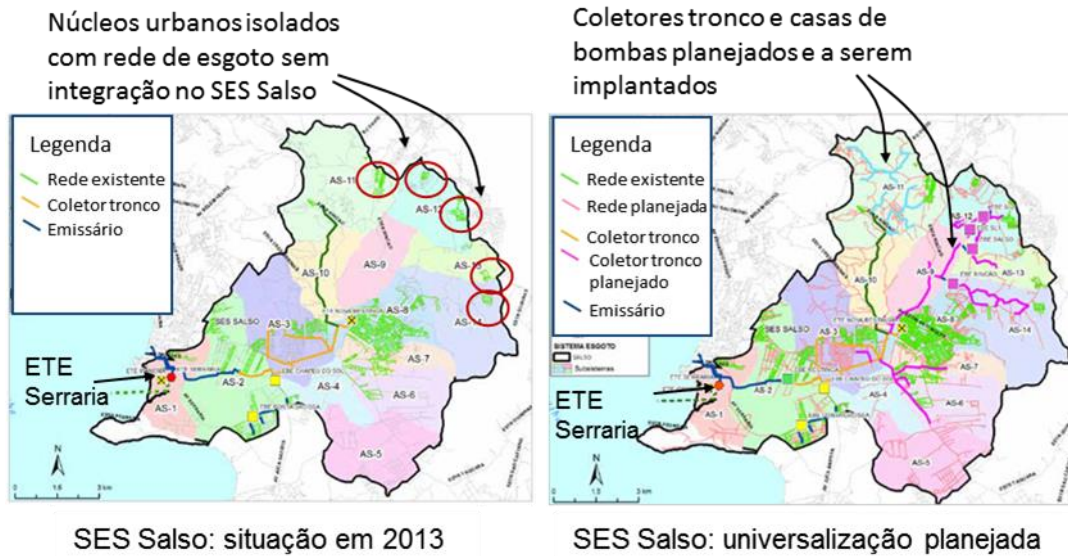
### 3.6.2.2. *Esgotamento sanitário*

Na ótica do saneamento, em especial na esfera do esgoto sanitário, o sistema de esgotamento sanitário da bacia do Arroio do Salso (SES-Salso) compõe um caso singular no município de Porto Alegre em relação à estruturação dos sistemas de coleta e tratamento, principalmente devido à pulverização de núcleos urbanos muito distantes entre si. Ainda que tenha elevado notavelmente a capacidade de tratamento do município, a centralização do tratamento de esgoto da zona sul da cidade na ETE Serraria, resultado recente das intervenções estruturais do PISA (Projeto Integrado Socioambiental), acaba impondo a necessidade de construção de longos interceptores e emissários através do território parcialmente urbanizado da bacia hidrográfica (ver Figura 23).

Ademais, segundo o Plano Municipal de Saneamento Básico (PORTO ALEGRE/DMAE, 2013), grande parte dos loteamentos urbanos na porção média e alta da bacia ainda não dispõe de rede coletora, operando assim de maneira similar a todas as ocupações irregulares que sequer são diagnosticadas pelo Plano. Outro aspecto de capital importância é que, mesmo em locais com rede coletora existente, muitos casos ainda não estão conectados com o sistema de tratamento dada a ausência de coletor-tronco. Por fim, ressalta-se que mesmo nos casos de implantação integral do sistema esgotamento sanitário, uma fração significativa dos domicílios certamente ainda lança seus efluentes domésticos na rede pluvial (ver Figura 24)

### Figura 23 – SES Salso

Diagnóstico e prognóstico para o SES Salso. Fonte: modificado de PORTO ALEGRE/DMAE, 2013



### Figura 24 – Arroio do Salso: registro fotográfico

Vazões de tempo seco sendo lançadas no Arroio do Salso. Fotografias: o autor, 2012.



Vazão de tempo seco lançada próximo ao pontilhão da Av. Juca Batista.



Detalhe do lado: biofilme cinzento típico de esgoto cloacal.



Vazão de tempo seco lançada no bairro Restinga.



Detalhe do lado: vazão notavelmente alta durante tempo seco na galeria de drenagem, bairro Restinga.

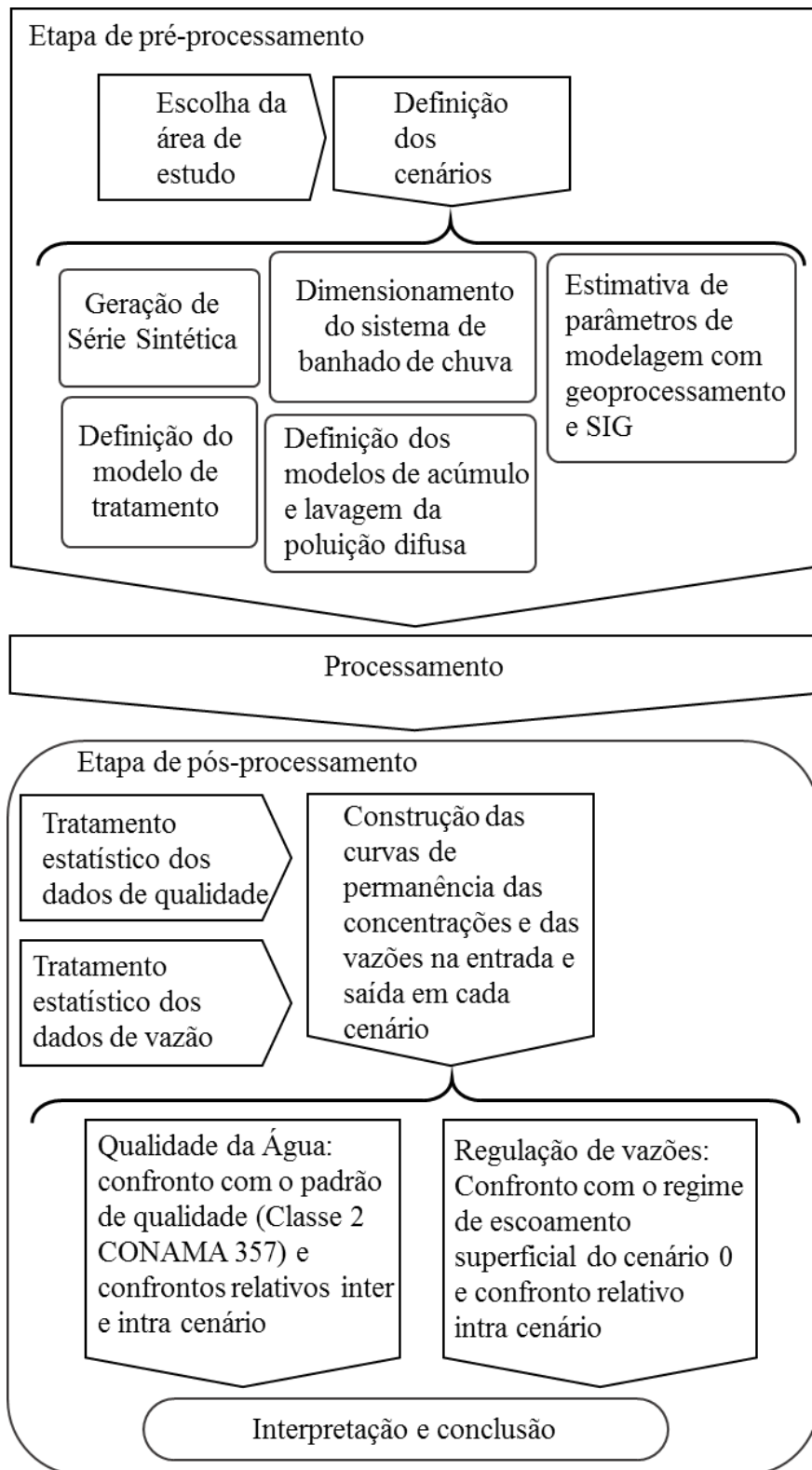


#### **4. METODOLOGIA**

Conforme já exposto, o presente estudo busca fazer, por meio de modelagem hidrológica com séries sintéticas, uma avaliação da eficácia de um hipotético banhado de chuva na melhoria da qualidade da água e na regulação das vazões geradas por uma bacia urbana de 43 hectares, na região de nascentes do Arroio do Salso, Porto Alegre/RS. Assim, a análise foi conduzida em três diferentes fases de trabalho: (1) uma etapa de pré-processamento, outra etapa (2) de processamento ou simulação e, por fim, (3) uma etapa de pós-processamento (ver Figura 25).

A etapa de pré-processamento abarcou todos os procedimentos necessários para a geração de dados de entrada no modelo, o que inclui a geração de série sintética, parâmetros obtidos com geoprocessamento, critérios e regras de dimensionamento e modelos de qualidade d'água. A etapa de processamento teve início no momento em que se deu partida para o modelo simular 10 anos de série sintética de chuvas diárias. Por sua vez, a etapa de pós-processamento envolveu a caracterização estatística dos dados de saída do modelo e o confronto tanto das vazões nos cenários 1 e 2 com o cenário 0 quanto das concentrações dos parâmetro de qualidades no cenário 1 e 2 em relação ao enquadramento previsto para a bacia (classe 2 da Resolução CONAMA nº 357/2005).

Figura 25 – Fluxograma de análise



## 5. APLICAÇÃO METODOLÓGICA

### 5.1. Área de estudo

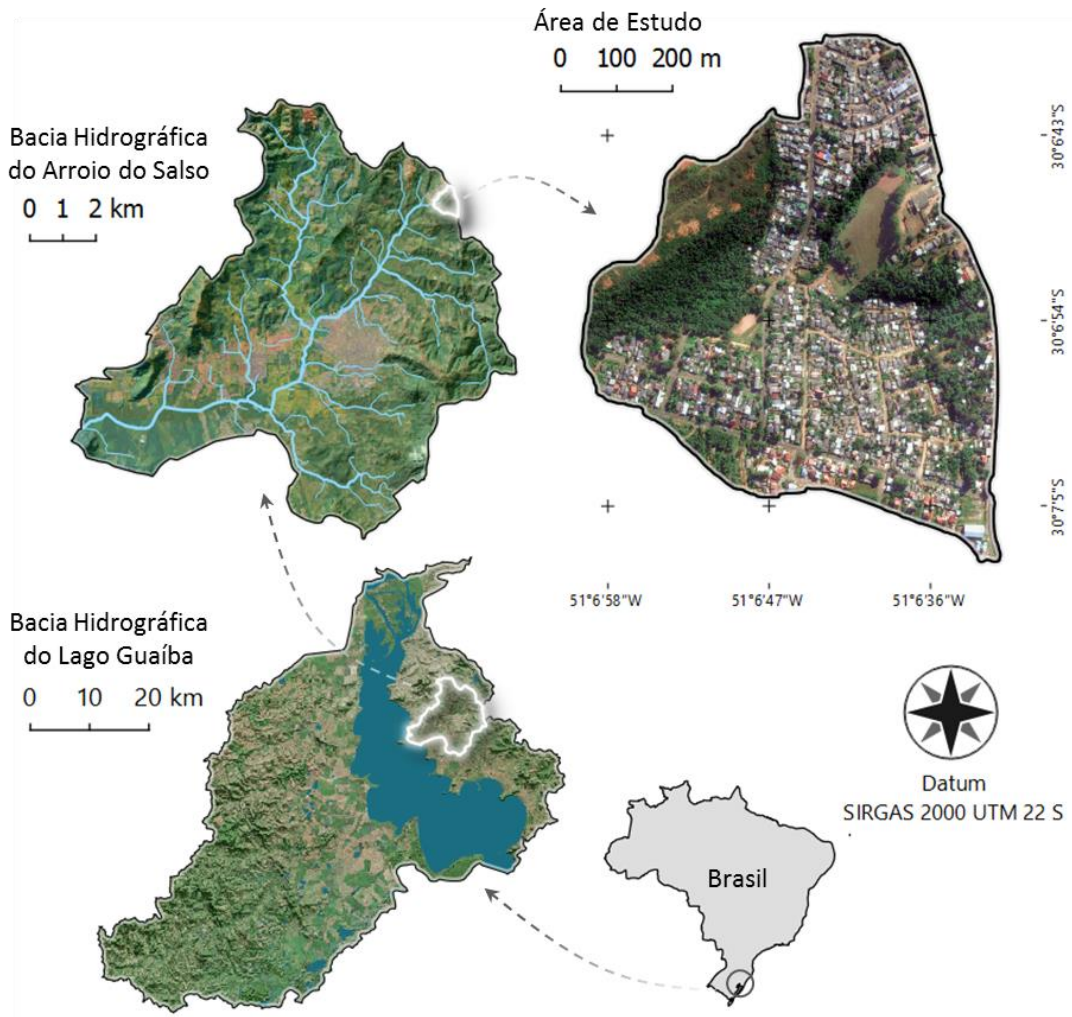
Na ótica do recursos hídricos, o presente estudo busca explorar uma medida de controle da qualidade da água tendo em vista as metas de enquadramento previstas para a Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba. Por outro lado, no olhar do planejamento urbano e ambiental, busca-se contribuir para a “recuperação de corpos d’água” apontada pela Estratégia de Qualificação Ambiental do município de Porto Alegre. Por isso, elencou-se a Bacia Hidrográfica do Arroio do Salso como área de aplicação geral justamente por essa região ainda possuir urbanização esparsa e contar com um planejamento urbano em melhor harmonia com a dinâmica das águas. Por fim, para a área específica de aplicação, a escolha levou em conta os seguintes critérios:

- Bacia menor que 50 hectares, uma vez que o critério de dimensionamento aponta no mínimo área de banhado equivalente a 1% da área de drenagem (o que implicaria um banhado mínimo com 0,5 hectares);
- Bacia que englobe algum núcleo urbano isolado, na região de nascentes;
- Ampla área disponível a jusante da bacia;
- Informações oficiais disponíveis, como o censo IBGE (de 2010), Plano Diretor de Esgotos ( de 2009), Plano Municipal de Saneamento (de 2013) e cadastro de drenagem do DEP;
- Algum conhecimento prévio básico da região.

Consequentemente, a área específica de aplicação escolhida foi uma bacia de 43 hectares no bairro Lomba do Pinheiro, na comunidade Vila Nova São Carlos. A urbanização dessa bacia é marcada por loteamentos regularizados entremeados de ocupações espontâneas ou irregulares. A Figura 26 apresenta o itinerário de localização da área específica de aplicação. Já a Figura 27 apresenta um diagnóstico fotográfico do local de estudo.

**Figura 26** – Itinerário de localização da área de estudo

Fontes: mosaicos de imagens orbitais Google Maps e Bing Maps.



**Figura 27** – Diagnóstico fotográfico no local de estudo

(A) vista do riacho. (B) flagrante de lançamento direto de esgoto cloacal no corpo d'água. Fonte: o autor.



(A)



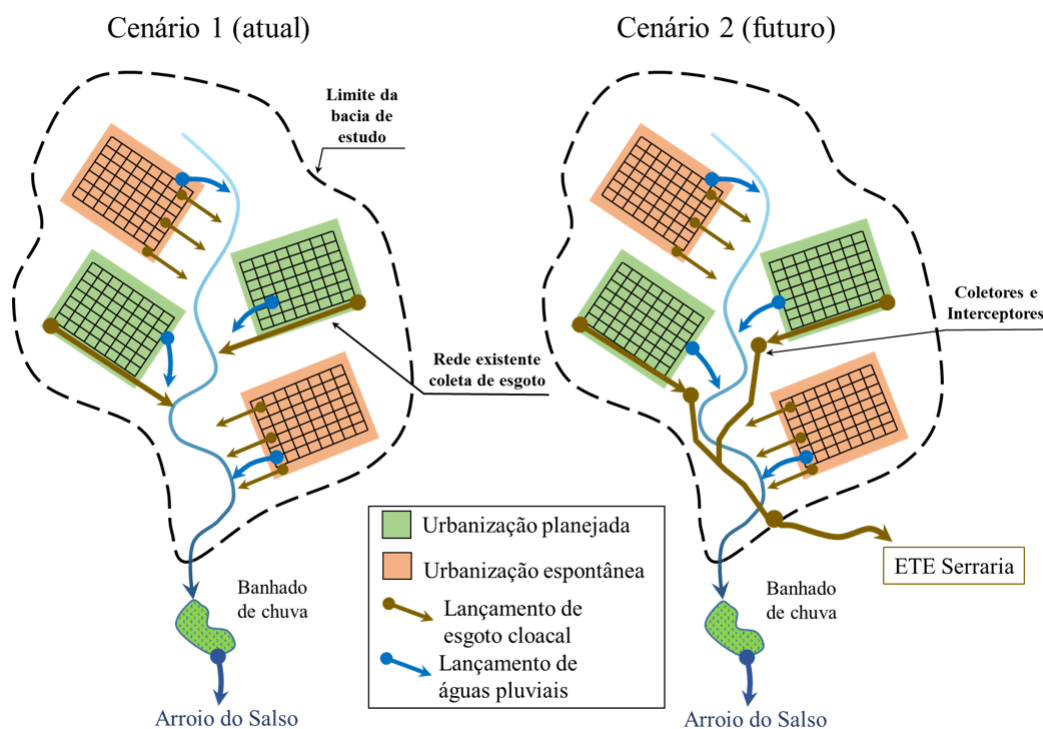
(B)

## 5.2. Cenários

A análise do presente estudo se direciona a investigar três cenários para a área de estudo: a situação passada de pré-desenvolvimento (cenário 0), a situação atual de pós-desenvolvimento (cenário 1) e, enfim, a situação futura estimada para 2030, 20 anos após as estimativas populacionais de 2010 (cenário 2). Esses cenários são resumidos na Tabela 10 e Figura 28.

O cenário 0 é simulado tendo em vista o confronto com as vazões dos cenários 1 e 2. Isto é, se busca avaliar o impacto quantitativo da intervenção com banhado de chuva em relação à distribuição de vazões nas condições nativas. Já na ótica da qualidade da água, o cenário 2 consiste em um futuro mais “otimista”, uma vez que nessa situação é considerada tanto a interceptação do esgoto cloacal na rede pluvial quanto a integração da rede cloacal no Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) Lomba, que direciona o esgoto para tratamento na ETE Serraria (PORTO ALEGRE/DMAE, 2013). Com isso, a situação futura apresenta apenas as vazões de esgoto irregulares lançadas fora das redes de esgotamento.

**Figura 28** – Representação esquemática dos cenários 1 e 2.



**Tabela 10** – Cenários investigados pela análise

<b>Cenário</b>	<b>Situação</b>	<b>Descrição</b>
<b>Cenário 0 (C#0)</b>	Pré-desenvolvimento	Vegetação nativa potencial.
<b>Cenário 1 (C#1)</b>	Pós-desenvolvimento (2010)	Urbanização parcial e descarga de todo o esgoto cloacal na drenagem.
<b>Cenário 2 (C#2)</b>	Futuro (2030)	Urbanização acentuada, pavimentação de todas as vias e interceptação e integração no SES Salso das redes de esgotamento (cloacal e pluvial), restando somente os despejos irregulares de esgoto (sem rede de coleta).

### **5.3. Escolha do modelo computacional**

O aplicativo computacional escolhido foi o EPA SWMM 5.0. A justificativa para a escolha desse programa baseia-se nos seguintes critérios:

- Aceitável em nível global;
- Custo zero, tanto em relação ao programa quanto ao suporte;
- Amigável ao usuário (interface gráfica e programação orientada a objetos);
- Alta performance hidráulica (propagação do fluxo com onda dinâmica);
- Próprio para modelagem e tratamento de qualidade da água, incluindo modelos de acúmulo e lavagem da poluição difusa.

### **5.4. Geoprocessamento e SIG**

O uso de geoprocessamento e sistema de informação geográfica se fez necessário tendo em vista os parâmetros de entrada nos objetos modelados no ambiente SWMM, Produtos básicos do geoprocessamento conforme apresenta a Tabela 11.

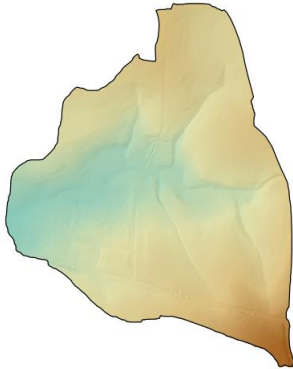
#### **5.4.1.1. Produtos básicos**

A Tabela 12 apresenta os produtos básicos gerados nessa etapa da aplicação metodológica:

**Tabela 11** – Relação de objetos SWMM e parâmetros derivados de SIG

Objeto SWMM	Parâmetros de modelagem estimados/organizados com geoprocessamento e SIG
Bacias ( <i>subcatchments</i> )	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Área;</li> <li>• Declividade média;</li> <li>• % de área impermeável;</li> <li>• Rugosidade (n de Manning) da superfície permeável, fluxo em lâmina;</li> <li>• Parâmetro CN para infiltração;</li> <li>• % de uso do solo urbano.</li> </ul>
Junções ( <i>junctions</i> )	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Influxo de tempo seco;</li> <li>• Cota de fundo.</li> </ul>
Canais ( <i>links</i> )	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Transecto da seção para canais escavados;</li> <li>• Comprimento.</li> </ul>

**Tabela 12** – Geoprocessamento: produtos básicos

Produto básico	Descrição
Modelo Numérico de Terreno	<p>Matriz <i>raster</i> com Resolução de um metro, derivada da interpolação das curvas de nível.</p> 
Polígonos das sub-bacias	<p>Conjunto de áreas a serem discretizadas na modelagem.</p>
Linhas da drenagem	<p>Canais, naturais e artificial.</p>
Pontos dos exutórios	<p>Pontos de conexão entre sub-bacias e canais.</p>

#### 5.4.1.2. *Geração de Modelo numérico de terreno (MNT)*

Gerou-se um modelo numérico de terreno (MNT) a partir das curvas de nível disponíveis pela base altimétrica do município de Porto Alegre (HASENACK *et al.*, 2010). Tendo em vista a resolução de um metro das curvas de nível, o MNT foi produzido a partir de algoritmos de interpolação topográfica, com resultado final uma matriz com célula de um metro de comprimento.

#### 5.4.1.3. *Geração do Sistema Hidrográfico*

O sistema hidrográfico, incluindo desde a bacia global, as sub-bacias e a drenagem, foi derivado basicamente da análise hidromórfica do MNT e sua interação com as vias e rede de drenagem artificial. As vias foram obtidas de arquivo vetorial disponibilizadas pelo *website* ObservaPoa (OBSERVAPOA, 2016) e a rede de drenagem construída foi inserida a partir de georeferenciamento do cadastro do DEP (PORTO ALEGRE/DEP, 2016).

O processamento se iniciou com o preenchimento das depressões espúrias presentes no MNT. A seguir, as vias foram rasterizadas na mesma matriz do MNT, sendo então subtraídas da matriz de terreno em uma redução de um metro. Isto é, buscou-se “queimar” as vias no terreno, de maneira a garantir a interceptação do escoamento superficial pelas sarjetas das ruas. Novamente, então, se suavizou o terreno para eliminação de novas depressões espúrias.

Nessa direção, aplicou-se os geolgoritmos para a geração da rede de drenagem e sub-bacias, com subsequente vetorização das feições. Por fim, procedeu-se ao ajuste vetorial das bacias, lançando mão de segmentação manual para bacias demasiadamente grandes ou dissolução de bacias muito pequenas. Como produto final, obteve-se 19 sub-bacias para a área de estudo.

Os exutórios foram vetorizados manualmente, exatamente sobre o *pixel* acusado pela matriz de acúmulo. Interceptando os exutórios e respeitando as feições do cadastro do DEP, foi então ajustada a drenagem vetorial.



#### **5.4.2. Solos e grupos hidrológicos**

A matriz raster de grupos hidrológicos de solos foi derivada da rasterização do Mapa de Solos de Porto Alegre (HASENACK *et al.*, 2008) cortado na área de estudo seguida de reclassificação para os grupos hidrológicos do SCS segundo a metodologia proposta por Sartori *et al.* (2005). No caso da bacia de estudo, os grupos hidrológicos de solos diagnosticados foram C e D.

#### **5.4.3. Cobertura do solo nos cenários**

A matriz raster de cobertura para a situação de pré-desenvolvimento foi concebida de maneira a convergir com o Mapa da Vegetação Natural Potencial (PORTO, M.; MENEGAT, R., 2006). Assim, foi estabelecida duas coberturas de solo: arbórea, representando as matas baixas dos morros e coxilhas e arbustiva, representando o vassoural e campo de encostas. A espacialização desse mosaico vegetacional consistiu em confinar a cobertura arbórea em uma zona tampão com distância de 50 metros dos fundos de vale, sendo o restante das encostas e divisores de água dominados pela vegetação arbustiva. Método: geoalgoritmo de distância sobre a matriz booleana de canais precedida de reclassificação lógica.

A matriz de cobertura para a situação de pós-desenvolvimento (cenário 1) foi resultado da inspeção visual das imagens Digital Globe disponíveis no servidor de mapas Google precedida de vetorização manual, ajustes topológicos e rasterização em formato booleano de cada tipologia.

Para o cenário futuro (cenário 2), essencialmente duas modificações sobre o uso pós-desenvolvimento foram assumidas: pavimentação de todas as vias e completa urbanização (cobertura urbana residencial) de um loteamento localizado na parte noroeste da bacia de estudo.

#### **5.4.4. Parâmetros das sub-bacias**

##### **5.4.4.1. Área**

Para a estimativa da área de cada sub-bacia, foi empregada a ferramenta de calculadora de campo na própria tabela de atributos do arquivo vetorial das sub-bacias.

#### 5.4.4.2. Declividade média

A declividade média para cada sub-bacia, por sua vez, foi estimada através de estatística zonal sobre uma matriz raster de declividade usando o arquivo de zonas os polígonos das sub-bacias.

#### 5.4.4.3. CN médio

Segundo o Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA, 1986), os valores de CN para cada combinação cobertura-solo são dados por:

**Tabela 13** – Relação de valores de CN

Diferentes tipos de cobertura do solo e grupo de solos (baseado em USDA, 1986)

Valores de CN		Grupo de Solos	
		C	D
Tipo de cobertura			
<b>Arbóreo</b>	Boas condições hidrológicas	70	77
<b>Herbáceo</b>	Boas condições hidrológicas	74	80
<b>Arbustivo</b>	Boas condições hidrológicas	65	73
<b>Urbano - área aberta</b>	Boas condições hidrológicas	74	80
<b>Urbano - residencial</b>		92	94
<b>Ruas e estradas</b>	Não pavimentada	87	89
	Pavimentação asfáltica	98	98

O valor de CN para cobertura urbana residencial foi estimado baseando-se em uma média ponderada de área impermeável nos lotes e área aberta nos lotes:

**Tabela 14** – Estimativa de CN para áreas residenciais

Tipo de cobertura	(%)	Grupo de Solos	
		C	D
CN - área impermeável	76	98	98
CN - área aberta nos lotes - cobertura de grama >75%	24	74	80
CN composto		92	94

Os pesos para a ponderação foram determinados através de uma amostra aleatória de 30 lotes no interior da bacia de estudo seguida da inspeção das áreas abertas em

cada lote com a ferramenta de mensuração de área do QGIS e, por fim, cálculo da média aritmética dos valores amostrados.

O valor de CN médio para cada bacia foi extraído através da estatística zonal sobre uma matriz raster de valores de CN usando como zonas os polígonos das bacias. Assim, o valor médio de CN para cada polígono individual foi acoplado na tabela de atributos do arquivo vetorial de bacias (ver Figura 29).

A matriz raster de CN, por sua vez, foi gerada a partir de álgebra de mapas entre as matrizes booleanas de cada tipo de cobertura do solo e de cada grupo hidrológico de solo:

$$\text{Matriz CN} = \sum_{1}^S \sum_{1}^C (\text{MBCobertura}_C * \text{MBSolo}_S * \text{CN}_{CS}) \quad (22)$$

Onde:

S	É o índice do grupo hidrológico do solo.
C	É o índice do tipo de cobertura do solo.
MBCobertura <sub>C</sub>	É a matriz booleana da cobertura do solo de índice C.
MBSolo <sub>S</sub>	É a matriz booleana do grupo hidrológico de solo de índice S.
CN <sub>CS</sub>	É o valor de CN tabelado para a combinação de cobertura do solo C e grupo hidrológico de solo S.

#### 5.4.4.4. *Percentagem de impermeabilização média*

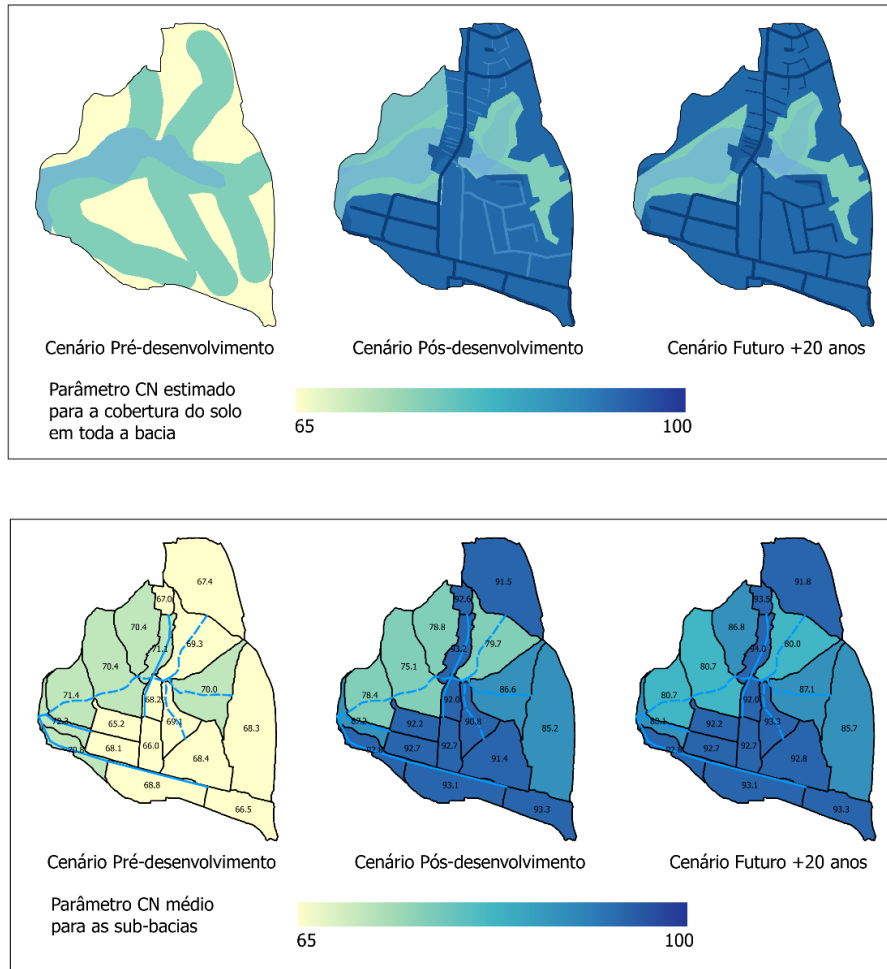
A razão de impermeabilização foi obtida com aplicação de estatística zonal sobre a matriz raster de percentagem de área impermeável usando como arquivo de zonas os polígonos das bacias. Essa matriz de raster foi desenvolvida através da álgebra das matrizes booleanas de cada tipo de cobertura ponderadas pelo índice de impermeabilização (Tabela 15).

**Tabela 15** – Percentagem impermeável em relação à cobertura do solo

<b>Tipo de cobertura do solo</b>	<b>% Impermeável</b>
<b>Arbórea</b>	0%
<b>Herbácea</b>	0%
<b>Arbustiva</b>	0%
<b>Urbana - área aberta</b>	0%
<b>Urbana - residencial</b>	76%
<b>Ruas e estradas - chão batido</b>	0%
<b>Ruas e estradas - asfalto</b>	100%

**Figura 29** – Mapa do parâmetro CN nos três cenários.

Acima: matriz raster para toda a área de estudo. Abaixo: discretização do valor médio para cada sub-bacia.



#### 5.4.4.5. Rugosidade superficial média

O SWMM requer a entrada tanto do valor do coeficiente de rugosidade para as superfícies impermeáveis quanto para as superfícies permeáveis. Para as superfícies impermeáveis foi assumido o valor de 0,011. Para as superfícies permeáveis, foi realizada a estatística zonal sobre uma matriz raster de n de manning. Essa matriz foi desenvolvida a partir da álgebra de mapas das matrizes booleanas de cada tipo de cobertura do solo ponderadas pelo coeficiente de rugosidade (ver Figura 30).

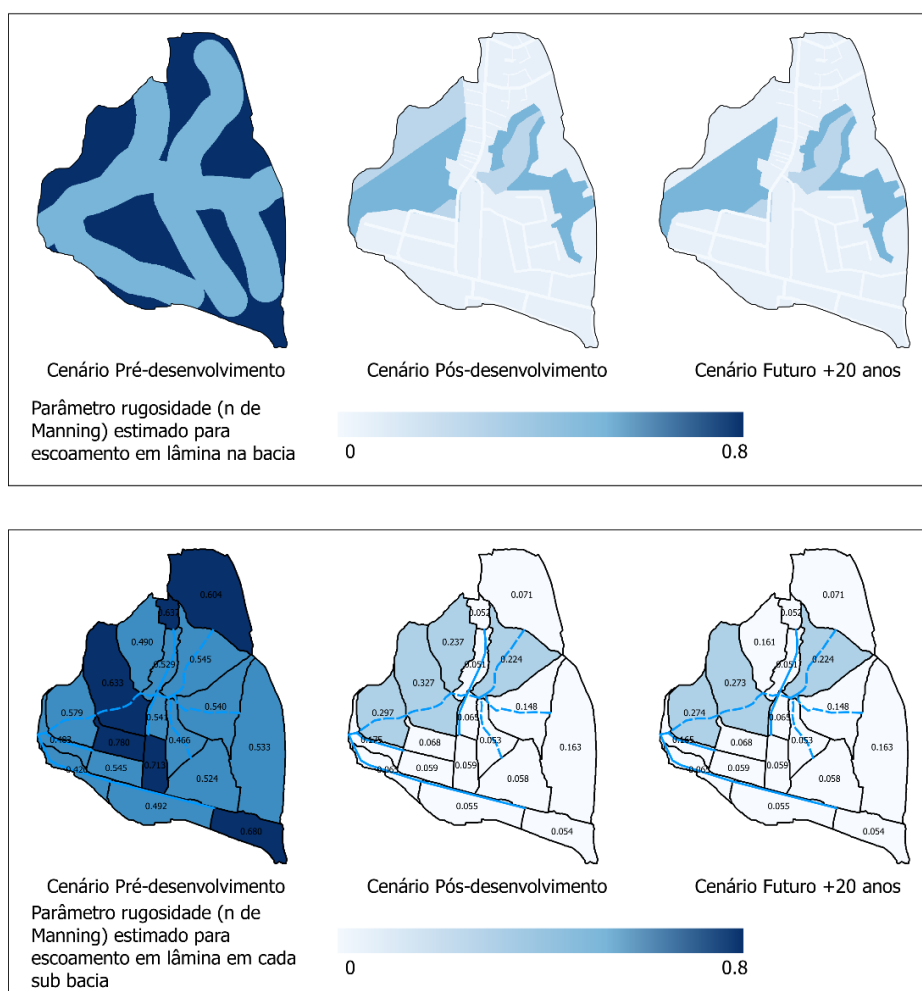
**Tabela 16 – Rugosidade para fluxo em lâmina**

(adaptado de USDA, 1986)

Cobertura do solo	n de Manning para fluxo em lâmina
Arbóreo	0,400
Herbáceo	0,240
Arbustivo	0,800
Urbano - área aberta	0,240
Urbano - residencial	0,066
Via de chão batido	0,011
Via asfaltada	0,011

**Figura 30 – Mapa do parâmetro de rugosidade superficial**

n de Manning nos três cenários. Acima: matriz raster para toda a área de estudo. Abaixo: discretização do valor médio para cada sub-bacia.



#### 5.4.4.6. *Percentagem de urbanização*

Essa estimativa foi obtida com estatística zonal sobre uma matriz booleana de cobertura urbana. Essa matriz foi gerada pela soma das matrizes booleanas de cobertura urbana residencial, urbana aberta, vias asfaltada e vias não pavimentadas.

#### **5.4.5. Cotas da drenagem**

Essa estimativa levou em conta os diferentes cenários, uma vez que a canalização subterrânea de parte da drenagem nos cenários pós-desenvolvimento e futuro implica em cotas de fundo inferiores à cota da superfície. Para os canais superficiais, o valor da cota de fundo das junções foi obtido extraindo-se o valor de cota direto do MNT. Já para os canais subterrâneos, tendo em vista que o diâmetro máximo de conduto subterrâneo apresentado pelo cadastro do DEP na área de estudo é de 40 centímetros, assumiu-se nesses pontos um rebaixamento da drenagem de um metro subtraído da cota do MNT.

#### **5.4.6. Estimativa da vazão de tempo seco**

##### 5.4.6.1. *Estimativa de habitantes*

A estimativa de número de habitantes levou em consideração a análise dos setores censitários do IBGE – Planilhas Básico e Domicílios. As variáveis analisadas são apresentadas na Tabela 17.

**Tabela 17 – Variáveis do Censo IBGE 2010 analisadas (IBGE, 2011)**

<b>Identificador da Variável</b>	<b>Planilha IBGE Censo 2010</b>	<b>Variável IBGE</b>	<b>Resumo da variável</b>	<b>Descrição completa da variável</b>
B_V002	Basico_RS	V002	Habitantes permanentes	Moradores em domicílios particulares permanentes ou população residente em domicílios particulares permanentes
D1_V002	Domicilio01_RS	V002	Domicílios particulares permanentes	Domicílios particulares permanentes
D1_V017	Domicilio01_RS	V017	Domicílios com descarga na rede geral de esgoto ou pluvial	Domicílios particulares permanentes com banheiro de uso exclusivo dos moradores ou sanitário e esgotamento sanitário via rede geral de esgoto ou pluvial
D1_V018	Domicilio01_RS	V018	Domicílios com descarga em fossa	Domicílios particulares permanentes com banheiro de uso exclusivo dos moradores ou sanitário e esgotamento sanitário via fossa séptica
D1_V019	Domicilio01_RS	V019	Domicílios com descarga em fossa rudimentar	Domicílios particulares permanentes com banheiro de uso exclusivo dos moradores ou sanitário e esgotamento sanitário via fossa rudimentar
D1_V020	Domicilio01_RS	V020	Domicílios com descarga em vala	Domicílios particulares permanentes com banheiro de uso exclusivo dos moradores ou sanitário e esgotamento sanitário via vala
D1_V021	Domicilio01_RS	V021	Domicílios com descarga em rio, lago ou mar	Domicílios particulares permanentes, com banheiro de uso exclusivo dos moradores ou sanitário e esgotamento sanitário via rio, lago ou mar
D1_V022	Domicilio01_RS	V022	Domicílios com descarga de outro tipo de escoadouro	Domicílios particulares permanentes com banheiro de uso exclusivo dos moradores ou sanitário e esgotamento sanitário via outro escoadouro

Calculou-se a densidade habitacional de 2010 para cada setor censitário, dividindo-se a variável B\_V002 pela área de cada setor. Assim, rasterizou-se os setores censitários em uma matriz de densidade habitacional seguida de estatística zonal com os polígonos das bacias. Por fim, obteve-se o número de habitantes multiplicando-se a densidade populacional pela área de cada bacia. Insta ressaltar uma potencial subestimativa dos habitantes devido à heterogeneidade da ocupação urbana dos setores localizados na borda da área de estudo.

#### 5.4.6.2. Tipos de descarga de esgoto cloacal

O censo IBGE 2010 investigou as diferentes formas de descarga de esgoto cloacal em nível domiciliar. Dessa forma, ao manipular as variáveis do censo é possível estimar índices para cada tipo de descarga, conforme a Tabela 18. Considerando-se apenas as descargas superficiais, rasterizou-se os setores censitários pelos índices IES01, IES03 e IES04. A seguir, realizou-se a estatística zonal com os polígonos das sub-bacias para agregação das médias na tabela de atributos.

**Tabela 18** – Tipos de descarga de esgoto cloacal

<b>Código do Índice</b>	<b>Tipo de descarga de esgoto cloacal</b>	<b>Memorial de cálculo</b>
IES_01	Superficial	$IES_{01} = \frac{D1_{V017} + D1_{V020} + D1_{V021} + D1_{V022}}{D1_{V002}} \left[ \frac{\text{domicílio}}{\text{domicílio}} \right]$
IES_02	Subterrânea	$IES_{02} = 1 - IES_{01} = \frac{D1_{V018} + D1_{V019}}{D1_{V002}} \left[ \frac{\text{domicílio}}{\text{domicílio}} \right]$
IES_03	Superficial com rede	$IES_{03} = \frac{D1_{V017}}{D1_{V002}} \left[ \frac{\text{domicílio}}{\text{domicílio}} \right]$
IES_04	Superficial sem rede	$IES_{04} = IES_{01} - IES_{03} = \frac{D1_{V020} + D1_{V021} + D1_{V022}}{D1_{V002}} \left[ \frac{\text{domicílio}}{\text{domicílio}} \right]$
IES_05	Subterrânea por fossa séptica	$IES_{05} = \frac{D1_{V018}}{D1_{V002}} \left[ \frac{\text{domicílio}}{\text{domicílio}} \right]$
IES_06	Subterrânea por fossa rudimentar	$IES_{06} = IES_{02} - IES_{05} = \frac{D1_{V019}}{D1_{V002}} \left[ \frac{\text{domicílio}}{\text{domicílio}} \right]$

#### 5.4.6.3. Projeção populacional e contribuição per capita

A Tabela 19 apresenta a taxa de crescimento populacional para 20 anos e contribuição de esgotos per capita por dia definidas para o extinto SES Salso-Lomba (tabelas 4 e 5 do Plano Diretor de Esgotos – PORTO ALEGRE/DMAE, 2009).



**Tabela 19** – Dados para o SES Salso-Lomba

Fonte: PORTO ALEGRE/DMAE, 2009.

<b>População 2010</b>	10.632	habitantes
<b>População 2030</b>	15.456	habitantes
<b>Taxa de crescimento em 20 anos</b>	45	%
<b>Contribuição de esgotos</b>	130	L/(hab*dia)

#### 5.4.6.4. Vazão de tempo seco em diferentes cenários

Para situação pós-desenvolvimento (sem interceptação na rede existente), é considerado para uma bacia qualquer:

$$Q_{TS_{pos}} = qn_{pos}IES_{01} \Rightarrow Q_{TS_{pos}} = \mathbf{3,7 L/s} \quad (23)$$

Onde:

$Q_{TS}$	É a vazão de tempo seco.
$q$	É contribuição de esgoto <i>per capita</i> .
$n_{pos}$	É o número de habitantes em 2010.
$IES_{01}$	É o índice de descargas superficiais.

Para situação futuro, com interceptação da rede existente:

$$Q_{TS_{fut}} = qn_{pos}(1 + c)IES_{04} \Rightarrow Q_{TS_{fut}} = \mathbf{1,2 L/s} \quad (24)$$

Onde:

$c$	É taxa de crescimento.
$IES_{04}$	É o índice de descargas superficiais sem rede

Urge ressaltar as limitações decorrente dessa abordagem: (1) assume-se que a vazão per capita se manterá a mesma em 20 anos e (2) assume-se que os índices de esgotamento sanitário extraídos do censo de 2010 irão ser os mesmos para 20 anos no futuro.

#### 5.4.7. Canais: comprimento, rugosidade e seção

O arquivo vetorial da drenagem foi manipulado, de maneira a incorporar na tabela de atributos os parâmetros de entrada no SWMM. O comprimento para cada segmento de canal foi estimado com a ferramenta de calculadora de campo. Já a rugosidade foi determinada de acordo com uma classificação prévia da tipologia dos canais em cada cenário (ver Tabela 20). Os canais do modelo hidráulico são apresentados para cada cenário na Figura 31.

**Tabela 20** – Rugosidade para diferentes tipos de canais

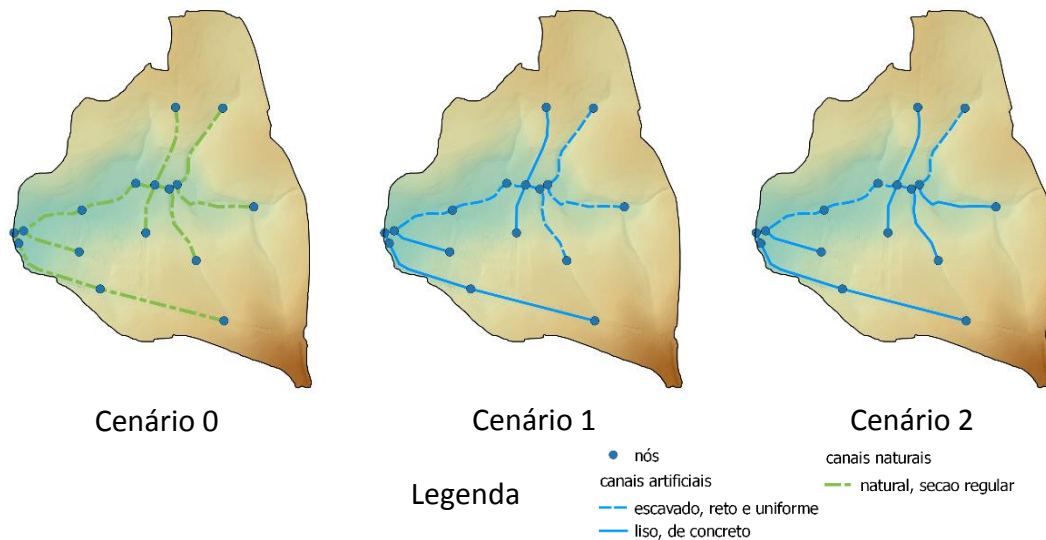
Fonte: ROSSMAN, 2010

Tipo de canal	N de Manning
Concreto	0,011
Escavado, reto e uniforme	0,03
Natural, secção regular	0,07

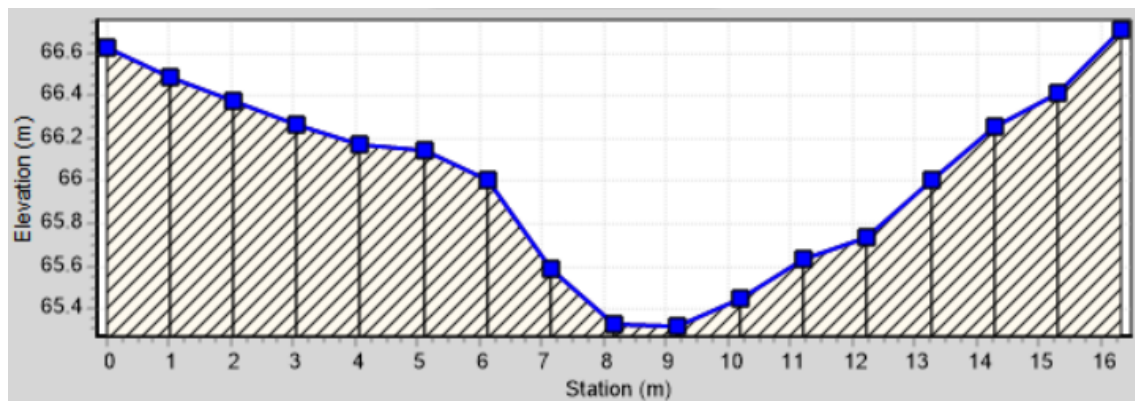
A seção de cada segmento de canal, por sua vez, foi estimada através de amostragem usando-se o MNT e ferramenta de perfil topográfico. Assim, as tabelas de perfil foram transferidas para uma planilha Excel para pré-tratamento antes da inserção no SWMM (ver Figura 32).

**Figura 31** – Canais do modelo hidráulico

Tipos de canais em cada cenário



**Figura 32** – Exemplo de transecto de seção de canal aberto



#### **5.4.8. Comprimento de sarjetas**

Para a normalização dos parâmetros de modelo de acúmulo, se fez necessário estimar o comprimento total das sarjetas em toda a bacia de estudo. Assim, com a calculadora de campo, manipulou-se o arquivo vetorial de vias a fim de agregar na tabela de atributos o comprimento de cada segmento de via. Assim, o comprimento total de sarjetas foi obtido com o dobro do comprimento total de vias.

### **5.5. Série sintética**

#### **5.5.1. Série sintética diária**

Conforme já demonstrado, o uso de séries sintéticas de dados de precipitação em vez da série observada pode ser atrativo na modelagem hidrológica com simulação contínua, especialmente por não apresentarem falhas amostrais, conterem valores extremos e serem suficientemente extensas para muitas aplicações. No caso do aplicativo CLIMABR, além do valor de precipitação diária acumulada, existe a vantagem adicional do cálculo da duração do evento de precipitação, dado esse inexistente nas séries observadas, sendo por isso possível modelar a distribuição da chuva em intervalos de tempo relativamente pequenos (horas ou minutos).

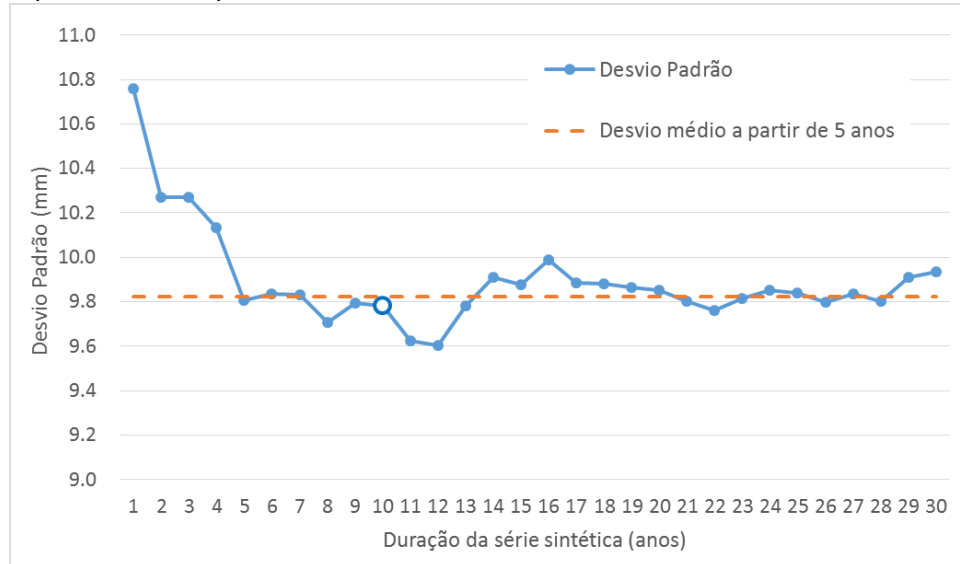
Com o aplicativo CLIMABR, gerou-se uma série sintética de dados pluviométricos e climatológicos diários. Tendo em vista a minimização do tempo de simulação no modelo hidrológico selecionou-se o intervalo ótimo para processamento, avaliando-se o comportamento do desvio padrão da série em função da sua duração. Conforme, aponta a Figura 33, que mostra o desvio padrão até a duração de 30 anos, percebe-se uma estabilização da variância a partir da duração de 5 anos. Com isso, selecionou-se um segmento de série sintética com 10 anos de duração para a simulação.

Por alguma limitação não identificada no CLIMABR, não foi possível processar os dados pluviométricos da estação meteorológica mais próxima e adequada à área de estudo (a estação do INMET em Porto Alegre). Com isso, como fonte de dados pluviométricos escolheu-se a estação de Barra do Ribeiro, município vizinho de Porto Alegre (ver Figura 34). De acordo com o Mapa Brasileiro da Precipitação Média Anual (CPRM, 2015), essas estações encontram-se na mesma faixa de precipitação média,

ambas entre os 1300 a 1400 milímetros (Figura 33), o que justifica a escolha da estação de Barra do Ribeiro.

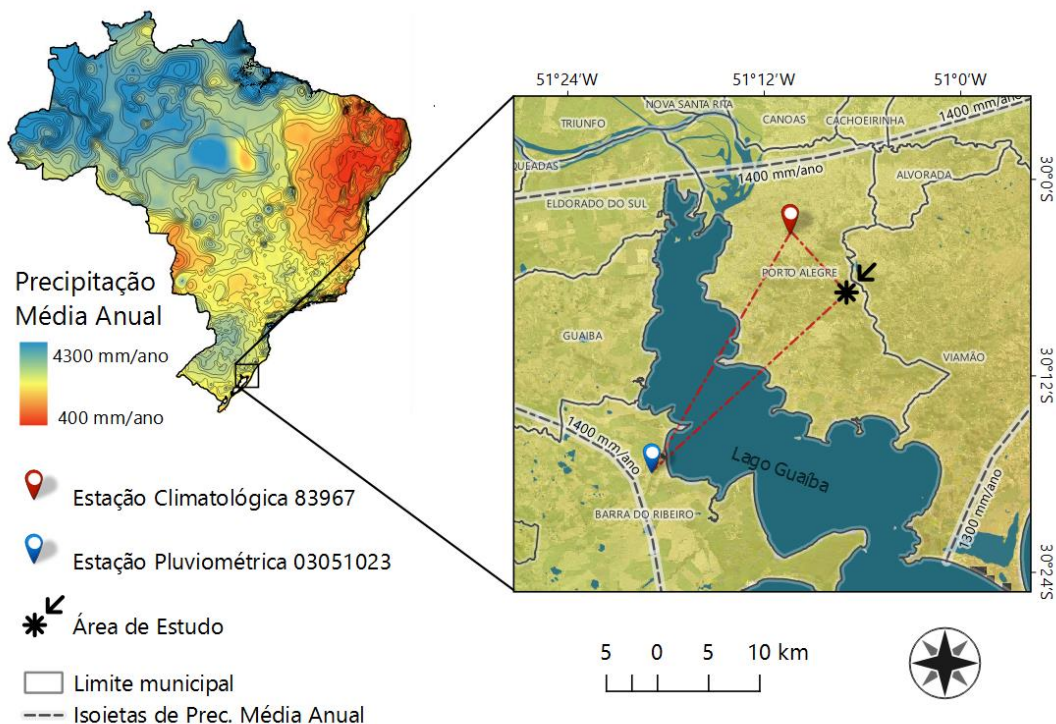
**Figura 33** – Desvio padrão em função da duração da série sintética

Detalhe para o desvio padrão da série com 10 anos



**Figura 34** – Mapa das estações amostradas e a área de estudo.

Fonte: Baseado em CPRM, IBGE e HASENACK *et al.*, 2010.



### 5.5.2. Hietogramas sintéticos

Como dado de entrada para o modelo SWMM, foi produzida uma série sintética de precipitação com intervalos de 10 minutos a partir da série sintética diária gerada pelo CLIMABR. O formato de série temporal de precipitação no SWMM consiste em três colunas: a primeira identificando a data em formato MM/DD/AAAA, a segunda apresentado o horário no formato HH:MM e, por fim, o valor de intensidade de precipitação (milímetros por hora para S.I.). Para facilitar a interpretação dos dados, configurou-se artificialmente o ano de início como 2001. Observa-se que os intervalos sem precipitação podem ser omitidos da série, reduzindo assim consideravelmente o tamanho do arquivo.

Baseando-se na metodologia trazida por Fadel (2013, p. 25), foi possível calcular o tempo de retorno dos eventos diários rearranjando os termos de uma equação de intensidade, duração e frequência (IDF), já que o CLIMABR permite o cálculo da intensidade global do evento de chuva. A seguir, já sabendo o tempo de retorno do evento e estabelecido o intervalo de tempo para a discretização da chuva (10 minutos), solucionou-se novamente a equação IDF agora para o cálculo da intensidade de precipitação em intervalos de 10 minutos de duração. Finalmente, aplicando o método de blocos alternados, confeccionou-se uma distribuição discreta sintética das intensidades de precipitação ao longo do evento de chuva (ver Figura 35).

Posto isso, a equação IDF empregada foi a equação IDF de Bemfica, baseada nos pluviogramas gerados no 8º distrito do INMET entre 1974 e 1998, em Porto Alegre (PORTO ALEGRE/DEP, 2007):

$$I = \frac{1297,9T^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}} \quad (25)$$

Onde:

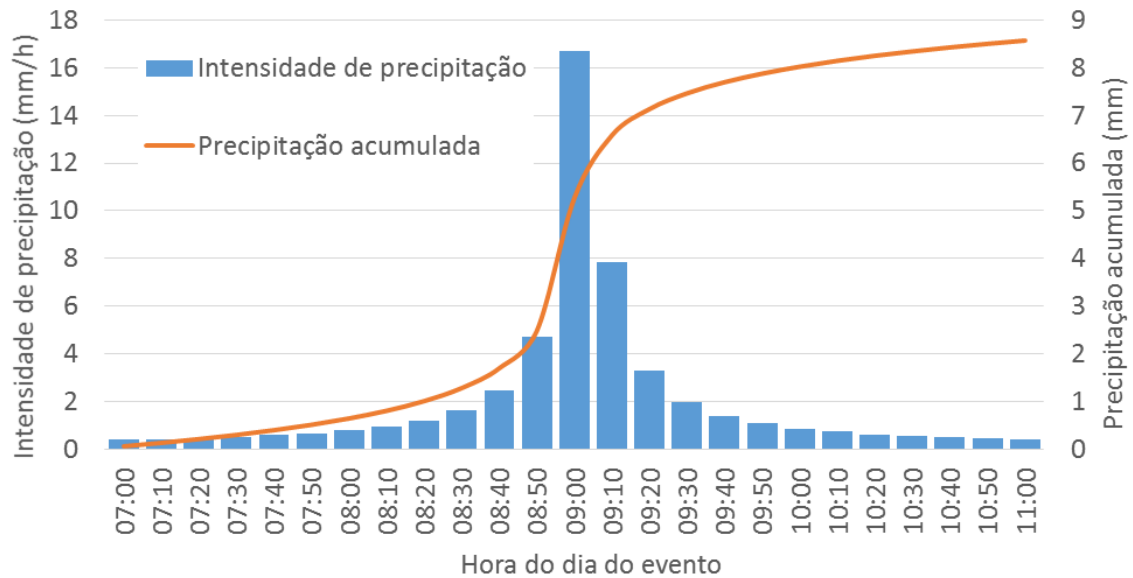
$I$	É a intensidade de precipitação, em mm/h.
$T$	É o tempo de recorrência, em anos.
$t$	É a duração, em minutos.

Nessa direção, fez-se uso de uma planilha de cálculo Excel, lançando mão de campos auxiliares para identificação e ranqueamento em conjunto com função de localização de valor para o correto ordenamento dos blocos alternados. O horário de início dos eventos de precipitação foi calculado com a função de valores aleatórios ao longo do intervalo de tempo disponível para ocorrência do evento. Dessa forma, foi

dada igual chance para os eventos em sequência diária serem próximos ou distantes entre si ao longo do tempo.

**Figura 35** – Exemplo de hietograma sintético

Demonstração da distribuição por meio do método de blocos alternados de evento de 8,57 mm acumulados em 4 horas.



## 5.6. Dimensionamento do sistema

### 5.6.1. Configuração e perfil hidráulico

A configuração hidráulica adotada foi de banhado de chuva não alinhado (*off-line*) com a drenagem principal precedido por uma pequena bacia de interceptação e desvio (*by-pass*) alinhada à drenagem principal (*on-line*). A Figura 36 ilustra os detalhes dessa concepção. A conexão entre esses dois elementos foi definida por um canal fechado que funcione como orifício em situação de vazão muito alta. Com esse esquema, se protege a vegetação e os sedimentos do banhado em relação à vazões de entrada muito potentes. Além disso, quando completamente cheio (VQA completamente capturado), um vertedor composto passa a operar na entrada do sistema, desviando assim a vazão já não considerada crítica para a qualidade.

O volume da bacia de interceptação e desvio não foi considerado como significativo, sendo então modelado no SWMM como uma junção. A cota de fundo da bacia de interceptação foi definida de maneira a coincidir com a profundidade de tempo seco do sistema de banhado. A Figura 37 ilustra os detalhes do perfil adotado no sistema.

### 5.6.2. Volume de Qualidade da Água (VQA)

O sistema de tratamento foi dimensionado para atender, no máximo, um volume de captura correspondente à 100% do escoamento superficial produzido por 90% dos eventos de chuva, isto é, o Volume de Qualidade da Água (VQA), demonstrado pelas equações 9 e 10. A precipitação foi determinada para detenção por 24 horas conforme a metodologia de Akan e Houghtalen (2003, apud ASCE, 1988), em que:

$$P = 1,299 * P_{0,5;24}(0,858I^3 - 0,78I^2 + 0,774I + 0,04) \quad (26)$$

Onde:

$P_{0,5;24}$  É a precipitação de 24 horas com tempo de retorno de 0,5 anos (6 meses), mm.

$I$  É a porcentagem de área impermeável na bacia.

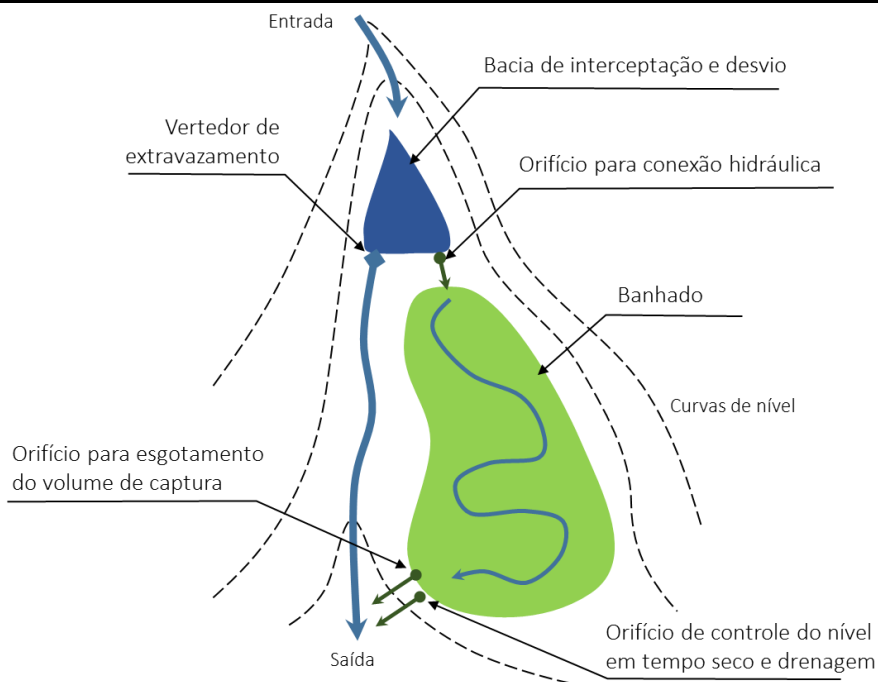
No presente caso, a área de contribuição considerada foi a soma das bacias contribuintes. Para o valor de  $I$  aplicou-se a média aritmética dos valores de % de área impermeável das bacias no cenário futuro. O valor de  $P_{0,5;24}$  foi calculado através da equação IDF (ver Equação 11).

### 5.6.3. Volumes e áreas do sistema

O formato tridimensional do sistema de tratamento foi considerado simplificado como um tronco de cone invertido somado, ao fundo, com uma lâmina cilíndrica (ver Figura 38). A altura máxima do sistema (ou profundidade máxima), incluindo a margem de segurança, foi fixada em um metro.

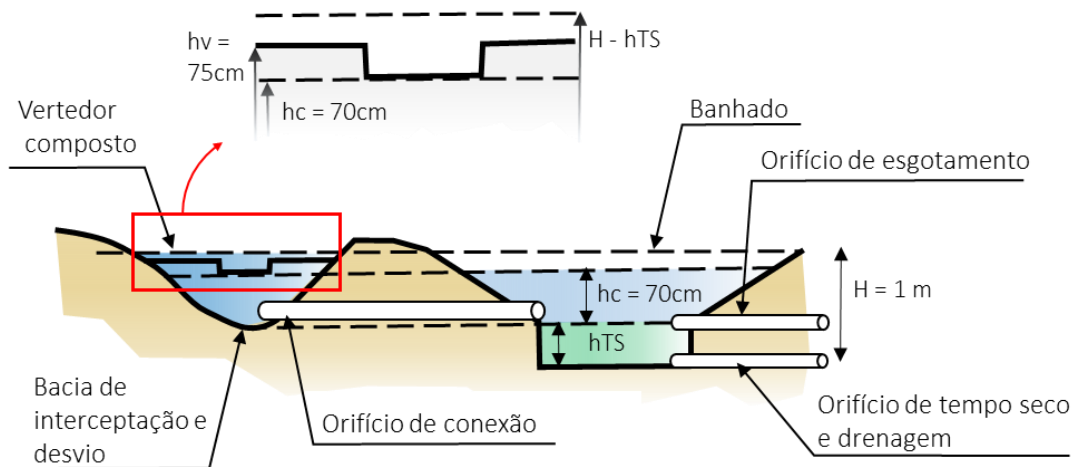
A parte cilíndrica do sistema consiste no volume de detenção para o tratamento de influxo de tempo seco, sendo assim uma lâmina relativamente fina junto ao fundo do sistema. Na parte do tronco de cone, por outro lado, foi fixada uma lâmina de espessura de setenta centímetros para acomodar o volume de captura. O resto do tronco de cone até a borda superior consiste no volume de acomodação da precipitação incidente diretamente sobre a área total do sistema. Para a inclinação dos taludes, foi considerada uma relação 1:3.

**Figura 36 – Configuração hidráulica do sistema**

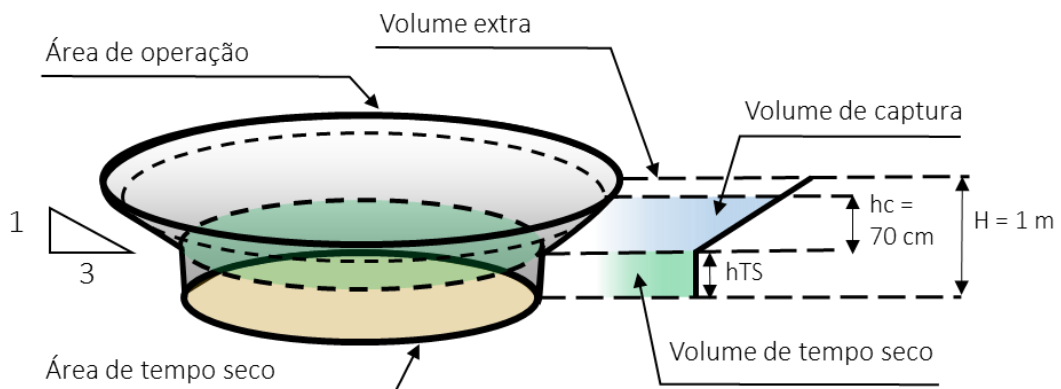


**Figura 37 – Perfil hidráulico do sistema**

Detalhe para o vertedor de extravasamento



**Figura 38 – Forma tridimensional do volume do sistema**





O volume do tronco de cone invertido é:

$$V_{\text{tronco de cone}} = \frac{\pi}{3} h_{\text{tronco de cone}} (r^2 + rR^2 + R^2) \quad (27)$$

Onde:

$r$                     É o raio do círculo inferior, m.  
 $R$                     É o raio do círculo superior, m.  
 $h_{\text{tronco de cone}}$     É a altura do tronco de cone, m.

Tendo em vista a inclinação dos taludes em relação de 1:3, segue que:

$$R = 3h + r \quad (28)$$

Sendo assim, por substituição, é possível definir o volume de captura em função do  $r$  e da espessura da lâmina máxima admitida para o volume de captura:

$$VQA = \frac{\pi}{3} (3r^2 h_c + 9r h_c^2 + 9h_c^3) \quad (29)$$

Onde:

$h_c$                     É a espessura da lâmina admitida para o volume de captura, em metros.

Fixando-se a espessura de lâmina máxima, calcula-se a área de tempo seco:

$$A_{TS} = \pi r^2 \quad (30)$$

Onde:

$A_{TS}$                     É a área de tempo seco, em metros quadrados.

Por VQA ser uma função quadrática de  $r$ , o valor dessa variável é calculado encontrando-se a raiz positiva do polinômio de segundo grau através da fórmula de bháskara ou com o suporte de uma ferramenta computacional de iteração, como o “atingir meta” do Microsoft Excel.

A área total de operação do sistema é definida aqui como a área do círculo superior do tronco de cone invertido. Tendo em vista a inclinação 1:3 dos taludes:

$$A_{Op} = \pi [3 * (H - h_{TS}) + r]^2 \quad (31)$$

Onde:

$A_{Op}$                     É a área de operação em metros quadrados.  
 $H$                       É a altura máxima admitida para o sistema, em metros.  
 $h_{TS}$                     É a profundidade para a operação do sistema em tempo seco.

O volume de tempo seco foi defindo pela extensão para baixo da área de fundo por mais uma profundidade determinada pelo dimensionamento do tempo nominal de detenção hidráulica para o tratamento da vazão de tempo seco. Dessa maneira, o

influxo de tempo seco ocupa um volume neutro, mantendo o sistema úmido sem interferir na integralidade da captura do volume de primeira lavagem. Assim temos que:

$$V_{TS} = A_{TS}h_{TS} \quad (32)$$

Onde:

$V_{TS}$  É o volume de tempo seco.  
E

$$h_{TS} = \frac{\tau_n Q_{TS}^*}{A_{TS}} \quad (33)$$

Onde:

$\tau_n$  É o tempo de detenção hidráulica nominal do sistema de banhado em tempo seco, fixado em 6,7 dias.  
 $Q_{TS}^*$  É a vazão de tempo seco projeto, definida por 5,3 l/s

#### 5.6.4. Curva profundidade-área

Considerando a forma tridimensional do sistema:

$$A = f(p) = \begin{cases} A_{TS} & , \text{ se } 0 \leq p \leq h_{TS} \\ \pi[3(p - h_{TS}) + r]^2 & , \text{ se } h_{TS} < p \leq H \end{cases} \quad (34)$$

Onde:

$p$  É a profundidade da lâmina d'água, em metros.

Com isso, uma relação tabular foi criada no ambiente Microsoft Excel e importada para o SWMM.

#### 5.6.5. Vertedor de extravasamento

O vertedor de extravasamento da bacia de interceptação foi modelado como um vertedor composto: um vertedor retangular de soleira delgada com contração lateral na parte inferior em paralelo com um vertedor de emergência com soleira espessa na parte superior. Os coeficiente de descarga para o vertedor de soleira delgada e o vertedor de emergência foram fixados em 0,62 e 2,00, respectivamente. O comprimento da soleira delgada foi fixado em cinquenta centímetros e o nível da soleira foi considerando como sendo o mesmo para  $h_c$ , setenta centímetros.

O nível do vertedor de emergência foi fixado em setenta e cinco centímetros. O comprimento do vertedor de emergência foi calculado para atender o pico de vazão de uma chuva de projeto com 25 anos de tempo de retorno e 24 horas de duração. Essa vazão, por sua vez, foi estimada por inspeção do hidrograma gerado pelo modelo SWMM ao processar a chuva de projeto considerada. A discretização da chuva foi de

dez minutos e a distribuição temporal sintética foi elaborada com o métodos dos blocos alternados e com a IDF de Bemfica.

A vazão, em m<sup>3</sup>/s, para os vertedores é dada pelas equações empíricas encontradas nos manuais de hidráulica, conforme demonstrado a seguir.

Vertedor tipo soleira delgada com contração lateral (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003):

$$Q = \frac{2C_{dd}\sqrt{2g}}{3} (L_d - 0,1NH_v)H_v^{3/2} \quad (35)$$

Onde:

$C_{dd}$	É o coeficiente de descarga do vertedor de soleira delgada.
$L_d$	É a largura do vertedor de soleira delgada, metros.
$N$	É o número de contrações do vertedor de soleira delgada.
$H_v$	É a altura do nível do vertedor, metros.
$g$	É a aceleração da gravidade, m/s <sup>2</sup> .

Vertedor tipo soleira espessa:

$$Q = C_{de}\sqrt{g}L_e \left(\frac{2H_v}{3}\right)^{3/2} \quad (36)$$

Onde:

$C_{de}$	É o coeficiente de descarga do vertedor de soleira espessa.
$L_e$	É a largura do vertedor de soleira espessa, metros.

Conforme o arranjo hidráulico:

$$H_v = p - h_c \quad (37)$$

Assim, a vazão no vertedor composto é dada pelas regras:

$$Q = f(p) = 0, \text{ se } 0 \leq p \leq h_c \quad (38)$$

$$Q = f(p) = \frac{2C_{de}}{3}\sqrt{2g}[L_d - 0,1N(p - h_c)](p - h_c)^{3/2}, \quad \text{se } h_c < p \leq h_v \quad (39)$$

$$Q = f(p) = \frac{2C_{dd}\sqrt{2g}}{3}[L_d - 0,1N(p - h_c)](p - h_c)^{3/2} + C_{de}\sqrt{g}L_e \left(\frac{2(p - h_c)}{3}\right)^{3/2}, \text{ se } h_v \leq p \quad (40)$$

Com isso, uma relação tabular foi criada no ambiente Microsoft Excel e importada para o SWMM.

### 5.6.6. Orifícios

O orifício de conexão hidráulica entre a bacia de interceptação e desvio e o banhado foi modelado como um bueiro (*culvert*). Assim, foi desenhado no SWMM como um canal horizontal circular de quarenta centímetros de diâmetro, coeficiente de rugosidade de Manning de 0,01 e seis metros de comprimento. A entrada do canal foi definida no fundo da bacia de interceptação.

Os orifícios de saída do banhado foram modelados de acordo com a equação empírica de orifício (HAESTAD METHODS; DURRANS, 2003):

$$Q = C_{do} A_o \sqrt{2gh_o} \quad (41)$$

Onde:

$C_{do}$	É o coeficiente de descarga do orifício.
$A_o$	É a área da seção do orifício.
$h_o$	É a altura do centro do orifício.

Para ambos foi adotado um  $C_{do}$  de 0,62 assim como foram fixados no fundo das respectivas estruturas de montante. Ambos também foram modelados diretamente como o objeto do SWMM, sem curva tabulada.

O diâmetro para o orifício de controle de nível em tempo seco e drenagem foi dimensionado para sustentar um nível de água no interior do banhado equivalente à hTS frente à vazão de tempo seco estimada para o cenário futuro sem nenhuma medida de interceptação do esgoto sanitário.

Por outro lado, o diâmetro do orifício de esgotamento do volume de captura foi definido para esgotar o volume máximo de captura em 48 horas. Essa análise foi realizada lançando mão da ferramenta “atingir meta” do Excel em uma planilha de simulação do esgotamento do banhado.

### 5.6.7. Resumo dos valores calculados no dimensionamento

A Tabela 21 apresenta a consolidação dos principais parâmetros calculados no dimensionamento do sistema.

**Tabela 21** – Resumo dos parâmetros calculados

Parâmetro		Valor	Unidade
Volume de Qualidade d'Água	$VQA$	9447	m <sup>3</sup>
Precipitação em que 90% dos eventos é igual ou inferior	$P$	33,74	mm
Precipitação de 24 horas com tempo de retorno de 0,5 anos	$P_{0,5;24}$	56,81	mm
Coefficiente de escoamento superficial	$R_V$	0,64	-
Área da bacia de contribuição	$A$	43,5	ha
Área de operação	$A_{Op}$	1,4	ha
Área de tempo seco	$A_{TS}$	1,3	ha
Nível de tempo seco	$h_{TS}$	0,18	m
Seção do orifício de tempo seco	$A_{Ots}$	5	cm <sup>2</sup>
Seção do orifício de esgotamento do VQA	$A_{Ovqa}$	17,6	cm <sup>2</sup>

## 5.7. Infiltração e evapotranspiração

Tanto o processo de infiltração quanto o de evapotranspiração foram incluídos para promover o balanço hídrico do banhado de chuva. A taxa de infiltração foi fixada em 1 mm/hora (PORTO ALEGRE/DEP, 2007). Já a taxa de evapotranspiração foi configurada no módulo de climatologia do SWMM para ser computada internamente de acordo com os dados diários de temperatura e velocidade do vento presentes na série gerada pelo CLIMABR.

## 5.8. Qualidade da Água

### 5.8.1. Parâmetros de qualidade da água modelados

Os parâmetros de QA modelados, tanto para a poluição difusa quanto para o influxo de tempo seco (Qts) foram:

1. Sólidos suspensos totais (SST);
2. Demanda Química de Oxigênio (DQO);
3. Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO);
4. Nitrogênio Total (NT);
5. Fósforo Total (FT);
6. Coliformes Fecais (CF).

### 5.8.2. Concentrações e padrão temporal da vazão de tempo seco

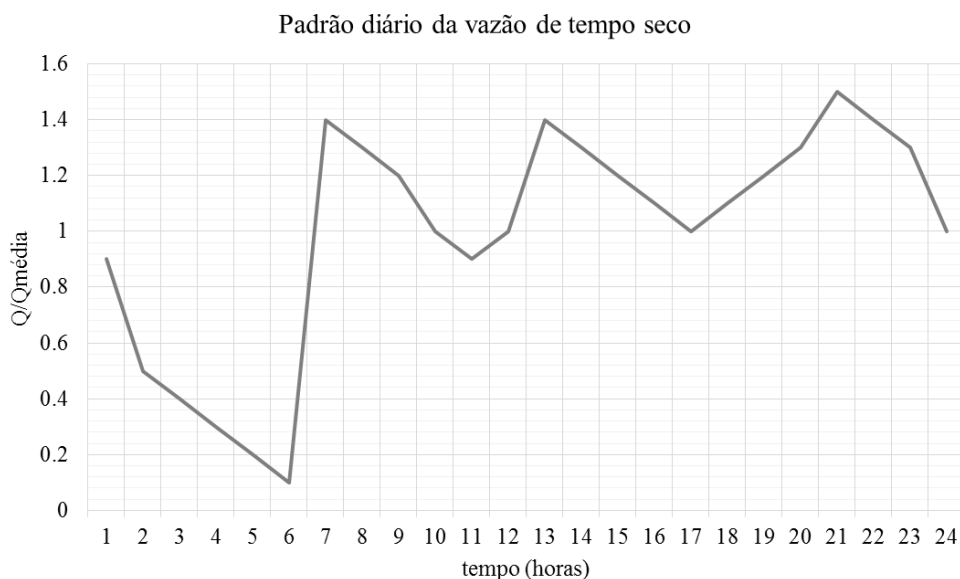
Sendo a vazão de tempo seco ( $Q_{ts}$ ) o influxo de esgoto cloacal da bacia, buscou-se os valores médios para cada parâmetros de QA na literatura. As concentrações são apresentadas na Tabela 22:

**Tabela 22** – Concentrações dos parâmetros de QA na vazão de tempo seco

Constituinte	Concentração Média	Unidades	Fonte
SST	400	mg SST /L	METCALF & EDDY, 2004
DQO	800	mg O <sub>2</sub> /L	METCALF & EDDY, 2004
DBO	415	mg O <sub>2</sub> /L	ABNT, 1992
NT	70	mg N /L	METCALF & EDDY, 2004
FT	12	mg P /L	METCALF & EDDY, 2004
CF	100.000	# Colônias/ 100 mL	METCALF & EDDY, 2004

Quanto ao padrão temporal horário da  $Q_{ts}$ , uma relação tabular foi gerada e inserida diretamente como objeto no SWMM. O fator horário máximo de 1,5 seguiu as orientações do Plano Diretor de Esgotos de Porto Alegre (PORTO ALEGRE/DMAE, 2009). Essa relação é ilustrada na Figura 39.

**Figura 39** – Gráfico de fatores do padrão diário de vazão de tempo seco.



### 5.8.3. Modelo de acúmulo escolhido

O modelo escolhido foi de acúmulo linear, uma vez que Manning *et al.* (1977) apresentam provavelmente a melhor compilação das faixas de valores observados para os constituintes modelados. Assim, de maneira conservativa, optou-se pelos valores máximos apresentados. O modelo adotado é descrito na Equação 42 (ver Equação 1 para detalhes).

$$a = \text{Min}(A_{max}, K_A t^{N_A}) \quad (42)$$

Onde:

$A_{max} = 1$	É o acúmulo máximo, em kg SST/m de sarjeta.
$K_A = 0,1$	É a taxa de acúmulo linear, em kg SST/d m <sup>-1</sup> .
$N_A = 1$	É o expoente da função potência.

A partir de Manning *et al.* (1977), as frações dos co-poluentes foram estimadas:

**Tabela 23** - Frações estimadas dos co-poluentes

Fonte: a partir de Manning *et al.*, 1977

Co-poluyente	Fração	Unidades
DQO	0,3	mg DBO / mg SST
DBO	0,05	mg DQO / mg SST
NT	0,005	mg NT / mg SST
FT	0,001	mg FT / mg SST
CF	1000	# Colônias / mg SST

### 5.8.4. Modelo de lavagem escolhido

O modelo escolhido foi de lavagem exponencial. A razão da escolha passa pelo fato de ser o melhor modelo para superfícies impermeáveis, uma vez que promove a depleção da massa acumulada. Outro fator de escolha é que esse modelo gera polutogramas sintéticos independentes do hidrograma, permitindo a simulação do efeito de primeira lavagem. Os valores dos parâmetros foram assumidos seguindo as faixas indicadas por Rossman e Huber (2016, p. 74), de maneira a maximizar o efeito de primeira lavagem. O modelo adotado é descrito na Equação 43 (ver Equação 4 para detalhes).

$$l = K_l q^{N_l} m_a \quad (43)$$

Onde:

$K_l = 0,01$       É o coeficiente de lavagem ((mm/h)<sup>-2,5</sup>)/h.  
 $N_l = 2,5$       É o expoente de lavagem, adimensional.

## 5.9. Tratamento no banhado construído

### 5.9.1. Parâmetros do modelo TIS P-k-C\*

O modelo TIS P-k-C\* (ver Equação 17) foi adotado para o tratamento de todos os parâmetros de QA, com exceção da DQO. Esse constituinte foi assumido como sendo uma composição de outros parâmetros de QA: 100% DBO e 80% SST. Os parâmetros adotados para os modelos TIS P-k-C\* são apresentados na Tabela 24.

**Tabela 24** – Parâmetros adotados para os modelos TIS P-k-C\*

Fonte: KADLEC; WALLACE, 2009

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidades	Fonte
Número aparente de tanques virtuais em série	$P$	4	#	KADLEC; WALLACE, 2009, p. 183
Eficiência volumétrica	$e_v$	0,8	-	<i>Idem</i> , p. 24
SST- velocidade de decantação e conc. de fundo	$w$	20	m/d	<i>Idem</i> , p. 203-235
DBO- coeficiente de reação e concentração de fundo	$k$	0,1	m/d	<i>Idem</i> , p. 244
	$C^*$	3	mg O <sub>2</sub> / L	<i>Idem</i> , p. 242
NT- coeficiente de reação e concentração de fundo	$k$	0,043	m/d	<i>Idem</i> , p. 302
	$C^*$	1,5	mg N/ L	
FT- coeficiente de reação e concentração de fundo	$k$	0,057	m/d	<i>Idem</i> , p. 378
	$C^*$	0,02	mg P/ L	
CF- coeficiente de reação e concentração de fundo	$k$	0,12	m/d	<i>Idem</i> , p. 491
	$C^*$	40	#/100 mL	

### 5.9.2. Predominância dos processos de tratamento em função da profundidade

Sendo os processos de tratamento em banhados construídos de fluxo superficial basicamente dependentes do contato da água com a vegetação e microorganismos associados, espera-se que haja um declínio de eficiência à medida que a lâmina d'água aumenta sobre o leito de plantas. Isto é: existe uma distribuição da predominância dos processos de tratamento ao longo do eixo vertical. Essa distribuição de predominância foi modelada segundo uma curva sigmóide, descrita pela Equação 44 e pela Figura 40:



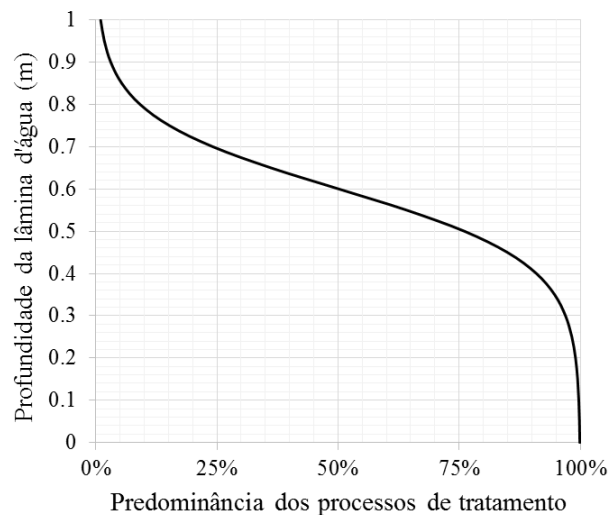
$$f = f(p) = 1 - \left( \frac{1}{1 + 999e^{-11,5p}} \right) \quad (44)$$

Onde:

$f$  É a predominância do processo de tratamento, de 0 a 1.  
 $p$  É a profundidade da lâmina, em metros.

**Figura 40** – Distribuição da predominância dos processos

Tratamento em função da profundidade da lâmina d'água.



### 5.9.3. Equações de remoção no SWMM

Foram, assim, inseridas na junção a jusante do objeto de reservatório (*storage node*) as equações de remoção para cada parâmetro de qualidade modelado. A justificativa para a inserção das equações em um objeto após o reservatório segue o seguinte raciocínio:

- Se as equações são inseridas no objeto de reservatório, a vazão (variável *FLOW*) que seria levada em consideração no modelo TIS P-k-C\* seria a vazão afluente ao reservatório.
- Por ser um banhado construído submetido a eventos hidrológicos (sem vazão controlada), a vazão de controle do sistema hidráulico é a vazão de saída.
- Por sua vez, inserindo-se as equações de remoção a jusante do reservatório, a vazão afluente levada em consideração pelo programa equivale à vazão de saída do reservatório.
- Sendo a vazão de tempo seco modelada como sendo esgoto cloacal, o efeito de equalização do escoamento da chuva, mais limpo, ao encontrar

o reservatório é conservador (ou seja, teoricamente não ocorre melhoria prévia na qualidade).

Nesse sentido, as equações de remoção foram configuradas para representar a eficiência de tratamento do modelo TIS P-k-C\* ponderada pela distribuição de predominância do processo de tratamento em função da profundidade:

$$R = \left(1 - \frac{C_{saída}}{C_{entrada}}\right) * f \quad (45)$$

Onde:

- $R$  É o fator de remoção do parâmetro de qualidade, de 0 a 1.
- $C_{saída}$  É a concentração resultante do tratamento com o modelo TIS P-k-C\*.
- $f$  É a predominância do processo de tratamento, de 0 a 1.

As equações literais inseridas no SWMM são apresentadas pela Tabela 25. Ressalta-se que os valores numéricos estão agregados para muitas variáveis e ajustados dimensionalmente para atender a vazão em litros por segundos. Observa-se também que a área destinada ao cálculo da carga hidráulica no modelo TIS P-k-C\* foi fixada em 13.000 metros quadrados, área equivalente à área de banhado em condição de tempo seco. Com isso, as equações de remoção são função apenas da vazão (variável FLOW) e profundidade da lâmina (variável DEPTH).

**Tabela 25 – Equações literais de remoção inseridas no SWMM**

Parâmetro	Equação de remoção literal inserida no SWMM
SST	$r = (1 - (10 + (SST - 10) / ((1 + (20 * 31,7 / FLOW))^4)) / SST) * (1 - (1 / (1 + 999 * \exp(-11,5 * DEPTH))))$
DBO	$r = (1 - (3 + (DBO - 3) / ((1 + (39 * 0,1 / FLOW))^4)) / DBO) * (1 - (1 / (1 + 999 * \exp(-11,5 * DEPTH))))$
DQO	$r = 0,5 * R\_DBO + 0,5 * 0,8 * R\_SST$
NT	$r = (1 - (1,5 + (NT - 1,5) / ((1 + (39 * 0,043 / FLOW))^4)) / NT) * (1 - (1 / (1 + 999 * \exp(-11,5 * DEPTH))))$
FT	$r = (1 - (0,02 + (FT - 0,02) / ((1 + (39 * 0,057 / FLOW))^4)) / FT) * (1 - (1 / (1 + 999 * \exp(-11,5 * DEPTH))))$
CF	$r = (1 - (400 + (CF - 400) / ((1 + (39 * 0,12 / FLOW))^4)) / CF) * (1 - (1 / (1 + 999 * \exp(-1,5 * DEPTH))))$

## 5.10. Estruturação no ambiente SWMM

Em posse de todos os dados de entrada, desenhou-se, de forma simplificada, os sistema hidrológico da área de estudo no SWMM. Ao todo, foram desenhadas 20 sub-bacias, 21 junções e 22 canais (ver Figura 41). Em seu turno, o sistema de tratamento foi desenhado fora de escala, para facilitar a visualização dos elementos. O sistema de tratamento, ilustrado na Figura 42, foi composto dos seguintes objetos: junção de interceptação (com bueiro no fundo e vertedor no topo) junção de reservação, junção de tratamento, orifícios de esgotamento e junções auxiliares de saída. A Tabela 26 apresenta as opções configuradas para a simulação.

**Tabela 26** – Opções de simulação configuradas para o SWMM

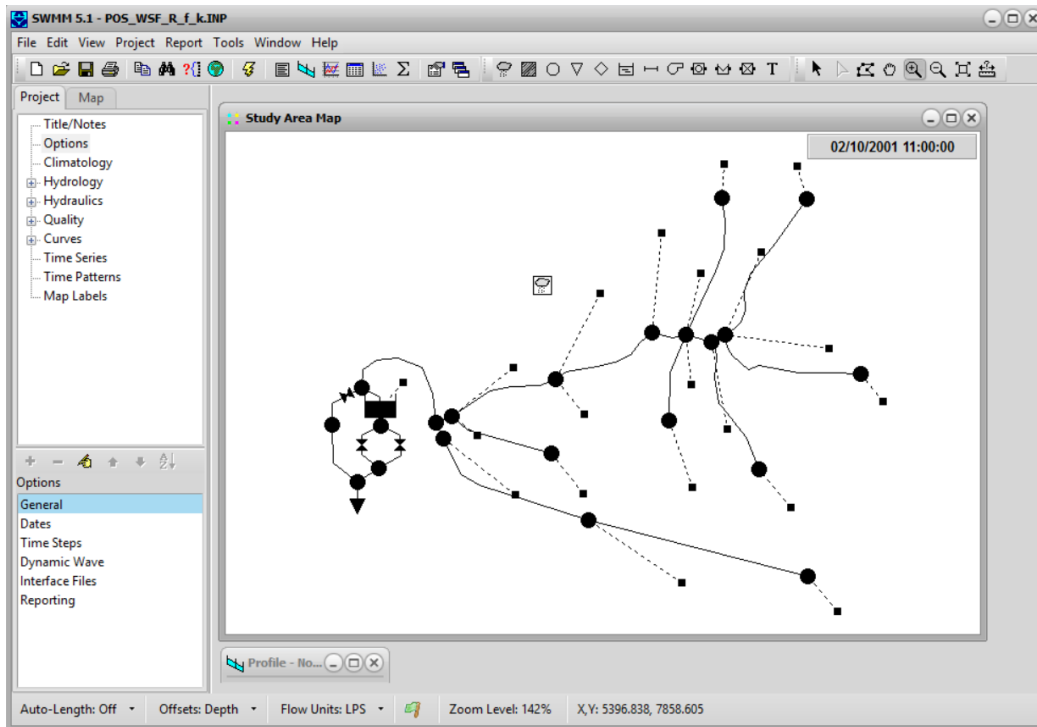
<b>Modelo de Infiltração</b>	Modelo CN
<b>Modelo de rastreamento</b>	Onda Dinâmica
<b>Velocidade de passo: relatório de qualidade</b>	A cada 30 minutos
<b>Velocidade de passo: vazão</b>	A cada 30 minutos
<b>Velocidade de passo: rastreamento</b>	A cada 1 segundo
<b>Equação para conduto forçado</b>	Hazen-Willians

## 5.11. Curvas de permanência

O procedimento de análise da série de saída do modelo levou em consideração as recomendações propostas por Streckter *et al.* (2001): a comparação estatística dos dados e determinação da probabilidade de excedência em relação aos valores de referência. No presente caso, por não ser uma campanha amostral de dados observados, mas sim uma simulação determinística, não se realizou teste de hipótese para avaliar a significância estatística entre as diferenças das séries de mesma variável.

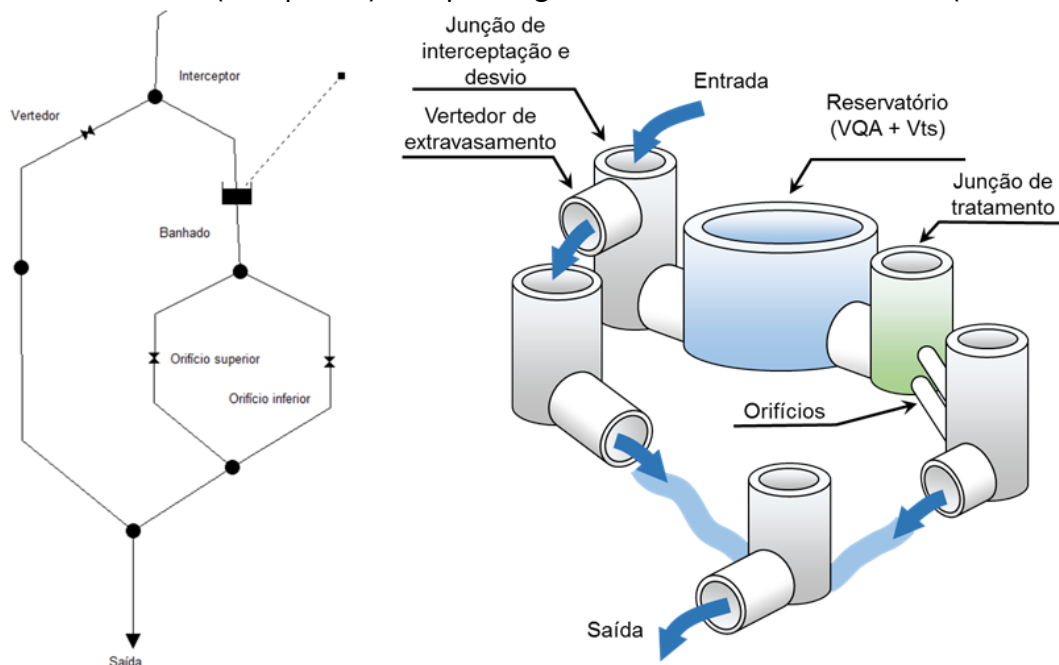
Em relação à qualidade d'água, se confrontou os valores de concentração dos parâmetros de QA na entrada e na saída do sistema de tratamento (no cenário 1 e 2) com os valores de referência propugnados pela classe 2 da Resolução CONAMA nº 357/2005.

**Figura 41** – Interface de modelagem do SWMM



**Figura 42** – Detalhe para o sistema de tratamento.

Modelo no SWMM (à esquerda) e esquema geral do sistema de tratamento (à direita).



No caso dos parâmetros SST e DQO, inexistentes na Resolução, se assumiu o valor de referência como 90% de remoção da concentração usada para a vazão de tempo seco. Esse confronto foi aplicado à todos os valores das séries, tendo em vista assim a representação gráfica da curva de permanência para cada parâmetro de QA, na entrada e saída do sistema, em cada cenário.

Um procedimento semelhante foi aplicado às vazões de entrada e saída do sistema, agora no cenário 0, 1 e 2. A diferença foi que a comparação se deu entre o comportamento das vazões nos cenários 1 e 2 com o comportamento das vazões na situação de pré-desenvolvimento – o cenário 0. Isto é, se avaliou o impacto do sistema no regime de escoamento superficial em relação ao regime tido por natural da bacia hidrográfica.

As curvas de permanência para cada variável foi determinada pelo cálculo da probabilidade de excedência na população de dados saída, conforme a seguinte equação:

$$Pe(y = x) = \left( 1 - \frac{\sum_{y=0}^{y=x} F(y)}{N} \right) * 100\% \quad (46)$$

Onde:

$Pe(y = x)$	É a probabilidade de excedência para uma variável $y$ (concentração ou vazão) com valor $x$ , em %.
$F(y)$	É a frequência de ocorrência para a variável $y$ .
$N$	É o número total de dados observados.

## 6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 6.1. Resultados: erro de continuidade

O erro de continuidade associado a cada simulação é apresentado na Tabela 27.

**Tabela 27** – Erro de contituidade nos cenários de simulação

		Erro de continuidade (%)		
		Cenário 0	Cenário 1	Cenário 2
Rastreamento hidráulico		- 0,023	- 0,005	- 0,026
Rastreamento da qualidade da água	Parâmetro			
	SST		0,655	1,607
	DQO		2,790	3,377
	DBO		2,136	2,735
	NT		2,818	3,404
	FT		2,501	3,076
	CF		2,136	2,733

### 6.2. Resultados: parâmetros de qualidade da água

#### 6.2.1. Resultados tabulados

As Tabelas de 27 a 32 resumem a estatística básica do desempenho do sistema de tratamento com banhado de chuva nos cenários 1 e 2.

**Tabela 28** – Resultados para Sólidos Suspensos Totais (SST)

	Unidades	Cenário 1		Cenário 2	
		Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	mg /L	385,2	29,9	371,2	22,9
<b>Desvio Padrão</b>	mg /L	197,0	142,8	172,0	105,7
<b>Mediana</b>	mg /L	400,0	14,4	398,5	12,6
<b>Menor valor</b>	mg /L	0,3	0,1	0,1	0,0
<b>Maior valor</b>	mg /L	11.776,6	8.920,0	8.173,0	5.609,5
<b>Probabilidade de excedência de 40 mg SST/L*</b>	%	98%	10%	97%	6%

\* Valor de referência = 90% de remoção de esgoto bruto

**Tabela 29 – Resultados para Demanda Química de Oxigênio (DQO)**

	Unidades	Cenário 1		Cenário 2	
		Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	mg O <sub>2</sub> /L	751,6	155,6	718,9	126,9
<b>Desvio Padrão</b>	mg O <sub>2</sub> /L	208,6	123,4	223,7	100,5
<b>Mediana</b>	mg O <sub>2</sub> /L	800,0	129,2	796,3	114,4
<b>Menor valor</b>	mg O <sub>2</sub> /L	0,4	0,2	0,1	0,0
<b>Maior valor</b>	mg O <sub>2</sub> /L	9.441,9	7.152,6	6.568,2	4.512,4
<b>Probabilidade de excedência de 80mg O<sub>2</sub>/L*</b>	%	98%	97%	96%	73%

\* Valor de referência = 90% de remoção de esgoto bruto

**Tabela 30 - Resultados para Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)**

	Unidades	Cenário 1		Cenário 2	
		Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	mg O <sub>2</sub> /L	388,1	59,3	370,7	28,7
<b>Desvio Padrão</b>	mg O <sub>2</sub> /L	98,2	56,6	111,8	42,7
<b>Mediana</b>	mg O <sub>2</sub> /L	415,0	41,7	413,0	15,9
<b>Menor valor</b>	mg O <sub>2</sub> /L	0,2	0,1	0,1	0,0
<b>Maior valor</b>	mg O <sub>2</sub> /L	3.545,6	2.684,4	2.470,2	1.694,2
<b>Probabilidade de excedência de 5 mg O<sub>2</sub>/L*</b>	%	100%	100%	99%	74%

\* Valor de referência = Padrão de qualidade classe 2 Resolução CONAMA nº 357/2005

**Tabela 31 – Resultados para Nitrogênio Total (NT)**

	Unidades	Cenário 1		Cenário 2	
		Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	mg N/L	65,5	22,0	62,5	11,2
<b>Desvio Padrão</b>	mg N/L	16,5	10,6	18,8	10,4
<b>Mediana</b>	mg N/L	70,0	19,1	69,7	8,5
<b>Menor valor</b>	mg N/L	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Maior valor</b>	mg N/L	591,0	447,9	411,8	282,6
<b>Probabilidade de excedência de 3,7 mg N/L *</b>	%	99%	100%	98%	73%

\* Valor de referência = Padrão de qualidade classe 2 Resolução CONAMA nº 357/2005

**Tabela 32 – Resultados para Fósforo Total (FT)**

	Unidades	Cenário 1		Cenário 2	
		Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	mg P/L	11,2	3,1	10,7	1,5
<b>Desvio Padrão</b>	mg P/L	2,9	2,1	3,3	1,8
<b>Mediana</b>	mg P/L	12,0	2,5	11,9	1,0
<b>Menor valor</b>	mg P/L	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Maior valor</b>	mg P/L	118,1	89,5	82,2	56,4
<b>Probabilidade de excedência de 0,1 mg P/L *</b>	%	100%	100%	100%	82%

\* Valor de referência = Padrão de qualidade classe 2 Resolução CONAMA nº 357/2005

**Tabela 33 - Resultados para Coliformes Fecais (CF)**

	Unidades	Cenário 1		Cenário 2	
		Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	#/L	939.556,3	134.543,1	898.466,6	68.743,6
<b>Desvio Padrão</b>	#/L	260.725,0	177.822,3	279.814,1	133.285,9
<b>Mediana</b>	#/L	999.999,3	79.245,0	995.356,8	28.556,8
<b>Menor valor</b>	#/L	532,5	1,8	0,0	0,0
<b>Maior valor</b>	#/L	11.802.350,0	8.936.484,0	8.210.190,0	5.632.122,0
<b>Probabilidade de excedência de 10.000 #/L *</b>	%	100%	100%	100%	65%

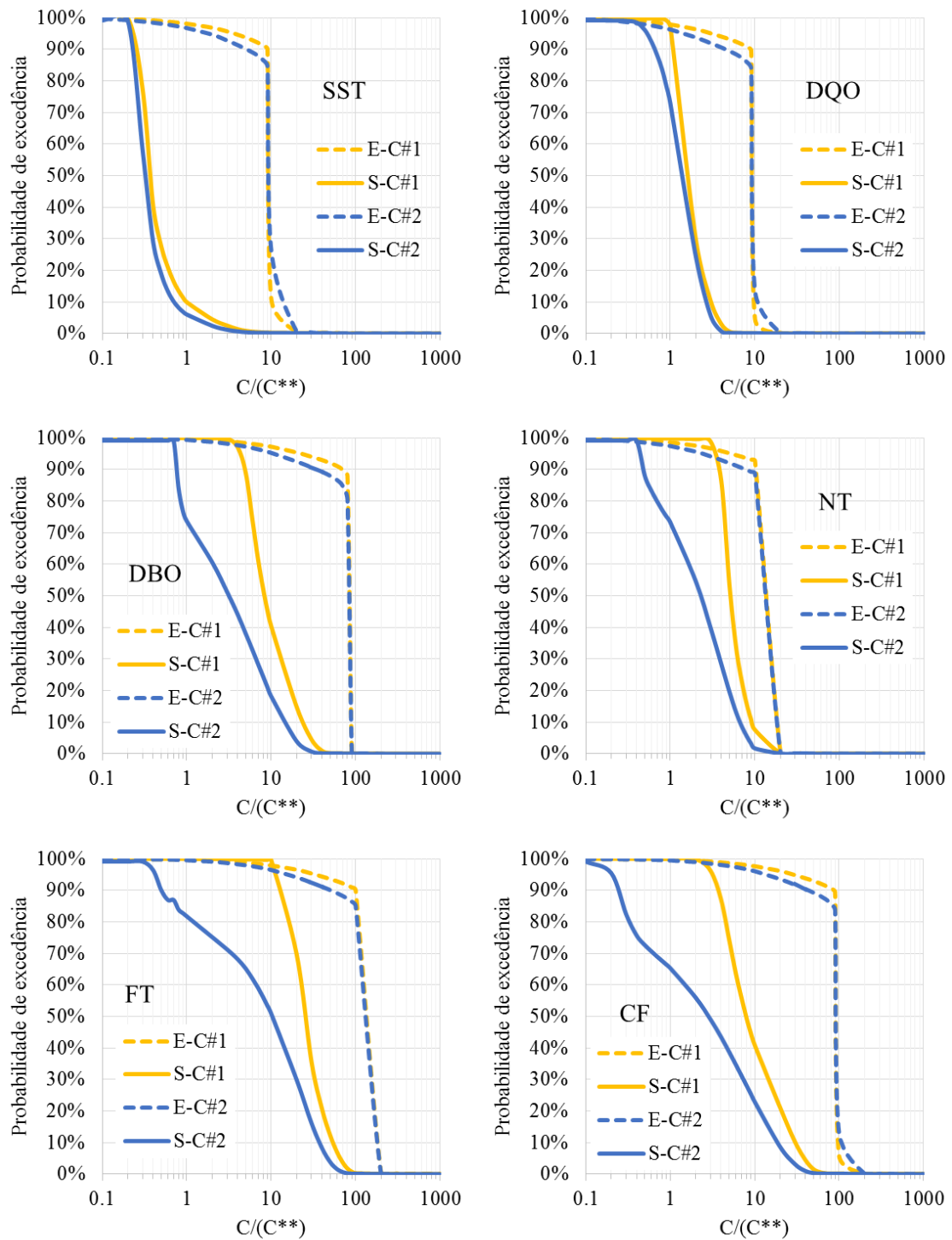
\* Valor de referência = Padrão de qualidade classe 2 Resolução CONAMA nº 357/2005

### 6.2.2. Curvas de permanência

A Figura 43 apresenta as curvas de permanência em função da concentração normalizada pela referência para cada parâmetro de qualidade simulado.



**Figura 43** – Curvas de permanência para os parâmetros de QA



Legenda:

SST: Sólidos Suspensos Totais  
 DQO: Demanda Química de Oxigênio  
 DBO: Demanda Bioquímica de Oxigênio  
 NT: Nitrogênio Total  
 FT: Fósforo Total  
 CF: Coliformes Fecais

E-C#1: Entrada Cenário 1  
 S-C#1: Saída Cenário 1  
 E-C#2: Entrada Cenário 2  
 S-C#2: Saída Cenário 2  
 C\*\*: Concentração de referência  
 (Padrão da Classe 2 C ONAMA nº 357/2005  
 para DBO, NT, FT e CF)

### 6.3. Resultados: vazões do escoamento superficial

#### 6.3.1. Resultados tabulados

As Tabela 33 resume a estatística básica das vazões de escoamento superficial entrando e saindo do sistema de tratamento no cenário 1 e 2 e das vazões do cenário de pré-desenvolvimento (cenário 0).

**Tabela 34** – Estatística das séries de vazões

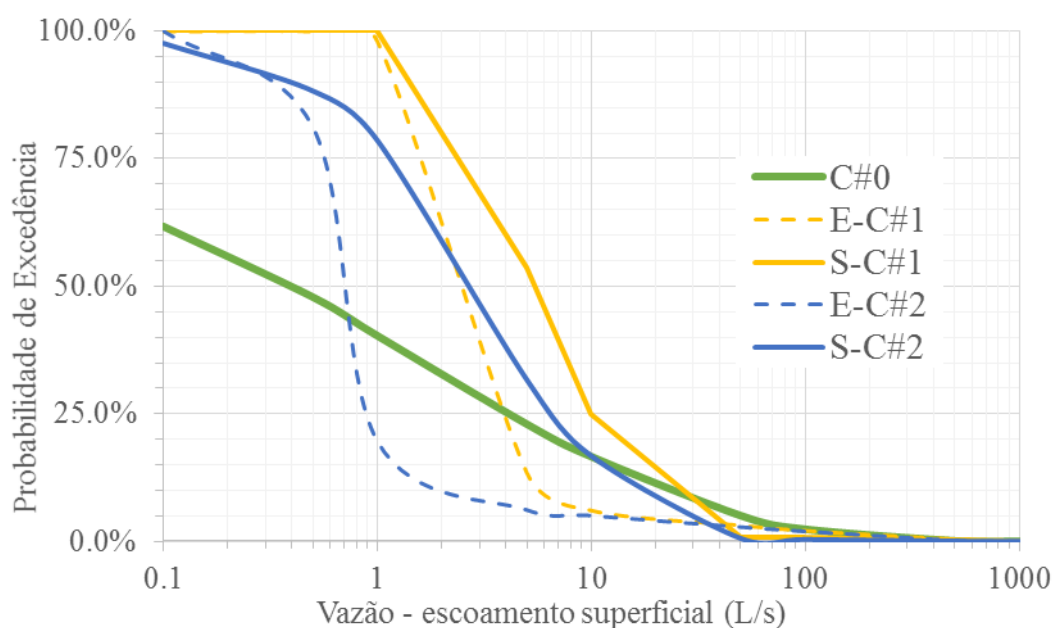
Escoamento superficial produzidas nas simulações

	Unidades	Cenário 0	Cenário 1		Cenário 2	
			Entrada do sistema	Saída do sistema	Entrada do sistema	Saída do sistema
<b>Média</b>	L/s	11,0	14,2	13,5	8,4	7,7
<b>Desvio Padrão</b>	L/s	44,4	98,5	73,4	55,2	28,9
<b>Mediana</b>	L/s	0,4	4,0	5,1	0,8	3,6
<b>Máximo</b>	L/s	1.738,1	6.032,4	4.138,6	2.563,1	2.209,0
<b>Mínimo</b>	L/s	0,0	0,3	2,4	0,0	0,0

#### 6.3.2. Curvas de permanência

**Figura 44** – Curvas de permanência das vazões.

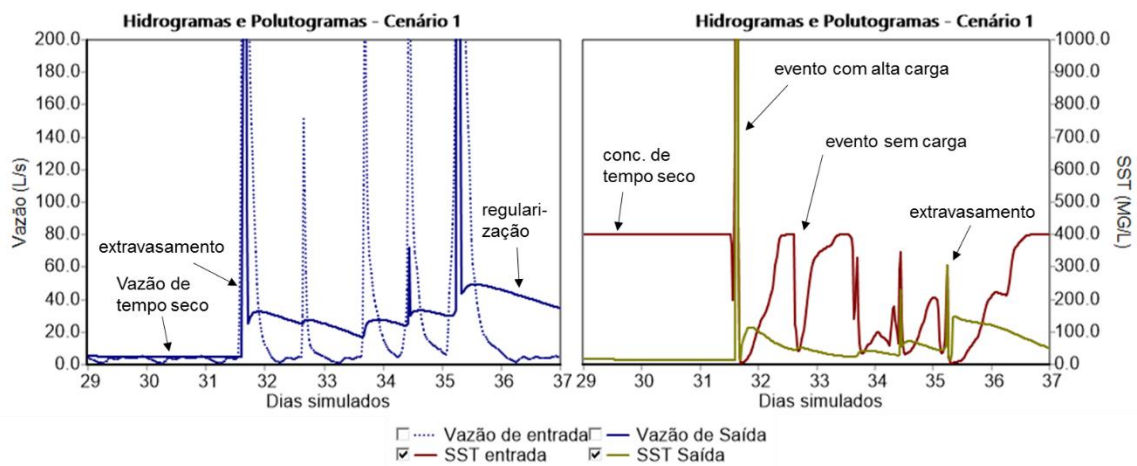
Escoamento superficial em todos os cenários; C#0 – cenário 0, E-C#1 – entrada no cenário 1, S-C#1 – saída no cenário 1, E-C#2 – entrada no cenário 2, S-C#2 – saída no cenário 2.



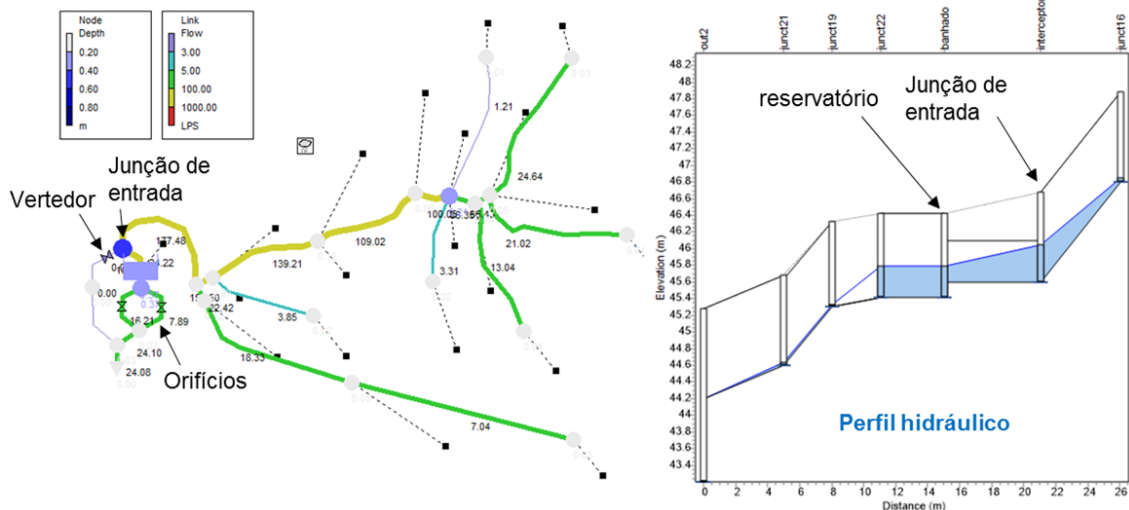
## 6.4. Interpretação dos resultados

A avaliação da eficácia basea-se em análise estatística dos dados, não cabendo a investigação pontual evento por evento. Além disso, a própria natureza da simulação contínua inviabiliza a análise gráfica das variáveis ao longo do tempo. Todavia, não foi descartada a inspeção visual de amostras tanto de hidrogramas e polutogramas quanto da representação hidrodinâmica disponibilizada pelo SWMM. Conforme mostram as Figuras 45 e 46, essa investigação fornece subsídios e indicações substanciais do comportamento geral do sistema modelado, reforçando a análise da eficácia.

**Figura 45** – Inspeção visual de hidrogramas e polutogramas



**Figura 46** – Frame da representação hidrodinâmica



#### **6.4.1. Erro de continuidade**

O erro de continuidade para o rastreamento hidráulico foi menor que 0,1% em todos os cenários, sendo assim considerado satisfatório para oferecer segurança na análise dos outros resultados. Na mesma direção, o erro de continuidade para o rastreamento da qualidade também foi considerado satisfatório, ainda que apresentando valores mais altos em comparação ao erro hidráulico, como por exemplo, o valor máximo de 3,4% para o Nitrogênio Total.

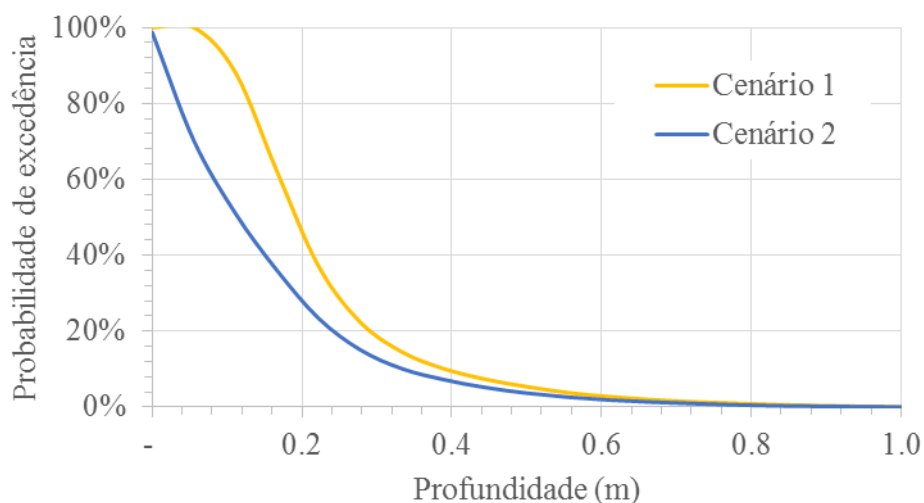
#### **6.4.2. Melhorias na qualidade da água**

Em relação à qualidade da água, os resultados tabulados demonstram que o sistema de tratamento com banhado de chuva produziu uma redução em termos médios na concentração de todos os parâmetros de QA. Essa redução dos valores médios varia na faixa desde 66%, para NT no cenário 1, até 94%, para SST no cenário 2. Quando feita a comparação entre cenários para o mesmo poluente, verifica-se que, em todos os casos, a redução média foi maior no cenário 2, com ganhos na redução variando de 4%, para SST, até 19%, para NT. Dessa maneira, evidencia-se também que o sistema de tratamento com banhado de chuva, em termos médios, é mais eficaz nas condições do cenário futuro.

Similarmente aos valores médios, verifica-se o mesmo padrão de redução na saída do sistema de banhado para o desvio padrão, mediana e valor máximo, todos com ganhos sistemáticos no cenário 2. O desvio padrão foi reduzido pelo sistema em todos os casos, acusando um provável efeito de uniformização sobre as concentrações dos parâmetros de QA.

Os valores máximos, produzidos pelo extravasamento do sistema frente a eventos de grande magnitude, possivelmente foram reduzidos devido ao amortecimento das vazões e, em relação aos ganhos no cenário 2, devido a um menor número de extravasamentos e níveis sistematicamente mais baixos no volume de tratamento para esse cenário. Nessa lógica, a Figura 47 demonstra que a profundidade da lâmina d'água no cenário 2 é sistematicamente mais baixa que o cenário 1, provavelmente em razão das vazões de tempo seco mais baixas, viabilizando assim a captura e tratamento de mais eventos de maior magnitude que no cenário 1.

**Figura 47** – Curva de permanência da profundidade



Quanto à probabilidade de excedência das concentrações de referência, destaca-se que não houve melhorias relevantes no cenário 1, com exceção dos SST. Já no cenário 2, verifica-se ganhos de aproximadamente 20 a 30% na permanência de valores iguais ou inferiores o padrão de qualidade da classe 2 da Resolução CONAMA nº 357/2005. O maior ganho em direção ao padrão de qualidade se deu nos Coliformes Fecais, na saída do cenário 2, com probabilidade de 35% das águas estarem dentro do enquadramento (e 0% para todas as outras situações). Nesse contexto, a inspeção das curvas de permanência mostram que, em todos os casos, existe um salto notável na qualidade, ainda que não suficiente para suprir o padrão de qualidade da classe 2 em 100% do tempo. Para 50% do tempo, por exemplo, as concentrações de saída para todos os parâmetros de QA, em ambos os cenários, jazem aproximadamente a uma ordem de grandeza abaixo das concentrações de entrada no sistema (isto é, em 50% do tempo o sistema apresenta eficiência de 90% de remoção).

A eficácia nula do sistema de tratamento no cenário 1 em relação ao padrão de qualidade da classe 2 é parcialmente previsível já que a vazão de tempo seco nesse cenário corresponde à totalidade de esgoto cloacal gerada na bacia: um influxo médio de 3,7 litros por segundo. Neste passo, ressalta-se que o sistema não foi dimensionado como uma Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) e sim de acordo com uma série de critérios para tratamento da poluição difusa, como a razão entre a área de drenagem, o VQA e uma profundidade máxima de um metro.

Dadas as condições do cenário 1, seria possível induzir a uma eficácia maior do sistema dimensionando sua área puramente na base do modelo TIS P-k-C\*, aplicando assim a Equação 17 para tratamento da vazão total de esgoto cloacal. Nesse contexto, a Tabela 35 compara, nos dois cenários, os valores de área de banhado que seriam necessários para atingir o enquadramento de classe 2 caso o sistema fosse dimensionado como uma ETE. Essa tabela deixa evidente que a eficácia aumenta no cenário 2 justamente pela vazão de tempo seco ter sido reduzida apenas aos despejos irregulares, totalizando uma vazão média menor de 1,2 litros por segundo.

**Tabela 35** – Comparação entre a áreas de banhado

Área dimensionada para poluição difusa e a área dimensionada para atender o padrão de qualidade.

	Classe 2 CONAMA 357/05		Área dimensionada para poluição difusa (hectares)	Área de banhado dimensionada pelo modelo TIS P-k-C* (hectares)	
	Unidades			Cenário 1 (Qts = 3,7 L/s)	Cenário 2 (Qts = 1,2 L/s)
<b>DBO</b>	5	mg O <sub>2</sub> /mL	1,3	3,6	1,2
<b>NT</b>	3,7	mg N/mL	1,3	4,1	1,3
<b>FT</b>	0,1	mg P/mL	1,3	5,6	1,8
<b>CF</b>	1000	#/100 mL	1,3	2,3	0,8

#### 6.4.3. Regulação das vazões

Quanto às vazões de escoamento superficial, os resultados tabulados da estatística básica acusam que o sistema de tratamento impôs uma redução dos valores médios, do desvio padrão e dos valores máximos. Entretanto, em contraste com os resultados para qualidade da água, verifica-se um *aumento das medianas*. Esse aumento das medianas faz sentido ao se considerar o efeito de retenção hidráulica promovido pelo reservatório: volumes são estocados no sistema durante os evento de chuva e, depois, lentamente despejados a jusante pelos orifícios com vazões mais altas que as vazões de tempo seco entrando no sistema.

A inspeção das curvas de permanência permite a discretização em classes de vazões, conforme a sua magnitude: vazões baixas (até 1 L/s), vazões moderadas (de 1 a 10 L/s), vazões altas (de 10 a 100 L/s) e vazões muito altas (acima de 100 L/s). É possível avaliar as curvas de permanência de acordo com duas abordagens distintas: (1) uma

visão *inter-cenários*, comparando o comportamento das *vazões de entrada* nos cenários 1 e 2 em relação à vazão de pré-desenvolvimento (cenário 0) e, de outro lado, (2) uma abordagem *intra-cenário*, avaliando assim o efeito do sistema de tratamento no comportamento das vazões de escoamento superficial.

#### 6.4.3.1. *Análise inter-cenários*

Em essência, o comportamento das vazões extremamente altas (maiores que 100 L/s) nos cenários 1 e 2 são muito semelhantes em relação ao cenário 0: a probabilidade de excedência é baixíssima nessa faixa de vazões. Claro está, dessa forma, que não existe diferença hidrológica frente a eventos extremos, seja a bacia urbanizada ou não.

Já nas vazões moderadas a altas (de 10 a 100 L/s), observa-se uma notável diferença dos cenários 1 e 2 em relação às vazões disponibilizadas pelo cenário 0: as bacias urbanizadas apresentam vazões nessa faixa com menor chance de excedência, isto é, *mais baixas*. Por serem unicamente vazões de escoamento superficial, é provável que essa diferença seja devida ao *formato mais pontiagudo* dos hidrogramas produzidos nas bacias urbanas decorrente da rápida drenagem, enquanto que nas condições nativas o hidrograma é mais distribuído no tempo, com presença maior de vazões moderadas.

Por fim, ao se aproximar das vazões baixas, os cenários 1 e 2 passam por uma rápida transição, deixando a baixa recorrência das vazões moderadas para alcançar altas frequências em relação ao cenário 0, certamente em razão das vazões de tempo seco presentes nos cenários de urbanização. O cenário 1, por apresentar maior vazão de tempo seco que o cenário 2, é rapidamente escalonado para as mais altas probabilidades de excedência na faixa de vazões baixas (100% de excedência para vazão menor que 1 L/s).

#### 6.4.3.2. *Análise intra-cenário*

Não ocorre diferença marcante, tanto no cenário 1 quanto no 2, entre as vazões de entrada e saída do sistema nas faixas de vazão muito altas, possivelmente devido ao *extravasamento* do sistema frente a eventos de grande magnitude. Por outro lado, o efeito do sistema de tratamento nos cenários 1 e 2 passa a ser notável nas faixas intermediárias de vazões, região em que o sistema acaba *umentando sistematicamente* a probabilidade de excedência tanto em relação ao comportamento de entrada, quanto

em relação ao cenário de pré-desenvolvimento. Em resumo, o sistema de tratamento *aumenta* as vazões intermediárias, em todos os sentidos, o que é condizente com o aumento das medianas já constatado.

## **6.5. Discussão dos resultados**

### **6.5.1. Comparação com outros resultados**

O campo de pesquisas em banhados de chuva é incipiente, geralmente apresentando muitos dados de monitoramento das entradas e saídas de estruturas existentes e poucos dados de poluição difusa ou simulações como a do presente trabalho. Carleton *et al.* (2000) fazem uma extensa revisão de valores reportados de 35 estudos em 49 sistemas de banhados de chuva, sistematizando detalhes hidráulicos e hidrológicos, assim como apresentam as eficiências de remoção de longo prazo para os respectivos sistemas. Nessa revisão de Carleton *et al.* (2000), assim como em outros estudos, os resultados de qualidade são apresentados em termos de eficiência de remoção em longo prazo, isto é, um balanço de massa com um ano ou mais de duração. Conforme já mencionado, essa prática de análise é criticada por Streckter *et al.* (2001), sendo na realidade considerada ideal a investigação estatística com curvas de permanência – orientação essa seguida no presente estudo.

Nessa ótica, a fim de comparar os dados com aqueles revisados por Carleton *et al.* (2000), se computou a eficiência de remoção em longo prazo para os cenários 1 e 2. Esse cálculo consistiu em um balanço de massa de toda a série de 10 anos para cada parâmetro de QA (no caso de coliformes fecais, o balanço foi de número de colônias). Posto isso, conforme demonstrado na Tabela 36, observa-se que a eficiência de remoção em longo prazo para o presente estudo é relativamente alta, aproximando-se dos valores de eficiência máximos reportados.

Essa relação de grande sucesso na eficiência de remoção nos cenários simulados em comparação aos valores reportados do campo pode ser explicada ao se considerar que nos sistemas monitorados variáveis estocásticas e sazonais estão permanentemente em ação, melhorando ou reduzindo as eficiências. Por exemplo, Wadzuk *et al.* (2010) relatam que uma obra civil adjacente ao sistema monitorado por um determinado período alterou significativamente as mensurações de SST. Por outro lado,



o modelo de tratamento empregado pelo presente estudo (modelo TIS P-k-C\*) é completamente determinístico e, conforme Kadlec e Wallace (2009) frisam, representa a tendência central e não os valores reais observados. Somando-se a isso, como raríssimos estudos conseguem se estender até 10 anos de monitoramento, com grande dificuldade os estudos de campo conseguirão demonstrar a tendência central no mesmo nível que a simulação.

**Tabela 36** – Comparação das eficiência de remoção em longo prazo

Carleton *et al.* (2000) revisam valores de eficiência de remoção de longo prazo de 35 estudos em 49 sistemas de banhados de chuva.

Parâmetro	Eficiências simuladas		Eficiências reportadas		Fonte
	Cenário 1	Cenário 2	Máximo	Mínimo	
SST	98%	98%	100%	-300%	Carleton <i>et al.</i> (2000)
DBO	94%	99%	Não reportados		
DQO	90%	82%	Não reportados		
NT	84%	96%	96%	-86%	
FT	88%	98%	89%	-55%	
CF	95%	99%	Não reportados		

### 6.5.2. Incertezas e limitações da modelagem

Uma via de questionar os resultados encontra-se na evidente incerteza sistemática em relação aos parâmetros de modelagem da qualidade da água, tanto da geração de poluição difusa e pontual quanto no tratamento no banhado. Claro está, assim, que a abordagem desse trabalho primou pela ampla reprodutibilidade, lançando-se mão de valores reportados nos principais livros-texto e referências clássicas do assunto, como as taxas lineares de acúmulo e coeficientes de reação densamente condensados. Com isso, uma maneira de melhor consolidar a análise seria a realização de testes de sensibilidade do modelo variando-se os parâmetros de qualidade nas suas respectivas faixas de ocorrência. Outras configurações hidráulicas do banhado de chuva poderiam também ser sistematicamente testadas para amplificar a confiança. Uma evolução lícita do modelo de tratamento seria a conversão das constantes de reação em funções das variáveis climáticas, introduzindo assim a relação sazonal, e também a incorporação de uma variável aleatória a fim de reduzir o determinismo do modelo.

Uma tentativa de correção mais avançada para a realidade local naturalmente iria demandar amostragem. Entretanto, dificilmente valores amostrados sem um projeto

piloto com uma campanha de monitoramento de longa duração e um número amostral representativo seriam capazes de superar a incerteza dos parâmetros utilizados. Uma recomendação decorrente dessa problemática seria a futura calibração dos parâmetros de modelagem do SWMM para a realidade local com uma pesquisa mais profunda nesse sentido.

Ista ressaltar que a presente análise foi conservativa no sentido de analisar somente as vazões de escoamento superficial, ignorando as vazões de escoamento de base (afloramento de água subterrânea). Apesar do tamanho pequeno da bacia de estudo e seu alto nível de impermeabilização, é evidente que algum fluxo subterrâneo deve existir: não só proveniente da infiltração da chuva, mas também das fossas sépticas e vazamentos do sistema de abastecimento de água. Dessa forma, os ganhos na qualidade podem estar subestimados, uma vez que o fluxo de base promoveria a diluição das concentrações de entrada no sistema de tratamento, em especial durante o tempo seco.

## 7. CONCLUSÃO

Como resultado final, obteve-se que em todas as situações modeladas o sistema de banhado de chuva produziu ampla melhoria na qualidade da água, apresentando eficiência de remoção na faixa de 80 a 90% em 50% do tempo. Contudo, sendo a classe 2 um padrão de qualidade bastante rigoroso, apenas o cenário 2 apresentou avanços nessa classe, com chance de excedência das concentrações de referência variando na faixa de 70 a 65% (isto é, atendendo a classe 2 em 30 a 35% do tempo). O regime de vazões de escoamento superficial, por sua vez, foi alterado em ambos os cenários no sentido de regularização das vazões, o que implicou na disponibilidade por mais tempore vazões moderadas (na faixa de 1 a 100 L/s).

Nesse sentido, afirma-se que a implementação de um banhado de chuva pode produzir ganhos relevantes na qualidade da água e irá aumentar as vazões moderadas na região de nascentes do Arroio do Salso. Entretanto, no cenário atual, sem interceptação e integração das redes de esgotamento locais no SES Salso, as melhorias na qualidade possivelmente não serão suficientes para atender ao padrão de qualidade da classe 2. Esse atendimento iria se manifestar futuramente, a partir do momento que a integralização planejada do SES Salso reduziria o esgoto cloacal lançado na drenagem natural apenas aos inevitáveis lançamentos irregulares.

Em relação às perspectivas futuras, recomenda-se a superação das incertezas associadas à presente análise. Isso incluiria a realização de testes de sensibilidade do modelo, ampliação do horizonte de simulação e, sobretudo, a calibração do parâmetros por meio de amostragens representativas.

Por fim, fica demonstrado que as metas de enquadramento dos corpos hídricos poderão nunca ser atendidas quando não levados em consideração aspectos de poluição difusa, o que inclui os lançamentos irregulares de esgoto. Assim, além da implantação, interceptação e integração de redes, deve-se atentar para a qualificação dos corpos hídricos com técnicas compensatórias (e práticas preventivas, para novas urbanizações). No contexto de bacias parcialmente urbanizadas, com grandes áreas abertas ainda disponíveis, é imprescindível que o planejamento urbano e ambiental aproveite a oportunidade para incentivar o uso de banhados de chuva, dadas as vantagens dificilmente comparáveis dessa tecnologia.

## REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12209, 1992. Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário.

AKAN, A.O.; HOUGHTALEN, R.J. **Urban hydrology, hydraulics, and stormwater quality** - Engineering applications and computer modeling. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc., 2003.

BLUMBERG ENGINEERS. Downloads: Constructed Wetlands. Disponível em: <[http://blumberg-engineers.com/uploads/files/constructed\\_wetlands.pdf](http://blumberg-engineers.com/uploads/files/constructed_wetlands.pdf)>. Acesso em 15 nov. 2016.

BRASIL. Constituição (1988).

\_\_\_\_\_. Decreto nº 7.217 de 21 de julho 2010. Regulamenta a Lei no 11.445. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Poder Executivo, Brasília, DF, 26 jul. 2010.

\_\_\_\_\_. Lei nº 11.445 de de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Poder Executivo, Brasília, DF, 8 jan. 2007.

\_\_\_\_\_. Lei nº 6.938 de 31 de ago. De 1981. Dispõe sobre a Política Nacional do Meio Ambiente, seus fins e mecanismos de formulação e aplicação, e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Poder Executivo, Brasília, DF, 2 set. 1981.

\_\_\_\_\_. Lei nº 9.433 de de 8 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Recursos Hídrico e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Poder Executivo, Brasília, DF, 9 jan. 1997, seção 1, p. 470.

\_\_\_\_\_. Ministério do Meio Ambiente. CONAMA. Resolução nº 274 de 29 de novembro de 2000. Define os critérios de balneabilidade em águas brasileiras. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Poder Executivo, Brasília, DF, 25 jan. 2001, seção 1, p. 70-71.

\_\_\_\_\_. Ministério do Meio Ambiente. CONAMA. Resolução nº 357 de 17 de março de 2005. Dispões sobre a classificação dos corpos d'água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Poder Executivo, Brasília, DF, 18 mar. 2005, p. 58-63.

CABRAL, J.; MASCARENHAS, F.; CASTRO, M.; MIGUEZ, M.; PEPLAU, G.; BEZERRA, A. Modelos Computacionais para Drenagem Urbana. In: RIGHETTO, A. (Coord.). **Manejo de Água Pluviais Urbanas**. Natal, RN: Editora ABES, 2009, p. 112-148.

CARLETON, J. N.; GRIZZARD, T.J.; GODREJ, A.N.; POST, H.E. Factors affecting the performance of stormwater treatment wetlands. **Water Resources**, v. 35, n. 6, p. 1552 - 1562, 2001.

- CONSTANZA *et al.* The value of the world's ecosystem services and natural capital. **Nature**, v. 387, n. 15, p. 253 - 260, 1997.
- CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO BRASILEIRO. Atlas Hidrogeológico do Brasil ao Milionésimo. Disponível em:  
<<http://www.cprm.gov.br/publique/Hidrologia/Mapas-e-Publicacoes/Atlas-Hidrogeologico-do-Brasil-ao-Milionesimo-4267.html>>. Acesso em 20 nov. 2015.
- DAVIS, A.P; TRAVER, R.G; HUNT, W.F. Improving Urban Stormwater Quality: Applying Fundamental Principles. **Journal of Contemporary Water Research & Education**, v. 146, p. 3 - 10, 2010.
- DELETIC, A. The first flush load of urban surface runoff. **Water Resources**, v. 32, n. 8, p. 2462 - 2470, 1997.
- DODDS, W.; WHILES, M. **Freshwater Ecology** - Concepts & Environmental Applications of Limnology. 2 ed. USA: Academic Press, 2010.
- DORNELLES, F. **Aproveitamento de água de chuva no meio urbano e seu efeito na drenagem pluvial**. Tese (doutorado) - UFRGS. Porto Alegre, 2012.
- ECOPLAN. Apresentação do andamento dos trabalhos e metas de enquadramento. Disponível em:  
<<http://www.planologuaiba.com.br/arquivos>>. Acesso em: 6 nov. 2016.
- ECOPLAN. Plano de Trabalho - Serviços de consultoria relativos ao processo de planejamento da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba. Porto Alegre, RS, Brasil: Ecoplan Engenharia Ltda., 2014.
- FADEL, A.W. **Avaliação de sistema de interceptação de esgoto sanitário: aplicação na bacia hidrográfica do Arroio Capivara – Porto Alegre/RS**. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Ambiental, UFRGS. Porto Alegre, 2013.
- GOOGLE INC. Google Satellite Imagery. Mosaico Landsat e Digital Globe, 2016.
- HAESTAD METHODS; DURRANS, S.R. **Stormwater Conveyance Modeling and Design**. 1 ed. Waterbury, CT, USA: Haestad Press, 2003.
- HASENACK, H.; WEBER, E.J. ; LUCATELLI, L.M.L. Base altimétrica vetorial contínua do município de Porto Alegre-RS na escala 1:1.000 para uso em sistemas de informação geográfica. Porto Alegre, RS, Brasil: UFRGS-IB-Centro de Ecologia, 2010.
- HASENACK, H.; WEBER, E.J. ; MARCUZZO, S. **Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre**. Porto Alegre, RS, Brasil: Secretaria Municipal de Meio Ambiente, 2008.
- IBGE. Base de informações do Censo Demográfico 2010: Resultados do Universo por setor censitário - Documentação do arquivo. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2011.
- IBGE. Mapas - bases cartográficas, malhas digitais. Disponível em:  
<<http://mapas.ibge.gov.br/bases-e-referenciais/bases-cartograficas/malhas-digitais>>. Acesso em 1 ago. 2016.

IBGE. Séries Históricas e Estatísticas - Taxa de Urbanização. Disponível em: <<http://seriesestatisticas.ibge.gov.br/series.aspx?vcodigo=POP122>>. Acesso em 20 out. 2016

IG - SÃO PAULO. Último segundo IG. Disponível em: <<http://ultimosegundo.ig.com.br/brasil/sp/governo-anuncia-desassoreamento-dos-rios-tiete-e-pinheiros-em-sp/n1237940551856.html>>. Acesso em 5 ago 2016.

KADLEC, R.H.; WALLACE, S.D. **Treatment Wetlands**. 2 ed. Boca Raton, USA: CRC Press, 2009.

KANGAS, P. **Ecological Engineering – Principles and Practice**: Lewis Publishers, 2004.

KEDDY, P.A. **Wetlands Ecology - Principles and Conservation**. 2 ed. New York, NY, USA: Cambridge University Press, 2010.

LAWRENCE, I.; BREEN, P. **Design Guidelines: Stormwater Pollution Control Ponds and Wetlands**. 1 ed. Canberra, Australia: Ann Milligan, 1998.

LEE, J.; BANG, K.; KETCHUM, L.; CHOE, J.; YU, M. First flush analysis of storm runoff. **The Science of Total Environment**, v. 293, p. 163 - 175, 2002.

LEOPOLD, L.B. **A View of the River**. Cambridge, MA, USA: Harvard University Press, 1994.

LEOPOLD, L.B. **Hydrology for Urban Land Planning: a guidebook on the hydrologic effects of Land Use**. 4 ed. Washington, DC, USA: USGS Circular 554, 1968.

MANNING, M.J.; SULLIVAN, R.H.; KIPP, T.M.; APWA. **Nationwide evaluation of combined sewer overflows and urban stormwater discharges** Volume III: characterization of discharges. Cincinnati, OH, USA: USEPA, 1977.

MARYLAND/DE - DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT; CENTER FOR WATERSHED PROTECTION. **2000 Maryland Stormwater Design Manual Volumes I and II**. Baltimore, MD, USA: Water Management Administration, 2009.

METCALF & EDDY, INC; THOBANOGLIOUS, C.; BURTON, F.L.; STENSEN, H.D. **Wastewater Engineering - Treatment and Reuse**. 4 ed. New York, NY, USA: McGraw Hill, 2004.

MICROSOFT INC. Bing Satellite Imagery. Mosaico Landsat, 2016.

NEW YORK STATE/DEC - DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL CONSERVATION; CENTER FOR WATERSHED PROTECTION. **New York State Stormwater Management Design Manual**. Albany, NY, USA: Department of Environmental Conservation, 2015.

OBSERVA POA. Geoprocessamento, arquivos e shapes - Ruas e Código de Logradouro (CDL) eixos 2015. Disponível em: <[http://observapoa.com.br/default.php?reg=259&p\\_secao=46](http://observapoa.com.br/default.php?reg=259&p_secao=46)>. Acesso em: 1 ago. 2016.

OLIVEIRA, V.; ZANETTI, S.; PRUSKI, F. CLIMABR Parte I: Modelo para a geração de séries sintéticas de precipitação. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 9, n. 3, p. 348 - 355, 2005.

OLIVEIRA, V.; ZANETTI, S.; PRUSKI, F. CLIMABR Parte II: Modelo para a geração de séries sintéticas de precipitação. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 9, n. 3, p. 356 - 363, 2004.

PAUL, M.J.; MEYER, J.L. Streams in the Urban Landscape. **Annual Reviews of Ecology and Systematics**, v. 32, p. 333 - 365, 2001.

PENNSYLVANIA/DEP - DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL PROTECTION **Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual**. Harrisburg, PA, USA: Bureau of Watershed Management, 2006.

PLUHOWSKI, E.J. **Urbanization and its effect on the temperature of the streams on Long Island, New York**. Washington, DC, USA: USGS/US Government Printing Office, 1970.

PORTO ALEGRE. Lei Complementar nº 434 de 1º de dezembro de 1999 atualizada e compilada até a Lei Complementar nº 667, de 3 de janeiro de 2011, incluindo a Lei Complementar 646, de 22 de julho de 2010. **Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental**. 2010.

PORTO ALEGRE/DEP - DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS. Cadastro da rede de pluvial - prancha 151 e 160. 2016.

PORTO ALEGRE/DEP - DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Bacia Arroio do Salso**. Porto Alegre, RS, Brasil: DEP, 2011.

PORTO ALEGRE/DEP - DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Vol. VI**. Porto Alegre, RS, Brasil: DEP - IPH, 2007.

PORTO ALEGRE/DMAE - DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO. **Plano Diretor de Esgotos**. Porto Alegre, RS, Brasil: DMAE, 2009.

PORTO ALEGRE/DMAE - DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO. **Plano Municipal de Saneamento Básico - Esgoto Sanitário**. Porto Alegre, RS, Brasil: DMAE, 2013.

PORTO, M.L.; MENEGAT, R.; As formações vegetais: mapa da vegetação natural potencial. In: MENEGAT, R. (Coord.). **Atlas Ambiental de Porto Alegre**. 3 ed, p. 52. Porto Alegre, RS, Brasil: UFRGS Editora, 2006.

PRINCE GEORGE'S COUNTY/DER - DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL RESOURCES. **Low Impact Development Design Strategies: An Integrated Design Approach**. Largo, MD, USA: Department of Environmental Resources, 1999a.

PRODANOFF, J.H.A. **Avaliação da poluição difusa gerada por enxurradas em meio urbano**. Dissertação (mestrado). Rio de Janeiro, RJ, Brasil: UFRJ, 2005.

RIO GRANDE DO SUL. **Conselho de Recursos Hídricos**. Resolução nº 50 de 6 de novembro de 2008. Aprova o enquadramento das águas das bacias

hidrográficas dos rios Caí, Pardo, Tramandaí e do Lago Guaíba. Porto Alegre, RS: CRH/RS, 2008

ROSGEN, D. L. A Classification of Natural Rivers. **Catena**, v. 22, p. 169 - 199, 1994.

ROSSMAN, L. **Storm Water Management Model User's Manual - Version 5.0**. Cincinnati, OH, USA: USEPA, 2010.

ROSSMAN, L.; HUBER W. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume I - Hydrology (Revised)**. Cincinnati, OH, USA: USEPA, 2016.

ROSSMAN, L.; HUBER W. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume III - Water Quality**. Cincinnati, OH, USA: USEPA, 2016.

SARTOR, J.D.; BOYD, G.B. **Water pollution aspects of street surface contaminants**. Washington, DC, USA: USEPA, 1972.

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

SCHUELER, T.R. **Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMP**. Washington, DC, USA: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

STRECKER, E.W.; QUIGLEY, M.M.; URBONAS, B.R.; JONE, J.E.; CLARY, J.K. Determining Urban Storm Water BMP Effectiveness. **Journal of Water Resources Planning and Management**, USAv. 127, n. 3, p. 144 - 149, 2001.

TÃO, N. G. Estudo da viabilidade de implantação de um sistema de tratamento de first flush nas áreas urbanas da Bacia Santa Maria do Leme, São Carlos, SP. **UFSCar**, 2013.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. 2 ed. Porto Alegre, RS, Brasil: UFRGS, 1998.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS/ HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER **HEC-RAS River Analysis System - User's Manual**. Davis, CA, USA: Institute for Water Resources, 2016.

USDA. **Urban Hydrology for Small Watersheds**. Washington, DC, USA: Soil Conservation Service- Technical Release 55, 1986.

USEPA; CENTER FOR WATERSHED PROTECTION. **Stormwater Wet Pond and Wetland Management Guidebook**. Ellicott City, MD, USA: USEPA, 2009.

USEPA/WATER PLANNING DIVISION **Results of the Nationwide Urban Runoff Program Volume I - Final Report**. Washington, DC, USA: USEPA, 1983.

WADZUK, B.M.; REA, M.; WOODRUFF, G.; FLYNN, K.; TRAVER, R.G. Water-quality Performance of a Constructed Stormwater Wetland for All Flow Conditions. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 46, n. 2, p. 385-394, 2010.