

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PROPOSIÇÃO DE UM SISTEMA DE COLETA E APROVEITAMENTO DE  
ÁGUAS PLUVIAIS PARA ABASTECIMENTO DO LAGO DO PARQUE DA  
CIDADE, LOCALIZADO EM BRASÍLIA/DF**

RAPHAEL GARCIA DA SILVA LUIZ PEREIRA

ORIENTADORA: YOVANKA PÉREZ GINORIS, DSc.

COORIENTADOR: MARCO ANTÔNIO ALMEIDA DE SOUZA, PhD

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA AMBIENTAL

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2016

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PROPOSIÇÃO DE UM SISTEMA DE COLETA E APROVEITAMENTO DE  
ÁGUAS PLUVIAIS PARA ABASTECIMENTO DO LAGO DO PARQUE DA  
CIDADE, LOCALIZADO EM BRASÍLIA/DF**

RAPHAEL GARCIA DA SILVA LUIZ PEREIRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
ENGENHEIRO AMBIENTAL

APROVADA POR:

---

YOVANKA PÉREZ GINORIS, Doutora (UnB)  
(ORIENTADOR)

---

MARCO ANTÔNIO ALMEIDA DE SOUZA, PhD (UnB)  
(COORIENTADOR)

---

ARIUSKA KARLA BARBOSA AMORIM, Doutora (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

CONCEIÇÃO DE MARIA ALBUQUERQUE ALVES, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVOS .....	3
2.1. OBJETIVO GERAL .....	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1. SISTEMAS DE CAPTURA E APROVEITAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL.....	4
3.1.2. Estudos de caso.....	13
3.2. VOLUME DE ÁGUA APROVEITÁVEL E VAZÃO DE PROJETO .....	16
3.3. QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS .....	19
3.4. MODELOS DE ESTIMAÇÃO DE CARGA DE POLUIÇÃO.....	20
3.5. TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS .....	24
3.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO .....	32
3.6.1. Pré-dimensionamento de áreas alagadas artificiais .....	32
3.6.2. Pré-dimensionamento de unidades de biorretenção .....	35
3.7. DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE ARMAZENAMENTO... ..	37
3.8. BALANÇO HÍDRICO EM PEQUENOS CORPOS HÍDRICOS .....	39
3.9. AVALIAÇÃO ECONÔMICA E CUSTOS.....	42
3.9.1. Avaliação econômica.....	42
3.9.2. Custos dos componentes do sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais .....	45
4. METODOLOGIA .....	50
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	50
4.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	51
4.3. CÁLCULO DA ÁREA DAS ESTRUTURAS .....	56
4.4. DETERMINAÇÃO DO VOLUME DO RESERVATÓRIO DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL.....	57
4.5. ESTIMATIVA DAS CONCENTRAÇÕES DE POLUENTES NA ÁGUA .....	60
4.6. SELEÇÃO DA TECNOLOGIA DE TRATAMENTO .....	61
4.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DO SISTEMA DE COLETA E APROVEITAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS .....	62
4.8. ESTIMATIVAS DE CUSTOS E AVALIAÇÃO ECONÔMICA.....	62
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	66
5.1. DIAGNÓSTICO DA ÁREA DE ESTUDO .....	66
5.2. ÁREA DAS ESTRUTURAS DE INTERESSE DO PARQUE DA CIDADE.....	69

5.3. VOLUME DO RESERVATÓRIO DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL .....	71
5.4. CONCENTRAÇÕES DOS POLUENTES NAS ÁGUAS PLUVIAIS DA ÁREA DE ESTUDO .....	75
5.5. SELEÇÃO DA TECNOLOGIA DE TRATAMENTO .....	77
5.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA .....	83
5.7. CONCEPÇÃO DO SISTEMA .....	85
5.8. ESTIMATIVA DE CUSTOS E AVALIAÇÃO ECONÔMICA .....	88
6. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES .....	91

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1 – Sistema de grande porte em prédios de uso público. ....	5
Figura 3-2 – Área de captura no nível do solo. ....	6
Figura 3-3 – Condutor e calha vertical. ....	7
Figura 3-4 – Valeta e dreno. ....	8
Figura 3-5 – Peneiras ou grades de proteção do sistema de coleta em telhados. ....	9
Figura 3-6 – Grade de proteção de dispositivo de captura no nível do solo. ....	9
Figura 3-7 – Dispositivos de descarga da primeira chuva. ....	10
Figura 3-8 – Unidade de desinfecção por radiação ultravioleta. ....	11
Figura 3-9 – Reservatório subterrâneo. ....	12
Figura 3-10 – Sistema de coleta e aproveitamento de água do Parque Birrarung Marr, Melbourne, Austrália. ....	14
Figura 3-11 – Sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial no <i>Royal Botanic Garden</i> , Melbourne, Austrália. ....	16
Figura 3-12 – Dispositivo de remoção de sólidos na forma de rede. ....	30
Figura 3-13 - Exemplo de uma unidade de biorretenção. ....	31
Figura 3-14 - Exemplo de bacia de retenção alagada. ....	31
Figura 3-15 - Exemplo de área alagada artificial. ....	32
Figura 3-16 – Área da bacia de sedimentação e vazão de projeto para diferentes eficiências de remoção de partículas de 125 µm. ....	34
Figura 3-17 – Percentual de remoção de fósforo em função da profundidade e área superficial. ....	34
Figura 3-18 - Percentual de remoção de sólidos em suspensão totais, em função da área superficial e altura de d'água permitida. ....	35
Figura 3-19 – Diagrama de massas. ....	37
Figura 3-20 – Exemplo de diagrama espinha de peixe. ....	42
Figura 3-21 – Reservatório de água em concreto armado. ....	48
Figura 4-1 – Diagrama esquemático das etapas metodológicas. ....	51
Figura 4-2 - Localização do Parque da Cidade Sarah Kubitschek. ....	51
Figura 4-3 - Localização do lago no Parque da Cidade Sarah Kubitschek. ....	52
Figura 4-4 - Precipitação e evaporação média da área de estudo (1990 -2015). ....	53
Figura 4-5 – Mapa de solos do Distrito Federal. ....	54
Figura 4-6 – Localização das estruturas do Parque da Cidade. ....	56
Figura 5-1 – Lago 2 praticamente seco. ....	66
Figura 5-2 – Resíduos sólidos no lago do Parque da Cidade. ....	66
Figura 5-3 – Detalhe das calhas de coleta do telhado. ....	66
Figura 5-4 – Detalhes da grade e da caixa de concreto ligada ao dispositivo de coleta. ....	67

Figura 5-5 – Resíduos sólidos no estacionamento 1. ....	67
Figura 5-6 – Bocas de lobo responsáveis pela coleta da água do estacionamento 1.....	68
Figura 5-7 – Evidência de buracos no estacionamento 2. ....	68
Figura 5-8 – Evidência de sedimentos no estacionamento 2.....	68
Figura 5-9 – Bocas de lobo do estacionamento 2.....	69
Figura 5-10 – Objetos de interesse no Parque da Cidade.....	70
Figura 5-11 – Lago do Pesque Pague no Parque da Cidade.....	70
Figura 5-12 – Sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais proposto no trabalho. .....	87

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 3-1. Coeficiente de escoamento para diferentes superfícies.....	17
Tabela 3-2. Tipos de obra e tempos de retorno recomendados para o Distrito Federal. ....	19
Tabela 3-3. Concentração média dos poluentes nas águas pluviais por tipo de uso do solo. .....	22
Tabela 3-4. Valores de referência para coliformes fecais. ....	25
Tabela 3-5. Principais parâmetros da Classe 2 contidos no artigo 15º da CONAMA 357/05. .....	25
Tabela 3-6. Tecnologias de tratamento de águas pluviais e percentual médio de remoção de poluentes.....	27
Tabela 3-7. Custo de construção e manutenção das tecnologias, em valores monetários referentes a 2010.....	28
Tabela 3-8. Outros critérios de comparação de tecnologias de tratamento. ....	29
Tabela 3-9. Valores típicos de coeficiente de permeabilidade. ....	41
Tabela 4-1. Tarifas de água pública do lago do Parque da Cidade no ano de 2015.....	55
Tabela 5-1. Área dos objetos mapeados no Parque da Cidade.....	69
Tabela 5-2. Precipitação e Evaporação média para a área de estudo. ....	71
Tabela 5-3. Volume de chuva aproveitável por superfície (m <sup>3</sup> ).....	72
Tabela 5-4. Avaliação do sistema com o uso da água coletada no estacionamento 2.....	74
Tabela 5-5. Avaliação do sistema sem o uso da água coletada no estacionamento 2. ....	74
Tabela 5-6. Resultados da análise da série histórica de dados de precipitação.....	75
Tabela 5-7. Carga anual de poluentes, em kg/ano.....	76
Tabela 5-8. Concentração média dos poluentes nas águas pluviais, em mg/L.....	76
Tabela 5-9. Concentração de saída das águas coletadas no telhado do Pavilhão de Exposições.....	78
Tabela 5-10. Concentração de saída das águas coletadas no estacionamento 1.....	78
Tabela 5-11. Concentração de saída das águas coletadas no estacionamento 2.....	79

Tabela 5-12. Valoração adotada para os critérios expressos em formato numérico. ....	79
Tabela 5-13. Valoração adotada para os critérios expressos na forma de escala. ....	80
Tabela 5-14. Resumo dos valores adotados e resultado da comparação das tecnologias. ..	80
Tabela 5-15. Concentração final dos poluentes após tratamento por tecnologias em conjunto. ....	82
Tabela 5-16. Resumos dos valores encontrados para tempo de concentração, intensidade e vazões de projeto para 1 e 100 anos de retorno. ....	83
Tabela 5-17. Resultados do dimensionamento da bacia de decantação e zona de entrada da unidade de áreas alagadas artificiais. ....	84
Tabela 5-18. Resultados do dimensionamento da zona das macrófitas. ....	84
Tabela 5-19. Resumos dos valores encontrados para tempo de concentração, intensidade e vazões de projeto de 5 e 100 anos de retorno. ....	84
Tabela 5-20. Resultados do dimensionamento da unidade de biorretenção. ....	85
Tabela 5-21. Vazão máxima de infiltração e velocidades de escoamento na unidade de biorretenção. ....	85
Tabela 5-22. Estimativa de custo de construção do sistema de condução. ....	88
Tabela 5-23. Estimativa de custo de construção do sistema de tratamento. ....	88
Tabela 5-24. Estimativa de custo anual de manutenção do sistema de tratamento. ....	89
Tabela 5-25. Custos de construção do reservatório. ....	89
Tabela 5-26. Resumo dos custos dos sistemas propostos. ....	90
Tabela 5-27. Anuidades, Valor Futuro e Valor Presente dos custos de manutenção e operação ao longo da vida útil do projeto. ....	90

## LISTA DE ABREVIACOES E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ADASA - Agência Reguladora de gua, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal

ADPLG - *Adelaide Department of Planning and Local Government*

AUR\$ - Dólar australiano

Brisbane City Council - BCC

CAESB - Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal

CASQA - *California Stormwater Quality Association*

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente

Cu - Cobre

CWP - *Center for Watershed Protection*

DBO - Demanda Bioquímica de Oxignio

DEC – *Department of Environment and Conservation*

DQO - Demanda Química de Oxignio

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

EPA-Tasmania - *Tasmanian Environment Protection Agency*

INMET - Instituto Nacional de Meteorologia

Kg – Quilogramas

Km<sup>2</sup> - Quilmetros quadrados

L - Litros

m – Metros

m<sup>2</sup> - Metros quadrados

m<sup>3</sup> - Metros cúbicos

mg/L - Miligramas por litro

mm - Milímetros

MMA - Ministério do Meio Ambiente

mL – Mililitros

n - Número

MPCA - *Minnesota Pollution Control Agency*

NBR – Norma Brasileira

NOVACAP - Companhia Urbanizadora da Nova Capital

NT – Nitrogênio Total

OECD - *Organisation for Economic Co-operation and Development*



Pb - Chumbo

PT – Fósforo Total

PVC - Poli Cloreto de Vinila

R\$ - Reais

SST – Sólidos em Suspensão Totais

TWDB - *Texas Water Development Board*

UNEP – *United Nations Environment Programme*

US - EPA – *United States Environment Protection Agency*

US\$ - Dólar americano

UV – Ultravioleta

Zn – Zinco

## **RESUMO**

No mundo atual, um dos grandes desafios impostos à humanidade é a garantia do acesso universal à água. Do ponto de vista prático, existem duas abordagens para solucionar esse desafio, uma no sentido de buscar novas fontes ou fontes alternativas e outra que visa ao aumento da eficiência na utilização dos recursos disponíveis. Dentre as tecnologias voltadas para o uso de fontes alternativas de recursos hídricos, as tecnologias de coleta e aproveitamento de águas pluviais têm ganhado bastante destaque pelo seu potencial em tornar sistemas mais sustentáveis e diminuir custos, gerando economia e menor pressão aos recursos hídricos. Diante disso, o presente trabalho teve por objetivo propor um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para abastecimento do lago do Parque da Cidade, localizado em Brasília, Distrito Federal. Para a proposição do sistema, abordaram-se os diferentes sistemas de aproveitamento de águas pluviais, métodos de estimação do volume aproveitável de chuva, qualidade das águas pluviais, métodos de estimação da carga de poluição das águas pluviais, tecnologias de tratamento de águas pluviais, dimensionamento de tecnologia de águas pluviais, dimensionamento de reservatórios, balanço hídrico em pequenos corpos hídricos, avaliação econômica e custos dos componentes do sistema. Foi proposto um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais, composto pelas superfícies de coleta, telhado do Pavilhão de Exposições e estacionamentos 1 e 2, além do sistema de tratamento, unidades de pré-tratamento, áreas alagadas artificiais e de biorretenção, sistema de armazenamento, reservatório, com capacidade de 42.000m<sup>3</sup>, sistema de condução e canos de distribuição. Por fim, mediante a análise econômica do projeto, estimou-se que o sistema alternativo proposto será capaz de gerar uma economia à administração do Parque de, aproximadamente, R\$ 673.577,16 ao final de sua vida útil.

**PALAVRAS-CHAVE:** sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais, tratamento de águas pluviais.

## 1. INTRODUÇÃO

No mundo atual, um dos grandes desafios impostos à humanidade é a garantia do acesso universal à água. Do ponto de vista prático, existem duas abordagens para solucionar esse desafio, uma no sentido de buscar novas fontes ou fontes alternativas e outra que visa ao aumento da eficiência na utilização dos recursos disponíveis. Dentre as tecnologias voltadas para o uso de fontes alternativas de recursos hídricos, as tecnologias de coleta e aproveitamento de águas pluviais têm ganhado bastante destaque pelo seu potencial em tornar sistemas mais sustentáveis e diminuir custos, gerando economia e menor pressão aos recursos hídricos (UNEP, 2002).

Segundo Akran *et al.* (2014) as águas pluviais têm qualidade superior aos esgotos domésticos não tratados e, por isso, podem ter uma aceitação maior no aproveitamento, principalmente em usos não-potáveis, como irrigação de jardins, parques, campos esportivos e abastecimento de lagos ornamentais. Porém, para viabilizar o uso dessas águas como fonte alternativa, é necessária a aplicação das técnicas de coleta e aproveitamento de águas pluviais.

Em termos gerais, o aproveitamento dessas águas consiste nas etapas de coleta, armazenamento, tratamento e distribuição que, se aplicadas de forma adequada, podem fornecer água com qualidade condizente ao uso desejado.

Nessa perspectiva, a equipe de administração do Parque da Cidade Sarah Kubitschek, localizado na cidade de Brasília, tem se empenhado no aperfeiçoamento da gestão de seus recursos financeiros, de modo a buscar modelos mais sustentáveis para a operação e manutenção das estruturas de sua responsabilidade.

Um dos focos de trabalho da equipe de administração do Parque da Cidade Sarah Kubitschek é o lago, popularmente conhecido como “Lago dos Patos” que, atualmente, tem sua cota de água mantida pelo fornecimento de água bruta da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal - CAESB, advinda da barragem de Santa Maria.

Devido às altas taxas de evaporação da região em que está localizado, o lago precisa ser constantemente abastecido, o que torna a prática ineficiente e insustentável, além de representar um consumo elevado de recursos financeiros de origem pública.

Nesse sentido, o presente trabalho, aborda os principais aspectos dos sistemas de coleta e aproveitamento de água de chuva, dando ênfase as principais metodologias utilizadas no dimensionamento destes sistemas. Dessa forma, apresenta-se o método simples de estimativa de geração de cargas de poluição, modelos de dimensionamento de reservatórios, e as principais tecnologias de tratamento de águas pluviais utilizadas nesse sistema.

Com base nesses aspectos, este trabalho tem por objetivo propor uma solução sustentável para o abastecimento e manutenção do nível de água do lago do Parque da Cidade, por meio da análise e dimensionamento de um sistema de coleta e aproveitamento das águas pluviais.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

O objetivo geral deste trabalho é propor um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para abastecimento do lago do Parque da Cidade, localizado em Brasília, Distrito Federal (DF).

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Os objetivos específicos deste trabalho são descritos a seguir:

- Estudar a viabilidade técnica e econômica da implantação de um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para o abastecimento do lago do Parque da Cidade Sarah Kubitschek; e
- Propor um sistema de tratamento de águas pluviais para o sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para o abastecimento do lago do Parque da Cidade Sarah Kubitschek.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1. SISTEMAS DE COLETA E APROVEITAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL**

Atualmente, em virtude do crescimento populacional e da escassez de recursos hídricos, um dos grandes desafios impostos à humanidade é a garantia do acesso universal à água. Do ponto de vista prático, existem duas vertentes para solucionar esse desafio: podem-se buscar novas fontes ou fontes alternativas ou podem-se utilizar os recursos disponíveis de maneira mais eficiente (*United Nations Environment Programme* - UNEP, 2002).

Dentre as tecnologias voltadas para o uso de fontes alternativas de recursos hídricos, as tecnologias de coleta e aproveitamento de águas pluviais têm ganhado bastante destaque, devido ao seu grande potencial em fornecer água, através de adaptações simples nas estruturas já existentes ou execução de obras com baixo impacto em regiões com baixa disponibilidade hídrica. Mesmo em regiões com alta disponibilidade hídrica, essas técnicas apresentam potencial em diminuir custos e tornar os sistemas mais sustentáveis, gerando economia e menor pressão aos recursos.

Apesar do grande potencial de aproveitamento das águas pluviais, o uso desse recurso ainda é limitado. Segundo o *Department of Environment and Conservation* (DEC) (2006), essas águas têm sido destinadas, principalmente, aos usos não potáveis, como irrigação de parques públicos e campos esportivos. Porém, esse recurso pode, ainda, ser aplicado em diversas atividades. Nas indústrias e no comércio, por exemplo, essas águas podem ser usadas na lavagem de veículos, resfriamento de maquinários e descargas sanitárias. Nas residências, além do uso em descargas sanitárias e lavagens de veículos, é possível, também, a irrigação de jardins e hortas.

Outra possibilidade de aproveitamento apontada por DEC (2006) é o uso das águas pluviais para abastecimento e manutenção do nível de lagos ornamentais. Dependendo das condições climáticas locais, essas estruturas perdem consideráveis volumes de água por evaporação e infiltração, de modo que o abastecimento com água tratada se torna inexequível. Ressalta-se, entretanto, que a água que alimenta esses sistemas deve ter a carga de patógenos minimizada, de modo a reduzir os riscos à saúde pública, e baixos teores de nutrientes, para prevenir o crescimento de algas e evitar florações.

Em geral, os sistemas de coleta e aproveitamento de águas pluviais são constituídos pelas estruturas de coleta, armazenamento, tratamento e distribuição, possibilitando a aplicação de diversas tecnologias e arranjos, que dependerão, basicamente, dos poluentes a serem removidos e do uso as quais se destinam.

Ainda segundo DEC (2006), esses sistemas podem variar em escala, contemplando desde a escala domiciliar, com apenas a área de contribuição do telhado, por exemplo, até bacias urbanas inteiras. Nessa perspectiva, UNEP (2002) diferencia o aproveitamento de águas pluviais nas seguintes categorias: sistema simples de coleta a partir do telhado; sistema de grande porte em prédios de uso público; sistema em prédios arranha-céu; e sistema de coleta no nível do solo.

O sistema simples de coleta a partir do telhado é um sistema domiciliar tradicional, no qual, uma vez que a água da chuva atinge o telhado ou laje, a mesma escoar, passando por uma etapa inicial de tratamento, também denominado pré-tratamento, durante a qual são retidos folhas e galhos, através de uma peneira, até ser capturada pelo sistema de coleta, compreendido por calhas e condutores. A partir de então, a água coletada é direcionada ao dispositivo de descarte da primeira chuva, seguido pelo reservatório e, finalmente, pelo processo de desinfecção, quando se encontra disponível para consumo (UNEP, 2002).

Com relação ao sistema de grande porte em prédios de uso público, é utilizado em edifícios com grande circulação de pessoas, como estádios esportivos, aeroportos, instituições de ensino, dentre outros (Figura 3-1). O funcionamento geral do sistema é semelhante ao sistema simples, adaptado à magnitude dos prédios, o que torna a operação complexa.



Figura 3-1 – Sistema de grande porte em prédios de uso público.  
Fonte: *The Renewable Energy Hub*, 2016.

Por sua vez, quanto ao sistema em prédios arranha-céu, assemelha-se aos citados anteriormente, tendo como diferença a exigência que o reservatório se situe, prioritariamente, no terraço ou telhado do prédio, visto que o armazenamento em reservatórios subterrâneos representaria um elevado custo para o recalque da água.

Diferentemente dos demais sistemas, o sistema de coleta no nível do solo capta a água a partir de superfícies impermeáveis situadas no mesmo, como estacionamentos, pátios e calçadas (Figura 3-2), tendo como vantagem a maior disponibilidade de área de contribuição em relação aos telhados. Por outro lado, sua desvantagem é que as águas drenadas por essas superfícies apresentam pior qualidade, uma vez que carregam os resíduos e poluentes ali presentes.

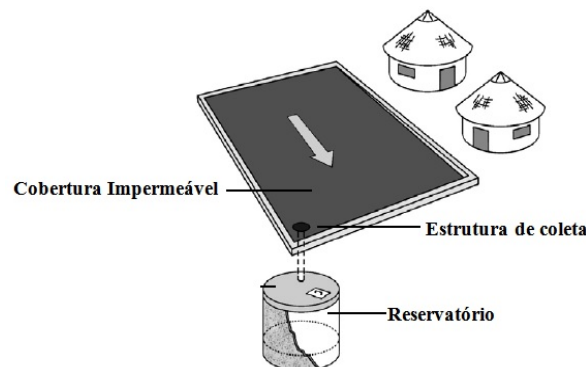


Figura 3-2 – Área de coleta no nível do solo.  
Fonte: ClimateTechwiki, 2016, modificado.

### 3.1.1. Componentes do sistema de coleta e aproveitamento da água pluvial

Inicialmente, na fase de coleta da água pluvial, tem-se estruturas projetadas, basicamente, para serem capazes de coletar vazões condizentes com o local instalado, minimizando o risco de inundação a montante do ponto de coleta, e dotadas de dispositivos que interrompam a coleta da água de chuva a qualquer momento, em caso de riscos de contaminação (DEC, 2006).

Em telhados, a coleta se dá pelas calhas e condutores verticais, sendo as primeiras responsáveis pela captura e condução da água até o condutor vertical, que tem a função de conduzi-la até o sistema de descarte de primeira chuva (Figura 3-3). Em geral, as calhas e condutores verticais são confeccionados em Poli Cloreto de Vinila (PVC), plástico ou metais galvanizados, dado que estarão em contato com a água de chuva, que pode apresentar pH ácido (UNEP, 2002). De acordo com a norma ABNT NBR 15527:2007, que trata do aproveitamento de águas de chuva em coberturas urbanas, os parâmetros de



dimensionamento das calhas e condutos verticais devem se basear nas recomendações da ABNT NBR 10844:1989, a qual trata de instalações prediais de águas pluviais. Segundo essa, o dimensionamento de calhas e condutos deverá considerar o tempo de duração da precipitação de 5 minutos e tempo de retorno, que pode assumir 5 ou 25 anos, em situações as quais empoçamentos ou extravasamento não possam ser aceitos.



Figura 3-3 – Condutor e calha vertical.  
Fonte: AEC Web, 2016.

Por sua vez, o sistema de coleta de águas que escoam no nível do solo é composto por valetas e pelas seguintes estruturas de captação: bocas de lobo, drenos ou caixas de drenagem. Especificamente, as valetas são responsáveis por coletar e direcionar o escoamento da água de chuva para as estruturas de captação, que têm a função de captar e transferir a água pluvial para os canos ligados ao sistema de tratamento (Figura 3-4).

Tomaz (2015) aponta que, no Brasil, ainda não há uma norma que estabeleça critérios para o dimensionamento das estruturas do sistema de coleta de águas que escoam no nível do solo, tornando o dimensionamento impreciso e não padronizado. Apesar disso, afirma ser usual considerar um tempo de retorno de 25 anos, abertura máxima da boca de lobo de 0,15m e escoamento em seção plena ou seção a 80% do diâmetro do cano da galeria de águas pluviais.



Figura 3-4 – Valeta e dreno.  
Fonte: Ballina Shire Council, 2016.

Na etapa de tratamento, o sistema de coleta e aproveitamento deve garantir a remoção dos poluentes para que atinjam os padrões condizentes aos usos propostos, de acordo com os riscos envolvidos em cada um deles. Por exemplo, o tratamento deve ser mais completo às águas destinadas aos usos mais restritivos, como contato primário, pois a presença de determinados poluentes nesses casos oferece riscos à saúde humana. Por outro lado, o tratamento pode ser mais simples em aproveitamentos como irrigação de jardins e harmonia paisagística, visto que esses oferecem pouco ou nenhum prejuízo à saúde da população.

Em geral, o sistema de tratamento é composto pelos dispositivos de pré-tratamento, descarte da primeira chuva, unidade de tratamento e unidade de desinfecção. O primeiro tem a função de filtrar e proteger os dispositivos de coleta do entupimento por folhas, galhos ou resíduos sólidos. O segundo, dispositivo de descarte de primeira chuva, é responsável por remover do sistema os primeiros milímetros da chuva que, segundo Tucci (2005), são responsáveis por 95% das cargas de poluição. Por sua vez, a unidade de tratamento tem o objetivo de remover os principais poluentes presentes nas águas de chuva, como sólidos em suspensão, nutrientes e metais. Finalmente, a unidade de desinfecção é responsável por fazer a remoção de organismos patogênicos da água, tornando-a segura, do ponto de vista biológico (UNEP, 2002).

Especificamente, a etapa de pré-tratamento, em telhados, é composta por peneiras ou grades, encontradas em diferentes formatos e tamanhos, podendo, ainda, ser substituídas por grades que percorram toda a calha (Figura 3-5).



Figura 3-5 – Peneiras ou grades de proteção do sistema de coleta em telhados.  
Fonte: Gardenista, 2016.

Já as estruturas de pré-tratamento para aproveitamento de água de chuva coletada no nível do solo, são formadas por grades ou dispositivos de remoção de sólidos, como observado na Figura 3-6 (UNEP, 2002).



Figura 3-6 – Grade de proteção de dispositivo de coleta no nível do solo.  
Fonte: *Handerson Water Utility*, 2016.

Ao longo dos períodos de seca e, mesmo após uma série de dias sem a ocorrência de precipitação, poluentes atmosféricos e resíduos, como folhas, poeira e fezes de animais, se depositam e acumulam sobre as superfícies impermeáveis utilizadas para a coleta da água de chuva. Na primeira chuva, além da lavagem da atmosfera, ocorrerá, também, a lavagem das superfícies, carreando essa carga de poluentes, fazendo-se necessário descartar o volume inicial de chuva. Ainda não há consenso dos projetistas em quantificar este volume, sendo encontrado na literatura diferentes recomendações. A norma ABNT NBR 15527:2007, que trata do aproveitamento de chuva nas coberturas urbanas, determina que, na ausência de dados, deve-se descartar os primeiros 2mm de chuva. Por sua vez, Tomaz (2015) recomenda que, para coletas em superfícies no nível do solo, deve-se descartar os primeiros 25mm de chuva.

De forma simplificada, o dispositivo de descarte da primeira chuva é um reservatório para detenção temporária, dimensionado de tal maneira que seu volume seja equivalente ao volume que se deseja descartar ou que tenha um dispositivo de saída situado acima da cota máxima que a água de descarte possa atingir. Ao adentrar no conduto vertical, os primeiros milímetros da chuva irão ficar retidos no volume do dispositivo de descarte, retendo-se, dessa forma, a carga inicial de poluição (Figura 3-7). Os dispositivos de descarte podem, ainda, ser dotados de um orifício suficientemente pequeno para que libere lentamente a água acumulada, tornando o sistema praticamente automático.

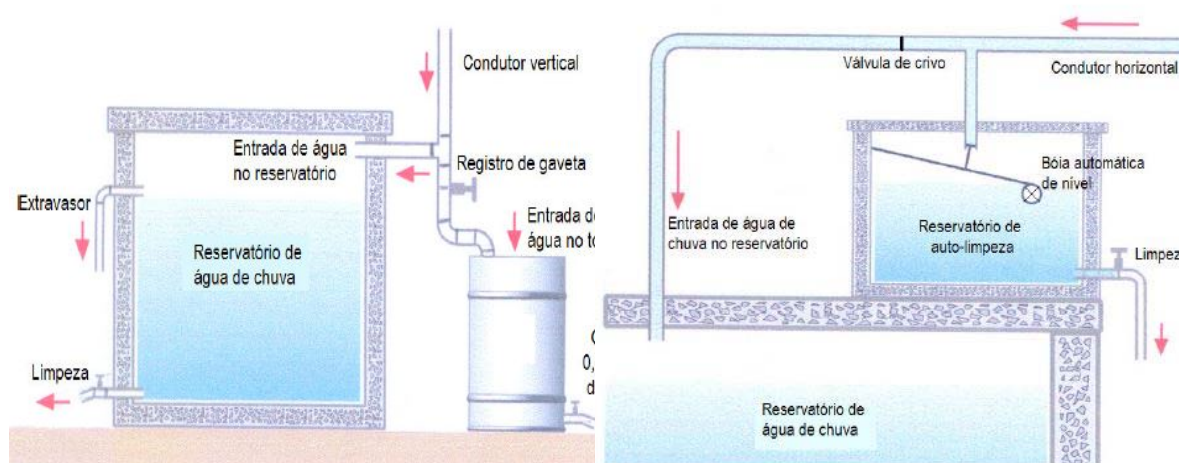


Figura 3-7 – Dispositivos de descarga da primeira chuva.

Fonte: May 2004 *apud* Dacach, 1990.

Quanto às unidades de tratamento e desinfecção, a norma ABNT NBR 15.527:2007 deixa a critério do projetista a escolha da tecnologia mais apropriada, uma vez que esta deve ser condizente com a qualidade requerida para o aproveitamento proposto.

Segundo Daily *et al.* (2012), em sistemas domiciliares, em geral, é dispensada a unidade de tratamento, uma vez que a filtração e o dispositivo de descarga de primeira chuva são capazes de fornecer águas com qualidade condizentes com os usos não-potáveis. Por outro lado, em sistemas de larga escala, além das estruturas de remoção de sólidos grosseiros, pode-se, também, usar tecnologias de “melhores práticas de manejo” (*Best Management Practices*), abordadas posteriormente, no item 3.5.

Com relação às técnicas de desinfecção, tem-se que as mais utilizadas são as de cloração, ozonização e a radiação ultravioleta. Na primeira, o desinfetante aplicado é o cloro, mais utilizado em sistemas domiciliares, uma vez que tem fácil aplicação e não requer

equipamentos sofisticados, porém, em sistemas de maior escala ou que apresentem altos teores de sólidos em suspensão, é desaconselhado, devido ao fato de as partículas de sólidos agirem como uma barreira protetora para os microrganismos, reduzindo a eficácia do tratamento. Além disso, o cloro pode apresentar efeitos negativos em aproveitamentos como irrigação e abastecimento de ambientes aquáticos, por representar possíveis danos à biota presente nesses ambientes.

O ozônio, por ser uma molécula oxidativa e muito reativa, tem um grande potencial de desinfecção, mas, por exigir equipamentos sofisticados e de alto custo, sua prática é inviável para a maior parte dos projetos de aproveitamento de água de chuva.

Por sua vez, a radiação ultravioleta é uma das mais promissoras técnicas de desinfecção, devido à sua capacidade em alterar o material genético dos microrganismos, impedindo a sua reprodução, por não gerar subprodutos e por ter baixo custo, quando comparado a outras técnicas (Figura 3-8) (*Texas Water Development Board – TWDB, 2005*).

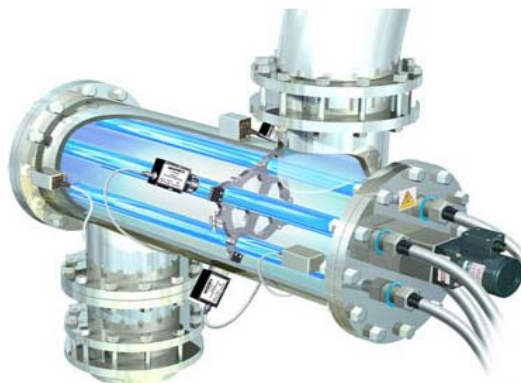


Figura 3-8 – Unidade de desinfecção por radiação ultravioleta.  
Fonte: Aquionics, 2016.

Quanto ao sistema de armazenamento, representado pelos reservatórios, tem a função de estabelecer o balanço entre o volume de água disponível e a demanda, acumulando o excedente, de modo que seu dimensionamento deverá levar em conta as relações entre volume de escoamento anual, demanda e capacidade de produção do sistema (DEC, 2006). Segundo TWDB (2005), os reservatórios são os componentes mais caros do sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial. Thomas (2004) estima que o custo dos reservatórios seja da ordem de 50 a 85% dos custos totais do sistema. Por conta disso, Tomaz (2012) reforça a importância do dimensionamento correto do reservatório, uma vez que o superdimensionamento pode aumentar significativamente o custo do sistema, tornando-o

inviável, e o subdimensionamento deixará o reservatório seco, tornando a estrutura ineficiente.

As estruturas de armazenamento podem ser subterrâneas ou superficiais, sendo que as primeiras (Figura 3-9), apesar do custo mais elevado de implantação, perdem menos água por evaporação, recebem menos aporte de sedimentos e não representam risco de proliferação de algas nem de mosquitos. Por outro lado, as superficiais apresentam menor custo de implantação e manutenção, além de estarem sujeitas à reaeração da água, fundamental para a manutenção de sua qualidade (DEC, 2006).



Figura 3-9 – Reservatório subterrâneo para armazenamento de águas pluviais.  
Fonte: *Containment Solutions*, 2016.

Quanto ao dimensionamento dos reservatórios, a ABNT NBR 15527:2007 indica que deverá respeitar as recomendações da ABNT NBR 12217:1994, que trata sobre projetos de reservatórios de distribuição de água para abastecimento público. Dentre as recomendações da segunda, destaca-se a aplicação de um fator de segurança de 1,2 ao volume da demanda calculada e a necessidade de peças registro na saída e entrada dos reservatórios.

Por fim, com relação ao sistema de distribuição, tem a função de transportar a água do reservatório para o ponto de uso, sendo situado, preferencialmente, em cota superior a este, permitindo a retirada de água por força da gravidade. Segundo a ABNT NBR 15527:2007, o dimensionamento dessas estruturas deverá ser feito de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5626:1998, que trata de instalações prediais de água fria. Tomaz (2015) salienta que o sistema de distribuição de água pluvial, em hipótese alguma, poderá se misturar ao sistema de distribuição de água potável instalado no edifício. O autor recomenda, ainda, que se use canos de outra coloração para evitar confusões durante a instalação e manutenção dessas estruturas.

### **3.1.2. Estudos de caso**

#### ***3.1.2.1. Estudo de caso – Jardim Botânico, Geelong, Austrália***

Com o intuito de reduzir a demanda de água potável e buscar uma fonte alternativa para a irrigação do Jardim Botânico da cidade de Geelong, Victoria, Austrália, foi construído um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais com potencial de ofertar 90% da demanda anual de 30.000m<sup>3</sup> para a irrigação.

A coleta de água ocorre nas galerias de águas pluviais de uma área residencial de, aproximadamente, 0,47km<sup>2</sup> próxima ao Jardim Botânico. Uma vez coletada, a água passa por uma estrutura de remoção de resíduos sólidos e por uma lagoa de decantação, preenchida com pedras, projetada para reter partículas maiores que 5mm, sólidos em suspensão e parte dos nutrientes. Em seguida, a água é direcionada para um reservatório, que compreende uma lagoa de detenção com capacidade de 4000m<sup>3</sup>, e espelho d'água, de 7.000m<sup>2</sup>. Além da detenção e função paisagística, o reservatório é responsável, também, por parte do tratamento, visto que apresenta vegetação aquática em seu perímetro, disposta dessa maneira com o intuito de remover os nutrientes e criar uma barreira ao acesso de pessoas ou animais domésticos. Antes do aproveitamento, a água é bombeada para um sistema de filtro de areia capaz de remover as partículas maiores que 200µm, e o efluente do filtro é submetido a desinfecção por radiação ultravioleta (UV) para eliminar os patógenos.

O projeto foi realizado através de uma parceria entre a Cidade de Geelong e uma iniciativa do Governo Australiano que, juntos, custearam AU\$ 930.000,00 (Clearwater, 2012).

#### ***3.1.2.2. Estudo de caso – Parque Birrarung Marr, Melbourne, Austrália***

O Parque Birrarung Marr, localizado na cidade de Melbourne, Austrália, assim como no estudo de caso apresentado no item 3.1.2.1 deste trabalho, é irrigado a partir de um sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial, capaz de atender 70% da demanda anual do Parque, que é de, aproximadamente, 35.000m<sup>3</sup>, e conta com uma área de contribuição de 0,37km<sup>2</sup>, composta por seus jardins e áreas residenciais.

O sistema é composto por uma estrutura de remoção de sólidos grosseiros, uma câmara de sedimentação, dois tanques reservatórios, uma unidade de biorretenção e uma unidade de desinfecção por luz UV (Figura 3-10).



Figura 3-10 – Sistema de coleta e aproveitamento de água do Parque Birrarung Marr, Melbourne, Austrália.

Fonte: *Urban Landscapes*, modificado, 2016.

Ao ser coletada, a água passa pela estrutura de remoção de sólidos grosseiros, encaminhada, posteriormente, para a câmara de sedimentação, onde ocorre a remoção dos sólidos em suspensão. Em seguida, é transportada para o primeiro reservatório do sistema, com capacidade de 200m<sup>3</sup>. De acordo com a necessidade do parque, a água é bombeada para a unidade de biorretenção, onde os nutrientes são removidos. Por sua vez, após o tratamento na unidade de biorretenção, a água é capturada por drenos e encaminhada ao segundo reservatório, com volume de 500m<sup>3</sup>, e, a partir de então, é bombeada para uma unidade de desinfecção por radiação UV, quando se encontra disponível para uso.

### 3.1.2.3. Estudo de caso – Praça Kogarah Town Square, New South Wales, Austrália

Para a Praça Kogarah Town Square, localizada na cidade de Kogarah, em New South Wales, Austrália, foi construído um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais que visa obter água para irrigação, descarga sanitária, lavagem de carros e abastecimento dos elementos paisagísticos da Praça.

Este projeto separa as águas pluviais entre “limpas” e “sujas”, de acordo com a origem da coleta, telhados e superfícies impermeáveis no solo, respectivamente. A água classificada como “suja” é tratada por uma estrutura de remoção de resíduos sólidos grosseiros e



armazenada em um tanque, sendo utilizada para irrigação. Já a água “limpa” é coletada e filtrada, sendo encaminhada a um tanque de armazenamento e, posteriormente, desinfetada para os usos mais nobres. O sistema economiza 8.000m<sup>3</sup>, valor que representa uma redução de 50% no consumo de água potável do local (DEC, 2006).

#### **3.1.2.4. Estudo de caso - Royal Botanic Garden, Melbourne, Austrália**

Na cidade de Melbourne, Austrália, encontra-se, ainda, outro exemplo de sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial existente no *Royal Botanic Garden*, utilizado para o abastecimento de seus lagos ornamentais e para fornecer segurança ao sistema de irrigação do mesmo.

A água pluvial utilizada nesse sistema é coletada pelos drenos de duas vias próximas ao Jardim. Uma vez captada a água, a mesma é escoada por uma unidade de remoção de sólidos grosseiros e encaminhada, posteriormente, a dois lagos do Jardim Botânico, os quais têm seus pontos de entrada ajustados para funcionarem como uma lagoa de sedimentação e uma área alagada artificial (*Constructed Wetland*). Em adição a esse tratamento, ocorre, também, a recirculação de água entre os outros lagos ali presentes, que foram equipados com estruturas vegetais flutuantes, simulando a vegetação das áreas alagadas artificiais (Figura 3-11). Este projeto, além de recarregar os lagos ornamentais, tem a capacidade de fornecer, aproximadamente, 40% da demanda de irrigação do Jardim Botânico.



Figura 3-11 – Sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial no *Royal Botanic Garden*, Melbourne, Austrália.  
 Fonte: Clearwater, 2013.

### 3.2. VOLUME DE ÁGUA APROVEITÁVEL E VAZÃO DE PROJETO

O volume de chuva aproveitável por um sistema de coleta e aproveitamento ( $V$ ) dependerá das características da precipitação ( $P$ ), da área de coleta ( $A$ ), do material que compõe as superfícies impermeáveis disponíveis ( $C$ ), da eficiência do sistema de coleta ( $\eta$ ). A ABNT NBR 12217:2007 recomenda o seguinte método de cálculo, baseado nos parâmetros citados (Equação 3-1).

$$V = P \times A \times C \times \eta \quad \text{Equação 3-1}$$

Tomaz (2015) afirma que a eficiência do sistema de coleta ( $\eta$ ) pode variar de 0,5 a 0,9, sendo usual adotar o valor de 0,8 para sistemas com dispositivo de descarte de primeira chuva e 0,9 para sistemas sem esse dispositivo.

Ainda com relação à determinação do volume de chuva aproveitável, alternativamente, em seu anexo, a norma ABNT NBR 12217:2007 apresenta o Método Prático Australiano, representado pela Equação 3-2 a seguir.

$$Q = A \times C \times (P - I)$$

Equação 3-2

Em que:

$Q$  = Volume mensal produzido pela chuva;

$A$  = Área de coleta da água;

$C$  = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$P$  = Precipitação média mensal; e

$I$  = Interceptação da água que molha as superfícies e perdas por evaporação.

A ABNT NBR 12217:2007 recomenda a adoção de um valor de interceptação de 2mm para telhados, considerando que o sistema será dotado de um dispositivo de descarte de primeira chuva. Analogamente, em sistemas de coleta situados no nível do solo, a interceptação deverá ser de, no mínimo, 25 mm, uma vez que, nesses primeiros milímetros, se concentram 95% das cargas de poluição.

Ao cair sobre uma superfície, a água da chuva aproveitável perde parte de seu volume devido aos pequenos vazamentos, evaporação e respingos. O coeficiente de escoamento superficial, ou coeficiente de *runoff*, é um valor adimensional, utilizado para expressar essas perdas, sendo calculado pelo quociente entre o volume da água de chuva que escoar após cair em uma superfície e o volume precipitado sobre esta (Tabela 3-1. Coeficiente de escoamento para diferentes superfícies.).

Tabela 3-1. Coeficiente de escoamento para diferentes superfícies.

Superfície			Coeficiente de <i>runoff</i> (C)	
			Intervalo	Valor
<b>Pavimento</b>	<b>Asfalto</b>		0,70 - 0,95	0,83
	<b>Concreto</b>		0,80 - 0,95	0,88
	<b>Calçada</b>		0,75 - 0,85	0,80
	<b>Telhado</b>		0,75 - 0,95	0,85
<b>Cobertura: grama solo arenoso</b>	<b>Pequena declividade (2%)</b>		0,05 - 0,10	0,08
	<b>Declividade média (2 a 7%)</b>		0,10 - 0,15	0,13
	<b>Forte Declividade (7%)</b>		0,15 - 0,20	0,18
<b>Cobertura: grama solo pesado</b>	<b>Pequena declividade (2%)</b>		0,13 - 0,17	0,15
	<b>Declividade média (2 a 7%)</b>		0,18 - 0,22	0,20
	<b>Forte Declividade (7%)</b>		0,25 - 0,35	0,30

Fonte: Junior (2016) *apud* ASCE (1969).

Outro fator que pode influenciar no volume de água aproveitável é o sistema de coleta da água, dado que, se subdimensionado, será incapaz de coletar o volume de chuva esperado para determinada superfície. Segundo a ABNT NBR 10844:1989, essas estruturas deverão ser dimensionadas considerando a vazão de projeto, calculada pela Equação 3-3 a seguir.

$$Q = \frac{I \times A}{60} \quad \text{Equação 3-3}$$

Onde:

$Q$  = Vazão de projeto, em L/min;

$I$  = Intensidade pluviométrica, em mm/h; e

$A$  = Área de contribuição, em m<sup>2</sup>.

Apesar da recomendação da ABNT NBR 10844:1989, o Plano Diretor de Drenagem do Distrito Federal – PDDU (2009), em específico, indica que a vazão de projeto de áreas com até 2km<sup>2</sup> deverá ser calculada pelo método racional, expresso pela Equação 3-4.

$$Q = 0,267 \times C \times I \times A \quad \text{Equação 3-4}$$

Em que:

$Q$  = Vazão de projeto, em m<sup>3</sup>/s;

$C$  = Coeficiente de escoamento, adimensional;

$I$  = Intensidade da chuva, em mm/h; e

$A$  = Área de contribuição, em km<sup>2</sup>.

A intensidade da chuva representa a razão entre a altura pluviométrica precipitada em um intervalo de tempo para a região da área de estudo, sendo calculada através da Equação 3-5, onde  $I$  é a intensidade, em mm/h,  $Tr$  é o tempo de retorno, em anos, e  $t$  é a duração da precipitação, em minutos.

$$I = \frac{1574,7 \times Tr^{0,207}}{(t+11)^{0,844}} \quad \text{Equação 3-5}$$

As obras de engenharia são dimensionadas considerando algum tipo de risco. Nos parâmetros hidrológicos, esse risco pode ser expresso em termos da probabilidade ( $p$ ) de ocorrência de um evento com valor igual ou superior de um ano qualquer. O tempo de retorno ( $Tr$ ) é definido como sendo o inverso da probabilidade e representa o tempo, em média, que um evento de determinada magnitude tenha chance de se repetir, se relacionando diretamente com a segurança da obra (Tabela 3-2) (PDDU, 2009).

Tabela 3-2. Tipos de obra e tempos de retorno recomendados para o Distrito Federal.

<b>Sistema</b>	<b>Característica</b>	<b>Tempo de retorno (anos)</b>	<b>Valor frequente (anos)</b>
<b>Microdrenagem</b>	Residencial	2 a 5	2
	Comercial	2 a 5	5
	Áreas de prédios públicos	2 a 5	5
	Aeroportos	5 a 10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5 a 10	10
<b>Macro drenagem</b>	-	10 a 25	19
<b>Zoneamento de áreas ribeirinhas</b>	-	5 a 100	100

Fonte: PDDU, 2009.

Quanto à duração da precipitação, a ABNT NBR 10844:1989 recomenda a fixação da duração em 5 minutos que, segundo Tomaz (2015), é o valor utilizado como critério para projetos na maioria dos países.

### **3.3. QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS**

De acordo com Von Sperling (1996), o termo qualidade da água pode ser entendido como o conjunto de parâmetros físico-químicos e biológicos que traduzem as características da água. Quanto às águas pluviais, especificamente, possuem qualidade mensurada, usualmente, pelas concentrações de sólidos em suspensão, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), nitrogênio, fósforo, coliformes fecais e metais, como zinco, cobre e chumbo.

Os principais fatores que influenciam na concentração dos poluentes nas águas pluviais e, portanto, nas suas características e qualidade final, são: o nível de desenvolvimento da bacia, visto que, quanto maior for o grau de urbanização e impermeabilização do solo, maior será o volume de escoamento, diversidade dos poluentes e contato da água com as superfícies potencialmente poluidoras; uso e ocupação do solo na bacia, na medida em que podem determinar as diferentes emissões de poluentes e suas concentrações, a depender das atividades realizadas nessas superfícies (US-EPA, 1999); a qualidade do serviço de limpeza urbana, uma vez que é responsável por reduzir o carreamento de resíduos sólidos para as

galerias condutoras das águas de chuva; e, finalmente, a qualidade do ar da região, devido ao efeito da deposição atmosférica (Tucci, 2005).

Como apresentado anteriormente, existem muitos fatores que influenciam na qualidade final das águas pluviais, de modo que se torna muito difícil estabelecer uma única faixa de valores para as características físico-químicas e biológicas dessas águas. Portanto, considerando tal dificuldade e a necessidade de se estimar a concentração de determinados parâmetros, em virtude dos diversos usos que a elas podem ser atribuídos, utilizam-se modelos que levam em conta as características específicas de cada bacia, conforme detalhado a seguir.

### **3.4. MODELOS DE ESTIMAÇÃO DE CARGA DE POLUIÇÃO**

Segundo a *United States – Environment Protection Agency* (US – EPA, 2008), modelos são um conjunto de equações usadas para descrever um processo natural ou antrópico. A partir das relações de causa e efeito das equações, os modelos são capazes de fornecer previsões e estimativas que embasam as decisões ou permitem a comparação entre alternativas e cenários.

Nas bacias hidrográficas, os modelos podem descrever processos como escoamento superficial, infiltração, evaporação e erosão, além de facilitarem a análise de sistemas complexos, sendo capazes de fornecer estimativas de cargas de poluição geradas por certa atividade, ao longo de um determinado período de tempo que, quando relacionadas às diferentes categorias de uso e ocupação do solo, torna-se possível estimar a carga de poluição que uma determinada área é capaz de produzir.

Os modelos de determinação de carga de poluição das águas pluviais podem ser bastante sofisticados, levando em consideração parâmetros detalhados sobre infiltração e evaporação, sendo necessário o uso de programas de computador, ou generalistas, que consideram apenas o escoamento a partir dos dados de precipitação, executados com planilhas simplificadas e até calculadoras (US-EPA, 2008).

Segundo Horner *et. al.* (2007), os métodos mais usuais para a determinação da carga de poluição das águas pluviais são carga por unidade de área, método empírico simples e modelos computacionais complexos. A escolha do nível de complexidade da abordagem e

do modelo escolhido deve levar em conta a disponibilidade de dados e os objetivos pretendidos para a bacia.

Especificamente, o método empírico simples, utilizado neste trabalho, foi desenvolvido por Schueler, em 1987. Este método consiste no cálculo das cargas de poluição a partir das informações de uso e ocupação do solo, área de drenagem da bacia e das sub-bacias, áreas impermeabilizadas, concentração dos poluentes e precipitação anual. Ou seja, é calculada a partir do produto entre o volume anual de escoamento e a concentração média dos poluentes encontrada na literatura para determinados tipos de uso e ocupação (Equação 3-6) (*Center for Watershed Protection - CWP, 2003*).

$$L = 100 \times R \times C \times A \quad \text{Equação 3-6}$$

Onde:

$L$  = Carga anual, em kg/ano;

$R$  = Escoamento superficial anual, em mm;

$C$  = Concentração dos poluentes, em mg/L; e

$A$  = Área da bacia, em m<sup>2</sup>.

Para a determinação da concentração dos poluentes, em mg/L, sugere-se a utilização dos valores apresentados na Tabela 3-3, propostos por Clayton *et. al.* (1996) e Steuer *et. al.* (1997). Entretanto, Horner *et. al.* (2007) apontam que esses valores, por mais que apresentem faixas de variação, ou valores mínimos, máximos e médios, costumam ser diferentes dos valores obtidos experimentalmente para os mesmos tipos de ocupação, além de variarem com a região e ao longo do tempo.

Tabela 3-3. Concentração média dos poluentes nas águas pluviais por tipo de uso do solo.

	<b>SST (mg/L)</b>	<b>PT (mg/L)</b>	<b>NT (mg/L)</b>	<b>Coliformes Fecais (1000)</b>	<b>DBO (mg/L)</b>	<b>DQO (mg/L)</b>	<b>Cu (mg/L)</b>	<b>Pb (mg/L)</b>	<b>Zn (mg/L)</b>
<b>Telhado residencial</b>	19	0,11	1,5	0,26	9	53	20	21	312
<b>Telhado comercial</b>	9	0,14	2,1	1,1	17,5	104	7	17	256
<b>Telhado industrial</b>	17	-	-	5,8	-	-	62	43	1390
<b>Estacionamento residencial/comercial</b>	27	0,15	1,9	1,8	10,5	93	51	28	139
<b>Estacionamento industrial</b>	228	-	-	2,7	-	-	34	85	224
<b>Via residencial</b>	172	0,55	1,4	37	-	-	25	51	173
<b>Via comercial</b>	468	-	-	12	-	-	73	170	450
<b>Rodovia</b>	142	0,32	3	-	-	-	54	400	329
<b>Posto de gasolina</b>	31	-	-	-	-	-	88	80	290

Fonte: Clayton *et. al.* (1996) e Steuer *et. al.* (1997).



Com relação à determinação do escoamento superficial, resume-se no produto da precipitação anual com a fração da mesma que gera escoamento e o coeficiente volumétrico, conforme representado na Equação 3-7 a seguir.

$$R = P \times Pj \times Rv \quad \text{Equação 3-7}$$

Onde:

$R$  = Escoamento superficial anual, em mm;

$P$  = Precipitação anual, em mm;

$Pj$  = Fração da precipitação anual que gera escoamento (usualmente 0,9); e

$Rv$  = Coeficiente de escoamento ou coeficiente volumétrico.

Por sua vez, o coeficiente de escoamento ou coeficiente volumétrico ( $Rv$ ) é calculado com base no percentual de áreas impermeáveis da bacia (Equação 3-8).

$$Rv = 0,05 + 0,9IA \quad \text{Equação 3-8}$$

Em que:

$Rv$  = Coeficiente de escoamento ou coeficiente volumétrico; e

$IA$  = Percentual de área impermeável da bacia.

Por fim, para o cálculo de carga de bactérias, a equação é modificada por conta dos tipos de unidade.

$$L = 1,06 \times 10^{-6} \times R \times C \times A \quad \text{Equação 3-9}$$

Em que:

$L$  = Carga anual, em bilhão de colônias;

$R$  = Escoamento superficial anual, em mm;

$C$  = Concentração de bactérias, em 1000/mL;

$A$  = Área da bacia, em m<sup>2</sup>; e

$1,06 \times 10^{-6}$  = Fator de conversão de unidades.

Segundo CWP (2003), o método Simples é capaz de fornecer estimativas razoáveis para a projeção de desenvolvimento de uma região e comparação de cenários com diferentes usos e tipos de ocupação. Apesar de razoáveis, as estimativas não são consideradas confiáveis para a definição definitiva das cargas de poluição que irão chegar ao local de interesse, porém, o método pode ser utilizado para uma abordagem em nível de planejamento de um projeto. Além disso, ressalta-se que o método Simples estima somente as cargas geradas

durante os eventos de precipitação, não considerando outras cargas de poluição, como lançamentos clandestinos de esgoto.

### **3.5. TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS**

A tecnologia escolhida para o tratamento das águas pluviais de um sistema de coleta e aproveitamento deve garantir a remoção dos poluentes ao nível de atingir os padrões condizentes aos usos propostos, de acordo com os riscos envolvidos em cada um deles, como anteriormente citado.

O Brasil ainda não possui resoluções ou portarias específicas sobre o aproveitamento de águas pluviais e, por isso, não existem instrumentos legais que determinem os parâmetros de qualidade para o aproveitamento das mesmas. Apesar disso, a norma técnica ABNT NBR 15527:2007 trata, especificamente, do aproveitamento das águas de chuva em áreas urbanas, apresentando recomendações de requisitos mínimos de qualidade para o aproveitamento dessas águas. Porém, não relaciona a qualidade mínima da água aos diferentes tipos de usos, fazendo com que seus parâmetros sejam demasiadamente restritivos, podendo elevar significativamente os custos dos sistemas de aproveitamento. Assim, sempre que possível, deve-se alinhar o tipo de tratamento com a qualidade necessária para o uso, de modo a tornar os mesmos viáveis.

A Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº357/05, ainda que não estabeleça os parâmetros de qualidade das águas pluviais, divide as águas doces em seis classes, as quais são diferenciadas pelas possibilidades de uso que, como demonstrado anteriormente, tem forte ligação com a sua qualidade. Este trabalho aborda, especificamente, o aproveitamento de águas pluviais para abastecimento de um lago ornamental, com o objetivo de permitir atividades recreativas de contato primário que, de acordo com a Resolução, definem-se pelo “*contato direto e prolongado com a água (tais como natação, mergulho, esqui-aquático) na qual a possibilidade do banhista ingerir água é elevada*”.

DEC (2006) aponta que o parâmetro indicador mais importante, em termos de segurança, para a recreação com contato primário é a bactéria *Escherichia coli* (*E. coli*), pois essa evidencia a contaminação por esgotos nas águas. No Brasil, a Resolução CONAMA nº274 de 2000, em seu artigo 2º, divide os corpos d’água nas classes excelente, muito boa, satisfatória e inapropriada, por meio de valores máximos de concentração de coliformes

fecais, apresentados na Tabela 3-4, que incluem três gêneros: *Escherichia*, *Enterobacter* e *Klebsiella*.

Tabela 3-4. Valores de referência para coliformes fecais.

<b>Categoria</b>	<b>Coliformes Fecais/100mL</b>
<b>Excelente</b>	$\leq 250$
<b>Muito Boa</b>	$\leq 500$
<b>Satisfatória</b>	$\leq 1000$

Fonte: Resolução CONAMA nº 274 de 2000.

Outros parâmetros que devem ser considerados para a segurança dessas águas são os nutrientes nitrogênio e fósforo, que fornecem as condições para o surgimento e proliferação de cianobactérias e, conseqüentemente, produção de cianotoxinas, que podem afetar a saúde humana.

Ademais, dentre as classes estipuladas na Resolução CONAMA 357/05 que abrangem o uso recreativo com contato primário, classes 1 e 2, a segunda é a que contém os parâmetros de qualidade menos restritivos. Portanto, a solução de tratamento de águas pluviais proposta deverá ser capaz de, no mínimo, atender aos padrões de qualidade presentes no artigo 15º dessa Resolução (Tabela 3-5) e no artigo 2º da Resolução CONAMA nº274 de 2000, apresentados anteriormente.

Tabela 3-5. Principais parâmetros da Classe 2 contidos no artigo 15º da CONAMA 357/05.

<b>Parâmetros</b>	<b>Valor de referência</b>
<b>DBO (mg/L)</b>	$\leq 5$
<b>NT (mg/L)</b>	11,5
<b>PT (mg/L)</b>	$\leq 0,025$
<b>Zn (mg/L)</b>	0,18
<b>Pb (mg/L)</b>	$\leq 0,01$
<b>Cu (mg/L)</b>	$\leq 0,009$

Fonte: Resolução CONAMA nº 357 de 2005.

Quanto às tecnologias de tratamento, a US-EPA (1999) aponta medidas de “melhores práticas de manejo para águas pluviais” ou *stormwater best management practices – bmp’s*, descritas como técnicas ou medidas de controle utilizadas na gestão dessas águas, que visam a melhoria, tanto quantitativa como qualitativa, por meio de técnicas com a melhor relação custo-benefício, podendo, ainda, ser divididas entre medidas estruturais e não estruturais.

As primeiras ações aplicadas ao tratamento das águas pluviais devem estar associadas à medidas não estruturais, com a remoção ou diminuição dos focos de poluição nos ambientes de geração destes poluentes. A remoção dos poluentes de forma antecipada aos eventos de precipitação, com medidas como limitação do uso de fertilizantes e pesticidas nos períodos de chuva, varrição das ruas, remoção de resíduos sólidos e remoção dos resíduos de poda, podem reduzir significativamente a carga de poluição carregada pelas águas pluviais.

Quanto às medidas estruturais, DEC (2006) e CWP (2000) apresentam as principais tecnologias utilizadas e os níveis médios de remoção de poluentes associados a cada uma das alternativas (Tabela 3-6). Os percentuais médios de remoção apresentados foram obtidos em vários estudos realizados em diferentes regiões e, portanto, são aproximações razoáveis da média real de eficiência dessas tecnologias. Porém, não é possível garantir que todos os sistemas atingirão esses valores. DEC (2006), por exemplo, aponta que a eficiência de remoção dependerá, basicamente, da carga de poluição que entrará no sistema. Em casos de coleta de águas pluviais com altas cargas de poluente, como ocorre em áreas industriais, espera-se que a eficiência de remoção dessas tecnologias seja reduzida.

Em uma análise com recursos ilimitados, a escolha da tecnologia de tratamento, certamente, se resumiria a escolha da tecnologia mais eficiente para a remoção dos poluentes alvo. Porém, em uma análise real, é necessário que se avalie outros parâmetros, por exemplo, custos de construção e manutenção, área requerida pela tecnologia e complexidade de operação, para que se selecione a solução mais eficiente, tanto do ponto de vista de remoção dos poluentes quanto em relação às questões financeiras e operacionais.

Quanto aos custos de construção e manutenção das tecnologias, *Minnesota Pollution Control Agency* (MPCA, 2011) apresenta valores de construção médios por unidade de volume ( $m^3$ ) de água tratada de cada tecnologia e os custos de manutenção anuais, em termos do percentual do custo de construção e do custo de tratamento (Tabela 3-7).

Tabela 3-6. Tecnologias de tratamento de águas pluviais e percentual médio de remoção de poluentes.

<b>% Remoção média</b>	<b>Estrutura de Remoção de Grosseiros</b>	<b>Valetas de infiltração</b>	<b>Filtro de Areia</b>	<b>Biorretenção</b>	<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	<b>Áreas alagadas artificiais</b>
<b>SST<sub>1</sub></b>	35	73	81	80	69,75	73
<b>PT<sub>1</sub></b>	15	29,5	53	65	41	49
<b>NT<sub>1</sub></b>	7,5	7,5	45,5	40	25	26,3
<b>Coliformes Fecais<sub>2</sub></b>	-	-	37	87,8**	70	78
<b>Cu<sub>3</sub></b>	-	34*	32	97	58	33
<b>Zn<sub>3</sub></b>	-	80*	56	95	65	42
<b>PB<sub>3</sub></b>	-	71*	-	67	73	63
<b>DBO<sub>3</sub></b>	-	66*	67	67	45	21
<b>DQO<sub>3</sub></b>	-	66*	67	67	45	21

Fontes: 1 - Média de DEC (2006) e CWP (2000); 2 - CWP (2007); 3 - CWP (2000); \*Schueler (1987); e \*\* Rusciano *et al.* (2004).

Tabela 3-7. Custo de construção e manutenção das tecnologias, em valores monetários referentes a 2010.

<b>Tecnologias de Tratamento</b>	<b>Custo (\$US/m<sup>3</sup> tratado)</b>	<b>Custo anual de manutenção (% do Custo de Construção)</b>	<b>Custo anual de manutenção (\$US/m<sup>3</sup> tratado)</b>
<b>Valeta de infiltração</b>	190,70	20	38,14
<b>Filtro de Areia</b>	289,58	13	37,65
<b>Biorretenção</b>	254,27	7	17,80
<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	49,44	-	-
<b>Áreas Alagadas artificiais</b>	60,04	2	1,20

Fonte: MPCA, 2011.

Em termos de complexidade de manutenção e operação das tecnologias, *California Stormwater Quality Association* (CASQA, 2003) apresenta as principais atividades a serem realizadas (Quadro 3-1).

Quadro 3-1 - Principais atividades necessárias para a manutenção e operação das tecnologias.

<b>Tecnologias de Tratamento/Frequência</b>	<b>Rotina</b>	<b>Longo prazo</b>	<b>Classificação</b>
Valeta de infiltração	Inspeção do meio filtrante/ Desentupimento do meio filtrante	Troca do meio	Baixa
Filtro de Areia	Inspeção do meio filtrante/ Remoção de sedimentos e resíduos sólidos/ Desentupimento do dreno de coleta/	Troca do meio	Alta
Biorretenção	Manutenção plantas/ Replanteio/ Controle de vetores	Desentupimento do dreno de coleta	Media
Bacias de Detenção Alagadas	Remoção de vegetação excessiva/ Controle de vetores/ Remoção de resíduos sólidos	Remoção dos sedimentos	Media
Áreas Alagadas artificiais	Remoção de vegetação excessiva/ Controle de vetores/ Remoção de resíduos sólidos/ Balanço nutricional/ Replanteio	Remoção dos sedimentos	Alta

Fonte: CASQA, 2003.

Quanto aos outros critérios de comparação de tecnologias de tratamento, CASQA (2013) apresenta informações referentes ao valor paisagístico, potencial de perda volumétrica por evaporação e potencial de criação de vetores. Por sua vez, MPCA (2011) indica uma estimativa básica da área requerida por cada tipo de tecnologia, em função do percentual da área de captação das águas pluviais (Tabela 3-8).

Tabela 3-8. Outros critérios de comparação de tecnologias de tratamento.

<b>Tecnologias de Tratamento</b>	<b>Área requerida (% da área de coleta) *</b>	<b>Valor paisagístico</b>	<b>Perda por evaporação</b>	<b>Potencial de criação de vetores</b>
<b>Trincheira de infiltração</b>	2-3%	Baixo	Baixa	Baixo
<b>Filtro de Areia</b>	0-3%	Baixo	Baixa	Médio
<b>Biorretenção</b>	5%	Alto	Médio	Médio
<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	2-3%	Alto	Alta	Alto
<b>Áreas Alagadas artificiais</b>	3-5%	Alto	Alta	Alto

Fonte: CASQA (2013) e \*MPCA (2011).

No presente trabalho, considerando os poluentes a serem removidos e as tabelas apresentadas neste tópico, dentre as tecnologias de tratamento disponíveis, apresenta-se, a seguir, o detalhamento de quatro delas.

Dentre as tecnologias de pré-tratamento, a estrutura de remoção de sólidos grosseiros se destaca pela capacidade de remover resíduos sólidos diversos, resíduos de poda e demais sedimentos grosseiros das águas pluviais, com diâmetro superior a 5mm (*Adelaide Department of Planning and Local Government - ADPLG, 2010*). Estes dispositivos podem ter diversas configurações, desde simples boias flutuantes colocadas em canais urbanos, como as de contenção de petróleo, com o objetivo de remover resíduos sólidos flutuantes, a dispositivos complexos, como os dispositivos enterrados, que possuem compartimentos específicos para remoção de óleos e graxas, sedimentos e resíduos sólidos. Dentre essas tecnologias, destaca-se o dispositivo na forma de rede, devido à sua capacidade de reter uma grande variedade de sólidos a um baixo custo, além da simplicidade de sua manutenção (Figura 3-12).



Figura 3-12 – Dispositivo de remoção de sólidos na forma de rede.  
Fonte: *Storm Water Systems*, 2016.

Por sua vez, com relação às tecnologias de tratamento, citam-se a biorretenção, as bacias de retenção alagadas e as áreas alagadas artificiais. A primeira ganha destaque devido a sua capacidade de remoção de coliformes fecais e nutrientes e pelo valor paisagístico que agrega ao ambiente, conforme observado na Figura 3-13. A biorretenção é composta pelas camadas de vegetação, meio filtrante e pelos dispositivos de coleta. Uma vez que a água pluvial entra no dispositivo, suas partículas maiores são retidas pela vegetação e filtradas pelo meio filtrante formado, em geral, por areias, material orgânico e solo da região. TWDB (2005) ressalta que, entre os grãos do meio filtrante, se forma uma camada biologicamente ativa muito eficiente em remover bactérias e até nutrientes, desde que estejam em associação com as raízes das plantas. Após passar pela camada filtrante, a água é coletada pelos dispositivos de coleta formados por canos perfurados, quando é encaminhada para o reservatório ou para a rede de águas pluviais da cidade.

Quanto às bacias de retenção alagadas (Figura 3-14), são unidades de tratamento que se assemelham com as lagoas facultativas, utilizadas no tratamento de efluentes. Essas unidades podem ser facilmente criadas por meio de escavações no terreno ou através da construção de um barramento em depressões naturais do terreno, tendo, em geral, uma profundidade média de 1,5m, que permite a penetração da luz solar na maior parte da coluna d'água, propiciando a atividade das algas que irão absorver os nutrientes e produzir oxigênio durante o processo de fotossíntese. Nessa unidade, a remoção dos poluentes se dá, também, pela sedimentação e pela desinfecção por radiação UV (EPA-Tasmania, 2012).



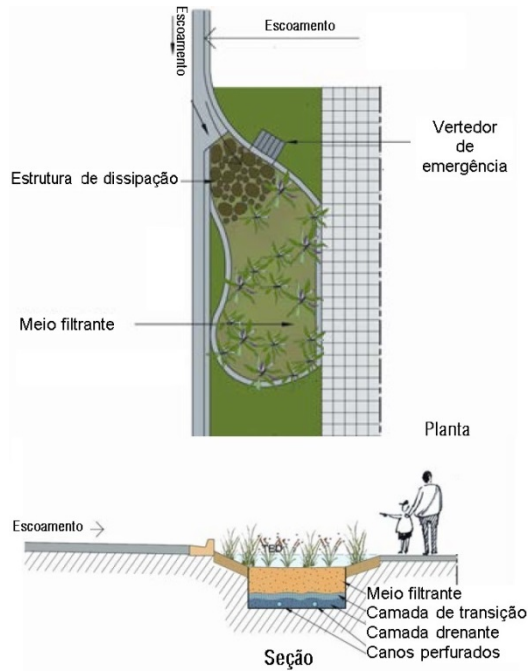


Figura 3-13 - Exemplo de uma unidade de biorretenção.  
 Fonte: EPA-Tasmânia, 2012, modificado.



Figura 3-14 - Exemplo de bacia de detenção alagada.  
 Fonte: EPA Tasmânia, 2012.

O sistema de tratamento de áreas alagadas artificiais (*constructed wetlands*), ilustrado na Figura 3-15, consiste em corpos d'água rasos com densa vegetação capaz de remover os poluentes coloidais, finos e solúveis das águas pluviais, por meio dos processos de sedimentação, filtração e fixação. O sistema é composto pela zona de entrada, área profunda para remoção de sedimentos grosseiros por sedimentação, zona das macrófitas, que é uma área com alta densidade vegetal que permite a remoção das partículas finas por filtração e pela fixação dos poluentes solúveis pelas plantas, e zona de saída, que deve permitir o controle da vazão, de modo a garantir os tempos de detenção de cada processo (EPA-Tasmania, 2012).

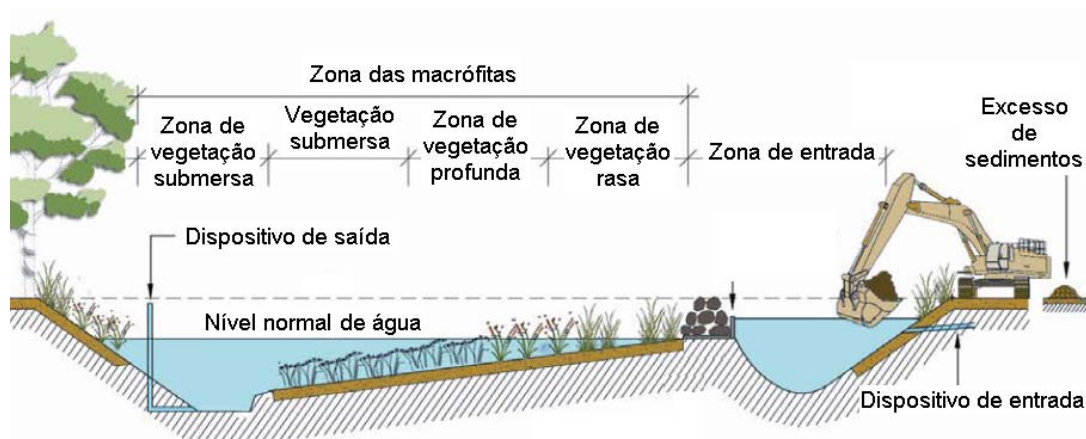


Figura 3-15 - Exemplo de área alagada artificial.  
 Fonte: EPA-Tasmânia, 2012, modificado.

Por fim, dentre as alternativas de tratamento capazes de atender aos parâmetros de qualidade da água necessários ao aproveitamento proposto, deve-se buscar aquela que reúna o melhor conjunto de benefícios e que seja viável, em termos de área disponível, necessidade de armazenamento, tempo de detenção, complexidade de operação e manutenção, segurança e custos econômicos para a realidade local do projeto.

### 3.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO

#### 3.6.1. Pré-dimensionamento de áreas alagadas artificiais

Segundo EPA-Tasmânia (2012), as unidades de tratamento do tipo áreas alagadas artificiais deverão ser dimensionadas levando-se em conta critérios hidrológicos e hidráulicos específicos de cada zona que compõem a tecnologia.

Quanto à zona de entrada, recomenda-se que seja dimensionada considerando dois aspectos: ter capacidade de conduzir os volumes gerados por chuvas com tempo de retorno de até um ano até a zona vegetada, além de ser capaz de levar até o *by-pass* o volume de chuvas gerado em eventos com tempo de recorrência de 100 anos. A primeira se justifica por 90% das precipitações serem causadas por chuvas com tempo de retorno menor que um ano (Guo *et al.*, 1996). Já a segunda justifica-se por motivos de segurança da estrutura.

Para o cálculo da vazão correspondente a diferentes tempos de retorno, EPA-Tasmânia (2012) indica o método racional (Equação 3-3). Como apresentado anteriormente, este método depende da intensidade da precipitação (Equação 3.5) que, por sua vez, depende da

duração e do tempo de recorrência. Para a vazão de projeto, o PDDU-DF (2009) recomenda que se considere a duração da chuva como sendo igual ou superior ao tempo de concentração da bacia que, segundo Tomaz (2013), é “o tempo que leva para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial na seção estudada”, e pode ser calculado pela Equação 3-10.

$$tc = \frac{L}{v \times 60} \quad \text{Equação 3-10}$$

Em que:

$L$  = Distância entre o ponto mais distante da bacia e o ponto de referência de saída, em m;

$tc$  = Tempo de concentração do trecho, em minutos; e

$v$  = velocidade de escoamento, em m/s.

Por sua vez, a velocidade de escoamento ( $v$ ) é calculada pela Equação 3-11, na qual  $k$  é o coeficiente de escoamento superficial (para asfalto  $k=6,10$ ) e  $S$  é a declividade do terreno, em m/m.

$$v = k \times S^{0,5} \quad \text{Equação 3-11}$$

Ainda tratando-se dos critérios de dimensionamento das zonas de entrada de unidades de áreas alagadas artificiais, hidraulicamente, estas devem se comportar como bacias de sedimentação, sendo dimensionadas considerando a velocidade de sedimentação de partículas com diâmetro maior que  $125\mu\text{m}$ , uma vez que 80% dos sedimentos presentes nas águas pluviais tem diâmetro igual ou superior a este. Baseando-se nesse tamanho de partícula, tem-se na literatura gráficos que relacionam a vazão de projeto com a área em planta necessária para que a zona de entrada alcance um determinado percentual de remoção de sedimentos (Figura 3-16) (Brisbane City Council - BCC, 2006).

Quanto ao dimensionamento da zona das macrófitas, para evitar curtos-circuitos e zonas mortas, recomenda-se a utilização de valores altos ( $\geq 1:4$ ) para a relação comprimento: largura (L:B). Nessa zona, deve-se, também, atentar-se para os diferentes tipos de vegetação que compõe essa tecnologia, dando preferência à disposição de espécies de plantas mais dependentes de água o mais próximo possível da cota permanentemente alagada.

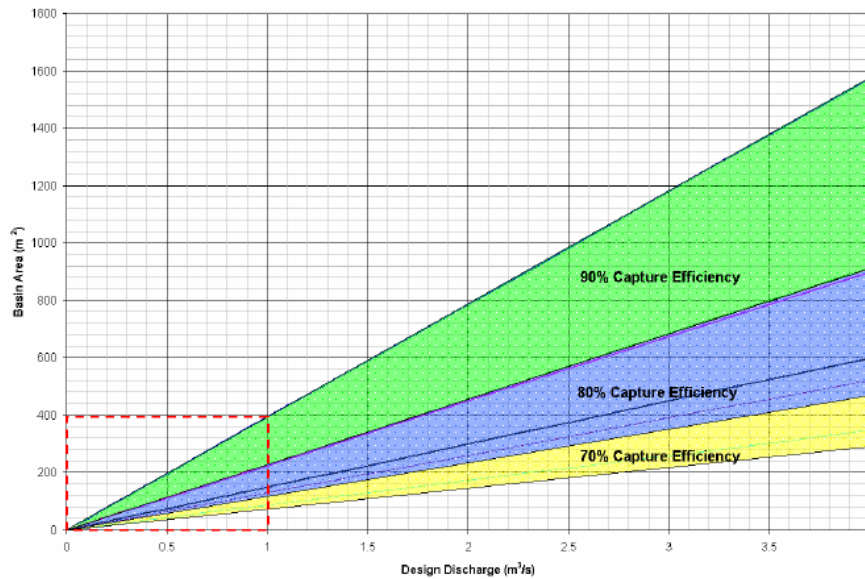


Figura 3-16 – Área da bacia de sedimentação e vazão de projeto para diferentes eficiências de remoção de partículas de 125 µm.  
 Fonte: BCC, 2006.

Analogamente ao cálculo da zona de entrada, na literatura apresentam-se gráficos que auxiliam no dimensionamento das zonas macrófitas, porém, com a diferença de relacionar o percentual de remoção dos sólidos em suspensão totais, nitrogênio e fósforo total e a área superficial necessária da zona macrófita, em função do percentual de área impermeável da área de coleta e da altura da lâmina d'água (Figura 3-17). Ressalta-se que, nessa abordagem, deve-se avaliar o gráfico de cada um dos poluentes e, por segurança, selecionar aquele que fornecer a maior área (BCC, 2006).

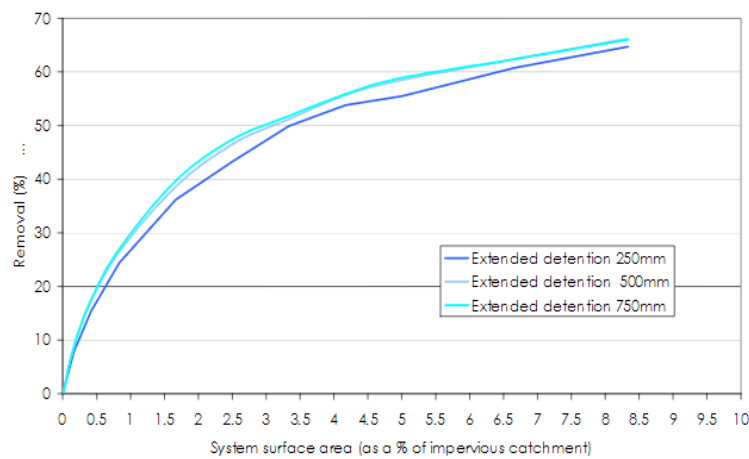


Figura 3-17 – Percentual de remoção de fósforo em função da profundidade e área superficial.  
 Fonte: BCC, 2006.

### 3.6.2. Pré-dimensionamento de unidades de biorretenção

De forma geral, as estruturas de biorretenção podem ser dimensionadas com dois objetivos distintos, a saber: promover a infiltração; e transportar e tratar a água pluvial. O primeiro se aplica a locais que apresentam potencial risco de inundação, fazendo-se necessário promover a infiltração da água no solo de forma mais rápida possível. Quanto ao segundo objetivo, aplica-se a locais em que a água não é infiltrada devido a carga de poluentes ou nível freático do solo, fazendo-se necessário o tratamento e transporte da mesma até a rede de águas pluviais ou corpos hídricos.

Quanto a este dimensionamento, destaca-se que a escolha do meio filtrante é crucial para o funcionamento correto do sistema, uma vez que deve apresentar um coeficiente de escoamento que permita a passagem rápida da água pelo meio e, ao mesmo tempo, mantenha umidade necessária para dar suporte ao crescimento das plantas.

Assim como no dimensionamento das áreas alagadas artificiais, EPA-Tasmânia (2012) recomenda o uso de gráficos-padrão com as relações entre eficiência de remoção dos sólidos em suspensão totais, nitrogênio e fósforo total e a área superficial da unidade de tratamento, expressa em função do percentual de área impermeável da área de coleta e da altura da lâmina d'água permitida na unidade de biorretenção (Figura 3-18). O gráfico corresponde às eficiências de uma unidade de biorretenção dotada de solo com condutividade da ordem de 36mm/h e altura da camada de meio filtrante de 0,6m.

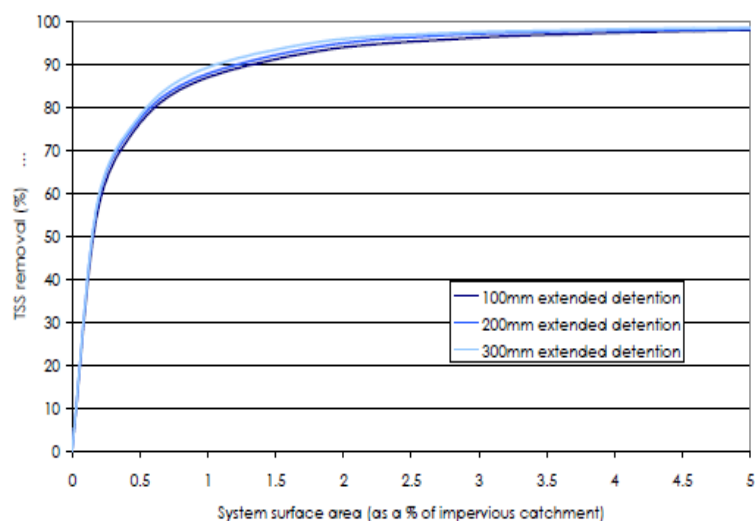


Figura 3-18 - Percentual de remoção de sólidos em suspensão totais, em função da área superficial e altura de d'água permitida.

Fonte: BCC, 2006.

Uma vez selecionada a eficiência de remoção e identificada a área do dispositivo, deve-se calcular as vazões de referência do sistema. Diferentemente dos sistemas de áreas alagadas construídas que dispõe de volumes de amortecimento, as unidade de biorretenção não são dimensionadas para armazenamentos temporário das águas pluviais, sendo necessário, para garantir o escoamento adequado da maior parte dos eventos de precipitação, o cálculo da vazão de projeto, considerando um tempo de retorno de 5 e 100 anos.

Quanto às medidas de largura e comprimento, Fitch (2004) afirma que a escolha da relação (L:B) dependerá da área disponível e da topografia do terreno, porém, comumente, é adotada a relação 1,5:1.

Em relação às dimensões dos canos perfurados de coleta de água tratada, devem ser calculadas de modo apresentem a capacidade de escoar vazões maiores que a vazão máxima de infiltração, descrita pela Equação 3-12.

$$Q_{m\acute{a}x} = k \times L \times W \times \frac{hm\acute{a}x+d}{d} \quad \text{Equação 3-12}$$

Em que:

$K$  = Coeficiente de permeabilidade do meio filtrante, em m/s;

$W$  = Largura média na seção acima do meio filtrante, em m;

$Hm\acute{a}x$  = Altura máxima de água permitida acima do solo, em m;

$L$  = Comprimento da unidade de biorretenção, em m; e

$d$  = Profundidade da camada de solo, em m.

BCC (2006) indica a necessidade de testar a velocidade de escoamento na superfície da unidade de biorretenção, dado que velocidades de escoamento muito altas podem vir a causar erosão e prejuízos às plantas. Sendo assim, para calcular a velocidade de escoamento, deve-se dividir as vazões de projeto de 5 e 100 anos de tempo de retorno pela área da seção de escoamento, obtida através do produto entre a altura máxima de água admitida no dispositivo e a largura da seção. Recomenda-se, entretanto, que as velocidades de escoamento não sejam superiores a 0,5 e 1m/s para as vazões de projeto de 5 e 100 anos, respectivamente.

### 3.7. DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE ARMAZENAMENTO

Como apresentado no item 3.1 deste trabalho, o dimensionamento dos reservatórios dos sistemas de coleta e aproveitamento de água de chuva é determinante para a viabilidade, tanto econômica quanto técnica, do sistema, uma vez que reservatórios mal dimensionados terão custos elevados ou ficarão secos nos períodos críticos.

O dimensionamento do reservatório é feito através da aplicação de modelos que exigem, basicamente, informações como séries de precipitação da região, áreas de coleta, demanda a ser atendida, coeficiente de escoamento superficial e nível de segurança desejado, sendo este último diretamente relacionado à probabilidade de ocorrência de um evento de determinada magnitude (Thomas *et. al.*, 1997).

Segundo Villela *et. al.* (1975), o volume de um reservatório pode ser entendido como o volume de armazenamento necessário para garantir uma vazão constante e regularizada no sistema no período mais crítico da estiagem. Para determiná-lo, pode-se aplicar o conceito de diagrama de massas ou diagrama de Rippl. O diagrama de massa corresponde à integral de um hidrograma, sendo este um gráfico com os volumes acumulados que afluem ao reservatório dispostos no eixo das ordenadas e o tempo no eixo das abscissas (Figura 3-19).

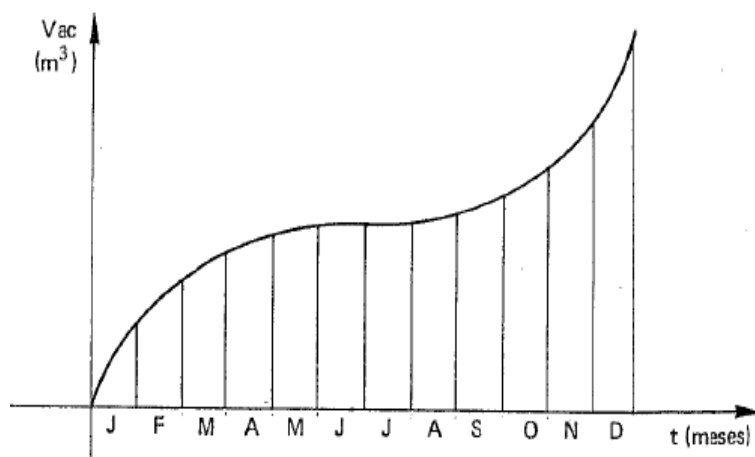


Figura 3-19 – Diagrama de massas.

Fonte: Villela *et. al.*, 1975.

Nigigi (1999) representa matematicamente esse conceito através da Equação 3-10.

$$Vt = \sum(Qt - Vi, t + Lt) \quad \text{Equação 3-13}$$

Na qual:

$Vt$  = Volume de armazenamento em determinado período  $t$ , em  $m^3$ ;

$Q_t$  = Demanda de água no período t, em m<sup>3</sup>;

$V_{i,t}$  = Volume de chuva que entra no sistema no período t, em m<sup>3</sup> ; e

$L_t$  = Perdas do sistema no período t, em meses.

Por fim, uma vez utilizado o diagrama de massa, é definido o volume útil do reservatório para uma determinada vazão regularizada, equivalente ao máximo déficit observado na série histórica anual.

Apesar de ser utilizado como base para outros métodos de cálculo de reservatórios para o aproveitamento de água de chuva, o método de Rippl recebe críticas por gerar reservatórios superdimensionados, uma vez que calcula a demanda a partir do ponto crítico da série histórica, não avaliando a frequência de ocorrência do mesmo (Lopes *et. al.*, 2002).

Outro modelo utilizado é o de Monte Carlo, que consiste em uma adaptação do diagrama de Rippl, no qual ao invés de utilizar as séries históricas de precipitação, utiliza uma série sintética, criada a partir da frequência de ocorrência de eventos de determinada magnitude. Dessa forma, pode-se relacionar os volumes de reservatórios encontrados pelo modelo a diferentes níveis de segurança de atendimento à demanda (Tomaz, 2015).

Por sua vez, Anecchini (2005) propôs um modelo interativo baseado no método de Rippl, utilizando como dado de entrada o volume do reservatório e verificação do atendimento da demanda por esse volume pré-estabelecido. Caso a volume do reservatório não satisfaça a demanda, repete-se a interação até encontrar-se um valor ideal, considerando-se as limitações físicas e financeiras do projeto.

A norma ABNT NBR 15527:2007 apresenta, em anexo e em caráter informativo, alguns métodos para o dimensionamento de reservatórios de sistemas de coleta e aproveitamento de água de chuva. Dentre eles, além do método de Rippl, destacam-se os métodos Azevedo Neto e Prático-Australiano. O primeiro estima o volume do reservatório em função da quantidade de água aproveitável, entretanto, Rupp *et al.* (2011) destaca que este método proporciona resultados exagerados, uma vez que desconsidera a demanda do sistema e considera que toda a água aproveitável deve ser armazenada. Com relação ao método Prático-Australiano, é um método interativo, no qual se arbitra volumes de reservatórios e se quantifica o número de meses em que a demanda não foi atendida, relacionando-se o não atendimento à valores de confiança. Neste método, o volume de chuva, o volume de água no



reservatório e a confiança do sistema podem ser calculados pelas equações 3-2, 3-11 e 3-12, respectivamente.

$$Vt = Vt - 1 + Qt - Dt \quad \text{Equação 3-14}$$

Onde:

$Vt$  = Volume de água no reservatório em t, em m<sup>3</sup>;

$Vt - 1$  = Volume de água no reservatório em t-1, em m<sup>3</sup>;

$Qt$  = Volume de chuva produzido em t, em m<sup>3</sup>; e

$Dt$  = Demanda de água no período t, em meses.

$$\text{Confiança} = (1 - Pr) \quad \text{Equação 3-15}$$

Em que:

$\text{Confiança}$  = Confiança do sistema, compreendida entre 90 e 99%; e

$Pr$  = Razão entre número de meses em que o reservatório não atendeu a demanda e o número de meses analisados.

Diante o exposto, nota-se que existem diversos métodos e modelos que podem ser utilizados para o dimensionamento de reservatórios de sistemas de coleta e aproveitamento de água de chuva, cabendo ao projetista escolher o método mais apropriado, considerando as especificidades do projeto, como local, disponibilidade de dados de precipitação, intensidade da evaporação, período de meses de seca, recursos financeiros, dentre outras.

### 3.8. BALANÇO HÍDRICO EM PEQUENOS CORPOS HÍDRICOS

O conceito de balanço hídrico é baseado na equação de continuidade de massa, isto é, para um determinado sistema, a diferença entre as massas de água que entram (*inputs*) no sistema e as que saem (*outputs*) em um dado espaço de tempo, podendo ser descrito pela Equação 3-16.

$$\Delta V = P + R - Es - I - G \quad \text{Equação 3-16}$$

Onde:

$\Delta V$  = Variação do volume no tempo t, em m<sup>3</sup>;

$P$  = Volume precipitado na superfície do corpo hídrico no tempo t, em m<sup>3</sup>;

$R$  = Volume do escoamento superficial que atinge o reservatório no tempo t, em m<sup>3</sup>;

$Es$  = Volume evaporado da superfície do reservatório no tempo t, em m<sup>3</sup>;

$I$  = Volume infiltrado pelo fundo do reservatório no tempo t, em m<sup>3</sup>; e

$G$  = Volume perdido por vazamentos na estrutura física do reservatório no tempo  $t$ , em  $m^3$ .

O volume precipitado na superfície de um corpo hídrico pode ser calculado pela simples multiplicação dos valores de precipitação medidos na região em que se encontra pela área do espelho d'água. Neste cálculo, deve-se atentar às unidades, uma vez que os valores medidos pelos pluviômetros são, em geral, fornecidos em milímetros e as áreas superficiais são medidas em  $m^2$  ou  $km^2$ .

Uma vez que atinge o solo, a água precipitada pode infiltrar, se acumular ou escoar para níveis mais baixos, movida pela gravidade. O volume de escoamento superficial que contribui para abastecimento do corpo hídrico pode ser calculado levando-se em conta a precipitação, tipo de cobertura do solo e tamanho da área de contribuição (Tomaz, 2010), conforme apresentado na Equação 3-17.

$$R = \left(\frac{P}{1000}\right) \times A \times (0,05 + 0,9 \times AI) \times 0,9 \quad \text{Equação 3-17}$$

Onde:

$R$  = Volume do escoamento superficial que atinge o reservatório no tempo  $t$ , em  $m^3$ ;

$P$  = Volume precipitado sobre a área de contribuição do reservatório no tempo  $t$ , em mm;

$A$  = Área de contribuição do reservatório, em hectares;

$AI$  = Percentual da área de contribuição que é impermeável, em porcentagem; e

0,9 = Perdas por acumulação da precipitação sobre a vegetação.

Análogo à precipitação, a evaporação de um corpo hídrico pode ser medida pela simples multiplicação das medidas de evaporação de superfícies líquidas pela área superficial do mesmo. O Operador Nacional do Sistema – ONS (2004) destaca que as medidas de evaporação de superfícies líquidas, obtidas nos tanques de evaporação, podem ser relacionadas aos corpos hídricos, desde que sejam multiplicadas por um fator de correção, compreendido entre 0,6 e 0,8. Esses fatores de correção justificam-se pelas diferenças de volume, superfície na qual o tanque está apoiado, localizado e, também, pelo fato de corpos hídricos dependerem da variação do transporte de massas e balanço de energia, tornando a evaporação nestes menos intensa.

De acordo com *Georgia State* (2001), a quantificação do volume perdido por infiltração no fundo de um corpo hídrico envolve uma certa complexidade, já que este depende de fatores como tipo de solo, nível do lenço freático, presença de camadas rochosas e nível de compactação. Entretanto, normalmente, faz-se uso da equação de Darcy para aproximação aos volumes infiltrados em um determinado intervalo de tempo (Equação 3-18).

$$I = A \times K \times h \quad \text{Equação 3-18}$$

Onde:

$I$  = Volume infiltrado no tempo  $t$ , em  $m^3/\text{dia}$ ;

$A$  = Área de contato entre a água e o fundo do reservatório, em  $m^2$ ;

$K$  = Coeficiente de permeabilidade do solo saturado, em ; e

$h$  = Gradiente hidráulico, em  $m/\text{dia}$ .

Quando a infiltração é avaliada no fundo do corpo hídrico, pode-se adotar o valor 1 para o gradiente hidráulico ( $h$ ) e 0,5 quando avaliada nas laterais, desde que essas tenham inclinação menor do que 4:1.

Ressalta-se que o coeficiente de permeabilidade do solo ( $k$ ) tem uma grande faixa de variação, sendo este função de diversos fatores, como índice de vazios, temperatura, estrutura do solo e grau de saturação. Na literatura, existem sugestões de valores típicos de coeficientes de permeabilidade relacionados, especificamente, aos tipos de constituintes do solo (Tabela 3-9) (Pinto, 2006).

Tabela 3-9. Valores típicos de coeficiente de permeabilidade.

<b>Constituintes do solo</b>	<b>Coeficiente de permeabilidade (m/s)</b>
<b>Argila</b>	$<10^{-9}$
<b>Sites</b>	$10^{-6}$ a $10^{-9}$
<b>Areias argilosas</b>	$10^{-7}$
<b>Areias finas</b>	$10^{-5}$
<b>Areias médias</b>	$10^{-4}$
<b>Areias grossas</b>	$10^{-3}$

Fonte: Pinto, 2006.

### 3.9. AVALIAÇÃO ECONÔMICA E CUSTOS

#### 3.9.1. Avaliação econômica

Na engenharia, decisões de projeto e de operação são limitadas pela disponibilidade de recursos, sejam eles de natureza material, mão-de-obra, capital ou de recursos naturais. Além da viabilidade técnica, os projetos também devem ser economicamente viáveis, uma vez que soluções técnicas muito boas podem levar ao fracasso dos mesmos pela insustentabilidade financeira. A engenharia econômica permite a racionalização do uso de recursos de capital por meio de análises que auxiliam na tomada de decisões sobre opções de projeto, processos produtivos alternativos, entre outras.

O investimento é a alocação de recursos financeiros na exploração, implantação ou expansão de uma atividade produtiva. Com o investimento, espera-se obter um ganho financeiro com o retorno do capital investido. Portanto, saber estimar o retorno esperado e poder compará-lo a alternativas é fundamental para uma tomada de decisão adequada ao objetivo do projeto.

A análise de problemas relacionados à engenharia econômica ocorre pela atribuição de valores de receitas e despesas ao longo do tempo, podendo ser expresso na forma de diagrama, denominados fluxo de caixa. O diagrama espinha de peixe exemplifica este fluxo, consistindo em uma linha horizontal, com as informações do período analisado, e setas na vertical, indicando a movimentação financeira, sendo estas posicionadas para cima ou para baixo, de acordo com a natureza da movimentação, sendo que, em geral, as setas orientadas para cima indicam as receitas e as setas para baixo indicam despesas ou custos (Balthazar, 2013), como demonstrado na Figura 3-20.

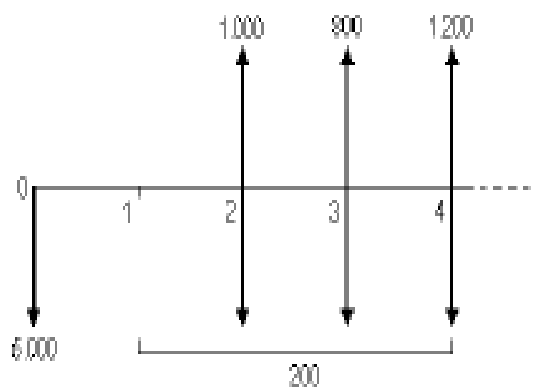


Figura 3-20 – Exemplo de diagrama espinha de peixe.  
Fonte: Balthazar, 2013.

Segundo Balthazar (2013), “o rendimento em troca do uso do dinheiro por certo tempo é denominado juro e representa o elemento de ligação entre valores em um ponto de tempo e outro”. Como projetos de engenharia, normalmente, demandam tempo de execução e possuem longos períodos de operação, as decisões financeiras devem ser baseadas na variação do valor do dinheiro no tempo, uma vez que este é um fator determinante neste tipo de avaliação, por representar grande percentual do valor do projeto.

Detalhadamente, os juros são expressos em percentual sobre o valor emprestado, denominando-se taxa de juros, podendo ser classificados de duas formas: simples ou compostos. No primeiro, somente o capital inicial rende juros, de modo que este investimento pode ser quantificado no futuro por meio da Equação 3-19.

$$F = P (1 + ni) \quad \text{Equação 3-19}$$

Em que:

$F$  = Valor futuro do montante investido ao fim do período  $n$ , em R\$;

$P$  = Valor do investimento no período zero, ou presente, em R\$;

$n$  = Número de períodos analisados, em geral em anos; e

$i$  = Taxa de juros para o período, expressa, em geral, em % ao ano.

Por sua vez, os juros compostos recaem, não somente ao capital inicial, mas também aos rendimentos gerados pelos juros, resultando em um montante futuro expresso pela Equação 3-20.

$$F = P (1 + i)^n \quad \text{Equação 3-20}$$

Em que:

$F$  = Valor futuro do dinheiro investido ao fim do período  $n$ , em R\$;

$P$  = Valor do investimento no período zero, ou no presente, em R\$;

$n$  = Número de períodos analisados, em geral, em anos; e

$i$  = Taxa de juros para o período, expressa, em geral, em % ao ano.

Em algumas situações, as operações financeiras são realizadas por meio de uma série de pagamentos ao longo de um determinado período de tempo, conhecidos como prestações ou anuidades. Sobre estes, são embutidos juros, dado que, como anteriormente apresentado, o dinheiro tem valor no tempo. O cálculo dos valores futuros dessas anuidades é realizado por meio da Equação 3-21.

$$F = A \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad \text{Equação 3-21}$$

Onde:

$F$  = Valor futuro do investimento analisado no período  $n$ , em R\$;

$A$  = Valor da anuidade, em R\$;

$n$  = Número de períodos analisados, em geral em anos; e

$i$  = Taxa de juros para o período, expressa, em geral, em % ao ano.

Com relação ao projeto proposto por este trabalho, de acordo com Tomaz (2015), não há uma padronização acerca do número de períodos analisados, avaliado em relação à vida útil de um sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial para o Brasil, porém, para análises econômicas, pode-se adotar como padrão 20 anos. Em termos de avaliação econômica desse sistema, deve-se considerar o custo completo das instalações durante toda a sua vida útil, a eficiência das instalações e o benefício esperado.

Para o sistema de coleta e aproveitamento de água pluvial, apesar do custo inicial elevado, tem-se a redução no consumo de água potável, fornecida pela companhia de saneamento local, que representa, além da economia financeira, a sustentabilidade do projeto. Dessa forma, para orientar a aceitação ou rejeição do projeto, em uma etapa de pré-análise, indica-se a aplicação do método *payback*, capaz de estimar o tempo necessário para a recuperação do capital investido, através do quociente entre o custo da solução proposta e o custo de operação do atual sistema.

Complementarmente, sugere-se, além do *payback*, a avaliação do Valor Presente Líquido (VPL), que consiste na transformação dos valores do fluxo de caixa para o valor presente do período zero, permitindo uma estimativa do benefício ou custo total de determinado projeto ao longo de sua vida útil, podendo embasar a comparação entre duas situações.

Com as duas análises financeiras apresentadas, realizadas de forma independente, mas complementar, norteia-se as decisões a respeito da execução do projeto, não apenas por seus benefícios ambientais, mas também por sua viabilidade econômica, fator determinante para validação e implementação de novas soluções propostas.

### **3.9.2. Custos dos componentes do sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais**

Como exposto anteriormente, o sucesso dos projetos de engenharia está diretamente relacionado à sua viabilidade econômica. Sendo assim, faz-se necessário estimar os custos envolvidos na intervenção, uma vez que estes embasarão a discussão e a comparação de alternativas.

De forma geral, os custos podem se dividir entre custos de construção e custos de manutenção e operação. Os primeiros estão relacionados à mão de obra e materiais utilizados na obra, como limpeza do terreno, escavações, fundações, tijolos, concreto e canos. Por sua vez, o segundo diz respeito aos custos de operação e manutenção do sistema, como, por exemplo, salário dos operadores, limpeza, pequenos reparos e troca de equipamentos danificados.

#### **3.9.2.1. Custos do Sistema de coleta de águas pluviais**

Quanto aos custos envolvidos no sistema de coleta de águas pluviais, destaca-se aquele relacionado à construção das calhas e condutores verticais, sendo estes referenciados na literatura em função de seu comprimento e diâmetro. Por sua vez, os custos de manutenção e operação estão relacionados à limpeza das calhas e troca de componentes danificados.

#### **3.9.2.2. Custos do Sistema de condução da água**

Em relação aos custos do sistema de condução da água coletada, dependerão do tipo de material utilizado e do diâmetro de cano necessário, calculado pela equação de escoamento em condutos forçados de Hazen-Williams (Equação 3-22).

$$Q = 0,279 \times C \times D^{2,63} \times J^{0,54} \quad \text{Equação 3-22}$$

Em que:

$Q$  = Vazão que se deseja conduzir pelo cano, em m<sup>3</sup>/s;

$C$  = Coeficiente de escoamento, relacionado ao tipo de material, adimensional;

$D$  = Diâmetro da canalização, m; e

$J$  = Perda de carga unitária, em m/m.

De acordo com o *software* CYPE Ingenieros, S.A (2016 a), o valor dos materiais e da instalação dos canos de concreto armado é de, aproximadamente, R\$ 469,81 por metro. Neste valor estão inclusos os materiais (canos de concreto armado com diâmetro de

1200mm, lubrificante para união com junta elástica e areia de 0 a 5mm de diâmetro), equipamentos (caminhão com grua, retroescavadeira e compactador manual), mão-de-obra (oficial de obras de construção civil e ajudante de obras de construção civil) e custos complementares.

Quanto aos custos de construção do sistema de distribuição de água pluvial tratada, o *software* CYPE Ingenieros, S.A. (2016 b) indica o valor de R\$ 29,29 por metro para os materiais e instalações de cano PVC. No valor apresentado, estão considerados os materiais (tubo de PVC liso, com diâmetro de 125mm e areia de 0 a 5mm de diâmetro), equipamentos (retroescavadeira e compactador manual), mão-de-obra (oficial de obras de construção civil e ajudante de obras de construção civil) e custos complementares.

### **3.9.2.3. Custos do Sistema de tratamento de águas pluviais**

Em relação ao sistema de pré-tratamento, destacam-se, entre os custos de construção, as grades, os dispositivos de descarte de primeira chuva e a unidade de remoção de sólidos grosseiros. Já os custos de operação e manutenção, relacionam-se à desobstrução periódica das grades por acúmulo de resíduos e destinação correta deste resíduo.

Quanto aos custos de construção das tecnologias de tratamento, a literatura, em geral, apresenta tabelas contendo estimativas de preço médio das unidades, em função de sua área de contribuição ou área superficial da unidade de tratamento, e, até mesmo, em função do volume de água pluvial tratada.

Em relação às áreas alagadas artificiais, Taylor (2005) *apud* Leinster (2004) reporta o custo de uma área alagada artificial construída na Austrália, com área de 935m<sup>2</sup> e custo de construção médio de AU\$ 100,00 por m<sup>2</sup>. Por sua vez, Wossink *et al.* (2003) indica a Equação 3-23 para o cálculo do preço de construção da unidade de tratamento, na qual *C* é o custo de construção, em dólares, e *X* é a área de coleta de águas pluviais, em acres.

$$C = 3,852X^{0,484} \quad \text{Equação 3-23}$$

Ainda tratando-se de áreas alagadas artificiais, os custos de operação e manutenção estão relacionados aos processos de replantio, retirada dos sedimentos, poda e jardinagem, remoção de resíduos sólidos, entre outros. MPCA (2011) reporta o custo médio de manutenção anual como sendo da ordem de 2% dos custos de construção.



Por sua vez, Wossink *et al.* (2003) indica a Equação 3-24 para estimar o custo de manutenção em 20 anos de operação, na qual  $C$  é o custo de manutenção de 20 anos, em dólares, e  $X$  é a área de coleta de águas pluviais, em acres.

$$C = 4,502X^{0,153} \quad \text{Equação 3-24}$$

Em relação ao custo de construção das unidades de biorretenção, Taylor (2005) *apud* Leinster (2004) indicam o custo de construção médio de AU\$ 150,00 por m<sup>2</sup> de unidade de biorretenção, para sistemas maiores que 100m<sup>2</sup>. Por sua vez, Wossink *et al.* (2003) indicam a Equação 3-25 para o cálculo do preço de construção da unidade de biorretenção, na qual  $C$  é o custo de construção, em dólares, e  $X$  é a área de coleta, em acres.

$$C = 10162X^{1,088} \quad \text{Equação 3-25}$$

Quanto aos custos de manutenção das unidades de biorretenção, MPCA (2011) reporta o custo médio de manutenção anual como sendo da ordem de 5 a 7% dos custos de construção. Por sua vez, Wossink *et al.* (2003) apresentam a Equação 3-26 para estimar o custo de manutenção em 20 anos de operação, na qual  $C$  é o custo de manutenção de 20 anos, em dólares, e  $X$  é a área de coleta de águas pluviais, em acres.

$$C = 3,437X^{0,152} \quad \text{Equação 3-26}$$

#### **3.9.2.4. Custos do Reservatório**

Em relação ao custo do reservatório, dependerá, basicamente, da solução encontrada pelo projetista, podendo adotar tanques plásticos encontrados em várias dimensões no mercado ou propor a construção de um no formato ou tamanho que o atenda. Sendo assim, para o presente trabalho, destacam-se os reservatórios construídos em muro de contenção em concreto armado (Figura 3-21). Em geral, os custos de construção destas estruturas são relacionados à escavação, montagem das fôrmas e concretagem.



Figura 3-21 – Reservatório de água em concreto armado.  
Fonte: Mitchcon (2016).

Quanto aos custos de escavação de subsolo de mais de 2m de profundidade por meios mecânicos, o *software* CYPE Ingenieros, S.A. (2016 c) indica um valor de R\$ 10,87 por m<sup>3</sup> de escavação. No valor indicado, estão considerados os custos do uso de uma retroescavadeira sobre pneus, pagamento de um auxiliar de serviços gerais e gastos complementares.

Em relação aos custos de montagem das fôrmas, CYPE Ingenieros, S.A. (2016 d), indica R\$ 24,13 por m<sup>2</sup> de fôrma, considerando os gastos com os materiais (painel de madeira compensado, arame galvanizado, pregos e agente desmoldante biodegradável), mão-de-obra (montador de fôrmas e ajudante), aluguel de estruturas suporte de escoramento e gastos complementares.

Quanto aos custos dos muros de contenção, CYPE Ingenieros, S.A. (2016 e) estima um valor de R\$ 534,00 por m<sup>3</sup> para estruturas com 3 a 6m de altura, no qual estão embutidos o preço dos materiais (separador para muros, aço em barras nervuradas tipo CA-50, arames galvanizados, areia média lavada, pedra britada tipo 1 e cimento cinza), mão-de-obra (armador, ajudante, auxiliar de serviços gerais, servente de pedreiro, oficial de trabalhos de concretagem e ajudante de trabalhos e concretagem) e equipamento (betoneira).

#### **3.9.2.5. Custos do Sistema em geral**

Nos sistemas de coleta e aproveitamento de águas pluviais, de forma geral, em raras ocasiões o projetista consegue fazer com que fluxo de água dentro do sistema seja feito somente pela gravidade. Dado isso, deve-se incluir aos custos do projeto os custos de aquisição das bombas de recalque e os custos de operação, relacionados ao consumo elétrico destas.

Com relação ao custo das bombas de recalque, CYPE *Ingenieros*, S.A. (2016 f) indica R\$ 13.329,00 para um kit de bombeamento, considerando duas bombas centrífugas com potencial nominal de 1,1KW e alimentação trifásica de 400V/50Hz, uma peça anti-vibração, materiais auxiliares para a instalação das bombas, mão-de-obra de um encanador e um auxiliar e gastos complementares.

## **4. METODOLOGIA**

### **4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

O presente trabalho trata da proposição de um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para o abastecimento e manutenção da cota de água de um lago ornamental, situado no Parque da Cidade, na cidade de Brasília, Distrito Federal.

A metodologia deste trabalho, esquematizada na Figura 4-1, inicia-se com o diagnóstico da área de estudo e obtenção das medidas de áreas das superfícies de interesse. Em seguida, aplicaram-se os princípios do balanço hídrico, juntamente com a equação de volume de água de chuva aproveitável para determinação da demanda de água do lago e posterior proposição do volume de reservatório para atender a esta demanda.

Considerando as superfícies coletoras utilizadas no balanço hídrico, foram estimadas as cargas de poluição anual geradas em cada uma delas. Em seguida, com base nas cargas poluidoras, calculou-se a concentração média dos poluentes nas águas de chuva aproveitada por cada superfície. A partir disso, simulou-se a concentração de saída das águas após serem submetidas ao tratamento pelas tecnologias apresentadas neste trabalho.

Em relação às tecnologias contempladas no presente trabalho, foi avaliada a eficiência de cada uma delas em remover os poluentes ao nível dos padrões das Resoluções CONAMA 274/2000 e 357/2005. Além disso, foi avaliada a possibilidade do tratamento combinado empregando duas tecnologias de tratamento, determinadas por meio de análise comparativa.

Uma vez selecionadas as tecnologias a serem utilizadas no tratamento das águas pluviais, foi feito o pré-dimensionamento para determinação das dimensões e do volume das unidades. A partir disso, estimaram-se os custos de construção e, posteriormente, os custos de manutenção destas. Adicionalmente, foram estimados os custos de construção do reservatório, dos sistemas de condução e de peças gerais.

Por fim, comparou-se a alternativa tecnológica proposta no presente trabalho com as condições atuais de abastecimento da água do lago, considerando que as duas alternativas resultam no mesmo volume de água para o sistema no período de seca.

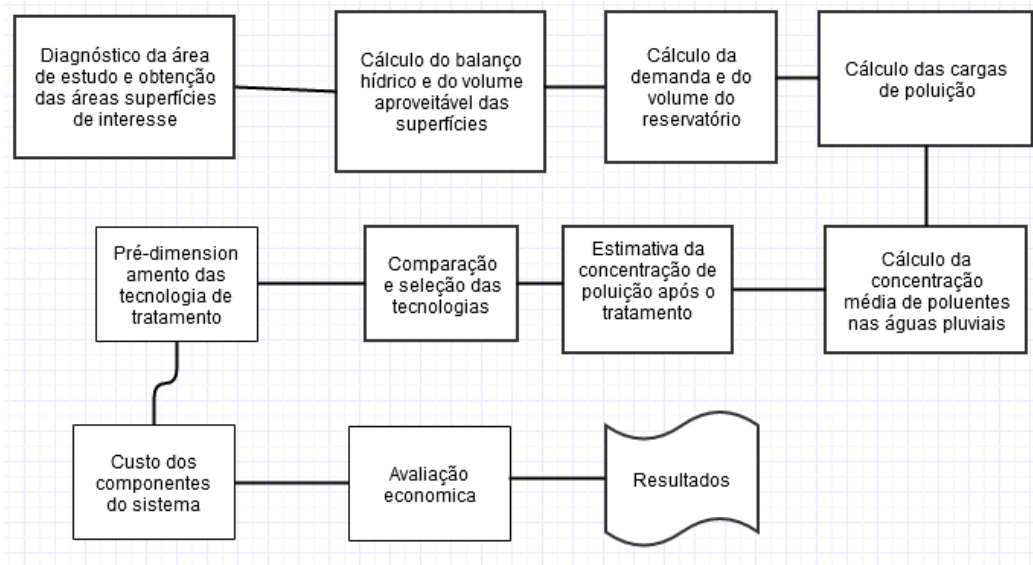


Figura 4-1 – Diagrama esquemático das etapas metodológicas.

#### 4.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O Parque da Cidade Sarah Kubitschek é um parque urbano público, situado na região administrativa do Plano Piloto, na cidade de Brasília (Figura 4-2). O Parque foi inaugurado em 1978, com o intuito de ser uma área para o lazer e para prática desportiva e, para isso, foi equipado com quadras poliesportivas, campos de futebol, pista de corrida, ciclovia, parque de diversões, feira de exposições, escola hípica, pista de patinação, bares e restaurantes, entre outros.

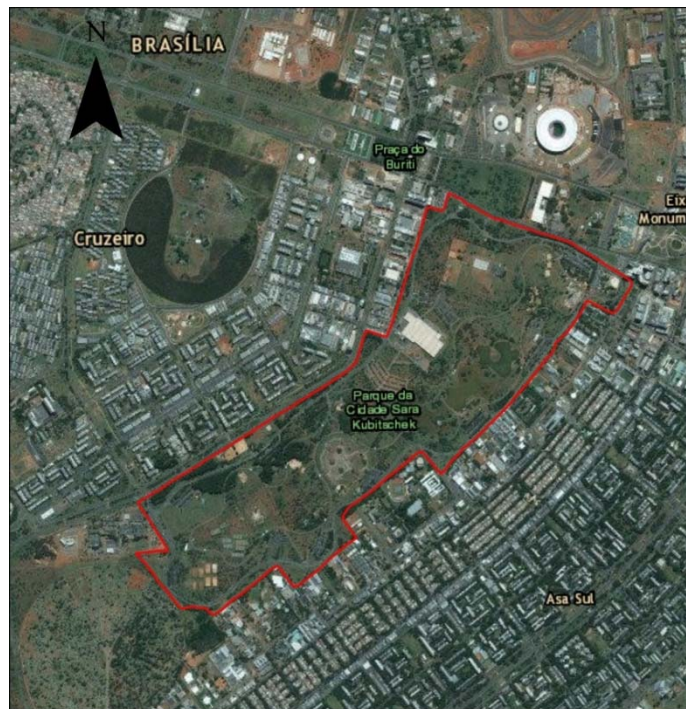


Figura 4-2 - Localização do Parque da Cidade Sarah Kubitschek.

Fonte: Mapa base do programa ArcGIS 10.4, 2016.

Dentre as infraestruturas do Parque, destaca-se um lago, popularmente conhecido como Lago dos Patos ou Lago dos Pedalinhos, que tem função paisagística e dá suporte à criação de animais, como patos, gansos, jabutis e peixes. Algumas atividades econômicas já foram realizadas nesse lago, com destaque para um pesque pague, desativado pela perda da licença de exploração da área, e o aluguel de pedalinhos, desativado devido aos constantes problemas na manutenção do nível de d'água, impossibilitando a navegação dos mesmos.

Em termos de estrutura física, o lago é composto por um conjunto de dois lagos menores (lago 1 e lago 2) (Figura 4-3), situados em diferentes cotas, interligados por um vertedouro, de forma a produzir uma cascata quando o lago de cota superior encontra-se próximo à sua capacidade máxima de armazenamento. De acordo com um relatório técnico da CAESB, elaborado em 2015, o lago de maior cota, chamado aqui de lago 1, tem uma área de 44.355m<sup>2</sup> e está situado a uma cota de 1.126m acima do nível do mar, e o lago de cota inferior, tratado aqui como lago 2, tem uma área de 103.528m<sup>2</sup> e está na cota de 1.116m. Ressalta-se que ambos os lagos apresentam profundidade máxima de, aproximadamente, 1,5 metros.

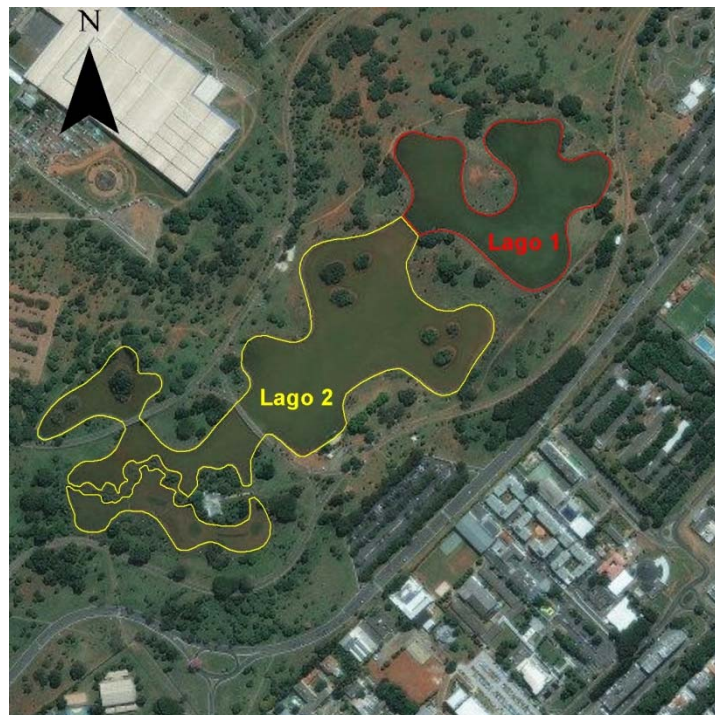


Figura 4-3 - Localização do lago no Parque da Cidade Sarah Kubitschek.  
Fonte: Mapa base do programa ArcGIS 10.4, 2016.

O abastecimento e a manutenção da cota d'água do lago são proporcionados pela precipitação direta e por uma adutora de água bruta da CAESB, ligada à barragem de Santa Maria, localizada a cerca de 16km do lago, com diferença manométrica de,

aproximadamente, 45m. Dessa forma, faz-se necessário o bombeamento dessa água, aumentando os custos da operação e, conseqüentemente, o valor cobrado do Parque.

Soma-se a isso, a ocorrência, em 2016, da pior estiagem dos 30 últimos anos no Distrito Federal, que levou seus reservatórios de abastecimento público, São Descoberto e Santa Maria aos níveis de 19 e 40% de seu volume total, respectivamente. Por esses valores, evidencia-se a importância de buscar uma fonte alternativa para o abastecimento do lago do Parque da Cidade, uma vez que o abastecimento da população deve ser priorizado em detrimento do abastecimento de um lago ornamental (Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal (ADASA), 2016a).

Nos últimos anos, o lago apresentou vazamentos em sua estrutura física, resultando em redução significativa no nível da água. Após o reparo, os administradores do Parque optaram por não enchê-lo completamente, com o intuito de minimizar a pressão nas estruturas e evitar novos danos. Além destes problemas, somam-se as altas taxas de evaporação em períodos específicos do ano e a concentração da precipitação em um período do ano, correspondente aos meses de outubro a abril (Figura 4-4).

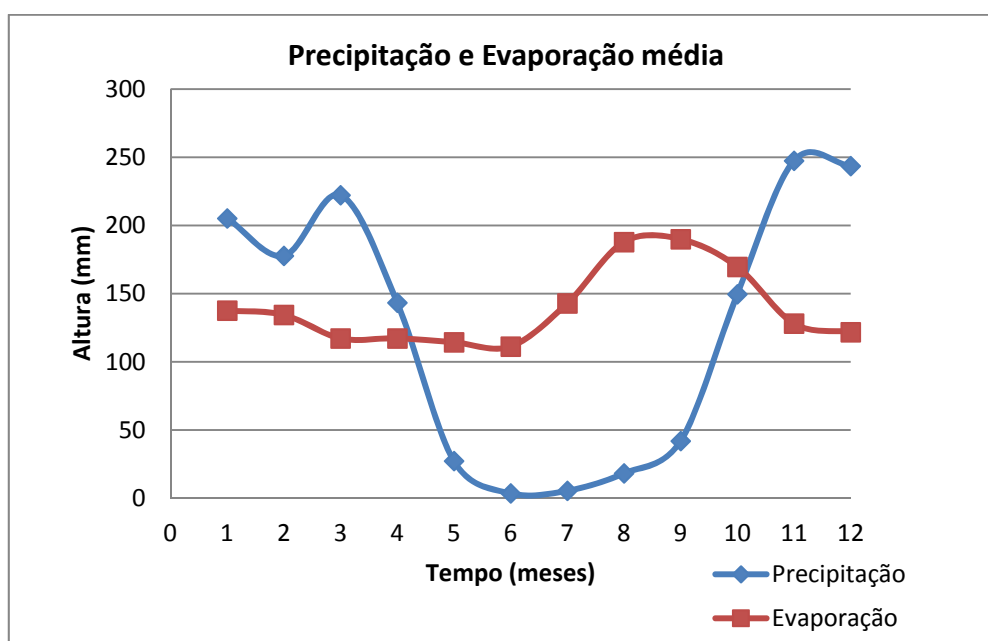


Figura 4-4 - Precipitação e evaporação média da área de estudo (1990 -2015).  
Fonte: INMET, 2016.

Quanto ao solo da região da área de estudo, a ADASA (2016b) o classifica como Latossolo Vermelho (Figura 4-5). Segundo a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 2004), os Latossolos Vermelhos se caracterizam por apresentar baixo teor de

silte (10 a 20%) e moderado teor de argila (15 a 80%). Para um solo com essa composição, Pinto (2006) indica valores típicos de permeabilidade na ordem de  $10^{-6}$  a  $10^{-9}$  m/s.

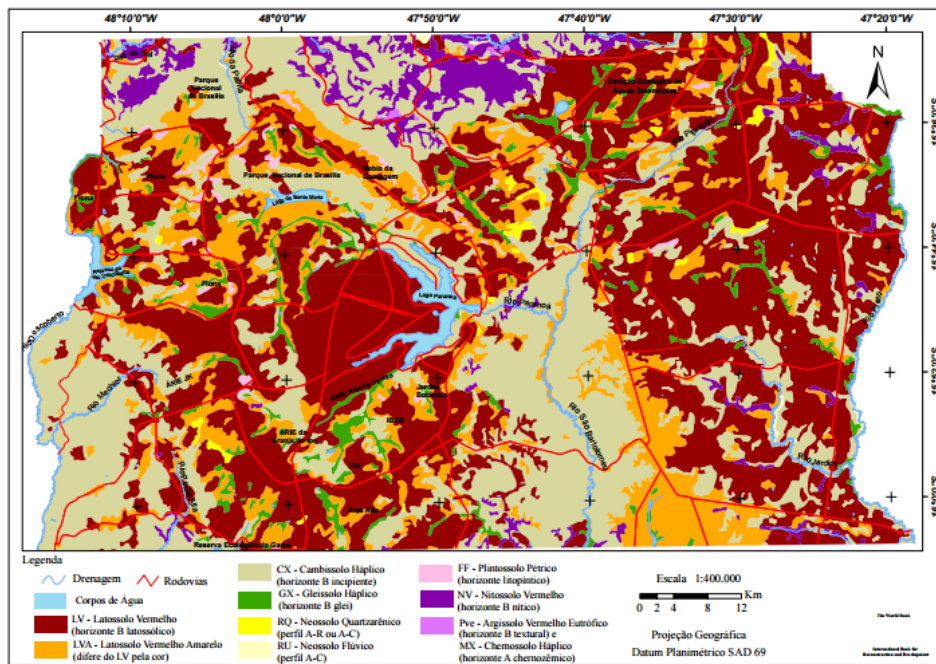


Figura 4-5 – Mapa de solos do Distrito Federal.  
Fonte: ADASA, 2016.

Em 2015, como anteriormente citado, a CAESB realizou um estudo técnico para determinar a variação do nível d'água dos lagos e avaliar as possíveis perdas d'água. Neste estudo, foram comparadas as variações diárias da cota d'água do lago com os valores de evaporação obtidos através de um Tanque Classe A, localizado à 2,5km dos lagos. Desse estudo, concluiu-se que, além da evaporação, o lago 1, situado em cota superior, perde, em média, 61m<sup>3</sup> por dia. Já o lago 2 apresenta duas médias de perdas, sendo uma para níveis de água superiores a 60cm, de 704m<sup>3</sup>/dia, e outra de 319m<sup>3</sup>/dia, para cotas inferiores a 60cm. Assim, a CAESB orientou a administração do Parque a manter o nível do lago 2 abaixo de 60cm até que se descubra a origem das perdas de água tão elevadas.

Em um primeiro momento, a administração do Parque cogitou desativar o lago até que se descobrisse o motivo das perdas de água nos mesmos. Porém, devido à comoção social que a desativação do lago e remoção dos animais que o habitam causaria, a administração do Parque vem controlando o nível d'água por meio do abastecimento esporádico nos períodos mais críticos, formalizando uma prática insustentável e ineficiente, que tem consumido grandes quantias de recursos públicos (Tabela 4-1). Analisando as tarifas de água fornecidas



pela Administração do Parque da Cidade, nota-se que a atividade de abastecimento do lago é grande consumidora de água, tendo a média de consumo mensal de 3.854m<sup>3</sup>.

Tabela 4-1. Tarifas de água pública do lago do Parque da Cidade no ano de 2015.

<b>Mês</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>R\$</b>
<b>Março</b>	50	433,4
<b>Abril</b>	7177	77.612,44
<b>Mai</b>	10	65,5
<b>Junho</b>	2678	28.933,26
<b>Novembro</b>	10	65,5
<b>Total</b>	9925	<b>107.110,10</b>

Fonte: Administração do Parque da Cidade, 2015.

Com a expectativa de reduzir os custos de manutenção e operação do lago, garantir que seu abastecimento seja sustentável e tornar viável a exploração econômica da área com o aluguel de pedalinhos, caiaques e pranchas de *stand-up paddle*, a administração do Parque procurou o Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, de forma a obter uma solução para o problema de abastecimento e manutenção de sua cota d'água.

Portanto, este trabalho abordou a viabilidade da aplicação de um sistema de coleta e aproveitamento de águas de origem pluvial, voltado para esse fim. Nesta perspectiva, o presente estudo visa avaliar a implantação de um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para o abastecimento do lago do Parque da Cidade, utilizando as águas advindas de estruturas impermeáveis (Figura 4-6 – Localização das estruturas do Parque da Cidade.) situadas no Parque que após tratamento e armazenamento, poderão ser utilizadas para este fim.

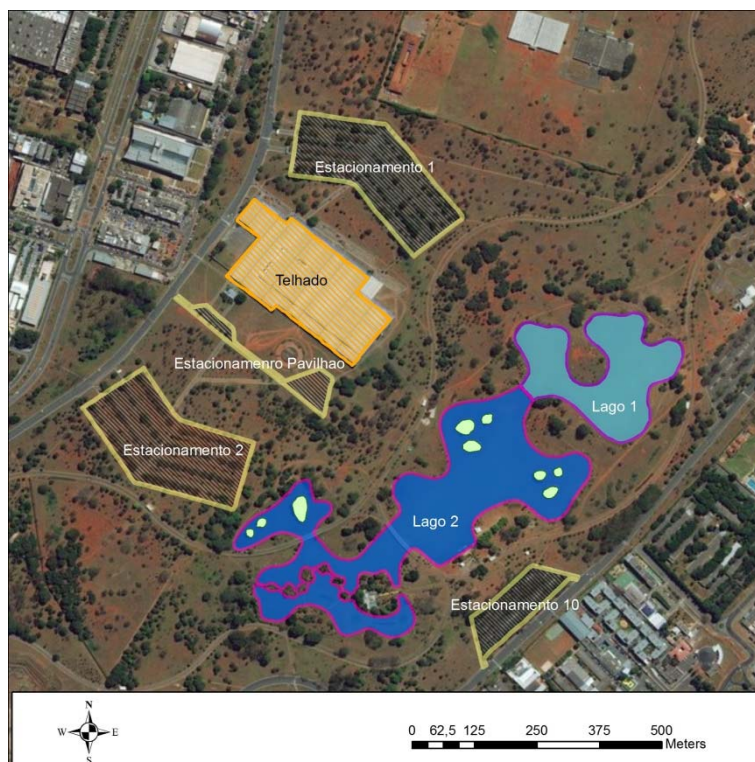


Figura 4-6 – Localização das estruturas do Parque da Cidade.  
Fonte: Mapa base do programa ArcGIS 10.4, 2016.

### 4.3. CÁLCULO DA ÁREA DAS ESTRUTURAS

Visando obter as dimensões das estruturas de interesse do Parque da Cidade, utilizaram-se das técnicas de geoprocessamento e do software ArcGIS 10.4 para vetorizar e calcular suas áreas. Em geoprocessamento, o termo vetorizar, especificamente, refere-se à técnica de traçar o contorno de um objeto de interesse, a partir de uma imagem de satélite, criando uma camada vetorial com a localização e formato do objeto.

Uma vez iniciado o software ArcGIS, primeiramente, selecionou-se a projeção “*Albers Conical Equal Area*”, na aba “Coordinate System”, encontrada no menu “*Data Frame Properties*” do programa. O sistema de coordenadas “*Albers Conical Equal Area*” foi utilizado devido à sua capacidade de fornecer estimativas de áreas bastante precisas, dado que foi desenvolvido com o intuito de causar a menor distorção possível no cálculo de áreas (ESRI, 2007).

Em seguida, adicionou-se o mapa base padrão do ArcGIS de imagens de satélite pela opção “*Add Base Map*”. A partir do mapa base, identificaram-se os objetos de interesse nas

imagens, criou-se uma camada com a ferramenta “*Create New shapefile*” e traçou-se o contorno dos objetos com a ferramenta “*Create Feature*”.

Na camada criada, adicionou-se um campo na tabela de atributo pelo comando “*Add Field*”, escolhendo o formato “*Double*”, que permite a escrita de números com casas decimais. Por fim, calculou-se a área utilizando a ferramenta “*Calculate Geometry*”, no campo criado na tabela de atributos, selecionando-se a unidade m<sup>2</sup>.

#### **4.4. DETERMINAÇÃO DO VOLUME DO RESERVATÓRIO DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL**

Para determinação do volume do reservatório, fez-se necessário a obtenção e tratamento dos dados de precipitação e evaporação de superfícies líquidas. Os dados de precipitação foram obtidos no Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa (BDMEP), pertencente ao INMET, período de janeiro de 1990 à dezembro de 2015. Por sua vez, os dados de evaporação de superfícies líquidas foram cedidos pela CAESB, referentes à série de janeiro de 2009 à dezembro de 2015.

Para a série de dados de precipitação, foram calculadas as médias mensais com o auxílio de uma planilha Excel. Segundo a CAESB (2016), os dados de evaporação disponibilizados eram referentes a um tanque de evaporação com coeficiente de correção de 0,8. A partir disso, corrigiram-se os valores de evaporação e calculou-se a média mensal dos mesmos com uma planilha Excel.

A determinação do volume de precipitação, evaporação e infiltração, necessários ao cálculo da demanda de água para manutenção da cota do lago, baseou-se na equação geral de balanço hídrico (Equação 3-16), apresentada no item 3.8, e nas seguintes considerações:

- Os dados de precipitação disponibilizados pelo INMET representam satisfatoriamente o comportamento da precipitação na área de estudo;
- Os dados de evaporação mensais disponibilizados pelas CAESB representam satisfatoriamente a evaporação na área de estudo;
- O lago, em toda a sua extensão, tem profundidade de 1,5 m;
- No período inicial da análise, o lago encontra-se cheio, com cota de 1,5m;
- Desprezou-se a variação de dias em anos bissextos;

- Optou-se por desconsiderar as perdas de água por vazamentos na estrutura lateral do lago, uma vez que esta deverá ser reparada em um processo de revitalização do lago, tornando-a impermeável;
- Por motivos de segurança do sistema, optou-se por desprezar a contribuição do escoamento superficial, visto que a área de contribuição direta do lago é composta, em quase sua totalidade, por grama, fazendo com que a infiltração seja significativa e o escoamento gerado desprezível; e
- A equação de Darcy (Equação 3-18) representa, satisfatoriamente, a infiltração no fundo do lago, e a compactação do solo do mesmo permite a adoção de um coeficiente de permeabilidade da ordem de  $10^{-8}$ m/s.

Uma vez feitas tais considerações, calculou-se, por meio do *software* Excel, os volumes médios mensais de precipitação e evaporação e o volume infiltrado no lago mensalmente.

Posteriormente, a partir das áreas das estruturas, calculou-se, por meio da Equação 3.2, o volume de água de chuva aproveitável gerado pelas superfícies, com o auxílio de uma planilha Excel. Na utilização desta Equação, sugerida pelo Método Australiano para cálculo do volume aproveitável de água de chuva, foram feitas as seguintes considerações:

- As precipitações médias representam satisfatoriamente a precipitação no local;
- As recomendações da literatura quanto às perdas por interceptação podem ser aplicadas ao local. Assim, utilizou-se os valores de 2mm e 25mm como sendo a interceptação do telhado do Pavilhão de Exposições do Parque da Cidade e dos estacionamentos, respectivamente;
- Os coeficientes de escoamento, apresentados na Tabela 3-1, são aplicáveis aos materiais e condições da área de estudo. Adotou-se o coeficiente de escoamento como sendo 0,85 e 0,83 para o telhado do Pavilhão de Exposições e estacionamentos, respectivamente; e
- O volume de água de chuva aproveitável nas superfícies é desprezível para os meses de baixa pluviometria (maio a setembro).

No sistema em questão, a demanda de água a ser atendida, ou volume mínimo de reservatório necessário para atender a demanda, varia de acordo com a cota mínima de água que se estipula para o lago, uma vez que a demanda representa o volume de água necessário para alcançar a cota mínima estabelecida. Dessa forma, construiu-se em uma planilha Excel uma

análise de balanço hídrico mensal, considerando-se os volumes de precipitação, evaporação e infiltração e os volumes de águas de chuva aproveitáveis. A partir de então, no cálculo da demanda de água para manutenção de uma cota específica, considerou-se que os volumes obtidos pelo sistema de coleta e aproveitamento se comportavam como uma entrada de massa, somando-se aos outros termos do balanço hídrico.

Nesta análise, em um primeiro momento, utilizaram-se duas abordagens: uma considerando o estacionamento 1 contribuindo com o lago 1 e outra considerando o telhado do Pavilhão de Exposições e o estacionamento 2 contribuindo com o lago 2. Em um segundo momento, considerou-se a primeira abordagem, com a diferença de o lago 2 só receber a contribuição do telhado do Pavilhão de Exposições, a fim de avaliar a necessidade de mais estruturas para manutenção da cota estabelecida.

Uma vez consideradas as informações de volume precipitado, evaporado, infiltrado e aproveitado do sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais de cada mês, foi fixado um valor de cota mínima no sistema e observou-se o comportamento da cota ao longo do tempo, atentando-se à ocorrência de valores de cotas menores do que a estipulada. Em caso de ocorrência de cotas menores, renovava-se a cota ao nível mínimo e registava-se a diferença entre o valor e a cota mínima, de modo a convertê-lo em demanda.

No caso de cotas superiores a 1,5m, quando estas ocorriam no lago 1, considerava-se que o excedente vertia em direção ao lago 2 e, portanto, adicionava-se esse valor como uma variável de entrada neste lago. Quando ocorriam no lago 2, este excedente era computado como o volume disponível para armazenamento. O processo descrito foi repetido para cotas distantes entre si 0,05m, considerando, desde a cota máxima, 1,5m, até 0,8m, pois levou-se em conta que, abaixo disso, a revitalização do lago perderia o seu propósito, visto que o problema verificado em sua cota não seria solucionado. Ademais, ressalta-se que, como a área de estudo é caracterizada por suas estações de chuva e seca serem bem definidas, tem-se a necessidade de acumular as demandas no período de seca no primeiro mês do início do período, de modo que nesse mês o reservatório acumulasse no mínimo o volume da soma das demandas.

Considerando os resultados das abordagens, observou-se, ao mesmo tempo, a quantidade de meses em que o lago alcança a cota de 1,5m, para as diferentes cotas mínimas estabelecidas para o sistema, e o volume mínimo do reservatório de armazenamento para atendimento da

demanda nas épocas de estiagem. A partir de então, selecionou-se a cota que reunia um número razoável de meses para um volume viável de reservatório, considerando que reservatórios muito grandes implicam diretamente no custo do projeto. Uma vez selecionada a cota e volume, recalculou-se o volume do reservatório, dessa vez considerando a recomendação da ABNT NBR 12217:1994 de multiplicar o volume inicial por um fator de segurança de 1,2.

Obtido o volume do reservatório, calculou-se o balanço hídrico considerando a cota mínima selecionada e a série histórica de precipitação disponibilizada pelo INMET. Cabe ressaltar que, para isso, uma vez que a série de evaporação disponibilizada era pequena em relação à série de precipitação, utilizaram-se no balanço os valores de precipitação média.

A partir dessa análise, observou-se a possibilidade de ocorrência de dois tipos de falha: a demanda de água acumulada no período crítico ser maior que o volume do reservatório; ou o volume disponível para armazenamento acumulado, entre dois períodos críticos, ser menor que a demanda acumulada no período seguinte. Visando identificar o primeiro tipo de falha, calcularam-se as demandas acumuladas de cada período crítico, e fez-se a comparação destas com o volume do reservatório. Para o segundo tipo, calculou-se o volume disponível para armazenamento entre dois períodos, e fez-se a comparação com a demanda do período seguinte. Por fim, quantificou-se o número de “Falhas” do sistema, de modo a calcular o nível de confiança do sistema.

#### **4.5. ESTIMATIVA DAS CONCENTRAÇÕES DE POLUENTES NA ÁGUA**

A determinação das cargas de poluição geradas nas superfícies analisadas neste trabalho deu-se a partir das equações do método simples de Schueler (Equação 3-6 e Equação 3-9), da tabela de concentração média dos poluentes (Tabela 3-3) e da área superficial e coeficiente de escoamento, apresentados anteriormente.

Com relação ao método de Schueler, fizeram-se as seguintes considerações:

- Para a precipitação, foram utilizadas as médias anuais, obtidas a partir da mesma série de dados disponibilizada pelo INMET; e
- Devido à possíveis perdas por interceptação ou problemas estruturais das superfícies, considerou-se que as superfícies do telhado e estacionamento são 85% e 83% impermeáveis, respectivamente, levando-se em conta seus coeficientes de escoamento.

Uma vez obtidas as cargas de poluição anual, estimaram-se as concentrações médias dos poluentes, dividindo a carga anual pelo volume de água de chuva aproveitável anualmente, chegando a valores de concentração de poluentes médias característicos das águas geradas por cada superfície. A partir dessas concentrações, calcularam-se, ainda, por média ponderada, a concentração média dos poluentes das águas, considerando a situação em que as águas pluviais coletadas por diferentes superfícies fossem misturadas e submetidas à mesma unidade de tratamento.

#### 4.6. SELEÇÃO DA TECNOLOGIA DE TRATAMENTO

A concentração final dos poluentes, após tratamento pelas tecnologias pré-selecionadas, foi determinada a partir da Equação 4-1, apresentada a seguir.

$$Cf = Ci \times \frac{(100 - \eta_{remoção})}{100} \quad \text{Equação 4-1}$$

Em que:

$Cf$  = Concentração final do poluente ou pós-tratamento, em mg/L;

$Ci$  = Concentração inicial do poluente ou antes do tratamento, em mg/L; e

$\eta_{remoção}$  = Eficiência de remoção da tecnologia, em porcentagem.

Considerou-se que o pré-tratamento pela unidade de remoção de sólidos grosseiros faz parte de qualquer uma das soluções, portanto, a concentração média dos poluentes de entrada na unidade de tratamento foi estabelecida após o cálculo da concentração de saída da unidade de pré-tratamento, utilizando-se da mesma Equação 4-1.

Em um segundo momento, foram propostas tabelas com informações da literatura para a comparação das tecnologias, baseando-se nos seguintes critérios: custo de construção; custo de operação; perda por evaporação; potencial de geração de vetores; área necessária; complexidade de operação; valor paisagístico; capacidade de remoção de fósforo total; e capacidade de remoção de coliformes fecais.

Por fim, repetiram-se os cálculos das concentrações finais, considerando a aplicação das tecnologias combinadas, estimando-se, dessa forma, a concentração final dos poluentes, de forma a compará-las aos padrões estabelecidos na legislação.

#### **4.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DE TRATAMENTO DO SISTEMA DE COLETA E APROVEITAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS**

O dimensionamento das estruturas de tratamento do sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais baseou-se nas recomendações da literatura para as tecnologias escolhidas e nas metodologias apresentadas no item 3.6.

Quanto às estruturas de remoção de sólidos grosseiros, além das recomendações da literatura, utilizaram-se as informações coletadas em campo, de forma a avaliar necessidade da adoção de tecnologias mais complexas e a viabilidade de dispositivos mais simples.

Em relação ao dimensionamento das estruturas de áreas alagadas artificiais, primeiramente, calcularam-se os tempos de concentração da bacia e utilizaram-se dos mesmos para calcular a intensidade e as vazões correspondentes a 1 e 100 anos de tempo de retorno. Em seguida, recorreu-se aos gráficos da literatura, exemplificado neste trabalho no item 3.6.1, e, então, selecionaram-se as áreas correspondentes a 80, 25 e 50% de eficiência de remoção dos sólidos em suspensão totais, nitrogênio total e fósforo total, respectivamente. Por fim, selecionou-se a maior área indicada para a remoção dos três poluentes e aplicou-se uma relação de comprimento:largura de 4:1 para encontrar as dimensões das zonas de entrada e macrófitas e uma relação horizontal:vertical de 5:1 para os taludes da unidade.

Por sua vez, o dimensionamento da unidade de biorretenção iniciou-se pelo cálculo das intensidades e vazões correspondentes a 5 e 100 anos de tempo de retorno, utilizando-se dos tempos de concentração encontrados previamente. Em seguida, recorreu-se aos gráficos da literatura, expostos neste trabalho no item 3.6.2, e, então, selecionaram-se as áreas correspondentes a 80, 65 e 40% de eficiência de remoção dos sólidos em suspensão totais, nitrogênio total e fósforo total, respectivamente. A partir disso, selecionou-se a maior área indicada para a remoção dos três poluentes e aplicou-se uma relação de comprimento:largura de 0,7:1 para encontrar as dimensões das zonas de entrada e macrófitas e uma relação horizontal:vertical de 2:1 para os taludes da unidade. Por fim, calculou-se a vazão máxima de infiltração e as velocidades de escoamento superficial, atentando-se às velocidades máximas recomendadas.

#### **4.8. ESTIMATIVAS DE CUSTOS E AVALIAÇÃO ECONÔMICA**

As estimativas de custos das unidades pertencentes ao sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais foram baseadas nas informações reunidas e na metodologia apresentada



no item 3.9. O tempo de vida útil considerado foi o recomendado por Tomaz (2015): 20 anos.

Quanto aos custos de construção do sistema de coleta, foram assumidos como zero, dado que, atualmente, já estão instalados. Em relação aos custos de manutenção, optou-se por considerá-lo como sendo R\$ 1.000,00 por ano, ao longo da vida útil do projeto.

Em relação à estimativa dos custos de construção do sistema de condução, foi considerada a construção de dois tipos de redes: o primeiro tipo refere-se a três redes distintas de condução das águas pluviais, ligando cada estrutura de coleta às suas respectivas unidades de tratamento e ao lago, por meio de canos de concreto armado; e o segundo tipo de rede refere-se a três redes distintas, que serão utilizadas para recirculação da água do reservatório para as unidades de tratamento no período de seca para manutenção das plantas, e para o abastecimento de água do lago, sendo este constituído por canos PVC.

Os diâmetros dos canos do primeiro tipo de rede foram calculados pela equação de Hazen-Williams (Equação 3-22), considerando a vazão gerada pela precipitação de 5 anos de tempo de retorno e duração de 5 minutos. Adotou-se o coeficiente de escoamento  $C$  para concreto ( $C=120$ ) e a perda de carga unitária como sendo 10m. Ademais, considerou-se o comprimento de rede de 1.700m.

Os diâmetros dos canos do segundo tipo de rede foram calculados a partir da vazão utilizada no dimensionamento das áreas alagadas artificiais aplicadas a Equação 3-22. Neste caso, adotou-se o coeficiente de escoamento  $C$  com referência a PVC ( $C=150$ ) e a perda de carga unitária como sendo 10m. Além disso, considerou-se um comprimento de rede de 1.700m.

Em relação ao custo das unidades de tratamento tanto para as áreas alagadas quanto para as unidades de biorretenção, utilizaram-se os valores apresentados por Taylor (2005) *apud* Leinster (2004) de AU\$ 100,00 por  $m^2$  e AU\$ 150,00 por  $m^2$ , respectivamente. Uma vez obtidos os valores em dólares australianos, foi feita a conversão para a moeda real, multiplicando-se por 2,6. Quanto aos custos de manutenção e operação das unidades de tratamento, utilizaram-se os valores máximos indicados por MPCA (2011), 2 e 7% para as áreas alagadas artificiais e unidade de biorretenção, respectivamente.

Quanto aos custos de construção do reservatório, foram estimados a partir dos valores indicados na literatura. O volume escavado foi considerado como sendo o volume total do reservatório multiplicado por um fator de segurança de 10%. Por sua vez, o custo de montagem da fôrma também foi multiplicado pelo mesmo fator de segurança. Quanto aos custos de construção do muro de contenção, foram calculados considerando uma espessura de parede de concreto de 0,35m, altura de 4,2m e comprimento de 940m. Por fim, consideraram-se os custos de manutenção e operação deste sistema como sendo zero, em relação à vida útil do projeto.

Em relação aos custos de aquisição de bombas, foi considerada a necessidade de três kits, uma vez que será necessário recircular a água para os três sistemas de tratamento simultaneamente. Os custos de operação deste sistema foram considerados sendo da ordem de R\$30.000,00, contemplando os gastos de energia elétrica e substituição das peças ao longo do tempo.

Uma vez obtidos todos os custos envolvidos na vida útil do projeto, somou-se os valores de construção e, ao total, considerou-se, ainda, um fator de segurança de 10%. Em seguida, somou-se, também, os custos de operação e aplicou-se o mesmo fator de correção.

Para estimar o preço do m<sup>3</sup> que abastece o lago no modelo de operação atual, dividiu-se o volume de água consumido pelo valor pago apresentado nas faturas de água fornecidas pela administração do Parque. Sendo assim, para comparar o sistema alternativo proposto neste trabalho com a permanência da operação atual, considerou-se que os dois modelos de operação disponibilizarão o mesmo volume no período de seca, ou seja, o volume do reservatório.

Por fim, calcularam-se os valores futuros despendidos com as anuidades referentes à manutenção e operação do sistema alternativo, proposto neste trabalho, e o sistema existente, considerando uma taxa de juros de 5% ao ano e a Equação 3.21. Feito isso, foram transformados os valores futuros para o valor presente, por meio da Equação 3.20. A partir do valor presente de operação e manutenção do sistema alternativo, somou-se esse ao custo de construção, de forma a obter o custo total da alternativa aqui proposta. Em seguida, comparou-se esse valor ao valor presente obtido considerando a operação no modelo atual e

aplicou-se o método *payback*, definido pela razão entre custo da alternativa proposta neste trabalho e o custo de operação atual ao final da vida útil.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1. DIAGNÓSTICO DA ÁREA DE ESTUDO

Em visita ao lago do Parque da Cidade, no primeiro momento, constatou-se o problema da manutenção de cota d'água, como anteriormente apresentado e observado na Figura 5-1. Além disso, o mesmo tem sofrido com o lançamento de resíduos sólidos pelos frequentadores do Parque (Figura 5-2), o que implica diretamente na qualidade de suas águas.



Figura 5-1 – Lago 2 praticamente seco.



Figura 5-2 – Resíduos sólidos no lago do Parque da Cidade.

Quanto ao Pavilhão de Exposições, cujo telhado apresenta-se como superfície de contribuição, é um prédio situado no Parque, que recebe anualmente eventos culturais, shows, festivais e feiras de grande porte. Seu telhado tem área aproximada de 47.000m<sup>2</sup>, é constituído por placas de metal e possui estruturas de coleta de água, ilustradas na Figura 5-3.

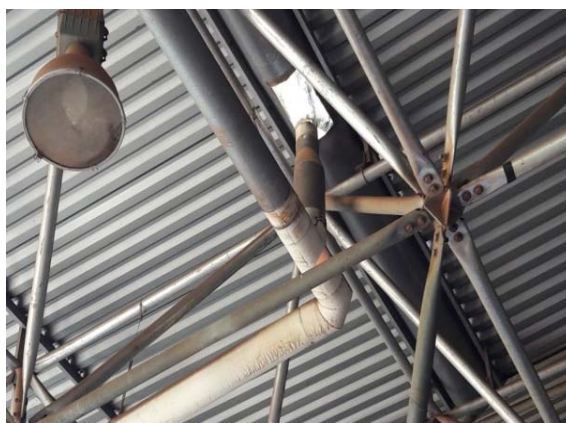


Figura 5-3 – Detalhe das calhas de coleta do telhado.

Durante visita ao Pavilhão, observou-se que a estrutura de coleta de água de chuva é ligada a uma caixa de concreto, protegida por uma grade (Figura 5-4), indicando ser um dispositivo

de descarte de primeira chuva, já que apresenta grande capacidade de armazenamento temporário e seus canos de saída encontram-se a uma altura superior ao fundo. Notaram-se, também, algumas ligações de canos danificadas ou faltando a conexão final que faz contato com a grade, em virtude, possivelmente, de falta de manutenção e recuperação do sistema.



Figura 5-4 – Detalhes da grade e da caixa de concreto ligada ao dispositivo de coleta.

Com relação aos estacionamentos, são também considerados como estruturas de contribuição. Especificamente, o estacionamento 1 apresenta asfalto em bom estado de conservação, praticamente sem buracos ou rachaduras. Nesta visita, constatou-se também a presença de resíduos sólidos, como latas, garrafas, sacos plásticos, entre outros, conforme observado na Figura 5-5.



Figura 5-5 – Resíduos sólidos no estacionamento 1.

Este estacionamento tem área de, aproximadamente, 44.000m<sup>2</sup> e é coberto por asfalto. O escoamento gerado neste estacionamento é coletado por três bocas de lobo, ligadas a rede de galerias pluviais (Figura 5-6).



Figura 5-6 – Bocas de lobo responsáveis pela coleta da água do estacionamento 1.

Por sua vez, na visita ao estacionamento 2, notou-se o péssimo estado de conservação do asfalto, com diversos buracos (Figura 5-7). Constatou-se, também, a presença de resíduos sólidos e uma grande quantidade de sedimentos espalhados pelo local (Figura 5-8).



Figura 5-7 – Evidência de buracos no estacionamento 2.



Figura 5-8 – Evidência de sedimentos no estacionamento 2.

Este estacionamento tem área aproximada de 46.000m<sup>2</sup>, também coberto por asfalto. O escoamento gerado neste estacionamento é coletado por uma boca de lobo, ligada à rede de galerias pluviais (Figura 5-9).



Figura 5-9 – Bocas de lobo do estacionamento 2.

## 5.2. ÁREA DAS ESTRUTURAS DE INTERESSE DO PARQUE DA CIDADE

A partir da vetorização e do cálculo das áreas dos objetos de interesse do Parque da Cidade, apresentam-se as Figura 5-10 e Figura 5-11 e Tabela 5-1.

Tabela 5-1. Área dos objetos mapeados no Parque da Cidade.

Objetos vetorizados	Área (m <sup>2</sup> )
Lago 1	44.359,0
Lago 2	105.572,0
Telhado do Pavilhão de Exposições	46.859,0
Estacionamento 1	44.350,0
Estacionamento 2	46.000,0
Lago Pesque Pague Leste	7.748,0
Lago Pesque Pague Central	3.720,0
Lago Pesque Pague Oeste	4.131,0

Comparando-se os valores encontrados com os valores de área fornecidos pela CAESB (2015) para os lagos 1 e 2, respectivamente, de 44.355,0 e 103.528,0m<sup>2</sup>, pode-se afirmar que a análise de áreas, determinadas através de geoprocessamento, foi satisfatória, dado a proximidade dos resultados, podendo, portanto, serem utilizadas na presente análise.

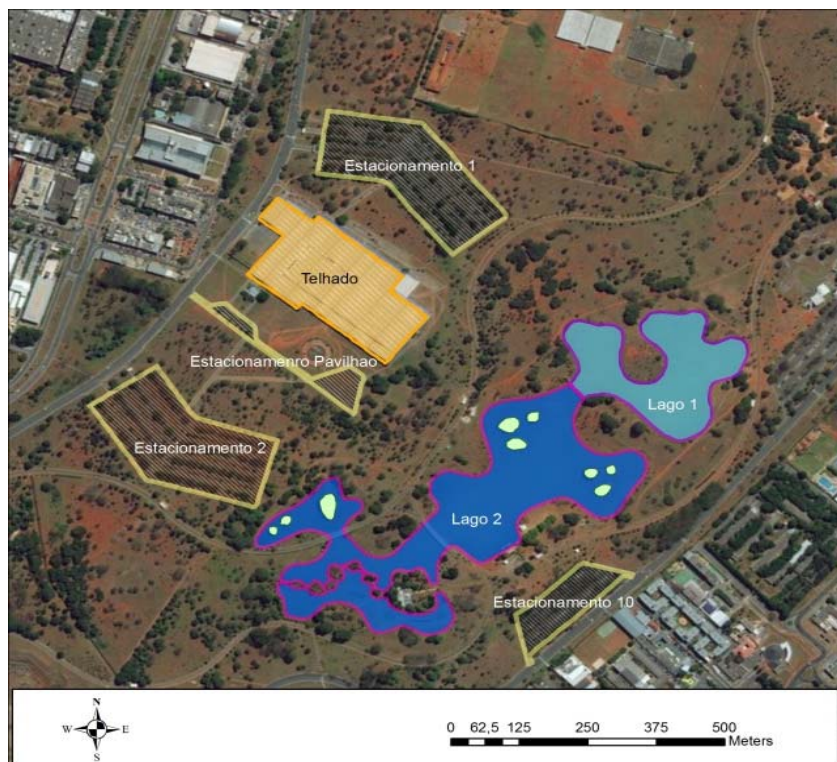


Figura 5-10 – Objetos de interesse no Parque da Cidade  
 Fonte: ArcGIS 10.4, mapa base 2016.

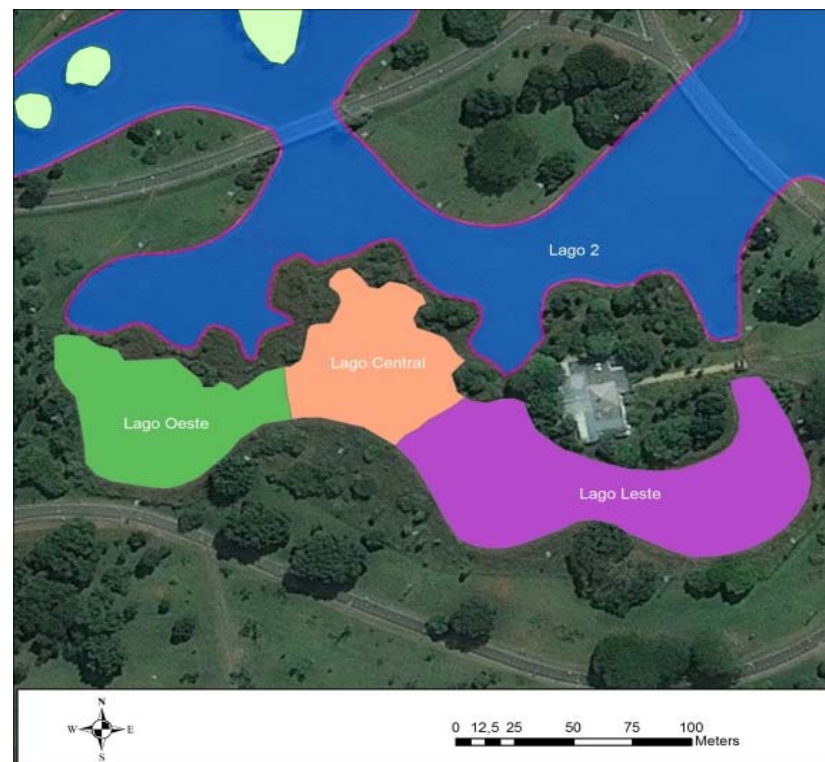


Figura 5-11 – Lago do Pesque Pague no Parque da Cidade.  
 Fonte: ArcGIS 10.4, mapa base 2016.



### 5.3. VOLUME DO RESERVATÓRIO DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL

Os resultados do tratamento dos dados de precipitação e evaporação são apresentados na Tabela 5-2.

Tabela 5-2. Precipitação e Evaporação média para a área de estudo.

<b>ti (mês)</b>	<b>Precipitação (mm)</b>	<b>Evaporação (mm)</b>
<b>Janeiro</b>	205	138
<b>Fevereiro</b>	178	134
<b>Março</b>	222	117
<b>Abril</b>	143	117
<b>Mai</b>	27	114
<b>Junho</b>	4	111
<b>Julho</b>	5	143
<b>Agosto</b>	18	188
<b>Setembro</b>	42	190
<b>Outubro</b>	150	170
<b>Novembro</b>	248	128
<b>Dezembro</b>	244	122
<b>Total</b>	1486	1672

Do resultado encontrado na Tabela 5-2, nota-se a ocorrência de um déficit na precipitação em relação à evaporação na área de estudo, fato que comprova a tendência do lago do Parque da Cidade em perder a sua cota de água ao longo do tempo, ainda que desconsiderando outras fontes de perda de água, como infiltração e vazamentos na estrutura. Salienta-se que esse resultado era esperado, uma vez que as tarifas de água do Parque demonstram a necessidade de enchimento do lago por uma fonte externa.

Quanto aos resultados da estimativa de volume de água de chuva aproveitável de cada superfície, estes se encontram na Tabela 5-3.

Tabela 5-3. Volume de chuva aproveitável por superfície (m³).

Meses	Precipitação (mm)	Volume de chuva aproveitável (m³)		
		Telhado do Pavilhão de Exposições	Estacionamento 2	Estacionamento 1
<b>Janeiro</b>	205	8096	7763	7479
<b>Fevereiro</b>	178	7002	6714	6468
<b>Março</b>	222	8772	8411	8103
<b>Abril</b>	143	5632	5400	5202
<b>Maió</b>	27	-	-	-
<b>Junho</b>	4	-	-	-
<b>Julho</b>	5	-	-	-
<b>Agosto</b>	18	-	-	-
<b>Setembro</b>	42	-	-	-
<b>Outubro</b>	150	5879	5637	5431
<b>Novembro</b>	248	9779	9376	9033
<b>Dezembro</b>	244	9623	9227	8889
<b>Total</b>	1486	54782	52529	50604

A partir dos resultados da Tabela 5-3, nota-se uma boa capacidade das superfícies em coletar água de chuva para o aproveitamento, tornando-as uma potencial fonte de abastecimento de água para o lago do Parque da Cidade, uma vez que é comprovada a sua viabilidade técnica do ponto de vista quantitativo.

Com relação aos resultados das abordagens, considerando-se e desprezando-se os volumes captados pelo estacionamento 2, encontram-se nas Tabela 5-4 e Tabela 5-5, respectivamente. Ressalta-se que o telhado do Pavilhão de Exposições e o estacionamento 2 encontram-se em cotas inferiores ao lago 1, o que, em um primeiro momento, inviabilizaria o uso destes para o abastecimento do mesmo.

Ao analisar os resultados das Tabela 5-4 e Tabela 5-5, nota-se que o uso do volume aptado pelo estacionamento 2 garante um número maior de meses com a cota máxima, com uma demanda menor para o volume do reservatório. Levando-se em conta a literatura, que afirma

que o reservatório é a estrutura mais cara em um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais, assumiu-se que os custos de construção e manutenção de uma unidade de tratamento extra ou maior seriam menores que a construção e manutenção de um reservatório maior.

Ainda analisando as Tabelas 5.4 e 5.5, quanto aos volumes dos reservatórios, nota-se que, para um mesmo número de meses com a cota em sua altura máxima, têm-se volumes de reservatórios diferentes, sendo assim, dentre eles, deve-se escolher o menor valor de volume de reservatório, uma vez que o aumento no volume não representa um ganho no número final de meses em que o lago atinge cota máxima. Dito isso, avaliando-se os resultados da Tabela 5-4, por exemplo, nota-se que um reservatório que garante a permanência do lago na cota máxima por 4, 5, 6 e 12 meses, requer volumes mínimos de 12.306, 34.975, 79.775 e 117.258m<sup>3</sup>, respectivamente. Sendo assim, o volume requerido para a manutenção da cota máxima do lago por 4 meses é significativamente menor do que os demais, possibilitando inferir que este não garante segurança ao sistema. Por outro lado, os reservatórios requeridos para 6 e 12 meses apresentam volumes muito elevados, podendo inviabilizar a construção do sistema. Desse modo, adotou-se 5 meses como sendo o número ideal de meses em que a cota permanece em sua altura máxima.

A partir disso, buscou-se, entre as diferentes cotas avaliadas, a que garante a permanência da cota do lago em sua cota máxima por 5 meses e que tenha o menor volume de reservatório requerido. Dessa forma, chegou-se ao valor de cota mínima de 0,95m, considerando a utilização do volume coletado pelo estacionamento 2, que apresenta uma demanda ou volume de reservatório de 34.795m<sup>3</sup>.

Tabela 5-4. Avaliação do sistema com o uso da água coletada no estacionamento 2.

<b>Cota mínima (m)</b>	<b>Demanda lago 1 (m³)</b>	<b>Demanda lago 2 (m³)</b>	<b>Demanda Total (m³)</b>	<b>Número de meses com cota máxima</b>	<b>Cota máxima lago 1 (m)</b>	<b>Cota máxima lago 2 (m)</b>
1,50	34692	82566	117258	12	1,74	1,83
1,45	32474	77287	109761	6	1,74	1,83
1,40	30256	72008	102264	6	1,74	1,83
1,35	28038	66730	94768	6	1,74	1,83
1,30	25820	61451	87271	6	1,74	1,83
1,25	23602	56172	79775	6	1,74	1,83
1,20	21384	50894	72278	5	1,74	1,83
1,15	19166	45615	64782	5	1,74	1,83
1,10	16948	40337	57285	5	1,74	1,83
1,05	14731	35058	49788	5	1,74	1,83
1,00	12513	29779	42292	5	1,74	1,83
0,95	10295	24501	34795	5	1,74	1,83
0,90	8077	19222	27299	4	1,74	1,83
0,85	5859	13943	19802	4	1,74	1,83
0,80	3641	8665	12306	4	1,74	1,83

Tabela 5-5. Avaliação do sistema sem o uso da água coletada no estacionamento 2.

<b>Cota mínima (m)</b>	<b>Demanda lago 1 (m³)</b>	<b>Demanda lago 2 (m³)</b>	<b>Demanda Total (m³)</b>	<b>Número de meses com cota máxima</b>	<b>Cota máxima lago 1 (m)</b>	<b>Cota máxima lago 2 (m)</b>
1,50	34692	85003	119696	12	1,74	1,76
1,45	32474	81943	114417	6	1,74	1,76
1,40	30256	76953	107209	6	1,74	1,76
1,35	28038	71674	99713	6	1,74	1,76
1,30	25820	66396	92216	6	1,74	1,76
1,25	23602	61117	84719	5	1,74	1,76
1,20	21384	55839	77223	5	1,74	1,76
1,15	19166	50560	69726	5	1,74	1,76
1,10	16948	45281	62230	5	1,74	1,76
1,05	14731	40003	54733	4	1,74	1,76
1,00	12513	34724	47237	4	1,74	1,76
0,95	10295	29445	39740	4	1,74	1,76
0,90	8077	24167	32243	3	1,74	1,76
0,85	5859	18888	24747	3	1,74	1,76
0,80	3641	13610	17250	2	1,74	1,74

Uma vez estabelecido a cota mínima e o volume do reservatório, transformou-se o volume com o fator de segurança da norma, obtendo-se um reservatório de, aproximadamente, 42.000m<sup>3</sup>.

Ao aplicar esse valor de reservatório na série histórica de precipitação fornecida pelo INMET, obtiveram-se os resultados da Tabela 5-6.

Tabela 5-6. Resultados da análise da série histórica de dados de precipitação.

<b>Volume Reservatório (m<sup>3</sup>)</b>	<b>42.000</b>
<b>Falhas devido a tamanho do reservatório (número de meses)</b>	15
<b>Falhas por falta de água para encher o reservatório (número de meses)</b>	1
<b>Períodos avaliados (número de meses)</b>	300
<b>Falha (%)</b>	5,3
<b>Confiança do sistema (%)</b>	94,7

Devido ao elevado nível de confiança, acredita-se que o volume de reservatório encontrado seja satisfatório, salientando-se, ainda, que mesmo para os meses de falha do sistema, o volume de chuva coletado foi capaz de recuperar a sua cota máxima nos meses seguintes, não comprometendo o funcionamento do sistema ao longo do tempo.

#### **5.4. CONCENTRAÇÕES DOS POLUENTES NAS ÁGUAS PLUVIAIS DA ÁREA DE ESTUDO**

As cargas de poluição anuais calculadas a partir do método simples de Schueler encontram-se na Tabela 5-7.

Com relação aos resultados da estimativa de carga de poluição anual, como esperado para os estacionamentos, estes apresentaram, em geral, uma carga anual maior de poluentes, o que pode ser justificado pelas atividades que ocorrem nestas superfícies, quando comparadas aos telhados, relacionadas, principalmente, às intervenções humanas nestes locais. Dentre os parâmetros avaliados, destaca-se a alta carga de SST nos estacionamentos e de zinco nos telhados, justificado, possivelmente, pelo material de composição do mesmo que, ao sofrer intemperismo, acaba por liberar este metal para a água.

Tabela 5-7. Carga anual de poluentes, em kg/ano.

Poluente	Telhado do Pavilhão	Estacionamento 2	Estacionamento 1
SST	459,60	1.275,52	1.324,04
DBO	893,66	496,03	514,91
DQO	5.310,90	4393,45	4.560,59
Coliformes Fecais*	5.286.886,49	7.991.588,83	8.295.617,56
NT	107,24	89,76	93,17
PT	7,15	7,09	7,36
Zn	13,07	6,57	6,82
Pb	0,87	1,32	1,37
Cu	0,36	0,33	0,34

\*Em bilhões de colônias/ano.

Em relação aos resultados das concentrações médias dos poluentes nas águas pluviais coletadas por cada superfície, encontram-se na Tabela 5-8.

Tabela 5-8. Concentração média dos poluentes nas águas pluviais, em mg/L.

Poluente	Estacionamento 1	Telhado do Pavilhão	Estacionamento 2	Telhado e estacionamento 2
SST	23,28	7,90	25,21	16,37
PT	0,13	0,12	0,14	0,13
NT	1,64	1,84	1,77	1,81
Coliformes Fecais*	14588,01	9086,92	15792,45	12369,30
Cu	0,01	0,01	0,01	0,01
Zn	0,12	0,22	0,13	0,18
Pb	0,02	0,01	0,03	0,02
DBO	9,05	15,36	9,80	12,64
DQO	80,20	91,28	86,82	89,10

\*Em nº de coliformes/100mL.

A partir dos resultados encontrados e dos parâmetros da resolução CONAMA 357:2005 e 274:2000 apresentadas anteriormente, nota-se a necessidade de tratamento destas águas para o aproveitamento proposto, principalmente, em relação aos parâmetros coliformes fecais, fósforo e DBO. Portanto, a tecnologia de tratamento ou o arranjo escolhido deverá ter uma boa capacidade de remoção destes poluentes.

Em relação aos resultados obtidos para a situação de mistura das águas coletadas no telhado do Pavilhão de Exposições e no estacionamento 2, nota-se uma diluição dos poluentes do estacionamento 2 em detrimento do aumento de concentração dos poluentes na água do

telhado. Por conta disso, optou-se por desconsiderar a mistura dessas águas, considerando que a qualidade da água do telhado deverá ser preservada, mesmo que ao custo de um número maior de unidades de tratamento e aumento do volume de ações de manutenção. Esta opção justifica-se, também, pela maior segurança operacional do sistema, dado que um sistema descentralizado apresenta maior flexibilidade e menor potencial de causar impactos, em situações de problemas operacionais.

### **5.5. SELEÇÃO DA TECNOLOGIA DE TRATAMENTO**

Uma vez conhecidas as características médias de qualidade das águas pluviais coletadas e comprovada a necessidade de tratamento, considerou-se que as mesmas deverão ser submetidas a um pré-tratamento em uma unidade de remoção de sólidos grosseiros, dado que são coletadas em áreas públicas e estão sujeitas ao lançamento de resíduos sólidos pela população.

A partir das informações apresentadas na Tabela 3.6 acerca do percentual médio de remoção dos poluentes pelas tecnologias de tratamento, nota-se que o dispositivo de pré-tratamento tem capacidade de tratamento limitada, sendo efetivo somente para alguns tipos de poluentes. Ressalta-se também que a capacidade de tratamento dependerá também do modelo de estrutura de remoção de sólidos grosseiros adotado, uma vez que estes se apresentam em diferentes escalas de sofisticação. Sendo assim, dado que o objetivo principal do pré-tratamento neste trabalho é a remoção e resíduos sólidos foi selecionada a tecnologia do tipo rede. Devido a falta de informações acerca da capacidade de tratamento deste tipo de tecnologia, e por representar somente uma barreira física aos resíduos sólidos, a eficiência de tratamento por este tipo de dispositivo foi considerado desprezível, de forma que as concentrações dos poluentes na entrada das tecnologias de tratamento serão as mesmas obtidas nas estruturas de coleta.

Considerando isso, avaliou-se a capacidade das tecnologias citadas no item 3.5 removerem os poluentes das águas pluviais ao nível dos padrões das legislações. Para isso, calculou-se a concentração de saída dos poluentes para cada tecnologia, estando os resultados dessa análise apresentados nas Tabelas 5-9, 5-10 e 5-11.

Tabela 5-9. Concentração de saída das águas coletadas no telhado do Pavilhão de Exposições.

<b>Poluente</b>	<b>Valetas de infiltração</b>	<b>Filtro de Areia</b>	<b>Biorretenção</b>	<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	<b>Áreas Alagadas construídas</b>
<b>SST (mg/L)</b>	2,13	1,50	1,58	2,39	2,13
<b>PT (mg/L)</b>	0,09	0,06	0,04	0,072	0,063
<b>NT (mg/L)</b>	1,70	1,00	1,11	1,38	1,35
<b>Coliformes Fecais (n° coliformes/100mL)</b>	9086,92	5724,76	1108,60	2726,076	1999,122
<b>Cu (mg/L)</b>	0,004	0,004	0,0002	0,003	0,004
<b>Zn (mg/L)</b>	0,04	0,10	0,01	0,08	0,13
<b>Pb (mg/L)</b>	0,004	0,015	0,005	0,004	0,006
<b>DBO (mg/L)</b>	5,22	5,07	5,07	8,448	12,134
<b>DQO (mg/L)</b>	31,04	30,12	30,12	50,205	72,113

Tabela 5-10. Concentração de saída das águas coletadas no estacionamento 1.

<b>Poluente</b>	<b>Valetas de infiltração</b>	<b>Filtro de Areia</b>	<b>Biorretenção</b>	<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	<b>Áreas Alagadas construídas</b>
<b>SST (mg/L)</b>	6,29	4,42	4,66	7,04	6,29
<b>PT (mg/L)</b>	0,09	0,06	0,05	0,08	0,07
<b>NT (mg/L)</b>	1,52	0,89	0,98	1,23	1,21
<b>Coliformes Fecais (n° coliformes/100mL)</b>	14588,01	9190,44	1779,74	4376,40	3209,36
<b>Cu (mg/L)</b>	0,004	0,004	0,000	0,003	0,004
<b>Zn (mg/L)</b>	0,02	0,05	0,01	0,04	0,07
<b>Pb (mg/L)</b>	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01
<b>DBO (mg/L)</b>	3,08	2,99	2,99	4,98	7,15
<b>DQO (mg/L)</b>	27,27	26,47	26,47	44,11	63,36

Em relação às concentrações encontradas, nota-se que as tecnologias aplicadas foram ineficientes para o tratamento de coliformes fecais e fósforo, ao nível dos padrões da legislação, o que evidencia a necessidade da utilização de tecnologias com maior capacidade de remoção destes ou aplicação conjunta de duas ou mais tecnologias de tratamento.



Tabela 5-11. Concentração de saída das águas coletadas no estacionamento 2.

<b>Poluente</b>	<b>Valetas de infiltração</b>	<b>Filtro de Areia</b>	<b>Biorretenção</b>	<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	<b>Áreas Alagadas construídas</b>
<b>SST (mg/L)</b>	6,81	4,79	5,04	7,62	6,29
<b>PT (mg/L)</b>	0,10	0,07	0,05	0,08	0,07
<b>NT (mg/L)</b>	1,64	0,97	1,06	1,33	1,21
<b>Coliformes Fecais (n° coliformes/100mL)</b>	15792,45	9949,24	1926,68	4737,73	3209,36
<b>Cu (mg/L)</b>	0,004	0,004	0,000	0,003	0,004
<b>Zn (mg/L)</b>	0,03	0,06	0,01	0,05	0,07
<b>Pb (mg/L)</b>	0,01	0,03	0,01	0,01	0,01
<b>DBO (mg/L)</b>	3,33	3,23	3,23	5,39	7,15
<b>DQO (mg/L)</b>	29,52	28,65	28,65	47,75	63,36

Sendo assim, passou-se a avaliar a disposição conjunta de unidades de tratamento, porém, primeiramente, buscou-se identificar as tecnologias mais adequadas para o problema em questão, por meio da comparação das tecnologias utilizando-se das informações apresentadas no item 3.5 acerca das tecnologias de tratamento.

A análise comparativa das tecnologias foi feita por meio da adoção de um sistema de valoração. Em relação aos critérios apresentados em formato numérico, atribui-se a estas um valor na escala de 1 a 5, considerando a pontuação 1 para a tecnologia com o melhor benefício, em relação ao critério analisado, e 5 para a tecnologia com o pior desempenho (Tabela 5-12).

Tabela 5-12. Valoração adotada para os critérios expressos em formato numérico.

<b>Tecnologia</b>	<b>Custo construção</b>	<b>Custo operação</b>	<b>Demanda de área</b>	<b>Remoção de Fósforo</b>	<b>Remoção de Coliformes</b>
<b>Trincheira de infiltração</b>	3	5	3	5	5
<b>Filtro de Areia</b>	5	4	2	2	4
<b>Biorretenção</b>	4	3	1	1	1
<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	1	1	3	4	3
<b>Áreas Alagadas artificiais</b>	2	2	4	3	2

Por sua vez, os critérios expressos em termos de escala (baixa, média, alta) receberam valores de 1 a 3, considerando a pontuação 1 para aquela que representava o melhor benefício e 3 para a relacionada ao pior desempenho (Tabela 5-13). Ao final, somaram-se as pontuações dadas para cada critério da tecnologia e escolheu-se a tecnologia com a menor pontuação geral.

Tabela 5-13. Valoração adotada para os critérios expressos na forma de escala.

<b>Tecnologia</b>	<b>Valor paisagístico</b>	<b>Perda por evaporação</b>	<b>Potencial de criação de vetores</b>	<b>Necessidade de manutenção</b>
<b>Trincheira de infiltração</b>	3	1	1	1
<b>Filtro de Areia</b>	3	1	2	3
<b>Biorretenção</b>	1	2	2	2
<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	1	3	3	2
<b>Áreas Alagadas artificiais</b>	1	3	3	3

Os resultados da análise comparativa de valoração apresentam-se na Tabela 5-14

Tabela 5-14. Resumo dos valores adotados e resultado da comparação das tecnologias.

<b>Tecnologia</b>	<b>Valoração por critérios numéricos</b>	<b>Valoração por critérios nominais</b>	<b>Valor Total</b>
<b>Trincheira de infiltração</b>	21	6	27
<b>Filtro de Areia</b>	17	9	26
<b>Biorretenção</b>	10	7	17
<b>Bacias de Detenção Alagadas</b>	12	9	21
<b>Áreas Alagadas artificiais</b>	13	10	23

A partir dos resultados da análise comparativa, destacam-se as tecnologias de biorretenção, bacias de detenção alagadas e áreas alagadas artificiais. Considerando que a biorretenção é a tecnologia com o melhor desempenho para o sistema, optou-se por adotar ela como parte da solução e, em seguida, avaliou-se a eficiência de remoção desta em conjunto com as demais alternativas (Tabela 5-15).

Quanto aos resultados apresentados na Tabela 5-15, nota-se a capacidade das tecnologias aplicadas em conjunto removerem os poluentes a níveis condizentes com a legislação (Resolução CONAMA 357:2005 e 274:2000), com exceção ao fósforo total na combinação entre biorretenção e bacia de decantação. Em relação às concentrações finais de coliformes

fecais, particularmente, observa-se uma diferença significativa entre os valores encontrados com o uso de áreas alagadas artificiais e bacias de detenção, corroborando essa alternativa como a mais promissora entre as alternativas avaliadas. Entretanto, ressalta-se que a operação de uma área alagada artificial é mais complexa do que uma bacia de detenção, considerando as exigências de balanço nutricional das plantas e níveis máximos e mínimos de água na unidade de tratamento.

Por outro lado, devido aos longos tempos de detenção (20 a 40 dias) exigidos pelas bacias de detenção para a remoção efetiva dos poluentes, estas se tornam inviáveis, uma vez que o sistema de coleta e aproveitamento proposto foi dimensionado considerando o aproveitamento das águas coletadas, quase que de forma instantânea para os primeiros meses após o período de seca. Somam-se a isso, as altas taxas de evaporação da área de estudo, com potencial de consumir grandes volumes de água, tornando o sistema de aproveitamento ineficiente.

Sendo assim, considera-se que a combinação das tecnologias de biorretenção e de áreas alagadas artificiais seja a mais adequada ao local, tanto pela capacidade em remover os poluentes quanto pelo pequeno tempo de detenção. Quanto a limitação acerca da manutenção de cota de água no período de seca, este pode ser contornado pela recirculação de água do reservatório ou do próprio lago, ao ponto de garantir a sobrevivência da vegetação que compõem a tecnologia.

Tabela 5-15. Concentração final dos poluentes após tratamento por tecnologias em conjunto.

Poluente	Telhado pavilhão		Estacionamento 2		Estacionamento 1	
	Bacia de detenção e biorretenção	Áreas alagadas artificiais e biorretenção	Bacia de detenção e biorretenção	Áreas alagadas artificiais e biorretenção	Bacia de detenção e biorretenção	Áreas alagadas artificiais e biorretenção
<b>SST (mg/L)</b>	0,48	0,43	1,52	1,26	1,41	1,26
<b>PT (mg/L)</b>	0,025	0,022	0,029	0,023	0,027	0,023
<b>NT (mg/L)</b>	0,83	0,82	0,80	0,73	0,74	0,73
<b>Coliformes Fecais (n°/100mL)</b>	332,58	243,89	578,00	391,54	533,92	391,54
<b>Cu (mg/L)</b>	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
<b>Zn (mg/L)</b>	0,004	0,007	0,002	0,003	0,002	0,003
<b>Pb (mg/L)</b>	0,001	0,002	0,002	0,003	0,002	0,003
<b>DBO (mg/L)</b>	2,79	4,00	1,78	2,36	1,64	2,36
<b>DQO (mg/L)</b>	16,57	23,80	15,76	20,91	14,56	20,91

## 5.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA

Quanto ao dimensionamento das estruturas de remoção de sólidos grosseiros, considerou-se que as atuais estruturas de coleta, bocas de lobo e caixas de concreto para os estacionamentos e telhado, respectivamente, representam uma barreira de proteção do sistema de canos que conduzirá a água até a entrada da unidade de áreas alagadas artificiais.

Em relação às bocas de lobo dos estacionamentos, considerando a quantidade de resíduos sólidos encontradas no lugar, a frequência de uso do local e, também, a própria estrutura física (altura máxima da aberturada boca de lobo  $\leq 0,15\text{m}$ ), tem-se a formação de uma primeira barreira para sólidos grandes. Apesar disso, por segurança e baseado nas recomendações de BCC (2006), optou-se por adotar a instalação de um dispositivo de remoção de sólidos do tipo rede, com espaçamento menor que 5mm na entrada do sistema de área alagadas artificiais.

Por sua vez, para o telhado, devido à sua altura em relação ao solo e ausência de árvores de grande porte ao seu redor, espera-se que este apresente uma baixa geração de sólidos grosseiros. Apesar disso, uma vez que as caixas de concreto estão situadas no nível do solo, existe a possibilidade do lançamento de resíduos sólidos nessas por parte da população, sendo assim, optou-se por recomendar a instalação de um dispositivo de remoção de grosseiros do tipo rede na estrutura de entrada da unidade de áreas alagadas artificiais.

Quanto ao dimensionamento das áreas alagadas artificiais, os resultados do cálculo dos tempos de concentração da bacia, intensidade e vazões de projeto de cada uma das estruturas de coleta apresentam-se na Tabela 5-16.

Tabela 5-16. Resumos dos valores encontrados para tempo de concentração, intensidade e vazões de projeto para 1 e 100 anos de retorno.

<b>Superfície de coleta</b>	<b>Tempo de Concentração (min)</b>	<b>Intensidade Tr=1</b>	<b>Intensidade Tr=100</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s) Tr=1</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s) Tr=100</b>
<b>Telhado pavilhão</b>	5	152	393	1,62	4,18
<b>Estacionamento 1</b>	7,30	135	351	1,33	3,45
<b>Estacionamento 2</b>	7,13	136	354	1,39	3,61

A partir dos resultados da Tabela 5-16, foram determinados os respectivos valores de área correspondentes à eficiência de remoção desejada, apresentada nos gráficos da literatura, e, então, aplicou-se as relações de comprimento:largura, chegando-se às dimensões da zona de entrada das unidade de áreas alagadas, contidas na Tabela 5-17. Tabela 5-17. Resultados do dimensionamento da bacia de decantação e zona de entrada da unidade de áreas alagadas artificiais.

Superfície de coleta	Largura superfície (m)	Comprimento superfície (m)	Largura base (m)	Comprimento base (m)	Profundidade (m)	Área superficial (m <sup>2</sup> )
<b>Telhado Pavilhão</b>	7,7	31,0	0,5	23,8	1,8	240
<b>Estacionamento 1</b>	7,1	28,3	0,3	21,5	1,7	200
<b>Estacionamento 2</b>	7,2	28,6	0,4	21,8	1,7	205

Por sua vez, o dimensionamento da zona das macrófitas foi feito com base nos gráficos da literatura, em função da eficiência de remoção dos poluentes e das áreas impermeáveis da bacia. Sendo assim, uma vez encontradas as áreas superficiais da zona das macrófitas, aplicou-se a relação L:B, chegando-se aos resultados apresentados na Tabela 5-18.

Tabela 5-18. Resultados do dimensionamento da zona das macrófitas.

Superfície de coleta	Largura superfície (m)	Comprimento superfície (m)	Largura base (m)	Comprimento base (m)	Profundidade (m)	Área superficial (m <sup>2</sup> )
<b>Telhado do Pavilhão</b>	12,6	75,7	7,1	70,2	1,0	956
<b>Estacionamento 1</b>	12,1	72,8	6,6	67,3	1,0	883
<b>Estacionamento 2</b>	12,4	74,2	6,9	68,7	1,0	917

Quanto ao dimensionamento da unidade de biorretenção, os resultados do cálculo dos tempos de concentração da bacia, intensidade e vazões de projeto de cada uma das estruturas de coleta encontram-se na Tabela 5-19.

Tabela 5-19. Resumos dos valores encontrados para tempo de concentração, intensidade e vazões de projeto de 5 e 100 anos de retorno.

Superfície de coleta	Tempo de Concentração (min)	Intensidade Tr=5	Intensidade Tr=100	Vazão (m <sup>3</sup> /s) Tr=5	Vazão (m <sup>3</sup> /s) Tr=100
<b>Telhado do Pavilhão</b>	5	212	393	2,25	4,18
<b>Estacionamento 1</b>	7,30	189	351	1,86	3,45
<b>Estacionamento 2</b>	7,13	190	354	1,94	3,61

A partir dos resultados da Tabela 5-19, recorreu-se aos gráficos da literatura que indicam a área da unidade de biorretenção, em função da eficiência de remoção dos poluentes e das áreas impermeáveis da bacia. Sendo assim, a partir da área superficial, aplicou-se a relação L:B, determinando-se os componentes do dimensionamento da unidade de biorretenção (Tabela 5-20).

Tabela 5-20. Resultados do dimensionamento da unidade de biorretenção.

<b>Superfície de coleta</b>	<b>Largura superfície (m)</b>	<b>Comprimento superfície (m)</b>	<b>Largura base (m)</b>	<b>Comprimento base (m)</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b>Área superficial (m<sup>2</sup>)</b>
<b>Telhado do Pavilhão</b>	22,0	15,4	20,8	14,2	0,6	339
<b>Estacionamento 1</b>	21,1	14,8	19,9	13,6	0,6	313
<b>Estacionamento 2</b>	21,5	15,1	20,3	13,9	0,6	325

Uma vez conhecidas as dimensões da unidade de biorretenção, aferiu-se a vazão máxima de infiltração e verificou-se que a recomendação acerca da velocidade foi atendida (Tabela 5-21).

Tabela 5-21. Vazão máxima de infiltração e velocidades de escoamento na unidade de biorretenção.

<b>Superfície de coleta</b>	<b>Vazão máxima de infiltração (m/s)</b>	<b>Velocidade escoamento para Tr=5 (m/s)</b>	<b>Velocidade escoamento para Tr=10 (m/s)</b>
<b>Telhado do Pavilhão</b>	7,64	0,50	0,93
<b>Estacionamento 1</b>	6,52	0,43	0,80
<b>Estacionamento 2</b>	7,03	0,44	0,82

## **5.7. CONCEPÇÃO DO SISTEMA**

Considerando os resultados encontrados, buscou-se avaliar dentro da área de estudo a concepção do sistema proposto, isto é, o posicionamento das diferentes unidades, decisão sobre o tipo de reservatório a ser construído e funcionamento hidráulico do mesmo. A organização espacial do sistema aqui proposto encontra-se na Figura 5-12.

Em relação às superfícies de coleta, optou-se por utilizar o telhado do pavilhão e os estacionamentos 1 e 2 apresentados anteriormente. Devido à topografia do terreno, notou-se que somente o estacionamento 1 poderia fornecer água ao lago 1, sem a necessidade de

bombeamento e, devido a isso, propôs-se uma unidade de tratamento somente para as águas coletadas por essa estrutura.

Em relação ao abastecimento do lago 2, considerou-se a coleta das águas pluviais do estacionamento 2 e do telhado do Pavilhão. Uma vez que a qualidade da água coletada no estacionamento 2 era de pior qualidade, optou-se por separar o tratamento destas águas em duas unidades de tratamento distintas, acreditando-se que o tratamento em duas unidades independentes proporcione maior segurança operacional e mais eficiência na remoção dos poluentes.

Quanto à disposição das unidades de tratamento combinada, adotou-se como primeiro tratamento a unidade de áreas alagadas artificiais, devido à esta apresentar uma zona de entrada que se assemelha a uma bacia de decantação, na qual se espera remover a maior parte dos sedimentos. Essa escolha deu-se, também, devido à capacidade destas unidades operarem em uma faixa maior de variação de lâmina d'água, o que permite a amortização de chuvas intensas sem muitos danos à estrutura.





Figura 5-12 – Sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais proposto no trabalho.

Sendo assim, considerou-se o aprofundamento do lago do pesque pague em 2,8m, de forma que em sua nova configuração este apresente um volume de 42.000m<sup>3</sup>. Vale ressaltar que as perdas por evaporação e infiltração desta parte do lago já foram computados no balanço hídrico do lago, de forma que essas não influenciarão significativamente no volume reservado.

Dada a profundidade do reservatório, o aproveitamento das águas estará sujeito ao bombeamento da água reservada até o lago. Considerou-se, também, a necessidade do bombeamento dessas águas para a manutenção das plantas da unidade de biorretenção e da zona das macrófitas das áreas alagadas nos períodos de secas. A recirculação da água também apresenta o potencial de diminuir o tempo de armazenamento da água, diminuindo os riscos da perda de qualidade desta e de criação de condições ideais para geração de

vetores. Sendo assim, optou-se por pela construção de uma rede de recirculação ligada a cada uma das unidades de tratamento e aos lagos 1 e 2 para o seu abastecimento.

### 5.8. ESTIMATIVA DE CUSTOS E AVALIAÇÃO ECONÔMICA

O custo de construção do sistema de condução de água, apresenta-se na Tabela 5-22.

Tabela 5-22. Estimativa de custo de construção do sistema de condução.

<b>Material e Instalação</b>	<b>Valor Unitário (R\$/m)</b>	<b>Quantidade (m)</b>	<b>R\$</b>
<b>Canos de Concreto</b>	469,81	1700	798.677,00
<b>Canos PVC</b>	29,29	1700	49.793,00
<b>Total</b>			848.470,00

Os resultados da estimativa de custo de construção das unidades de tratamento encontram-se na Tabela 5-23.

Tabela 5-23. Estimativa de custo de construção do sistema de tratamento.

<b>Sistema de tratamento</b>	<b>Unidade de tratamento</b>	<b>Valor Unitário</b>	<b>Quantidade (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Custo Final (R\$)</b>
<b>Pré-tratamento</b>	Rede remoção de sólidos grosseiros	100R\$/m <sup>2</sup>	6	602,88
<b>Telhado</b>	Área alagada artificial	100AU\$/m <sup>2</sup>	1196	310.941,46
<b>Estacionamento 1</b>	Área alagada artificial	100AU\$/m <sup>2</sup>	1083	281.585,96
<b>Estacionamento 2</b>	Área alagada artificial	100AU\$/m <sup>2</sup>	1122	291.620,24
<b>Telhado</b>	Biorretenção	150AU\$/m <sup>2</sup>	339	132.037,65
<b>Estacionamento 1</b>	Biorretenção	150AU\$/m <sup>2</sup>	313	121967,54
<b>Estacionamento 2</b>	Biorretenção	150AU\$/m <sup>2</sup>	325	126607,63
	<b>Total</b>			1.265.363,36

Na Tabela 5-24, por sua vez, apresenta-se a estimativa de custo de manutenção das unidades de tratamento.

Tabela 5-24. Estimativa de custo anual de manutenção do sistema de tratamento.

<b>Sistema de tratamento</b>	<b>Unidade de tratamento</b>	<b>Valor Unitário</b>	<b>Custo Final (R\$)</b>
<b>Pré-tratamento</b>	Rede remoção de sólidos grosseiros	1.000R\$/ano	1.000,00
<b>Telhado</b>	Área alagada artificial	2% Custo Construção	6.218,83
<b>Estacionamento 1</b>	Área alagada artificial	2% Custo Construção	5.631,72
<b>Estacionamento 2</b>	Área alagada artificial	2% Custo Construção	5.832,40
<b>Telhado</b>	Biorretenção	7% Custo Construção	9.242,64
<b>Estacionamento 1</b>	Biorretenção	7% Custo Construção	8.537,73
<b>Estacionamento 2</b>	Biorretenção	7% Custo Construção	8.862,53
<b>Total</b>			<b>45.325,85</b>

Os custos de construção do reservatório apresentam-se resumidos na Tabela 5-25.

Tabela 5-25. Custos de construção do reservatório.

<b>Atividade/material</b>	<b>Valor Unitário</b>	<b>Quantidade</b>	<b>R\$</b>
Escavação (R\$/m <sup>3</sup> )	12,64 R\$/m <sup>3</sup>	46.200,0 m <sup>3</sup>	583.968,00
Muro de contenção de concreto armado	534,48 R\$/m <sup>3</sup>	1.381,8 m <sup>3</sup>	738.544,46
Montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas	24,13 R\$/m <sup>2</sup>	3.948,0 m <sup>2</sup>	95.265,24
<b>Total</b>			<b>1.417.777,70</b>

Em relação ao sistema geral, considerou-se a compra de 3 kits de bomba, com um valor de aquisição de R\$39.989,00 e custo de operação/manutenção da ordem de R\$30.000 por ano, considerando o custo de energia e substituição de peças, estando os resultados dos custos totais do sistema proposto resumidos na Tabela 5-26.

Tabela 5-26. Resumo dos custos dos sistemas propostos.

<b>Sistema</b>	<b>Custo Construção (R\$)</b>	<b>Custo Manutenção (R\$/ano)</b>
<b>Coleta</b>	0,00	1.000,00
<b>Condução</b>	848.470,00	0,00
<b>Tratamento</b>	1.265.363,36	45.325,85
<b>Reservatório</b>	1.417.777,70	0,00
<b>Geral</b>	39.988,92	30.000,00
<b>Extra</b>	10%	10%
<b>Total</b>	3.928.759,98	83.958,43

Uma vez obtidos os custos do sistema alternativo proposto no presente trabalho, calculou-se os valores futuros de operação e manutenção do sistema alternativo e do sistema existente, resultando nos valores apresentados na Tabela 5-27.

Tabela 5-27. Anuidades, Valor Futuro e Valor Presente dos custos de manutenção e operação ao longo da vida útil do projeto.

	<b>Custos de manutenção e operação do sistema alternativo proposto (R\$)</b>	<b>Custos de manutenção e operação do sistema existente (R\$)</b>
<b>Anuidade</b>	83.958,44	453.261,88
<b>Valor Futuro</b>	2.776.165,78	14.987.536,66
<b>Valor Presente</b>	1.046.307,68	5.648.644,94

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5-27, calculou-se o custo total da alternativa proposta, sendo este R\$ 4.975.067,78. Disso, percebe-se que a alternativa proposta neste trabalho tem um custo menor que a continuidade da operação nos moldes atuais, sendo este R\$ 5.648.644. Pelo exposto, considera-se que o sistema alternativo tem o potencial de economizar, ao final de sua vida útil, R\$ 673.577,16. Ademais, a análise pelo método *payback* retornou um valor de, aproximadamente, 0,88, o que representa um tempo de retorno do investimento de 17 anos.

## **6. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES**

Em relação ao objetivo geral deste trabalho, isto é, propor um sistema de coleta e aproveitamento de águas pluviais para abastecimento do lago do Parque da Cidade, acredita-se que este tenha sido alcançado, uma vez que foi possível avaliar e dimensionar os diferentes componentes desse sistema.

Quanto aos objetivos específicos, foi comprovada a viabilidade técnica e econômica do sistema proposto. Sendo assim, acredita-se que o conteúdo deste trabalho pode ser utilizado como referência de projetos futuros de aproveitamento de águas de chuva para o abastecimento deste lago, considerando as devidas adaptações.

A partir das informações levantadas em campo, conclui-se que o atual modelo de operação do lago tem sido ineficiente na manutenção da cota de água e nos cuidados com a poluição do lago, dada a quantidade de resíduos sólidos encontrados na água.

Pelo tratamento dos dados de precipitação e evaporação e pela análise do balanço hídrico do lago, foi possível identificar a tendência do lago em perder sua cota d'água ao longo do tempo, dado que as médias encontradas demonstram um déficit de precipitação em relação a evaporação na área de estudo.

Os resultados da análise sobre a quantidade de superfícies a serem utilizadas na coleta de água indicaram que o uso de dois estacionamentos proporciona um maior número de meses com o lago em seu volume máximo com uma demanda de reservatório menor. Com base nisso e considerando uma cota mínima de 0,95m, encontrou-se a demanda de água de 34.795,28m<sup>3</sup>, sendo equivalente a um reservatório com volume de 42.000m<sup>3</sup>.

Ainda tratando-se do dimensionamento do reservatório, acredita-se que a metodologia aplicada gerou resultados satisfatórios, uma vez que ao ser avaliado na série histórica, obteve-se um bom nível de confiança, sendo assim, o valor encontrado pode servir de referência para uma futura análise.

A partir dos resultados da análise das cargas de poluentes geradas verificou-se a necessidade de tratamento das águas pluviais coletadas, considerando os parâmetros de qualidade da água exigidos para o contato primário, principalmente, em relação aos parâmetros coliformes fecais, fósforo e DBO. Sendo assim, acredita-se que os valores obtidos são razoáveis, porém

como foram utilizadas informações da literatura internacional, recomenda-se que, em uma análise futura, sejam feitos estudos específicos da qualidade das águas pluviais do local e nas superfícies utilizadas como referência neste trabalho.

Os resultados da seleção das tecnologias de tratamento indicaram que as tecnologias mais apropriadas a serem aplicadas na área de estudo são biorretenção, áreas alagadas artificiais e bacias de retenção. Apesar da combinação entre biorretenção e uma das outras duas tecnologias atingirem os parâmetros de qualidade contidos nas Resoluções CONAMA legislação, a combinação utilizando a tecnologia de áreas alagadas artificiais se mostrou a mais eficiente, por conta da sua eficiência na remoção dos coliformes fecais, fósforo e ao seu baixo tempo de retenção.

Apesar da capacidade de tratamento do conjunto de tecnologias adotado, em uma análise futura, poderão ser consideradas outras tecnologias ou ser avaliado o aumento das dimensões das unidades de tratamento, de forma a obter melhores eficiências, ao ponto de eliminar a necessidade do tratamento combinado. Acerca do processo de decisão das alternativas tecnológicas, pode-se considerar que a decisão acerca das tecnologias foi adequada, porém, acredita-se que este processo possa ser refinado pela adoção de pesos às categorias avaliadas.

Pelos resultados da avaliação econômica, em si, apesar de mostrar maior eficiência no tempo de vida útil do projeto proposto neste trabalho, as pequenas diferenças nos montantes finais indica que, em situações de projetos reais, será necessário maior detalhamento na avaliação de custos, para que a concepção econômica do projeto seja mais precisa e próxima da realidade.

Por fim, conclui-se que os sistemas de coleta e aproveitamento de águas pluviais têm um grande potencial de gerar economia, em termos financeiros e de consumo de água potável para fins semelhantes.

Além do exposto, recomenda-se, também, um estudo mais aprofundado da topografia local e, principalmente, das estruturas do lago, para que se conheça a batimetria e o volume total deste com maior precisão. Recomenda-se, adicionalmente, a realização de estudos da qualidade da água atual no lago, para que se possa comparar com os parâmetros considerados neste estudo, de forma a subsidiar a seleção de tecnologias e processos a serem aplicados relacionados ao tratamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 10844 (1989). *Instalações prediais de águas pluviais*.

ABNT NBR 12217(1994). *Projetos de reservatório de distribuição de água para abastecimento público*.

ABNT NBR 5626(1998). *Instalação predial de água fria*.

ABNT NBR 15.527 (2007). *Aproveitamento de água de chuva de cobertura em áreas urbanas para fins não potáveis*.

Agência reguladora e fiscalizadora do Distrito Federal – ADASA (2016a). *Medição Atual dos reservatórios*. <

[http://www.adasa.df.gov.br/index.php?option=com\\_content&view=article&id=1694&Itemid=306](http://www.adasa.df.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=1694&Itemid=306)>. Acesso em: 25/11/2016.

Agência reguladora e fiscalizadora do Distrito Federal – ADASA (2016b). *Mapas do DF*. <<http://www.adasa.df.gov.br/images/stories/anexos/mapas/solos.pdf>> Acesso em: 27/11/2016.

Adelaide Department of Planning and Local Government – ADPLG (2010). *Water Sensitive Urban Design Technical Manual for the Greater Adelaide Region, Government of South Australia, Adelaide*. Austrália..

AEC WEB (2016). *Calhas e rufos podem evitar infiltrações*. <[http://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/calhas-e-rufos-podem-evitar-infiltracoes\\_8756\\_0\\_1](http://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/calhas-e-rufos-podem-evitar-infiltracoes_8756_0_1)> acessado em 16/11/2016.

Akram F., Rasul M., Khan M., Amir M. (2014). *A Review on Stormwater Harvesting and Reuse*. International Journal of Environmental, Ecological, Geological and Mining Engineering Vol:8 Nº:3.

Anecchini, K.P.V. (2005). Aproveitamento da água da chuva para fins não potáveis na cidade de Vitória (ES). Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil.150p.

Balina Water (2016). *Flooding and Ballina Floodplain*.< <http://www.ballinawater.com.au/general-information/urban-water-cycle/stormwater-overview.html>> acessado em: 16/11/2016.

Balthazar, J. C. (2013). *Engenharia Economica. Brasilia, Brasil 45p*.

BRASIL. *Resolução n° 274*, de 29 de novembro de 2000.

BRASIL. *Resolução n° 357*, de 17 de março de 2005.





Clayton, R. A., Schueler, T. R. (1996). Design of stormwater filtering systems. Maryland, Maryland, E.U.A. 220p.

Clearwater (2012). *Case study: Geelong Stormwater Harvesting Projects*. 3p.

Clearwater (2013). *Royal Botanic Gardens – Working Wetlands*. 4p.

ClimateTech wiki (2016). *Rainwater harvesting*. <<http://www.climatetechwiki.org/content/rainwater-harvesting>>, acessado em 17/11/2016.

Containment Solutions (2016). *Underground Rainwater Tanks*. <<http://www.containmentsolutions.com/flowtite-water-storage/rainwater-harvesting/underground-rainwater/>>, acessado em 25/11/2016.

Dacach, N. G. (1990). *Saneamento básico*, 3 ed. Rio de Janeiro: Didática e Científica, 1990.

Daily, C., Wilkins, C. (2012). *Basis componentes of a rainwater storage system*. Arizona, E.U.A 2p.

Department of Environment and Conservation of New South Wales –DEC (2006). *Managing Urban Stormwater – Harvesting and Reuse*. Sydney, Australia 72p.

Instituto Nacional de Meteorologia - INMET, (2016). *Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa – BDMEP, Estação Brasília*. <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>>, acessado em: 26/06/2016.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (2014). *Mapa Pedológico Digital – SIG Atualizado do Distrito Federal Escala 1:100.000 e uma síntese do texto explicativo*. Brasília, Brasil, 29p.

ESRI (2007). *Albers Equal Area Conic*. <<http://webhelp.esri.com/arcgisdesktop/9.2/index.cfm?TopicName=Albers%20Equal%20Area%20Conic>> acessado em 28/11/2016.

Fitch, M. G. (2004). *Manual of practice for stormwater managment*. Virginia, E.U.A. 135p.

Gasrdenista(2016). *5 Favorites: Gutter Guards*.<<http://www.gardenista.com/posts/mesh-gutter-leaf-guard/>> acessado em 17/11/2016.

Hagemann, S. E. (2009). *Avaliação da qualidade da água da chuva e da viabilidade de sua captação e uso*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de engenharia civil, Santa Maria, Brasil 140p.

Júnior, A. R. B. (2016). *Escoamento superficial*. Elementos de Hidrologia Aplicada. 64p.

Georgia State (2001). *Georgia Stormwater Managment Manual*. Volume 2. Georgia, E.U.A. 884p.

- Guo , J. C. Y. E., Ubornas, B. 1996. *Maximized detention volume determined by runoff capture ratio*. Journal of water resources and Planning. 1996, p.33-39.
- Handerson Water Utility (2016). *Spring Rains and Stormwater Drains*. <http://www.hkywater.org/i-didnt-know-that/spring-rains-and-stormwater-drains> acessado em: 18/11/2016.
- Lopes, J. E. G.; Santos, R. C. P. (2002). Capacidade de reservatórios. São Paulo, Brasil. 64p.
- Horner, R., Shaver, E., Skupien J., May, C.Ridley, G. (2007). *Fundamentals of Urban Runoff Management: Technical and Institutional Issues*. North America Lake Management Society. Wisconsin, E.U.A. 327p.
- Leinster, S. (2004). Shaun Leinster, Engenheiro Senior, Ecological Engineering Pty Ltd, Brisbane, Queensland, entrevista.
- May, S. (2004). *Estudo da viabilidade do aproveitamento de água de chuva para consumo não potável em edificações*. Avaliação da qualidade da água da chuva e da viabilidade de sua captação e uso. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de engenharia de Construção Civil, São Paulo, Brasil 159p.
- Minnesota Pollution Control Agency - MPCA (2011). *Best Management Practices Construction Costs, Maintenance Costs, and Land Requirements*. Minnesota, U.S.A. 39p.
- Mitchcon (2016). <<http://www.mitchcon.com.au/#!basements>> Acesso em 03/12/2016.
- Niggini, S. N. (1999). Optimization of Rainwater Catchment Systems Design Parameters in the Arid and Semiarid Lands of Kenya. Quênia. 8p.
- Operador Nacional do Sistema Elétrico (2004). *Evaporações líquidas nas usinas hidrelétricas*. Rio de Janeiro, Brasil. 61p.
- Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (PDDU) (2009). *Manual Técnico 1 – Manual Técnico dos Modelos Hidrológico e Hidráulico*.133p.
- Pinto, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Sólidos. 3rd edição. Oficina de texto. São Paulo, Brasil.363p.
- Righetto, A. (2009). *Manejo de águas pluviais Urbanas*. ABES. Rio de Janeiro, Brasil, 396p.
- Rupp, R. F., Munarin, U., Ghisi, E. (2011). *Comparação de métodos para dimensionamento de reservatorios de água pluvial*. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 11, n. 4, p. 47-64.
- Rusciano, G. M., Obropta, C.C. (2005). *Efficiency of bioretention systems to reduce fecal coliform counts in stormwater*. New Jersey, E.U.A. 9p.

Steuer, J., Selbig, W., Hornewer, N., Prey, J. (1997). *Source of Contaminations in an urban basin in Marquette, Michigan and Analysis of Concentration, Loads, and Data Quality*. United States Geological Survey. Wisconsin, U.S.A. 29p.

Stormwater Systems (2016). StormX. < <http://stormwatersystems.com/stormx-netting-trash-trap/>> acessado em: 01/12/2016.

Tasmanian Environmental Protection Agency – EPA-Tasmania (2012). *Water Sensitive Urban Design: Engineering procedures for stormwater management in Tasmania*. 432p.

Taylor, A. (2005). *Structural stormwater quality bmps cost/size relationship information from the literature*. Urban Stormwater Quality Program Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology. 16p.

Texas Water Development Board (TWDB), 2005. *The Texas Manual on Rainwater Harvesting*. 3<sup>rd</sup> edição. Texas, E.U.A 88p.

The Renewable Energy Hub (2016). *Large Scale & Commercial Rainwater Harvesting* <<https://www.renewableenergyhub.co.uk/rainwater-harvesting-information/large-scale-and-commercial-rainwater-harvesting.html>>, Acessado em: 01/12/2016.

Thomas, T., McGeever, B. (1997). *Underground Storage of rainwater for domestic use including construction details of a low-cost cistern and pumps*. Uganda. 43p.

Thomas, T. (2004). *Choosing rainwater tank for the sertão*. Disponível em <[http://www.abcmac.org.br/files/simposio/3simp\\_terrytomas\\_choosingrainwater.pdf](http://www.abcmac.org.br/files/simposio/3simp_terrytomas_choosingrainwater.pdf)> Acessado em: 22/11/2016

Tomaz, P. (2012). *Dimensionamento de reservatórios de água de chuva*. 23p.

Tomaz, P. (2013). *Tempo de concentração*. 39p.

Tomaz, P. (2015). *Aproveitamento de água de chuva*. 513p.

Tucci, C. (2005). *Gestão de Águas Pluviais Urbanas*. Ministério das Cidades. Brasília, Brasil, 192p.

United Nations Environment Programme – UNEP (2002). *Rainwater Harvesting and Utilisation: An Environmentally Sound Approach for Sustainable Urban Water Management : an Introductory Guide for Decision-makers*. IETC Urban Environment series, Volume 2. Nairobi, Quênia. 16p.

United States Environmental Protection Agency – US-EPA (1999). *Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices*. Washington DC, E.U.A. 214p.

United States Environmental Protection Agency – US-EPA (2008). *Handbook for developing watershed plans to restore and protect our water*. Washington DC, E.U.A. 400p.

Urban Landscapes (2016). *Birrarung Marr stormwater*

*harvesting system.* 9p.

Villela, S.; Mattos, A. (1975). *Hidrologia Aplicada*. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo, Brasil, 245p.

Von Sperling, M. (1996), *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. Belo Horizonte, Brasil.

Wossink, A., Hunt, B. (2003). *The economics of structural stormwater bmps in North Carolina*. Carolina do Norte, E.U.A. 54p.