Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Seiti Caio Contardo Pereira Ogawa

Avaliação dos Custos de Implantação de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana na Comunidade Jardim Vitória, Rio de Janeiro/RJ

Rio de Janeiro
2019

Seiti Caio Contardo Pereira Ogawa

Avaliação dos Custos de Implantação de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana na Comunidade Jardim Vitória, Rio de Janeiro/RJ

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre ao Programa de Pós–Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de Concentração: Saneamento Ambiental – Controle de Poluição Urbana e Industrial.

Orientador: Prof Dr. Alfredo Akira Ohnuma Jr.

Coorientador: Prof. Dr. Adacto Benedicto Ottoni

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

O34 Ogawa, Seiti Caio Contardo Pereira.
Avaliação dos custos de implantação de técnicas compensatórias de drenagem urbana na comunidade Jardim Vitória, Rio de Janeiro/RJ / Seiti Caio Contardo Pereira Ogawa. – 2019.
156f.

Orientador: Alfredo Akira Ohnuma Junior.
Coorientador: Adacto Benedicto Ottoni
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia ambiental - Teses. 2. Controle de inundações - Teses. 3. Escoamento urbano - Teses. 4. Solos - Percolação - Teses. I. Ohnuma Junior, Alfredo Akira. II. Ottoni, Adacto Benedicto. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 626.86

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Seiti Caio Contardo Pereira Ogawa

Avaliação dos Custos de Implantação de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana na Comunidade Jardim Vitória, Rio de Janeiro/RJ

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Estado do Rio de Janeiro Área de Concentração: Saneamento Ambiental – Controle da Poluição Urbana e Industrial.

Aprovado em

Banca Examinadora:

_____

Prof Dr. Alfredo Akira Ohnuma Jr., D. SC. (Orientador)

Faculdade de Engenharia - UERJ

_____

Prof. Dr. Adacto Benedicto Ottoni, D. SC. (Coorientador)

Faculdade de Engenharia - UERJ

_____

Prof. Dr. Marcelo Obraczka, D.SC.

Faculdade de Engenharia - UERJ

_____

Prof. Dr. Paulo Luiz da Fonseca, D.SC.

Universidade Federal Fluminense - UFF / Fundação Rio-Águas

Rio de Janeiro

2019

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Celia e Daizo, pelo apoio e incentivo incondicionais. Obrigado por sempre priorizarem meus estudos e por, mesmo quando eu negava a necessidade de auxílio, tentarem me dar todo a ajuda e suporte necessários. Sempre serei grato ao constante esforço de vocês para que eu trilhasse meu caminho da melhor forma possível.

À minha namorada Tayná, cuja vontade e esforço na realização de seu curso de mestrado me inspiraram a fazer o mesmo. Sua companhia nos estudos nos finais de semana permitiu que esses anos fossem muito mais fáceis.

Ao meu orientador, Akira, que me foi tão solicito e participativo. Obrigado por sempre estar disposto a me atender e orientar, mesmo quando estava atarefado com diversas demandas da UERJ.

Ao meu coorientador, Adacto, por conferir uma visão diferente do tema. Seus conselhos e sugestões engradeceram o trabalho.

Aos demais professores do PEAMB, cujo conhecimento transmitido já me foi útil em diversos momentos da minha vida profissional.

Você coloca a água em um copo, ela se torna o copo.
Você coloca a água em uma garrafa, ela se torna a garrafa.
Você coloca ela em uma chaleira, ela se torna a chaleira.
A água pode fluir ou pode destruir.
Seja como a água, meu amigo.

Bruce Lee

RESUMO

OGAWA, Seiti Caio Contardo Pereira. *Avaliação dos Custos de implantação de técnicas compensatórias de drenagem urbana na comunidade Jardim Vitória, Rio de Janeiro/RJ.* 2019. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

A Cidade do Rio de Janeiro sofre com recorrentes cheias, que causam perdas econômicas e de vidas humanas. A crescente frequência de eventos de inundação prova que é necessário um novo paradigma de projeto para sistemas de drenagem, que restaure o ciclo hidrológico natural das bacias urbanas, aumentando sua capacidade de evapotranspiração e infiltração. Recentemente, um número substancial de estudos de campo e de laboratório têm avaliado técnicas compensatórias de drenagem, que podem reduzir os impactos negativos da urbanização na hidrologia e na qualidade da água. Um dos locais onde sua implementação pode representar um modelo de atenuação dos impactos das cheias urbanas, é a Comunidade Jardim Vitória, no bairro de Santa Cruz, Rio de Janeiro/RJ. O objetivo desta dissertação foi analisar os impactos que a implementação de três diferentes técnicas compensatórias de drenagem urbana teriam sobre os custos da obra e sobre a vazão transferida para jusante na Comunidade Jardim Vitória. Para isso se dimensionou e orçou os sistemas de drenagem em quatro diferentes cenários, os quais foram: apenas com rede tradicional de drenagem, com acréscimo de pavimento permeável, trincheiras de infiltração e bacia de detenção. As vazões de pico nos cenários com emprego dessas técnicas foram amortecidas respectivamente em 59,57%, 17,54% e 86,72%, conforme chuva de projeto de 10 (dez) anos. Além disso as vazões específicas foram reduzidas de 213,03 L/s.ha para 86,12 L/s.ha com os pavimentos permeáveis, 175,67 L/s.ha com utilização das trincheiras de infiltração, e 28,30 L/s.ha com a bacia de detenção. Ao orçar a construção dos sistemas de drenagem se encontrou um encarecimento de 39% 12% e 55% nos respectivos cenários. Contudo, apesar dos custos diretos dos cenários terem aumentado, as técnicas resultam em impactos econômicos benéficos relacionados à contenção das cheias nos locais em que ocorrem, evitando sua transferência para jusante. Assim, além de reduzir obras de micro e macrodrenagem que necessitam aperfeiçoamento devido ao aumento do volume do escoamento superficial resultante da urbanização de áreas a montante, também se mitigam as perdas econômicas causadas pelas cheias

Palavras-chave: Técnicas Compensatórias; Drenagem Urbana; Pavimento Permeável; Trincheira de Infiltração; Bacia de Detenção.

ABSTRACT

OGAWA, Seiti Caio Contardo Pereira. *Evaluation of urban drainage compensatory techniques implementation costs in the Jardim Vitoria community, Rio de Janeiro/RJ*. 2019. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

Rio de Janeiro's city suffers from recurrent flooding, which causes economic and human losses. The increasing frequency of flood events proves that is needed a new design paradigm of drainage systems, which will restore the natural hydrological cycle of the urban watersheds, increasing their evapotranspiration and infiltration capacity. Recently, a substantial number of field and laboratory studies have evaluated compensatories drainage techniques that can reduce the negative impacts of urbanization on hydrology and water quality. One of the places where its implementation can represent a mitigation of the impacts of urban floods is the Jardim Vitoria Community, in the district of Santa Cruz, Rio de Janeiro / RJ. The objective of this dissertation is to analyze the impacts that the implementation of three different urban drainage compensatories techniques would have on the costs of the construction and on the flow transferred downstream in the Jardim Vitória Community. For this, the drainage systems were designed and estimated in four different scenarios, which were: only with traditional drainage network, with an increase of permeable pavement, infiltration trenches and detention basin. The peak flows in the scenarios using these techniques were respectively reduced by 59.57%, 17.54% and 86.72%, according to the project rainfall of 10 (ten) years. In addition, the specific flow rates were reduced from 213.03 L / s.ha to 86.12 L / s.ha with permeable pavements, 175.67 L / s.ha with use of infiltration trenches, and 28.30 L /s.ha with the detention basin. When budgeting the construction of drainage systems, an increase in the costs of 39% 12% and 55% in the respective scenarios was found. However, although the direct costs of the scenarios have increased, the techniques result in beneficial economic impacts related to the containment of the floods where they occur, avoiding their transfer downstream. Thus, in addition to reducing micro and macro drainage interventions that need improvement due to the increase of surface runoff's volume, economic losses caused by floods are also mitigated.

Keywords: Compensatory Techniques; Urban Drainage; Permeable Pavement; Infiltration Trench; Detention Basin.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Tubo de Drenagem (a); Tubo de Ligação e Poço de Visita (b); Sarjeta e Caixa de Ralo (c) e Tampão e Pescoço (d) 20
Figura 2 - Exemplo de perfil tipo de pavimento permeável. 30
Figura 3 - Exemplo de pavimento de blocos vazados (a); intertravado permeável (b); concreto permeável (c); asfalto poroso (d) 31
Figura 4 - Exemplificação de infiltração de água em pavimento intertravado permeável com drenos inferiores. 32
Figura 5 - Exemplificação de infiltração de água em pavimento de concreto permeável sem drenos inferiores. 32
Figura 6 - Trincheira de Infiltração construída ao lado de via pavimentada 36
Figura 7 - Seção típica de uma trincheira de infiltração com drenos verticais 37
Figura 8 - Construção de trincheira de infiltração com tubo perfurado de 200 mm 37
Figura 9 - Bacia de Detenção *In Line* 43
Figura 10 - Bacia de Detenção *Off Line* 44
Figura 11 - Dispositivo recomendado para maximizar o tempo de detenção da bacia 45
Figura 12 - Bacia de Detenção utilizado como campo de futebol em São Bernardo do Campo, São Paulo (a); como quadra esportiva na Avenida Polônia, Porto Alegre (b) 47
Figura 13 - Áreas de Planejamento do Município do Rio de Janeiro. 50
Figura 14 - Localização da Comunidade Jardim Vitória - Rio de Janeiro/RJ 52
Figura 15 - Situação urbanística da Comunidade Jardim Vitória - Rio de Janeiro/RJ 53
Figura 16 - Boletim de Sondagem do Solo realizado na Comunidade Jardim Vitória – Rio de Janeiro/RJ 54
Figura 17 - Área de influência da equação IDF da Comunidade Jardim Vitória 55
Figura 18 - Trechos onde se aplicou o Método Cinemático e a Equação de *Kirpich* no PV 4-1. 58
Figura 19 - Divisão do talvegue adotada para a utilização da equação de *Kirpich*. 60
Figura 20 - Triângulo Textural 67
Figura 21 - Infiltração acumulada no tempo *"t"*. 69

Figura 22 - Exemplificação das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento com utilização do pavimento permeável (Cenário 2). 72
Figura 23 - Exemplificação das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento com utilização das trincheiras de infiltração (Cenário 3). 74
Figura 24 - Exemplificação das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento com utilização da bacia de detenção (Cenário 4). 76
Figura 25 - Amortecimento realizado pelos pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração e bacia de detenção 77
Figura 26 - Exemplificação da localização dos pavimentos permeáveis nas áreas de calçamento disponíveis na área de estudo. 82
Figura 27 - Exemplificação da localização das trincheiras em seção disponível intermediária na área de estudo. 87
Figura 28 - Localização da bacia de detenção na área da comunidade de estudo. 92
Figura 29 - Croqui da escavação para instalação das tubulações de drenagem urbana. 95

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Gastos da Prefeitura do Rio de Janeiro com ações para conter enchentes, saneamento, drenagem e proteção de encostas. 24
Gráfico 2 - Hidrogramas nos cenários com rede convencional (1), pavimento permeável (2) e trincheira de infiltração (3) no PV-10. 102
Gráfico 3 - Hidrogramas nos cenários com rede convencional (1), pavimento permeável (2), trincheira de infiltração (3) e bacia de detenção (4) no PV-17..... 103
Gráfico 4 - Custos das redes de drenagem e técnicas compensatórias 111

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Coeficientes IDF aplicados para a Comunidade Jardim Vitória - Rio de Janeiro/RJ 55
Quadro 2 - Tempos de concentração recomendados em função da tipologia da área a montante. 57
Quadro 3 - Dados utilizados no cálculo da declividade média do talvegue no PV 4-1..... 61
Quadro 4 - Coeficientes de chuva IDF e *Talbot* da Comunidade Jardim Vitória – Rio de Janeiro/RJ. 62
Quadro 5 - Valores definidos para capacidade inicial de infiltração do solo. 65
Quadro 6 - Valores tabulados de capacidade final de infiltração 66
Quadro 7 - Valores tabulados de capacidade final de infiltração 68
Quadro 8 - Condutividade hidráulica e distâncias mínimas entre trincheiras de infiltração e construções vizinhas. 85
Quadro 9 - Dimensões dos tubos de concreto armado para águas pluviais com encaixe ponta e bolsa ou macho e fêmea. 95
Quadro 10 - Dimensões utilizadas para o cálculo de escavação dos poços de visita. 96
Quadro 11 - Altura utilizada ($H_{utilizado}$) nas Trincheiras de Infiltração..... 100
Quadro 12 - Volumes de armazenamento de infiltração das técnicas compensatórias. 104
Quadro 13 - Volumes precipitados, transferidos para jusante e amortecidos nos cenários. .. 106
Quadro 14 - Vazões específicas dos cenários. 107
Quadro 15 - Comprimento total e diâmetro de manilhas utilizadas nos diferentes cenários. 109
Quadro 16 - Quantidades e dimensões dos poços de visita utilizados nos diferentes cenários. 109
Quadro 17 - Orçamento da rede tradicional de drenagem dos diferentes cenários. 110
Quadro 18 - Valor gasto por litro amortecido da vazão pluvial. 112

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação (1) 56
Equação (2) 56
Equação (3) 57
Equação (4) 59
Equação (5) 59
Equação (6) 61
Equação (7) 62
Equação (8) 62
Equação (9) 62
Equação (10) 63
Equação (11) 64
Equação (12) 69
Equação (13) 78
Equação (14) 78
Equação (15) 78
Equação (16) 79
Equação (17) 83
Equação (18) 83
Equação (19) 88
Equação (20) 88
Equação (21) 88
Equação (22) 88
Equação (23) 89
Equação (24) 89
Equação (25) 93
Equação (26) 93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AP	Asfalto Poroso
AP-5	Área de Planejamento 5
BV	Blocos Vazados
Comlurb	Companhia Municipal de Limpeza Urbana
CP	Concreto Permeável
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
EMOP	Empresa de Obras Públicas do Estado do Rio de Janeiro
IP	Intertravado Permeável
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
NO_3	Nitrato
NT	Nitrogênio Total
PI	Pavimento Impermeável
PV	Poço de Visita
SECONSERMA	Secretaria Municipal de Conservação e Meio Ambiente
SST	Sólidos Totais em Suspensão
Tc	Tempo de Concentração
TR	Tempo de Recorrência

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 15
Problemática e Justificativa 15
Objetivos Geral e Específicos 17
1 DRENAGEM URBANA TRADICIONAL 18
1.1 Principais Dispositivos utilizados em um projeto tradicional de microdrenagem 18
1.2 Conceitos Utilizados no Projeto de Microdrenagem 21
1.3 Causas das Cheias Urbanas na Cidade do Rio de Janeiro 22
2 TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM URBANA 27
2.1 Pavimento Permeável 29
2.1.1 Impactos quali-quantitativos do pavimento permeável no escoamento das águas pluviais 33
2.2 Trincheira de Infiltração 35
2.2.1 Impactos quali- quantitativos da trincheira de infiltração no escoamento das águas pluviais 41
2.3 Bacia de Detenção 43
2.3.1 Impactos quali- quantitativos da bacia de detenção no escoamento das águas pluviais 48
3 METODOLOGIA 50
3.1 Área de Projeto 50
3.2 Dimensionamento do Sistema de Microdrengem 54
3.2.1 Equação de *Talbot* 61
3.3 Método da Curva Envelope 63
3.4 Cálculo da Infiltração pelo Método de *Horton* 64
3.5 Dimensionamento da Rede de Drenagem com Técnicas Compensatórias 70
3.6 Dimensionamento do Pavimento Permeável 78
3.7 Dimensionamento da Trincheira de Infiltração 84
3.8 Dimensionamento da Bacia de Detenção 89
3.9 Critérios para Estimativas de Custos dos Cenários 94
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 98
4.1 Dimensionamento das Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana 98

4.2 Comparação das Vazões de Pico nos Diferentes Cenários 101
4.3 Comparação de Quantidades e Custos dos Diferentes Cenários 108
CONCLUSÕES 113
SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 115
REFERÊNCIAS 116

INTRODUÇÃO

Problemática e Justificativa

No Brasil, o planejamento do processo de urbanização é realizado apenas para as áreas ocupadas pela população de média e alta renda, o que em áreas mais pobres ocasiona ocupações em áreas de risco, de modo a favorecer inundações e deslizamentos de encostas (TUCCI, 2005).

Além disso, a crescente população urbana resulta na remoção da cobertura vegetal e impermeabilização do solo, o que reduz sua capacidade de filtrar e armazenar água. Isso gera uma maior carga de poluentes lançados em corpos aquáticos receptores, maior volume escoado superficialmente e maiores descargas de vazões de pico (HOSS; FISCHBACH; MOLINA-PEREZ, 2016; RECANATESI *et al.*, 2017).

A urbanização também aumenta a aceleração dos escoamentos, resultado do conceito higienista, que visa a rápida expulsão das cheias da localidade, evitando qualquer tipo de incômodo que a água poderia provocar, sem se preocupar com os impactos à jusante (POLETO, 2011). Contudo, a maior velocidade de escoamento resulta em um menor tempo de concentração na bacia e, consequentemente, uma maior vazão de pico a jusante. Tal fato, com frequência ocasiona cheias em áreas que anteriormente não sofriam com esses problemas, visto que a ocupação urbana nos vales normalmente se desenvolve no sentido de jusante para montante (CANHOLI, 2005).

Essas são algumas das razões pelas quais as inundações são o desastre natural mais comum, sendo responsável por 40% de todos os desastres naturais entre 1985 e 2010. Somente em 2010, as inundações foram responsáveis por mais de 8100 mortes e pela desmobilização de mais de 179 milhões de pessoas (CENTER FOR RESEARCH OF THE EPIDEMIOLOGY OF DISASTERS/OFFICE OF FOREIGN DISASTER ASSISTANCE (CRED/OFDA), 2011 apud FERREIRA; GHIMIRE, 2012). Além disso, em 2015, os danos causados por desastres hidrológicos foram estimados em cerca de 3,4 bilhões de dólares no Estados Unidos, 1,5 bilhões de dólares no Chile e 1,4 bilhões de dólares no Japão (GUHA-SAPIR; HOYOIS; BELOW, 2015).

Como solução para essas inundações geralmente se utilizam práticas tradicionais de drenagem urbana, focadas na modificação da geometria dos canais, pois a adoção de grandes obras de canalização tendem a aumentar a vazão resultante. Contudo, essa solução, além de extremamente onerosa, pode não sanar o problema ou até mesmo piorá-lo (RECANATESI *et al.*, 2017; TUCCI, 2005).

Um exemplo disse é o Programa Reconstrução-Rio, um programa emergencial, criado pelo Governo do Estado do Rio de Janeiro para melhorar a infraestrutura urbana das áreas afetadas por cheias, com ênfase em obras de macrodrenagem no valor total de US$ 150 milhões. Se constatou que cerca de 30% dos gastos do programa foram empregados refazendo obras de engenharia, projetadas no passado sem a devida atenção aos possíveis efeitos nos sistemas de drenagem (GOVERNO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO, 1996).

Dessa forma, se evidencia a importância econômica de espaços para infiltração, retenção, acumulação e escoamento, pois além de reduzir os prejuízos causados pelas cheias, evita gastos com obras para contê-las (NETTO, 1998). Além disso, se estima que para cada dólar investido em saneamento básico, sejam economizados 4,3 dólares devido à redução dos custos ligados à saúde (WORLD HEALTH ORGANIZATION, 2014).

A crescente frequência de eventos de inundação também prova que é necessário um novo paradigma de projeto para sistemas de drenagem, que vise restaurar o ciclo hidrológico natural das bacias urbanas, aumentando sua capacidade de evapotranspiração e infiltração (BRUNETTI; ŠIMŮNEK; PIRO, 2016).

Um número substancial de estudos de campo e de laboratório têm avaliado técnicas compensatórias de drenagem, que podem reduzir os impactos negativos da urbanização na hidrologia e na qualidade da água (LIU *et al.*, 2015). Além de diminuir o volume e o pico de descarga do escoamento das águas pluviais, essas técnicas reduzem as cargas de poluentes no escoamento, pois favorecem os processos de infiltração da água no solo (HOSS; FISCHBACH; MOLINA-PEREZ, 2016).

Um dos locais onde sua implementação pode representar um modelo de atenuação dos impactos das cheias urbanas, é a Macrorregião da Baía de Sepetiba, no município do Rio de Janeiro. Segundo o “Plano Municipal de Saneamento Básico da Cidade do Rio de Janeiro” (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015), essa localidade possui diversos loteamentos irregulares com problemas ambientais, dentre os quais se destacam as inundações.

Nesse contexto define-se como estudo de caso a comunidade Jardim Vitória, localizada na Macrorregião da Baía de Sepetiba, considerando a existência de base topográfica disponível. Nessa localidade, se desenvolveu a hipótese de que a utilização de técnicas compensatórias de drenagem urbana, ao amortecer a vazão destinada a jusante pelas galerias de águas pluviais, pode reduzir custos relativos à construção da rede tradicional de drenagem urbana.

Objetivos Geral e Específicos

O objetivo geral deste trabalho é analisar os impactos do amortecimento da vazão de pico e seus reflexos positivos em termos de redução dos custos de implantação resultantes da utilização das técnicas compensatórias pavimento permeável, trincheira de infiltração e bacia de detenção na comunidade Jardim Vitória – Rio de Janeiro/RJ.

Os objetivos específicos são:

- comparar cenários de utilização de sistemas de drenagem convencional e técnicas compensatórias de drenagem para a área de projeto selecionada;
- avaliar impactos econômicos na rede de drenagem dos diferentes cenários.

1 DRENAGEM URBANA TRADICIONAL

Os sistemas de drenagem urbana podem ser divididas em dois grupos: microdrenagem e macrodrenagem. O primeiro grupo abrange o escoamento que se inicia nas edificações, segue para seus coletores pluviais, escoa para as sarjetas e entra nos bueiros e galerias, veiculando vazões inferiores ou iguais a 10 m^3/s. Os estudos contemplam os traçados da rua, detalhes de largura de pavimentação, perfis transversais e longitudinais, topografia, declividades e tipo de utilização viária (NETTO, 1998; PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2010). A macrodrenagem contempla a área total da bacia, o escoamento natural, a ocupação, a cobertura vegetal e os cursos d'água urbanos (NETTO, 1998).

Este trabalho teve como foco exclusivamente o estudo de soluções de microdrenagem.

1.1 Principais Dispositivos utilizados em um projeto tradicional de microdrenagem

Um projeto clássico de drenagem urbana consiste em medidas de se retirar o mais rápido possível a água precipitada em uma localidade e lançá-la em um deságue apropriado, a partir da utilização de diversos dispositivos.

A sarjeta constitui um dispositivo como uma faixa de via pública paralela e vizinha ao meio fio, que transporta as águas pluviais que incidem sobre os arruamentos. A Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010) recomenda declividade longitudinal mínima de 0,2% e trechos planos com largura de 0,60 m.

Segundo Netto (1998), em geral as guias têm 0,15 m de altura e capacidade hidráulica é definida admitindo um enchimento máximo de 0,13 m. Contudo, de acordo com a Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010) sua capacidade deve ser calculada de modo que sua faixa inundável não ultrapasse 0,80 m nas vias principais, nem 1,00 m nas vias secundárias, e que sua velocidade não seja superior a 3,0 m/s. Como o Projeto Viário frequentemente é elaborado com a utilização de critérios que não consideram sua função de transporte hidráulico, se deve comparar a vazão gerada pela chuva de projeto com sua capacidade

hidráulica, e assim determinar a localização das caixas de ralo e bocas de lobo que vão retirar essas águas da superfície das ruas.

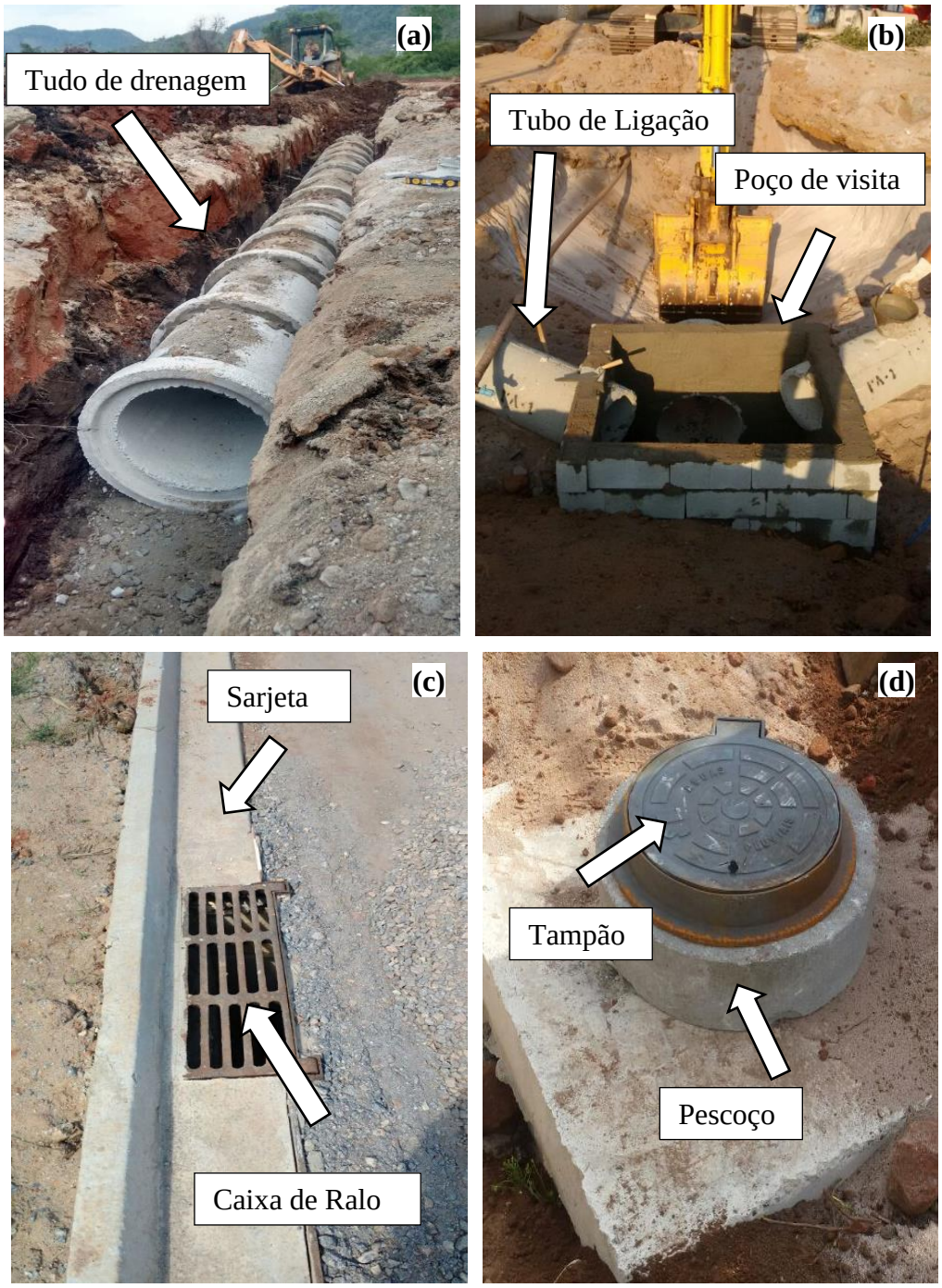
Esses dispositivos que captam a água que escoa pela sarjeta também são necessários quando há pontos de menor cota nas vias. Além disso, como usualmente a seção transversal das ruas é feita de forma que haja um ponto alto em sua mediatriz, é necessário que sejam instalados em ambos lados das faixas das sarjetas.

Das caixas de ralo a água é transportada para os poços de visita (PV's) por meio de tubos de ligação, os quais devem possuir diâmetro e declividade mínimos de 0,40 m e 0,5%, respectivamente (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2010).

Os poços de visita são estruturas construídas em pontos estratégicos, como na interseção de ruas, pois é nessa estrutura que é feita a interligação de condutos de ruas que se cruzam. Sua localização também pode ser escolhida para que seja feita uma mudança de direção das tubulações, diâmetro ou declividade. Os poços de visita também atuam como câmaras visitáveis, de forma que seu tamanho deve ser suficiente para a entrada de uma pessoa e permita o acesso às galerias para inspeção e desobstrução.

Por fim, a água é escoada até o deságue pelas galerias de águas pluviais, as quais, segundo a Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010), devem possuir trechos com comprimentos maiores do que 30 m e menores do que 40 m, independentemente de seu diâmetro. Os dispositivos principais do sistema de microdrenagem estão apresentados na Figura 1.

Figura 1 - Tubo de Drenagem (a); Tubo de Ligação e Poço de Visita (b); Sarjeta e Caixa de Ralo (c) e Tampão e Pescoço (d)



Fonte: O Autor, 2019.

1.2 Conceitos Utilizados no Projeto de Microdrenagem

No dimensionamento da rede de drenagem são utilizados conceitos de engenharia abordados como itens fundamentais aos cálculos de vazões e seções de escoamento. A bacia hidrográfica, cujos limites são coincidentes com a linha de cumeada, representa um divisor de águas, de modo que se considera a área onde toda a água precipitada irá convergir para um ponto de saída comum, denominado exutório.

Contudo, por se tratar de um projeto de microdrenagem, a escala é otimizada de acordo com a área de contribuição da microbacia, onde a delimitação não deve considerar apenas as curvas de nível do local, especialmente quando se trata de uma área urbanizada. Nesse caso, é necessário ponderar a localização de prédios e muros, assim como analisar o Projeto Viário das ruas, pois as sarjetas que conduzem as água acompanham os limites do projeto. Assim, é possível delimitar as áreas de microbacia que irão contribuir para cada PV de forma específica.

Por outro lado, nem toda água que precipita nessas microbacias irá se converter em escoamento superficial. Isso depende, entre outros fatores, da permeabilidade do solo e de sua declividade. Em solos mais argilosos, por exemplo, a água costuma encontrar maior dificuldade para infiltrar do que em solos arenosos. Outra questão é o uso e a ocupação do solo, assim, como forma de se analisar se a área de projeto é mais urbanizada, coberta por superfícies impermeáveis, ou mais agrícola, onde maior parcela de água irá infiltrar e ser armazenada no solo. Para a inclusão dessa questão no dimensionamento da rede se utilizam os coeficientes de escoamento superficial, como valores empíricos tabelados para áreas homogêneas ou calculados a partir da média ponderada dos coeficientes das áreas parciais.

Apesar de ser um tópico pouco abordado nos projetos de drenagem, a umidade inicial do solo também influencia diretamente na sua capacidade de infiltração, pois se o solo já estiver saturado ou com uma certa umidade, ao ocorrer uma nova precipitação sua capacidade de absorver essa água será inferior à que teria se estivesse seco, o que resulta em uma maior vazão de escoamento superficial.

Além disso, considera-se a distribuição espacial da chuva, já que em áreas maiores a distribuição da precipitação média geralmente é menor do que a pontual. De acordo com a

Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010), para as áreas com mais de um hectare, é necessário a utilização de um coeficiente de abatimento; como o desenvolvido pelo "*National Weather Service*", no qual o valor da área da microbacia é elevado a "-0,15". Esse valor, em seguida, é utilizado para o cálculo das vazões pelo método racional modificado.

Outro fator que interfere nesse dimensionamento, visto que é inversamente proporcional à vazão de projeto, é o tempo de concentração. Esse tempo representa quanto demora para que a água precipitada no ponto mais distante da bacia estudada se desloque até o ponto analisado, ou seja, considerando que a duração da chuva é maior ou igual a esse tempo, é o tempo necessário para que toda a bacia contribua para esse ponto. Segundo Silva (2015), também pode ser definido como o tempo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma, cujo pode ser realizado por fórmulas, como: George Ribeiro, Kirpich, Kerby ou Método Cinemático.

Por outro lado, nas galerias de águas pluviais, se considera que o tempo de concentração é o mesmo do poço de visita mais a montante acrescido do tempo de percurso por dentro das manilhas até o PV estudado.

O Tempo de Recorrência (TR), também conhecido como Período de Retorno, atua sobre o dimensionamento conferindo o grau de segurança que o projeto irá fornecer à população, visto que é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido no ano. Por exemplo, um TR de vinte anos significa que é admitido um risco de 5% de ocorrer um evento num dado ano que a obra projetada não irá comportar.

Nos cálculos hidráulicos do projeto, o coeficiente de rugosidade ou de Manning da tubulação é afetado por outros fatores além do tipo de revestimento, como crescimento de vegetação, processos de erosão ou sedimentação.

1.3 Causas das Cheias Urbanas na Cidade do Rio de Janeiro

As inundações podem ser divididas em dois tipos: naturais e as decorrentes da urbanização. As naturais ocorrem devido as variabilidades temporal e espacial da precipitação e do escoamento na bacia hidrográfica. As resultantes da urbanização ocorrem por conta do efeito da impermeabilização do solo, da canalização ou obstruções do escoamento (TUCCI, 2008).

Segundo (PARKINSON, 2002), o grande problema das cheias se dá na operação e manutenção da rede, pois as autoridades urbanas geralmente são ineficazes em lidar com a escala do problema. Como os materiais não são descartados nem recolhidos adequadamente, frequentemente se depositam em caixas de ralo e bocas de lobo, o que reduz sua capacidade.
Em entrevista dada ao "O Globo" sobre as cheias que ocorreram no início de 2018, o professor Paulo Canedo do Laboratório de Hidrologia da Coppe/UFRJ, e Haroldo Mattos de Lemos, o presidente da Sociedade dos Engenheiros e Arquitetos do Estado do Rio de Janeiro (Seaerj), apontam como causa das inundações na cidade do Rio de Janeiro problemas na conservação dos sistemas de drenagem de águas pluviais.

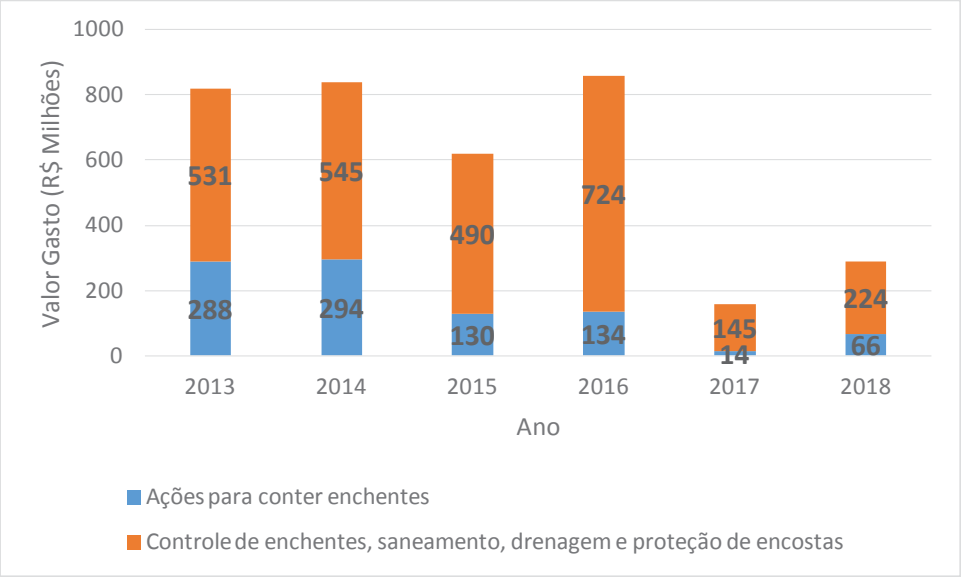
> "Jardim Botânico, Lagoa e Catete são regiões que têm encosta íngreme, com rios pequenos que descem e ficam muito planos até chegarem ao mar. Mas isso não deveria trazer nenhum grande problema de inundação. Portanto, os rios não são a questão, mas, sim, o sistema de microdrenagem. Não há por que o Jardim Botânico encher pois a água poderia escoar para o mar do Leblon. É má conservação, entupimento mesmo. Problema do sistema de microdrenagem da região "(CANEDO, 2018)

> "Falta um planejamento de limpeza e os governos municipais estão cansados de saber disso. Durante o ano inteiro, jogam lixo no sistema de drenagem. É nesta época do ano que vem a conta. Se tivessem feito uma programação de limpeza, as enchentes não ocorreriam com esta frequência. Na região do Rio Acari, o problema é o lixo que jogam nos rios, porque o sistema de coleta naquela parte da cidade e na Baixada não é adequado. Na Tijuca, os reservatórios já estão com suas capacidades comprometidas por falta de manutenção" (MATTOS, 2018)

Um dos fatores que dificulta a atuação do poder público na manutenção desses sistemas é a redução nos investimentos realizados. No levantamento feito pelo "G1" no "Portal da Transparência Municipal", como apresentado no Gráfico 1, se percebe que a redução dos gastos em ações para controlar as enchentes, assim como considerando as despesas com ações e programas de drenagem, saneamento e proteção de encostas.

Contudo, devido à ausência de dados de registro da ocorrência de enchentes, não é possível afirmar se essa redução dos investimentos foi coincidente com um aumento da frequência de cheias.

Gráfico 1 - Gastos da Prefeitura do Rio de Janeiro com ações para conter enchentes, saneamento, drenagem e proteção de encostas.



Fonte: Portal da Transparência Municipal apud G1, 2019.

Segundo Parkinson (2002), a questão das cheias urbanas é agravada pelo fato de que em muitos casos o departamento responsável pela gestão de resíduos sólidos não é o mesmo que o responsável pela limpeza do sistema de microdrenagem, como é o caso da cidade do Rio de Janeiro.

De acordo com o decreto nº 43915 de 31 de outubro de 2017, compete à Secretaria Municipal de Conservação e Meio Ambiente (SECONSERMA) a função de planejar e coordenar as atividades de conservação e manutenção de galerias de águas pluviais e cursos d´água de pequena vazão, bem como o planejamento e coordenação de atividades relativas ao licenciamento de obras que interfiram na rede de drenagem das águas pluviais. Por outro lado, os serviços de limpeza de logradouros e coleta e disposição final de lixo, segundo o Decreto-lei nº 102, de 15 de maio de 1975, são de responsabilidade da Companhia Municipal de Limpeza Urbana (Comlurb).

A Fundação Rio-Águas, da cidade do Rio de Janeiro, é a responsável pela manutenção e conservação dos cursos d'água do município, a elaboração de estudos, projetos e execução de

obras de drenagem, assim como o licenciamento de obras particulares (PREFEITURA DO RIO DE JANEIRO, 2018).

Outro fator causador das cheias foi a crescente urbanização e ocupação irregular do solo. De acordo com o Plano Municipal de Saneamento Básico da Cidade do Rio de Janeiro "O crescimento da cidade acabou exigindo que fossem ocupadas áreas aterradas e mais ou menos niveladas, que mais tarde acabariam sendo as mais castigadas pelas inundações". Esse rápido crescimento das cidades também aumenta a impermeabilização dos solos e o escoamento superficial, de forma que a drenagem anteriormente projetada passa a não suportar a nova vazão com o aumento do deflúvio superficial.

A falta de clareza de algumas diretrizes é outro problema. Um exemplo disso é o "Plano Municipal de Saneamento Básico da Cidade do Rio de Janeiro", onde se descreve inicialmente a interconexão do sistema de drenagem com a rede de esgotos como uma solução inovadora, sendo em seguida caracterizada como negativa, frisando que o sistema separador absoluto foi legalmente instituído para todo o território nacional. Assim, não se define com clareza se tais interconexões devem ser evitadas, incentivadas ou utilizadas apenas em situações específicas.

> "As condições climáticas (tropical com chuvas muito mais intensas) peculiares do Brasil e uma urbanização baseada na ocupação de lotes grandes e ruas largas acabou condicionando à adoção de um sistema inédito, com custos de implantação mais baixos e, consequentemente menores tarifas a serem pagas pelos usuários: o Sistema Separador Parcial, que coletava além de esgotos domésticos também as vazões pluviais de pavimentos, telhados e pátios."(PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015)

> "A maioria dos corpos hídricos da cidade do Rio de Janeiro recebe esgotos, sendo a interconexão do sistema de drenagem com a rede de esgotos a principal responsável por isso. O despejo de efluentes sanitários no sistema de drenagem pluvial torna ambos os sistemas vulneráveis, sendo essa a principal causa de poluição dos corpos receptores.
> (...)

> A contaminação dos sistemas de drenagem pluvial e de seus corpos receptores danifica os ecossistemas e submete as populações a riscos epidemiológicos.
> Apesar do sistema "separador absoluto" ter sido legalmente instituído para todo o território nacional, grande parcela do sistema de drenagem pluvial da cidade do Rio de janeiro recebe ainda, de forma clandestina, despejos de esgotos de origem doméstica e industrial." (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015)

Fatores que usualmente não são relacionados com a ocorrência de cheias também podem estar intensificando a ocorrência desses eventos. Ferreira e Ghimire (2012) analisaram em 129 países a relação da ocorrência de cheias urbanas com aspectos socioeconômicos, como: população, crescimento da população urbana, renda e corrupção. Em seus resultados, perceberam que em alguns cenários essas variáveis foram estatisticamente mais significativas do que a cobertura vegetal na quantidade de cheias que aconteceram. Tal fato se explica pelo crescimento da população urbana, o que pode acarretar mudanças no uso da terra, e a renda per capita e a corrupção, que determinam a quantidade e eficiência da provisão de bens públicos para o controle de cheias.

Portanto, é possível perceber a diversidade de razões que acarretam o complexo problema que são as inundações urbanas na cidade do Rio de Janeiro.

2 TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM URBANA

Também conhecidas como técnicas não convencionais de drenagem urbana, são dispositivos ou conceitos diferenciados de projeto, cuja aplicação ainda não se encontra disseminada. Apesar de diferirem do conceito tradicional de canalização, podem estar a ela associados, visando a adequação ou otimização do sistema de drenagem (CANHOLI, 2005).

Dessa forma, tem como objetivo o amortecimento da vazão escoada superficialmente para as galerias e rios. Essas técnicas podem aumentar a infiltração ou detenção, diminuir a velocidade de escoamento, ou aumentar a taxa de evapotranspiração. Nesse sentido, consideram-se os impactos da urbanização de forma global, tendo a bacia hidrográfica como base de estudo e compensação dos efeitos da urbanização (GONÇALVES; BAPTISTA; RIBEIRO, 2016).

O "Plano Municipal de Saneamento Básico da Cidade do Rio de Janeiro" (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015) apresenta como diretrizes e premissas que nortearam os estudos de controle das cheias na cidade a não transferência das inundações para jusante, devendo ser contidas em sua própria bacia hidrográfica e o amortecimento das cheias rápidas prioritariamente com medidas de reservação.

> "Não transferir inundações para jusante. O controle das cheias deve ser necessariamente realizado nos locais da bacia hidrográfica onde estas são geradas, salvo nos casos em que haja um receptor, natural ou artificial, com capacidade suficiente para suportar o afluxo adicional de vazões sem provocar inundação. Esta diretriz conduz à premissa de que o tratamento das inundações por meio de reforço de capacidade das galerias e canais somente será aplicável quando o exutório final desse reforço for o oceano, uma lagoa ou reservatório construído para essa finalidade. No caso da cidade do Rio de Janeiro, a opção de reforço é a mais adequada quando o mar for o exutório final." (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015)

> "Tratar "*flash floods*" (cheias rápidas) prioritariamente com medidas de reservação – reservatórios de "pé de morro". Na cidade do Rio de Janeiro é

> comum a ocorrência das chamadas cheias rápidas, decorrentes de precipitações de curta duração e alta intensidade, em áreas de elevada declividade, como montanhas e maciços. Os resultados são cheias de picos altos e curta duração, com baixos volumes de escoamento. O abatimento desse tipo de hidrograma é feito por meio de reservatórios instalados imediatamente após o final do trecho de alta declividade. São chamados reservatórios de "pé de morro", adequados para essa situação, uma vez que as obras de alargamento das calhas para atender esse pico de vazão seriam extremamente dispendiosas em relação ao benefício, pois devido a sua curta duração, a calha ficaria ociosa na maior parte do tempo. Além disso, as enxurradas provenientes das áreas altas transportam um grande volume de sedimentos, incluindo lama, vegetação, pedras e, no caso de áreas ocupadas, lixo. A remoção de todo esse material é mais facilmente realizada quando acumulado em um único local, ou seja, no reservatório, e não ao longo de todo o canal. Esse tipo de reservatório agrega ainda o benefício de proteger a rede de drenagem a jusante, de processos erosivos e assoreamento decorrentes do transporte dos sedimentos." (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015)

Além disso, a Resolução Conjunta SMG/SMO/SMU nº 001 de 27 de janeiro 2005 obriga a construção de reservatórios para o amortecimento das vazões pluviais em novos empreendimentos, na cidade do Rio de Janeiro, com área impermeabilizada de quinhentos metros quadrados ou mais.

> "Art. 1º - Fica obrigatória, nos empreendimentos novos, Públicos e Privados que tenham área impermeabilizada igual ou superior a quinhentos metros quadrados e nos demais casos previstos no Decreto nº 23940 de 2004, a construção de reservatório de retardo destinado ao acúmulo das águas pluviais e posterior descarga para a rede de drenagem e de um outro reservatório de acumulação das águas pluviais para fins não potáveis, quando couber." (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2005)

Os capítulos 2.1, 2.2 e 2.3, respectivamente, apresentam as três técnicas compensatórias de drenagem urbana avaliadas neste trabalho: pavimento permeável, trincheira de infiltração e bacia de detenção.

2.1 Pavimento Permeável

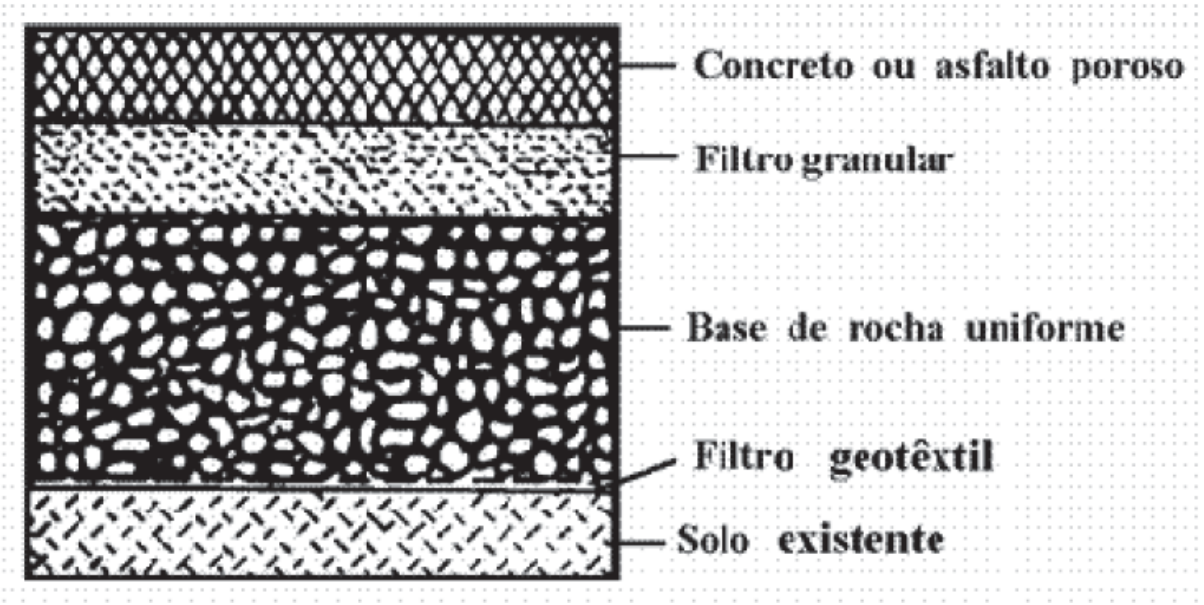
Pavimento permeável é uma infraestrutura multifuncional, que possui capacidade de carga de tráfego ao mesmo tempo que modifica componentes dos ciclos hidrológicos e térmicos, sendo capaz de clarificar as águas da drenagem urbana (SANSALONE *et al.*, 2012) e reduzir a impermeabilização efetiva das áreas desenvolvidas (WRIGHT WATER ENGINEERS; GEOSYNTEC CONSULTANTS, 2010).

É composto por superfícies porosas ou perfuradas que permitem parte do escoamento superficial infiltrar dentro de uma camada de reservação formada por pedras de granulometria diferenciada e situada sob o terreno (JUNIOR; BARBASSA, 2006). O pavimento permeável pode possuir geotêxtis para evitar a colmatação e drenos inferiores para, caso haja necessidade, escoar o excesso de água. (DRAKE; BRADFORD; VAN SETERS, 2014, LEE *et al.*, 2014).

A colmatação de uma estrutura de infiltração consiste na deposição de material particulado fino, preenchendo os vazios do meio poroso. As partículas maiores ficam retidas nas camadas superiores e as menores são carreadas para as partes mais profundas. Assim, o meio poroso, após certo tempo, perde sua capacidade de condutividade hidráulica. Ao longo prazo a infiltração de águas pluviais na estrutura pode se tornar nula, uma vez que o sistema perde sua função drenante e passa a se comportar como estrutura impermeável (VIRGILIIS, 2009).

Uma seção típica da estrutura do pavimento permeável está apresentada na Figura 2.

Figura 2 - Exemplo de perfil tipo de pavimento permeável.



Fonte: Tucci, 2005.

Entre os tipos de pavimentos permeáveis pode-se citar blocos vazados (BV), intertravado permeável (IP), concreto permeável (CP) e asfalto poroso (AP) (TUCCI, 2005, WRIGHT WATER ENGINEERS AND GEOSYNTEC CONSULTANTS, 2010,LEE *et al.*, 2014). Esses tipos de pavimentos estão ilustrados na Figura 3.

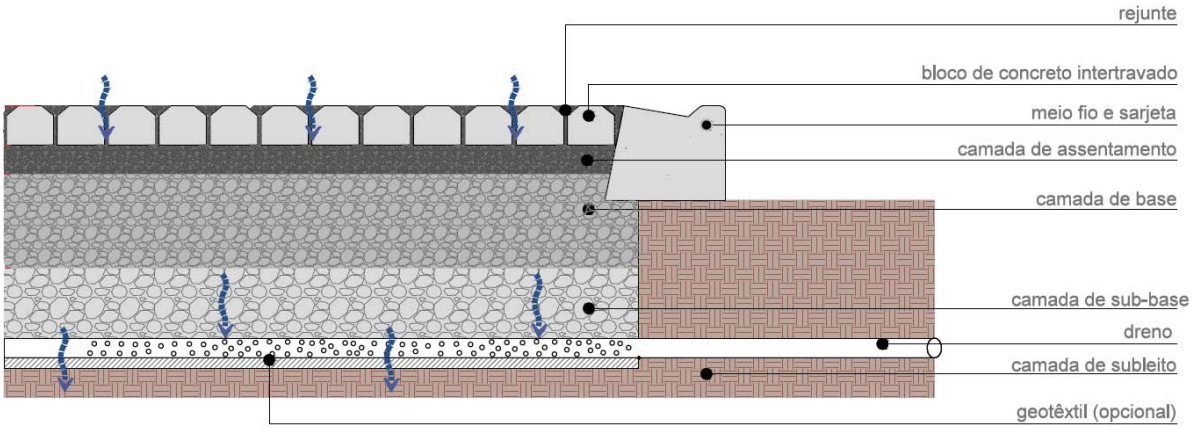
Figura 3 - Exemplo de pavimento de blocos vazados (a); intertravado permeável (b); concreto permeável (c); asfalto poroso (d)

Fonte: (a) Tucci (2005); (b) Associação Brasileira de Cimento Portland (2013); (c) *site* infrsestrutura urbana 17 (2011); (d) *site* imagens.usp (2010)

No caso dos pavimentos de blocos vazados (BV) e intertravado permeável (IP) a infiltração da água se dá pelo espaçamento entre as peças, ou também pela própria peça, quando esta é constituída de concreto permeável (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND; PROGRAMA SOLUÇÕES PARA CIDADES, 2013). A Figura 4 exemplifica como ocorre a infiltração nesses tipos de pavimentos.

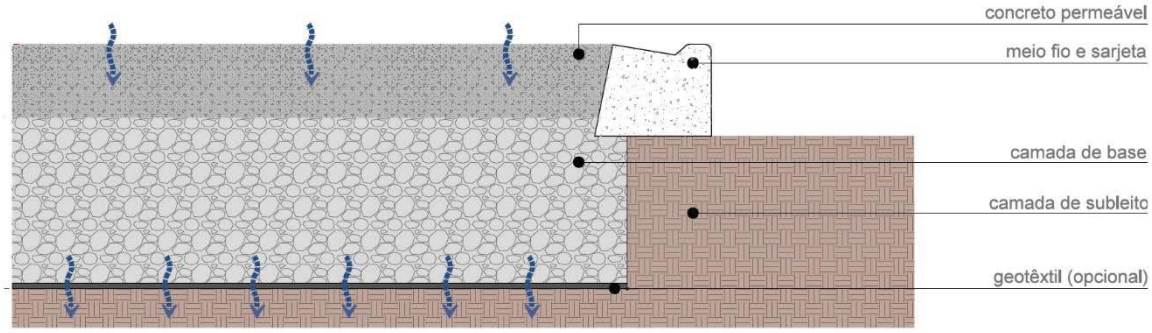
Os pavimentos de concreto permeável (CP) e de asfalto poroso (AP) são construídos da mesma forma que os pavimentos tradicionais, com a diferença que a fração de areia fina é retirada da mistura (ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000, TUCCI, 2005). Assim, essa alta porosidade do pavimento resultante possibilita a infiltração da água (Figura 5).

Figura 4 - Exemplificação de infiltração de água em pavimento intertravado permeável com drenos inferiores.



Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2013.

Figura 5 - Exemplificação de infiltração de água em pavimento de concreto permeável sem drenos inferiores.



Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2013.

O pavimento permeável pode ser utilizado em calçadas, estacionamentos, quadras esportivas, acostamentos, áreas de aeroporto e ruas de pouco tráfego, pois, caso haja maior passagem de veículos, o pavimento pode ser deformado e entupido, se tornando impermeável (LEE *et al.*, 2014; TUCCI, 2005; JUNIOR; BARBASSA, 2006).

Para maximizar os benefícios, o local de construção deve fornecer declives planos ou suaves e solos *in situ* com taxas de infiltração razoáveis (LEE *et al.*, 2015) superiores a 7 mm/h (TUCCI, 2005). Não é recomendável sua utilização em solos com um percentual superior a 30% de argila ou 40% de silte e argila combinados (TUCCI, 2005).

Contudo, o conhecimento técnico para avaliar adequadamente a eficiência, a construção e o desempenho do projeto, no entanto, ainda é limitado (ELLIS; LUNDY, 2016), há falta de ferramentas de modelagem adequadas. (BRUNETTI; ŠIMŮNEK; PIRO, 2016) e é necessária

a manutenção do sistema para evitar o processo de colmatação com o tempo (TUCCI, 2005). Além disso, a literatura possui poucos estudos sobre o desempenho hidráulico de pavimentos permeáveis entupidos (KAMALI; DELKASH; TAJRISHY, 2017). Dessa forma, muitas autoridades locais são cautelosas e avessas ao risco de aprovar a pavimentação permeável como uma opção de drenagem sustentável viável. (ELLIS; LUNDY, 2016).

O pavimento permeável possui um maior custo direto de construção, sendo cerca de 30% mais caro do que o pavimento comum por conta da base necessária a sua implantação (TUCCI, 2005). Há ainda o custo de sua manutenção, que nos Estados Unidos é na ordem de 1 a 2% ao ano do custo de implantação do dispositivo (ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000). Esse maior custo em relação aos pavimentos tradicionais e pesquisas limitadas atualmente estão restringindo seu uso (FINI *et al.*, 2017).

Contudo, Tucci (2005) ressalta que é possível obter uma redução de custos do sistema de drenagem, pois este tipo de medida reduz o escoamento superficial e os condutos da drenagem pluvial tradicional.

Além disso, de acordo com Gordon-Walker, Harle e Naismith (2007), ao considerar o ciclo de vida do pavimento permeável, seu custo é menor do que de pavimentos tradicionais. Isso ocorre pois seus custos de manutenção são reduzidos e seu tempo de vida é elevado, de cerca de quarenta anos. Logo, o aumento dos custos com as escavações extras necessárias para instalar o pavimento permeável é menor do que a remoção e nova isntalação da pavimentação tradicional desgastada. Assim, ao analizar o valor econômico estimado para seus benefícios e seus custos reduzidos, se conclui que sua utilização é economicamente muito positiva.

2.1.1 Impactos quali-quantitativos do pavimento permeável no escoamento das águas pluviais

Os pavimentos permeáveis possuem potencial de tratamento para sólidos em suspensão totais (SST) de até 90%, segundo Sansalone *et al.* (2012) e de 85% de acordo com o Idaho Department of Environmental Quality (2005). Nos experimentos de Drake, Bradford e Van Seters (2014) o pavimento de intertravado permeável (IP) reduziu a concentração de SST em cerca de 90% e o de CP em 75%.

Nos experimentos de Drake; Bradford e Van Seters (2014) esses pavimentos também eliminaram óleos e gorduras das águas pluviais. Antes de adentrarem ao pavimento permeável, 84% das amostras de escoamento continham quantidades mensuráveis de óleos e gorduras. Entretanto, após atravessarem o pavimento, esses poluentes foram encontrados apenas em 7% das amostras de efluentes analisadas.

O estudo de Fini *et al*. (2017) obteve ainda uma redução da temperatura do solo em relação ao pavimento impermeável (PI). Essa redução foi de 0,7 ºC no IP e de 2,7 °C para o asfalto poroso (AP), sendo a temperatura desse último semelhante ao do solo natural. Nesse estudo o AP e o intertravado permeável (IP) também apresentaram concentrações de oxigênio semelhante às condições naturais, enquanto no PI a concentração desse gás diminuiu ligeiramente ao longo do ano. Assim, se constatou que esses pavimentos também contribuem para a manutenção da atividade biológica do solo, o que resulta em benefícios para a saúde das espécies arbóreas urbanas.

Há ainda indicações de uma remoção de até 80% do nitrogênio total (NT) (SANSALONE *et al*., 2012). No experimento de Drake; Bradford e Van Seters (2014b) se obteve diferentes graus de remoção para diferentes tipos de pavimentos, sendo 35% e 45% para dois diferentes sistemas de intertravado permeável (IP) e 43% no de concreto permeável (CP).

Contudo, no estudo de Brown e Borst (2015) a concentração de nitrogênio total (NT) efluente do pavimento não foi significativamente menor do que a existente no escoamento superficial. Segundo esses autores, nos pavimentos permeáveis há ausência de condições anaeróbicas para que ocorra a desnitrificação. Assim, a redução das concentrações de NT de outros estudos foi resultado da filtração de partículas de lixo e compostos orgânicos anexados a sólidos em suspensão. Logo, não se deve esperar uma redução do NT, pois para limitar o potencial de entupimento desses pavimentos, se recomenda sua instalação apenas em locais onde a quantidade de material particulado seja reduzida.

No que se trata de suas características quantitativas, o estudo de Nnadi *et al*. (2014) com intensidades pluviométricas de 100 mm/h, 200 mm/h e 400 mm/h, obteve uma redução da vazão de pico de 100%, 50% e 20%, respectivamente, com a utilização de uma estrutura semelhante a um geotêxtil de 1,3 cm de espessura. Com o aumento da espessura dessa estrutura para 2,0 cm o amortecimento da vazão de pico foi de 100%, 75% e 38% para as respectivas intensidades pluviométricas.

Isso ocorre pois com esses pavimentos é possível obter coeficientes de escoamento superficial (*runoff*) bastante reduzidos em comparação com o 0,95 do concreto, sendo de 0,03 para BV e 0,005 para o CP, ao menos, no início da capacidade de infiltração dessas estruturas (ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000).

2.2 Trincheira de Infiltração

São trincheiras rasas, de 0,9 a 3,7 metros de profundidade, com lados verticais ou levemente inclinados e um fundo nivelado, instaladas em solos relativamente permeáveis e projetadas para estimular a rápida infiltração do escoamento superficial no solo (UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999; WRIGHT WATER ENGINEERS AND GEOSYNTEC CONSULTANTS, 2010). Assim, fornecem recarga das águas subterrâneas, preservam o fluxo do escoamento de base nos riachos próximos e reduzem a quantidade de poluição transportada a jusante.

Sua superfície pode ser coberta por pedra (Figura 6), grade, gabião, areia, ou por um gramado com uma entrada para o escoamento (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005). Seu preenchimento é feito com materiais porosos, com maior condutividade hidráulica do que o solo circundante, como cascalho grosso, areia ou outros meios filtrantes, para filtrar o escoamento antes de infiltrar no solo.

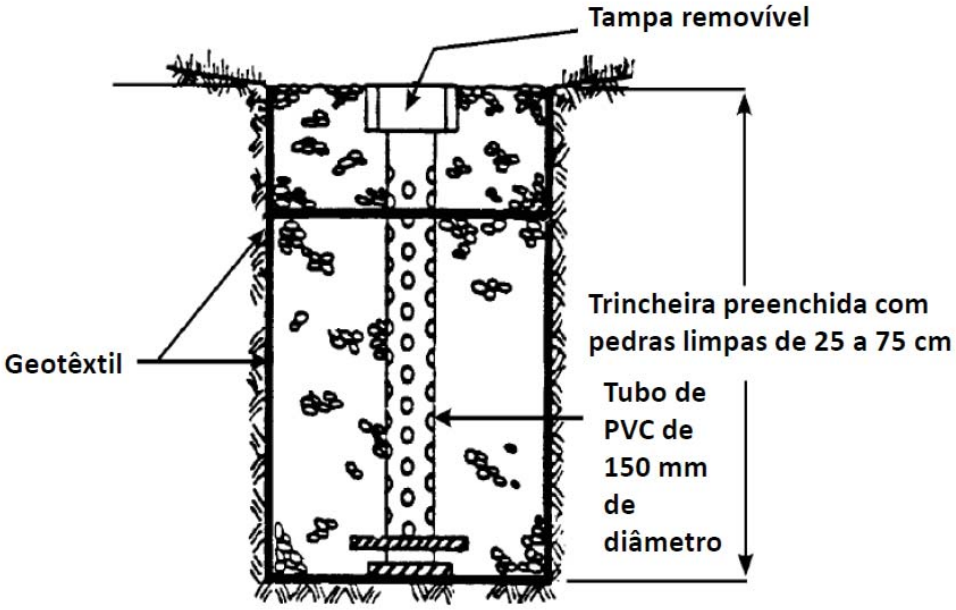
Figura 6 - Trincheira de Infiltração construída ao lado de via pavimentada

Fonte: Adaptado de Pennsylvania Department of Environmental Protection, 2006.

É imprescindível a colocação de uma manta geotêxtil entre o solo e o material poroso, tanto em suas paredes laterais, como em sua superfície e base. Dessa forma se maximiza a remoção de poluentes, o que diminui sua carga no fundo da vala, evita a colmatação do solo e a obstrução do material poroso, e consequentemente, reduz a frequência de manutenção necessária (OHNUMA, 2008; UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999).

Adicionalmente, a United States Environmental Protection Agency (1999) recomenda que sejam instalados tubos de PVC perfurados dispostos verticalmente em seu interior, (Figura 7). Por outro lado, Pennsylvania Department of Environmental Protection (2006) sugere a disposição horizontal desses tubos, se estendendo por todo comprimento da trincheira (Figura 8). Caso não se deseje canalizar o escoamento para as trincheiras podem ser utilizadas bermas para direcionar a água por terra (TORAN; JEDRZEJCZYK, 2017).

Figura 7 - Seção típica de uma trincheira de infiltração com drenos verticais



Fonte: Adaptado de United States Environmental Protection Agency, 1999.

Figura 8 - Construção de trincheira de infiltração com tubo perfurado de 200 mm

Fonte: Pennsylvania Department of Environmental Protection, 2006.

O volume das trincheiras de infiltração deve ser o suficiente para que não ocorram alagamentos, já que a drenagem que escoa para a vala costuma ser superior à capacidade de infiltração do dispositivo (TUCCI, 2005).

Sua instalação deve ser realizada em local que possibilite a concentração do escoamento superficial das áreas adjacentes, mas também onde a carga de sedimento dessas áreas contribuintes seja pequena. Se o escoamento possuir elevada concentração de sedimentos é necessária a instalação de um sistema prévio de tratamento (EMERSON; WADZUK; TRAVER, 2010; LI, 2015; TUCCI, 2005).

Além disso, em locais onde o lençol freático ou leito rochoso estiverem a uma profundidade pequena, as valas de infiltração são ineficazes e, portanto, não devem ser empregadas. (CHAHAR; GRAILLOT; GAUR, 2012; LI, 2015). Isso ocorre pelo fato de ser necessário espaço para que o escoamento possa filtrar através da vala dos solos circundantes (UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999). Os resultados obtidos nos estudos de Heilweil, Benoit e Healy (2015) comprovam essa restrição, pois indicaram que as taxas de infiltração são significativamente menores em locais onde o lençol freático inicial é raso e a conexão hidráulica entre a vala e o aquífero pode eventualmente ocorrer. A modelagem que desenvolveram mostrou que a capacidade de infiltração das trincheiras é governada principalmente pela condutividade hidráulica do solo saturado e pela profundidade inicial do lençol freático. Além disso, é importante que se analise o risco de contaminação desse lençol freático e a entrada de escoamento subsuperficial na trincheira (LI, 2015).

O solo onde será instalada a trincheira deve possuir taxa de infiltração superior a cerca de 1,3 centímetros por hora. É recomendado que possua baixo teor de silte e argila, de forma que classes texturais aceitas são areia, areia franca, franco arenoso e franca (UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999; IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005).

Usualmente esses dispositivos são usados em áreas de drenagem relativamente pequenas, com menos de 7,7 hectares, como lotes residenciais, áreas comerciais e estacionamentos (CHAHAR; GRAILLOT; GAUR, 2012; IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005).

As trincheiras de infiltração são umas das poucas técnicas compensatórias cujo espaço disponível para construção é relativamente fácil de se encontrar, visto que não exigem o uso de grandes áreas de superfície terrestre, o que é uma grande vantagem, particularmente em

áreas urbanas densas (CHAHAR; GRAILLOT; GAUR, 2012; LOCATELLI *et al.*, 2015). Essa facilidade de locação das trincheiras também foi observada no estudo de (LI, 2015), cujas técnicas compensatórias foram implantadas ao longo de uma rodovia nos EUA. Percebeu-se que a trincheira de infiltração correspondia a 35% de todas as técnicas compensatórias utilizadas, sendo, dessa forma, a mais utilizada. Li (2015) creditou essa popularidade a seus pequenos tamanhos e formas retangulares que permitem o emprego linear ao longo das laterais da rodovia.

No que se trata da expectativa de vida desses dispositivos, prevê-se uma idade média de 15 anos segundo Gordon-Walker, Harle e Naismith (2007), variando entre 5 (cinco) e 15 (quinze) anos conforme United States Environmental Protection Agency (1999) e de 10 (dez) anos de acordo com Idaho Department of Environmental Quality (2005) e Schueler, Kumble e Heraty (1992). Em concordância com esses valores, no trabalho de campo de Toran e Jedrzejczyk (2017) não foram observadas reduções da capacidade durante os 2,5 (dois e meio) anos iniciais de uso.

No trabalho de Osouli *et al*. (2017) foram utilizadas três tipos de trincheiras; novas, com dois anos de utilização e com dez anos. Os testes de trincheira de infiltração mostraram que não houve escoamento superficial nos cinco eventos chuvosos analisados, independentemente da idade da trincheira de infiltração. Assim, esses autores destacam que não esperam um grande problema em seu funcionamento durante um tempo de vida entre 15 (quinze) e 20 (vinte) anos, quando o acúmulo do sedimento no fundo da vala de infiltração pode resultar em menor infiltração de água no solo, de forma que a trincheira irá encher mais rapidamente e produzir escoamento superficial.

Por outro lado, de acordo com Schueler, Kumble e Heraty (1992) as trincheiras têm vida útil curta e um pouco mais da metade tende a falhar totalmente ou parcialmente após 5 (cinco) anos.

No estudo de Emerson, Wadzuk e Traver (2010) a vazão média capturada pela trincheira até sua camada de armazenamento transbordar, dividida pela vazão total precipitada, foi reduzida e apresentou um decaimento exponencial ao longo do tempo. No primeiro ano de funcionamento da trincheira essa proporção foi de 24%, no segundo 27%, no terceiro 20% e no quarto 15%. Contudo, a trincheira analisada não possuía pré tratamento, o que resultou em uma queda mais rápida de suas capacidades de infiltração.

Os artigos de Emerson, Wadzuk e Traver (2010) e de Bergman *et al.* (2011) também confirmaram o decaimento exponencial em seu funcionamento, com mudanças mínimas de desempenho em seu último ano analisado. À medida que a trincheira de infiltração envelhece, o fundo entope até o ponto em que os novos sólidos suspensos têm pouco impacto adicional sobre sua infiltração. Dessa forma Bergman *et al.* (2011) recomenda que se considere a redução do desempenho hidráulico devido ao entupimento ao se projetar o sistema.

Medidas podem ser adotadas para aumentar o tempo de operação do dispositivo de forma eficiente, como a realização de um pré tratamento do escoamento superficial, melhor avaliação geotécnica na escolha do local e a realização de uma manutenção periódica (SCHUELER; KUMBLE; HERATY, 1992). Além disso, camadas de armazenamento menos profundas, melhorias no solo e a inclusão de vegetação adequada também podem melhorar a funcionalidade a longo prazo (EMERSON; WADZUK; TRAVER, 2010).

Entretanto, os levantamentos de campo de Schueler, Kumble e Heraty (1992) observaram a manutenção desse dispositivo raramente é realizada, de forma que entre 60% e 70% das trincheiras inspecionadas necessitavam de manutenção. Nesse sentido, a investigação de campo de Li (2015) também indicou uma ampla necessidade de reparos das trincheiras de infiltração analisadas.

Os custos anuais da manutenção se encontram entre 5% e 10% do custo de construção da trincheira. Segundo United States Environmental Protection Agency (1999) o custo para a reabilitação das trincheiras irá variar dependendo das condições do local e do grau de entupimento, sendo estimados anualmente entre 15 e 20% do custo de construção. Contudo, para Schueler, Kumble e Heraty (1992) esse custo pode até mesmo ser igual ao da construção, dependendo das condições do local e de como se encontra o dispositivo.

Outro ponto economicamente negativo sobre a utilização das trincheiras é a relação entre o custo de sua implementação e os benefícios monetários gerados por ela. Entre esses benefícios tem-se: adiar a necessidade de expansão das capacidades do sistema de drenagem, reduzir os riscos de poluição dos corpos hídricos, diminuir os efeitos de ilha de calor urbana e mitigar a diluição do esgoto por águas pluviais, o que resulta em uma melhoria no atendimento aos sistemas de tratamento de esgoto. No estudo de Gordon-Walker, Harle e Naismith (2007) os valores desses benefícios representaram apenas 1,2% do valor de sua construção.

Entretanto, se destaca que poucos estudos de campo foram conduzidos para examinar o período de tempo até que o desempenho de trincheira decaia, e aqueles realizados apresentaram resultados bastante diferentes (TORAN; JEDRZEJCZYK, 2017). Observa-se assim a necessidade de mais programas de monitoramento de longo prazo, que possibilitem desenvolver modelos mais precisos a serem utilizados para projetar esses dispositivos (MANIQUIZ; LEE; KIM, 2010).

2.2.1 Impactos quali- quantitativos da trincheira de infiltração no escoamento das águas pluviais

As trincheiras de infiltração possuem alta capacidade de filtragem de poluentes. Essa remoção ocorre por adsorção, filtragem e decomposição microbiana no solo abaixo da trincheira (SCHUELER; KUMBLE; HERATY, 1992). Além disso, recomenda-se que as trincheiras sejam projetadas para drenar completamente o escoamento armazenado em até 24 horas. Assim, se garantirão as condições aeróbicas necessárias para proporcionar um tratamento eficaz dos poluentes (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005).

As taxas de remoção de sólidos suspensos totais encontradas no levantamento bibliográfico realizado foram variadas, mas sempre foram elevadas. Esses valores variaram de 75% para Idaho Department of Environmental Quality (2005), 85% para Pennsylvania Department of Environmental Protection (2006), 89% para Maniquiz, Lee e Kim (2010) e 90% para Schueler, Kumble e Heraty (1992).

No caso da taxa remoção de nitrogênio total, essa é de 60 % segundo Schueler, Kumble e Heraty (1992) e 84% de acordo com Maniquiz, Lee e Kim (2010). A remoção de nitrato (NO^3) é de 30% segundo Pennsylvania Department of Environmental Protection (2006).

O dispositivo também apresenta boas taxas de redução das concentrações de fósforo total. Os valores encontrados para essa remoção são de 60%, 65%, 82% e 85%, segundo Schueler, Kumble e Heraty (1992), Idaho Department of Environmental Quality (2005), Maniquiz, Lee e Kim (2010) e Pennsylvania Department of Environmental Protection (2006), respectivamente.

No que se trata de matéria orgânica, sua remoção é de 90% (SCHUELER; KUMBLE; HERATY, 1992), sendo 92% para DBO e 93% para DQO (MANIQUIZ; LEE; KIM, 2010).

Ressalta-se ainda as elevadas remoções de óleos e graxas, de 100% e do metais cádmio, chumbo e zinco, que variou entre 89% e 93% (MANIQUIZ; LEE; KIM, 2010).

O contraponto dessas altas taxas de remoção é o aumento da probabilidade de falha precoce da trincheira. Além disso, existe o risco de contaminação da água subterrânea se o volume de contaminantes infiltrado for maior que a capacidade natural de atenuação dos solos subjacentes. Isso pode acontecer se os contaminantes se moverem muito rapidamente através dos solos de alta condutividade hidráulica (CHAHAR; GRAILLOT; GAUR, 2012; UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999).

No tocante a capacidade de redução das cheias urbanas com utilização das trincheiras de infiltração, no estudo de Locatelli *et al*. (2015), se evidenciou que essa capacidade depende da condutividade hidráulica dos solos onde esses dispositivos estão dispostos. Em solos de areia franca, a redução do escoamento superficial anual é em média entre 92% e 100%, em solo franco siltoso é entre 61% e 73%, e em solo franco argiloso siltoso é entre 38% e 57%. Além disso, deve se considerar que essas capacidades são altamente afetadas pelas águas subterrâneas. A redução do escoamento superficial em solos em areia franca, por exemplo, é reduzida para valores entre 62% e 67% se a trincheira se localizar perto de as águas subterrâneas.

Dessa forma, se percebe que esses parâmetros acarretam impactos significativos na capacidade de infiltração no solo, que dependendo do cenário pode ser bastante reduzida, em solos argilosos com lençol freático elevado, por exemplo, a capacidade de redução de escoamento superficial apresentada no trabalho de Locatelli *et al*. (2015) foi de apenas 5%.

Um ponto negativo das trincheiras de infiltração é que capturam e tratam pequenas quantidades de escoamento, mas não controlam grandes vazões de pico (UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 1999). Possuem capacidade de redução do volume escoado superficialmente considerada média (PENNSYLVANIA DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL PROTECTION, 2006).

Logo, deve ser projetada com o objetivo de reduzir o escoamento anual, sendo menos efetiva para o pico e o escoamento do volume do único evento. Ou seja, são mais eficientes na redução anual de escoamento do que amortecendo eventos de maior período de retorno (LOCATELLI *et al*., 2015).

2.3 Bacia de Detenção

É uma estrutura de controle de inundação usada para armazenar temporariamente a vazão da chuva e liberá-la de maneira controlada. Dessa forma reduz a vazão de pico e os riscos para as áreas a jusante (DAUPHIN COUNTY CONSERVATION DISTRICT, 2019; VOROGUSHYN *et al*., 2012). São depressões normalmente vegetadas e secas, exceto durante e imediatamente após os eventos de tempestades (WOODS-BALLARD *et al*., 2007).

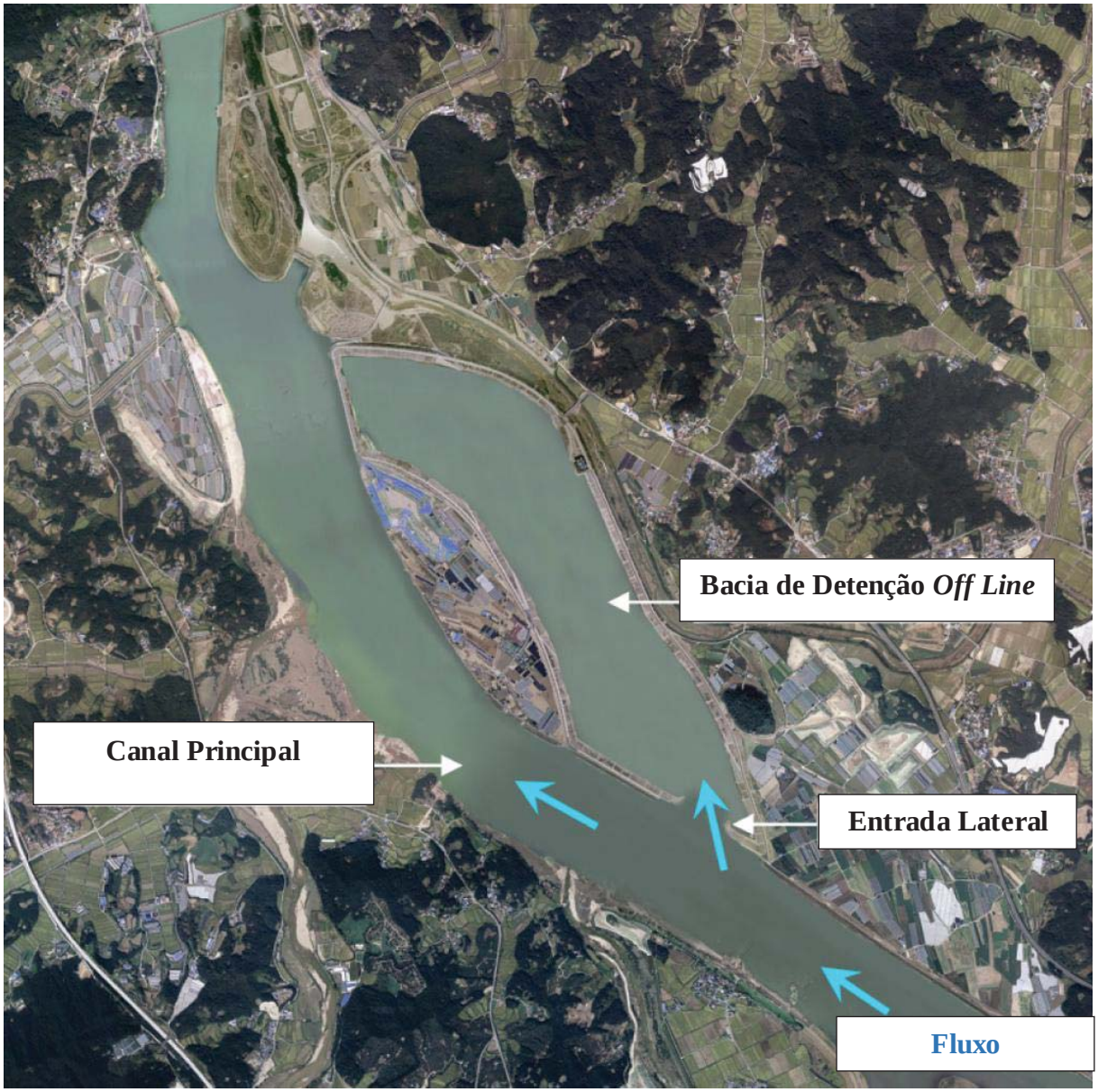
Atualmente, as bacias de detenção são amplamente utilizadas em um plano integrado de proteção às inundações de bacias hidrográficas, visto que além de mitigar as inundações das áreas urbanas, também reduzem a descarga de poluição e a degradação de corpos hídricos, e fornecem benefícios em termos de amenidade urbana e estética (KIM *et al*., 2016; SÉBASTIAN *et al*., 2014a).

Podem ser divididos em dois grupos: *in line*, se a drenagem atravessa o reservatório, (Figura 9), e *off line* (Figura 10), se o escoamento é transferido para a área de amortecimento após atingir um certo nível d'água, de forma que receba somente o excedente da rede de drenagem (TUCCI, 2005).

Figura 9 - Bacia de Detenção *In Line*

Fonte: Adaptado de Hydrology Studio, 2019

Figura 10 - Bacia de Detenção *Off Line*



Fonte: Adaptado de Kim *et al*., 2016.

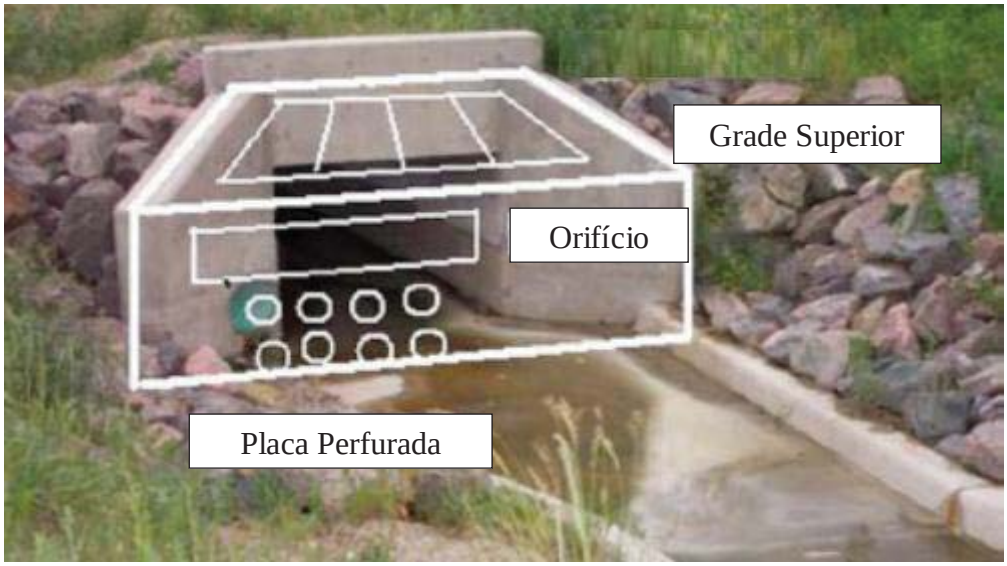
Sua implementação ocorreu em cidades de diferentes países por meio de restrições da administração municipal ao aumento da vazão máxima, decorrentes do desenvolvimento urbano. Usualmente se estabelece que a vazão máxima da área após a urbanização deve ser menor ou igual à vazão máxima das condições preexistentes, para determinado tempo de retorno (TUCCI, 2005). No caso da Cidade do Rio de Janeiro, como apresentado no capítulo 1.3, sua utilização é determinada em novos empreendimentos com área impermeabilizada de

500 (quinhentos) metros quadrados ou mais, conforme Resolução Conjunta SMG/SMO/SMU nº 001 de 27 de janeiro 2005.

Suas saídas são projetadas para armazenar o volume de uma tempestade por um período mínimo, entre 12 e 48 horas, de forma a permitir a remoção de partículas e poluentes associados. Entretanto, apesar de drenar lentamente o suficiente para fornecer alguns benefícios de qualidade da água, é importante que também seja rápido o suficiente para estar vazio de modo a suportar a próxima tempestade (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005; WRIGHT WATER ENGINEERS; GEOSYNTEC CONSULTANTS, 2010).

Para melhorar a qualidade da água efluente o sistema de saída pode ser alterado, com a utilização de uma saída menor, que amplia o tempo de detenção para eventos mais frequentes, por exemplo com a adição de uma placa perfurada. Dessa forma, a liberação lenta das águas pluviais, gerada pela placa perfurada, aumenta o tempo de residência para a remoção de sólidos em micro eventos. Nos casos de chuvas com maiores intensidades a vazão será vertida por um orifício vertical, para lançamento de chuvas de projeto de 10 anos, ou por uma grade horizontal superior, para liberação de chuvas com período de retorno de até 100 anos (GUO, 2009), como na Figura 11.

Figura 11 - Dispositivo recomendado para maximizar o tempo de detenção da bacia



Fonte: Adaptado de Guo, 2009.

No que se trata da entrada de água na bacia de detenção, essa pode ser realizada livremente, sob a gravidade, de maneira descontrolada, ou por ativação humana. Se recomenda a abertura da comporta um pouco antes do horário de pico, para assim maximizar o amortecimento do pico da inundação (VOROGUSHYN *et al.*, 2012).

Contudo, ainda existem incertezas em seu dimensionamento. O trabalho de Ji *et al.* (2013) estimou a vazão desviada para uma bacia de detenção *off line* e o nível d'água no canal principal utilizando dois tipos de cálculos diferentes e comparou esses valores com medidos por meio de simulações experimentais. Como resultado, obteve diferenças da previsão do nível de água para a vazão de pico de até 90%. Nesse sentido, Graber (2009) também destaca a importância de uma solução numérica generalizada para o dimensionamento das bacias de detenção.

Um ponto positivo da utilização desse dispositivo é a possibilidade de aproveitamento da área de armazenamento para outras atividades. Para isso, geralmente se utiliza uma camada inferior com menor volume de detenção para escoar cheias frequentes, como a de 2 anos, e uma camada superior para o controle de eventos maiores e utilização como: paisagismo, campos de esporte, área para piquenique ou outra atividade (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005).

As bacias de detenção que tiveram maior sucesso foram as que se integraram a outros usos, como a recreação. Dessa forma é importante que o projeto desse sistema esteja integrado ao planejamento do uso da área (Figura 12). Contudo, quando houver extravasamento das águas para essa área de recreação é importante realizar a limpeza da área atingida, para evitar possíveis contaminações à população, assim como a sinalização adequada da área que está sujeita às inundações (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005; TUCCI, 2005; WOODS-BALLARD *et al.*, 2007).

Figura 12 - Bacia de Detenção utilizado como campo de futebol em São Bernardo do Campo, São Paulo (a); como quadra esportiva na Avenida Polônia, Porto Alegre (b)

Fonte: (a) Tomaz, 2010a; (b) Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 2019

Entre outras vantagens da utilização desse tipo de bacia pode-se citar o volume de reservatório necessário ser menor do que o da bacia de retenção e a vida útil estimada, que não possui limitações. Por outro lado, a dificuldade de achar locais adequados para sua instalação, o custo de aquisição da área, a possibilidade de oposição da população a construção de reservatórios maiores e a necessidade de inspeção regular para verificar sinais de falha, como infiltração de águas ou rachaduras, são pontos negativos desse dispositivo (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005; TUCCI, 2005).

No que se trata de seu custo de construção, há muitas variações, dependendo dos materiais a serem utilizados. Seu fundo, por exemplo, pode ser no terreno natural ou de concreto, que apesar de mais caros, permitem a utilização de paredes verticais. A adoção dessas paredes verticais resulta no aumento do volume do reservatório, o que pode ser vantajoso em locais onde o “metro quadrado” do terreno é mais caro. Ademais, a utilização de reservatórios fechados, além de dificultar a manutenção, pode ter custo até sete vezes maior do que os abertos, sendo utilizados quando se deseja aproveitar o espaço superior para outros fins.

O orçamento de sua construção pode variar entre 0,5 e 8 milhões de reais por quilometro quadrado de área de contribuição, sendo os custos menores referentes a adoção de reservatórios abertos, sem ampliação de condutos, com tempo de retorno menores e sem necessidade de desapropriação (TUCCI, 2005).

Além disso, é vantajosa em relação aos custos de construção, operação e manutenção, se comparada um grande número de controles distribuídos com capacidade de amortecimento total equivalente. Isso ocorre pois há mais facilidade de administrar a construção e a limpeza, já que os sedimentos e o lixo carreados pelas águas se concentram em um único ponto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND; PROGRAMA SOLUÇÃO PARA CIDADES, 2013; TUCCI, 2005).

2.3.1 Impactos quali- quantitativos da bacia de detenção no escoamento das águas pluviais

As bacias de detenção, sem infiltração, geralmente são pouco eficazes na remoção de poluentes, pois não fornecem tempo de retenção suficiente para que os sólidos sejam depositados antes da liberação da água na rede de drenagem, visto que esse esvaziamento costuma ser rápido, de cerca de seis horas. Contudo, o aumento do tempo de detenção da bacia, para entre 20 (vinte) e 44 (quatro e quarenta) horas, proporciona uma melhora quali-quantitativa da eficiência dessa técnica (DAUPHIN COUNTY CONSERVATION DISTRICT, 2019; TUCCI, 2005).

Os valores encontrados de remoção de poluentes na bacia de detenção são menores do que os das trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis. A remoção de sólidos suspensos totais é de cerca de 45%, e de fósforo total de 35% segundo o Idaho Department of Environmental Quality (2005) e de 64% de acordo com Holler (1989). Além disso, substâncias hidrofílicas, que tendem a ser dissolvidas pela água, como os pesticidas, não são retidos pela bacia de detenção (SÉBASTIAN *et al.*, 2014b).

No que se trata do nitrogênio, a remoção de nitritos e nitratos é de 98% segundo Holler (1989), contudo, em seu estudo foi analisada uma bacia de detenção de fundo permeável. Morse *et al.* (2017) também analisaram a remoção de nitrogênio por esses dispositivos e concluiu que o menor volume de nitrogênio presente no efluente se dá pela infiltração das águas pluviais no solo, de forma que a desnitrificação é de apenas 1%.

Ademais, o trabalho de Belizario, Scalize e Albuquerque (2016) encontrou boa capacidade de remoção de Cr, Cu e Zn para as intensidades de precipitação estudadas. No entanto, concluíram que em intensidades pluviométricas ou durações de chuva superiores, é possível

que a bacia não possua um volume adequado para armazenar todo a precipitação, logo, o dispositivo irá extravasar e não terá a mesma eficiência.

Devido à sua capacidade de conter um volume substancial de escoamento, as bacias de detenção são adequadas para colocação em diversos locais, inclusive para o amortecimento das vazões de grandes bacias hidrográficas (DAUPHIN COUNTY CONSERVATION DISTRICT, 2019).

No estudo de Morse *et al*. (2017) a bacia de detenção tem uma capacidade de redução do escoamento superficial muito superior a bacia de retenção. Enquanto a bacia de retenção removeu 38% do *runoff*, a redução causada pela bacia de detenção foi de 99%.

Entretanto, apesar da grande capacidade de amortecimento, as bacias de detenção que possuem base permeável são pouco eficientes na infiltração das águas no solo. Nos experimentos do Wright Water Engineers e Geosyntec Consultants (2011) a redução de volume por infiltração foi em média 33% do volume total.

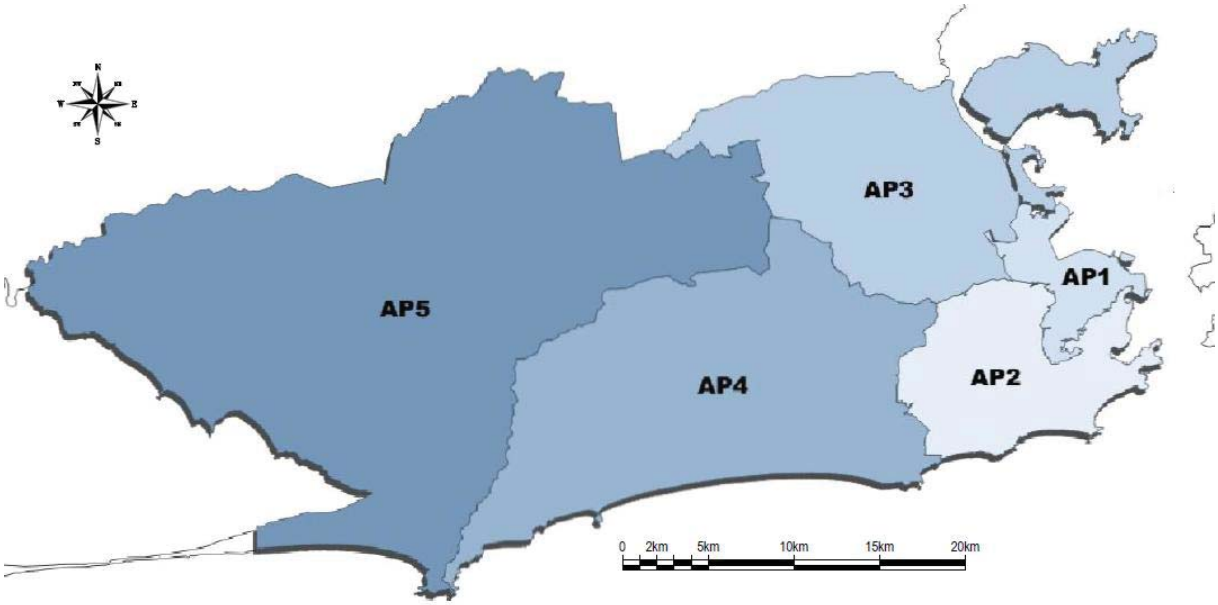
As instalações desses dispositivos devem ser coordenadas com um plano de bacia, para, assim, gerenciar o escoamento de águas pluviais de forma mais integrada. Isso ocorre devido a alteração das condições de fluxo natural dos corpos hídricos, causada pela proliferação descontrolada de represas dentro de uma bacia hidrográfica, pode impactar negativamente as vazões dos corpos hídricos em áreas a jusante (IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY, 2005).

3 METODOLOGIA

3.1 Área de Projeto

A área onde este trabalho foi desenvolvido é uma região de cerca de 8,0 hectares, localizada na comunidade Jardim Vitória, no bairro de Santa Cruz – Rio de Janeiro/RJ. A região está inserida na Área de Planejamento 5 (AP-5) do município do Rio de Janeiro (Figura 13), que corresponde à Zona Oeste. A AP-5 possui predominância de casas, com população de média e baixa renda e ampla presença de loteamentos irregulares e clandestinos (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015).

Figura 13 - Áreas de Planejamento do Município do Rio de Janeiro.



Fonte: Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2019)

A macrorregião de drenagem onde a área de projeto está situada é a Bacia de Sepetiba, a qual possui grandes terrenos cujas cotas altimétricas encontram-se abaixo dos 5,00 m, e onde reside cerca de 11% da população do município (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2015).

A Figura 14 apresenta a localização da comunidade, assim como os limites territoriais adotados no projeto de drenagem deste trabalho, situado no interior da região delimitada.

Figura 14 - Localização da Comunidade Jardim Vitória - Rio de Janeiro/RJ

Fonte: Adaptado de Google Earth, 2018.

Na Figura 15, obtida com a utilização do *software* "*Google Street View*", se observa que as vias locais não são pavimentadas, possuindo tampouco rede de microdrenagem.

Figura 15 - Situação urbanística da Comunidade Jardim Vitória - Rio de Janeiro/RJ

Fonte: Google Street View, 2016.

A Figura 16 apresenta um boletim de sondagem do solo a trado, realizado na região em junho de 2016, no qual se encontram as características granulométricas e texturais do solo, composto em sua camada superior por areia fina e argila. Se constata ainda que nos 3,0 (três) metros de profundidade sondados não se encontrou o nível d'água.

Figura 16 - Boletim de Sondagem do Solo realizado na Comunidade Jardim Vitória – Rio de Janeiro/RJ

Cliente: COHIDRO Obra: COMUNIDADE JARDIM VITÓRIA 1 Local: SANTA CRUZ	COORDENADAS N: 7.468.830 E: 636.399	SONDAGEM A TRADO COTA: - INÍCIO: 20/06/2016 FIM: 20/06/2016	ST-58

Cota em relação ao RN	Nível da Água	RESITÊNCIA À PENETRAÇÃO AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK Nº DE GOLPES 10 20 30	Número de Golpes I F	Amostra nº	Prof. da camada (m)	REVESTIMENTO: Ø76.2 mm AMOSTRADOR: Ø interno 34,9mm, Ø externo 50,9mm PESO: 25 kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	ENSAIO PENETRO-MÉTRICO (golpes/cm)
	SECO			1	1,00	ATERRO REMOVIDO	
				2	3,00	AREIA FINA COM ARGILA, MARROM	
						FIM DO FURO	

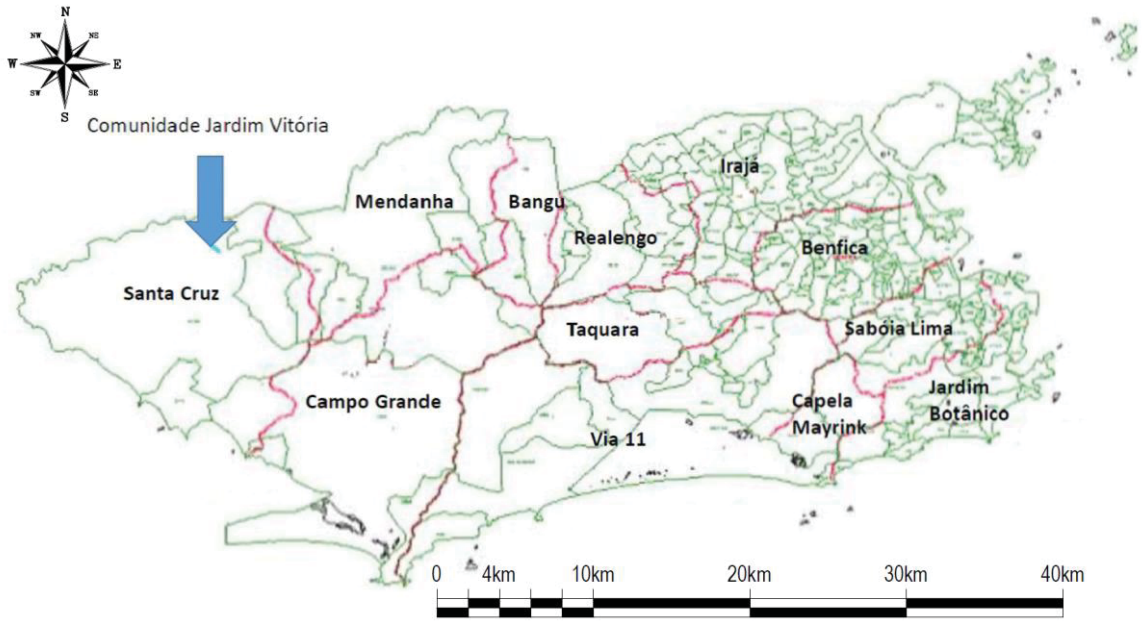
Fonte: Cohidro Consultoria Estudos e Projetos Ltda, 2016.

3.2 Dimensionamento do Sistema de Microdrengem

O dimensionamento teve como referência as Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana, da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010). Este estudo adotou o período de retorno (TR) de 10 (dez) anos, conforme estabelecido para projetos de microdrenagem ainda não implantados. No caso de projetos já implantados, o TR recomendado é de 5 (cinco) anos.

Os coeficientes (Quadro 1) para obtenção da chuva de projeto ou de intensidade, duração e frequência (IDF) empregados referem-se a equação do pluviômetro instalado em Santa Cruz (Figura 17), que tem como área de influência a comunidade Jardim Vitória.

Figura 17 - Área de influência da equação IDF da Comunidade Jardim Vitória



Fonte: Adaptado de Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010)

Quadro 1 - Coeficientes IDF aplicados para a Comunidade Jardim Vitória - Rio de Janeiro/RJ

Pluviômetro	a	b	c	d
Santa Cruz	711,30	0,186	7,00	0,687

Fonte: Adaptado de Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010)

O dimensionamento da rede do sistema de microdrenagem é feito de forma que as velocidades de escoamento do projeto estejam dentro de limites admissíveis, compreendidos entre 0,8 m/s e 5,0 m/s para galerias fechadas. Dessa forma, além de proteger os tubos de possíveis impactos causados pelo escoamento em velocidades superiores, se evita a deposição de sedimentos na tubulação, resultado de velocidades reduzidas e que pode causar assoreamento com consequentemente perda da capacidade hidráulica.

A relação de enchimento se calcula com a divisão do tirante hidráulico do trecho pelo diâmetro da tubulação, e deve ser menor ou igual a 0,85. Esse valor é o máximo permitido para galerias circulares, do tipo de conduto fechado utilizado neste trabalho.

A intensidade pluviométrica foi calculada com a equação convencional de chuvas intensas (IDF) e a equação de *Talbot*, não muito utilizada no Brasil, aplicada sobretudo no cálculo das medidas compensatórias e detalhada no capítulo 3.2.1.

A Equação 1 explicita o cálculo da intensidade pluviométrica pelo método convencional da IDF.

$$i = \frac{a \times Tr^b}{(t+c)^d} \qquad (1)$$

Onde:
i = intensidade pluviométrica em mm/h;
Tr = tempo de recorrência em anos;
t = tempo de duração da precipitação em minutos;
a, b, c, d= coeficientes IDF.

Para transformar os valores de intensidade pluviométrica em vazão de escoamento pelos condutos de águas pluviais se utilizou o Método Racional Modificado, recomendado pela Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010) para bacias com menos de 100 hectares. Esse método (Equação 2) consiste em uma alteração do Método Racional, com a inclusão do coeficiente de *Fantoli*.

$$Q = 0{,}00278 \times n \times i \times f \times A \qquad (2)$$

Onde:
Q = deflúvio gerado (m^3/s);
n = coeficiente de distribuição:
i = intensidade de chuva (mm/h);
A = área da bacia de contribuição (hectares);
f = coeficiente de deflúvio de *Fantoli*.

Se a área da microbacia for maior do que 1,00 hectare, o valor do coeficiente de distribuição (*n*) é igual ao valor dessa área, em hectares, elevado por "-0,15". Caso tal área seja menor do que 1,00 ha, o valor de *n* será 1,00.
O coeficiente de deflúvio f de *Fantoli* é uma correção do método racional expresso na Equação 3.

$$f = 0{,}0725 \times \mathrm{C} \times (i \times t)^{\frac{1}{3}} \qquad (3)$$

onde:

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade pluviométrica (mm/h);

t = tempo de concentração em minutos.

O tempo de concentração (t) é o tempo necessário para que a água flua do ponto hidraulicamente mais remoto na área de drenagem até o exutório da bacia ou ponto de estudo. Assim, é necessário obter o "t" de cada poço de visita (PV), estipulado como seções de controle da área de estudo.

No dimensionamento da rede de drenagem se considera a duração da precipitação como igual ao tempo de concentração, utilizada para estimar a intensidade média da precipitação projetada (VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2017).

A Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010) recomenda que em projetos de microdrenagem, quando a área a montante for urbanizada ou estiver em processo de urbanização, com divisor de águas a uma distância aproximada de 60 m, se utilize o tempo de concentração inicial com base nas tipologias apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2 - Tempos de concentração recomendados em função da tipologia da área a montante.

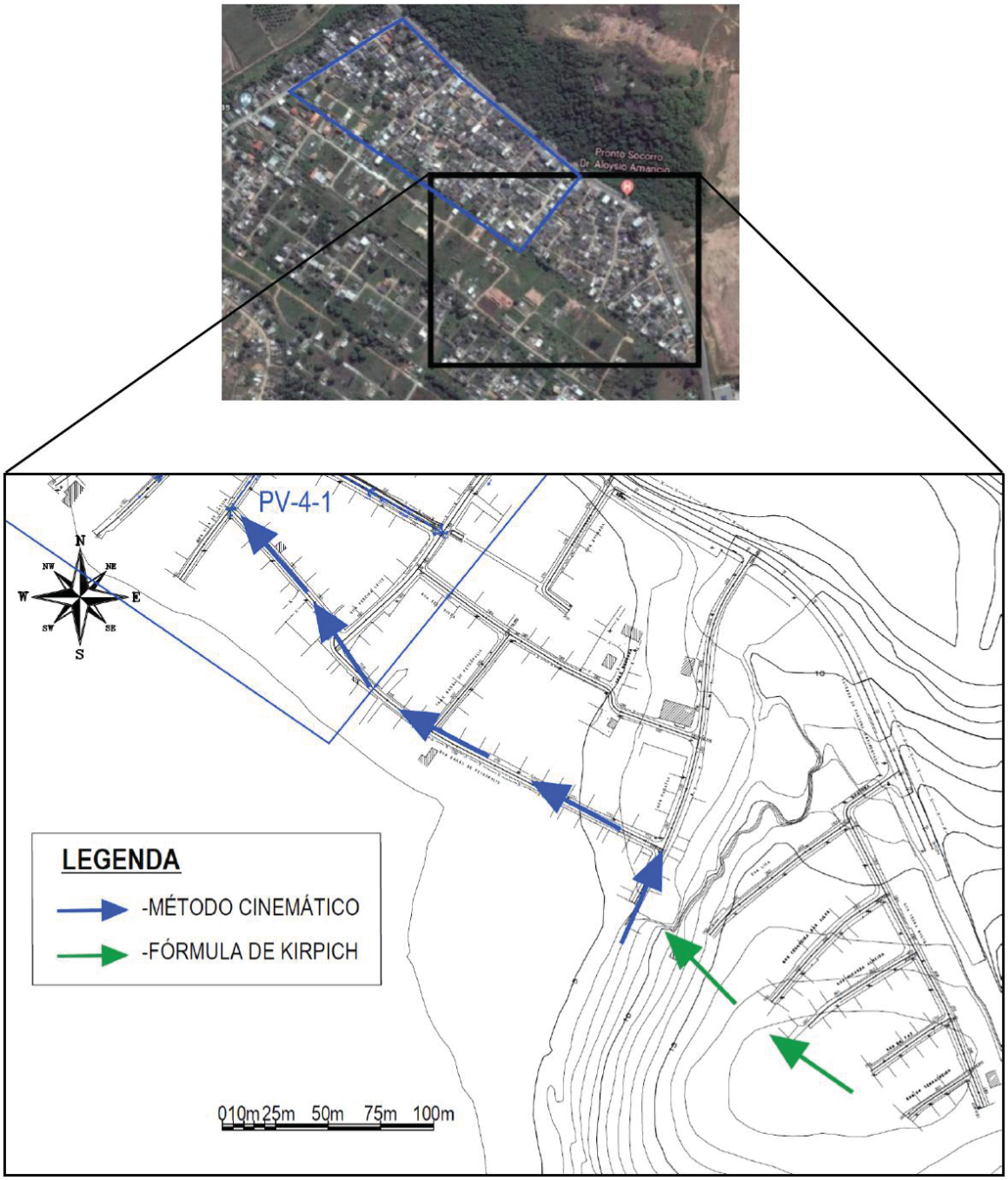
Tipologia da área a montante	**Declividade da sarjeta**	
	< 3%	**> 3%**
Áreas de construções densas	10 min.	7 min.
Áreas residenciais	12 min.	10 min.
Parques, jardins, campos	15 min.	12 min.

Fonte: Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010)

No caso deste trabalho, apenas um PV não se encaixou nessas características, o PV 4-1, pois se localiza distante do divisor de águas, cerca de 290 m. Logo, para definir seu tempo de concentração, se calculou a duração do escoamento das chuvas que precipitam nos pontos mais distantes da bacia até o referido PV pela equação de *Kirpich* (Equação 4).

No cálculo do tempo de concentração pela equação de *Kirpich* considera-se a declividade média do talvegue a partir da Equação 5. A Figura 18 apresenta a separação dos trechos onde de utilizou cada método de cálculo do tempo de concentração do PV 4-1.

Figura 18 - Trechos onde se aplicou o Método Cinemático e a Equação de *Kirpich* no PV 4-1.



Fonte: O Autor, 2019.

A equação de *Kirpich* está apresentada na Equação 4.

$$t = 0{,}39 \times \left(\frac{L^2}{S}\right)^{0{,}385} \qquad (4)$$

Onde:

t = tempo de escoamento superficial (h);

L = comprimento do talvegue (km);

S = declividade média do talvegue da bacia.

A declividade média do talvegue da bacia é calculada pela Equação 5.

$$S = \left(\frac{\sum Li}{\sum \frac{Li}{\sqrt{Si}}}\right)^2 \qquad (5)$$

Onde:

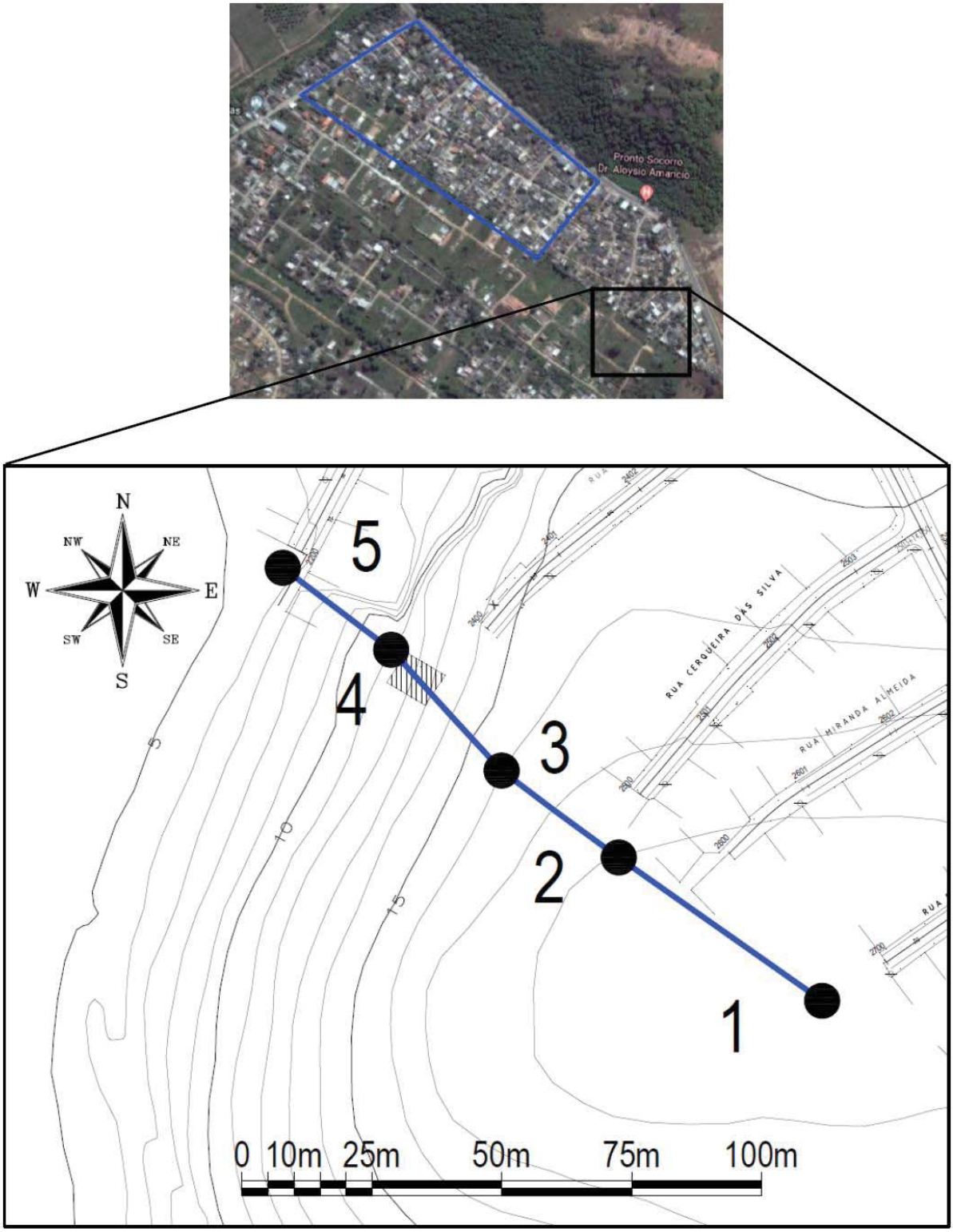
Li = comprimento do talvegue no trecho i (m);

Si = declividade do talvegue no trecho i (m/m);

S = declividade média do talvegue da bacia (m/m).

Para a utilização dessa equação o talvegue foi dividido em 5 (cinco) trechos homogêneos (Figura 19).

Figura 19 - Divisão do talvegue adotada para a utilização da equação de *Kirpich*.



Fonte: O Autor, 2019.

Em seguida, os comprimentos, diferenças de altura e declividades dos trechos homogêneos foram obtidos pelo levantamento topográfico da área (Quadro 3).

Quadro 3 - Dados utilizados no cálculo da declividade média do talvegue no PV 4-1

Trechos	Li (m)	ΔH (m)	Si (m)	Li / ($Si^{0,5}$)
0 a 1	48,00	1,00	0,02	332,55
1 a 2	28,00	2,00	0,07	104,77
2 a 3	14,40	2,00	0,14	38,64
3 a 4	17,30	3,00	0,17	41,54
4 a 5	26,70	5,40	0,20	59,37

Fonte: O Autor, 2019.

Dessa forma, se obtém a declividade média desejada de 0,05428 m/m, e consequentemente o tempo de escoamento pelo talvegue de 15,32 minutos.

3.2.1 Equação de *Talbot*

Da mesma forma que a equação IDF, a equação empírica de *Talbot* calcula a intensidade pluviométrica em determinada área, para o período e duração da chuva selecionados.

O presente trabalho utilizou essa equação pois as fórmulas recomendadas por Silveira e Goldenfum (2007) para o dimensionamento das técnicas compensatórias de drenagem empregam a Equação de *Talbot*.

$$i = \frac{a \times T^b}{t+c} \qquad (6)$$

Onde:

i = intensidade da chuva ($mm.h^{-1}$);

T = período de retorno (anos);

t = duração da chuva (min);

a, b, c são os parâmetros da equação.

Os parâmetros a, b, c do método de *Talbot* são calculados pelas Equações 7, 8 e 9.

$$a = 0{,}68 \times k \times \exp\ (0{,}06\, n^{-0{,}26} \times d^{1{,}13}) \quad (7)$$

$$b = m \quad (8)$$

$$c = 1{,}32 n^{-2{,}28} \times d^{0{,}89} \quad (9)$$

A conversão necessária para a resolução dessas equações dos coeficientes IDF para seus correspondentes em *Talbot*, está apresentada no Quadro 4, assim como os valores correspondestes à área de projeto utilizada.

Quadro 4 - Coeficientes de chuva IDF e *Talbot* da Comunidade Jardim Vitória – Rio de Janeiro/RJ.

Talbot	IDF	Valores de Santa Cruz
k	a	711,300
m	b	0,186
d	c	7,000
n	d	0,687

Fonte: Adaptado de Silveira e Goldenfum (2007) e Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (2010)

Ao utilizar os parâmetros dispostos no Quadro 4 nas Equações 7, 8 e 9, se obtém os valores para os coeficientes de *Talbot* da área de estudo.

$$a = 0{,}68 \times 711{,}3 \times \exp(0{,}06 \times 0{,}687^{-0{,}26} \times 7^{1{,}13}) \cong 878{,}121$$

$$b = 0{,}186$$

$$c = 1{,}32 \times 0{,}687^{-2{,}28} \times 7^{0{,}89} \cong 17{,}557$$

3.3 Método da Curva Envelope

O método da curva envelope utiliza os volumes de água que entram e saem do dispositivo da técnica compensatória por meio de curvas de massa ao longo do tempo. A maior diferença entre essas curvas é o volume adotado no dimensionamento.

A curva afluente é obtida pela curva de altura, duração e frequência das chuvas, influenciada por coeficientes de escoamento e áreas de contribuição. A lâmina d'água acumulada de entrada é calculada pela Equação 12:

$$H_e = \frac{C \times i \times A_c \times t}{A_r} \qquad (10)$$

Onde:

H_e = lâmina d'água de entrada acumulada medida sobre a área na projeção horizontal da técnica compensatória (mm);

C = coeficiente de *runoff*;

i = intensidade da chuva (mm/h);

A_c = Área de contribuição da chuva ao dispositivo (m²);

t = tempo de duração da chuva (h);

A_r = Área na projeção horizontal do reservatório (m²).

A curva efluente geralmente é uma reta, pois admite-se que a vazão de saída do dispositivo é constante (SILVEIRA; GOLDENFUM, 2007). Contudo, neste trabalho a vazão de saída dos pavimentos permeáveis e das trincheiras de infiltração é melhor representada por uma curva de decaimento exponencial. Isso ocorre pois considerou no dimensionamento dos dispositivos que a saída d'água ocorrerá somente pela infiltração no solo, o que diminui ao longo do tempo, como apresentado nos itens 3.4 e 3.5. Assim, este trabalho não considera a vazão que retorna para as galerias de microdrenagem por drenos inferiores, de forma que se dimensionou as técnicas compensatórias para que tenham capacidade de amortecer todo o volume de escoamento superficial nos tempos de concentração e período de retorno estudados.

3.4 Cálculo da Infiltração pelo Método de *Horton*

Infiltração é o processo no qual a água da chuva atravessa a superfície do solo e preenche os poros do solo subjacente. A capacidade de infiltração é a taxa máxima que a água consegue infiltrar e depende de condições do solo, como o quão saturado de água já está. No cálculo dessa capacidade o método de *Horton* (Equação 11) tem sido bastante utilizado por descrever o processo como uma função exponencial de sua duração, reduzindo de uma taxa máxima inicial para uma taxa mínima ao longo de um evento chuvoso (AKAN, 1993).

$$f_p = f_f + (f_o - f_f)e^{-kt} \qquad (11)$$

Onde:

t = tempo (h);

f_p = capacidade de infiltração (mm/h);

f_f = capacidade final de infiltração (mm/h);

f_o = capacidade inicial de infiltração (mm/h);

k = constante de decaimento exponencial (h^{-1}).

Os parâmetros f_f, f_o e k devem, preferencialmente, ser obtidos de dados de campo de modo a efetuar a calibração do modelo. Contudo, na ausência desses valores, se utilizam os encontrados na literatura.

Segundo a versão 5.1 do manual de usuário do "*StormWater Management Model*" (UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 2015) a constante de decaimento da taxa de infiltração para a curva de *Horton* (k) possui valores típicos que variam entre 2 e 7 h^{-1}.

A versão 4.0 do mesmo manual afirma que, caso não existam dados de campo, o valor estimado de 4,14 h^{-1} pode ser utilizado. Isso implica que a capacidade de infiltração do solo sofrerá uma redução de 98% após uma hora de chuva, considerado um valor médio habitual (HUBER; DICKINSON, 1992).

Esses manuais também fornecem valores de capacidade inicial de infiltração, variável de acordo com a umidade dos solos, granulometria e existência de vegetação. No Quadro 5 estão apresentados os valores para a situação em que os solos se encontram secos.

Quadro 5 - Valores definidos para capacidade inicial de infiltração do solo.

Umidade	**Vegetação**	**Classificação granulométrica**	**Capacidade Inicial de Infiltração (in/h)**	**Capacidade Inicial de Infiltração (mm/h)**
Secos	Pouca ou nenhuma vegetação	Solo arenoso	5,00	127,00
		Solo franco	3,00	76,20
		Solo argiloso	1,00	25,40
	Vegetação densa	Solo arenoso	10,00	254,00
		Solo franco	6,00	152,40
		Solo argiloso	2,00	50,80

Fonte: Adaptado de U.S. Environmental Protection Agnecy, 2015.

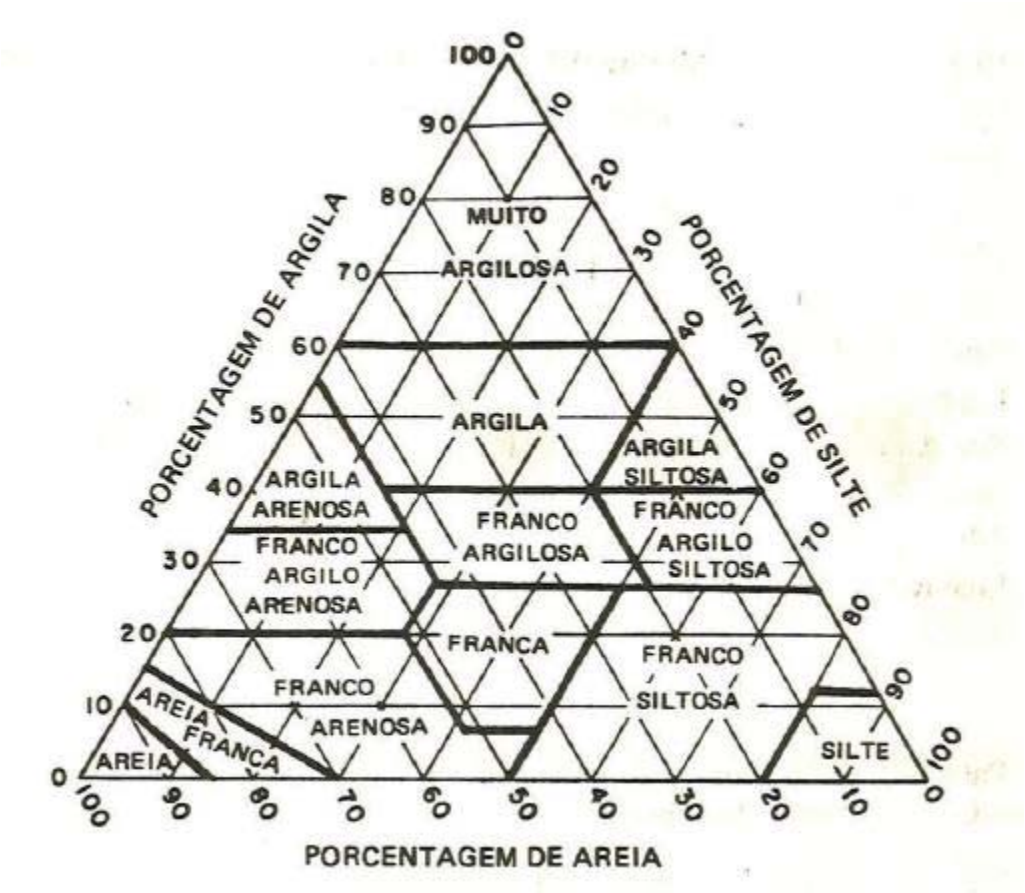
Para os valores da capacidade final de infiltração (f_f), os manuais citam os valores tabulados por Rawls *et al*. (1983), dispostos no Quadro 6. São apresentados de acordo com as classes texturais do solo, que representam as diferentes combinações possíveis das porcentagens de areia, silte e argila. A Figura 20 apresenta a divisão das classes texturais de acordo com as porcentagens do tipo de solo.

Quadro 6 - Valores tabulados de capacidade final de infiltração

Classe Textural	**Capacidade Final de Infiltração (in/h)**	**Capacidade Final de Infiltração (mm/h)**
Areia	4,47	113,54
Areia Franca	1,18	29,97
Franco Arenoso	0,43	10,92
Franco	0,13	3,30
Franco Siltoso	0,26	6,60
Franco Argiloso Arenoso	0,06	1,52
Franco Argiloso	0,04	1,02
Franco Argiloso Siltoso	0,04	1,02
Argila Arenosa	0,02	0,51
Argila Siltosa	0,02	0,51
Argila	0,01	0,25

Fonte: Adaptado de Rawls *et al.*, 1983.

Figura 20 - Triângulo Textural



Fonte: Lemos e Santos, 1996.

O valor de f_f também pode ser obtido como apresentado no artigo "*How much of the Rain Enters the Soil?*" de Musgrave (1955), que divide a capacidade de infiltração do solo em quatro grupos de acordo com sua granulometria e profundidade, que é a distância entre a superfície e a camada rochosa.

Quadro 7 - Valores tabulados de capacidade final de infiltração

Grupo de Infiltração	Capacidade Final de Infiltração (in/h)	Capacidade Final de Infiltração (mm/h)
Grupo A - inclui solos profundos, formados por areias muito permeáveis ou sedimentos agregados com pouca argila	0,30 - 0,45	7,62 - 11,43
Grupo B - inclui solos com infiltração acima da média, profundidade moderada, sendo arenosos ou franco siltosos	0,15 - 0,30	3,81 - 7,62
Grupo C - inclui solos com infiltração abaixo da média. São rasos e podem ser de todas as classes texturais.	0,05 - 0,15	1,27 - 3,81
Grupo D - inclui solos com taxas de infiltração mínimas, possuindo alto teor de argila	0,00 - 0,05	0,00 - 1,27

Fonte: Adaptado de Musgrave, 1955.

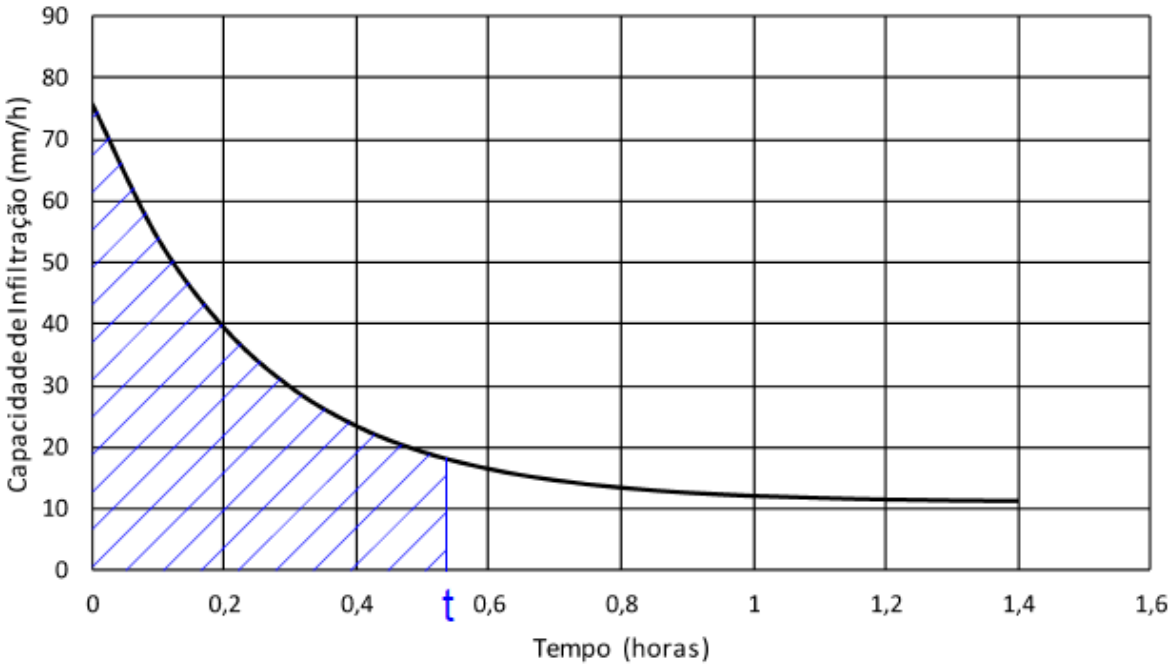
Este trabalho utilizou 4,14 h^{-1} como valor de *k*, conforme Huber e Dickinson (1992).

Para a definição dos valores de f_0 e f_f, se considerou o boletim de sondagem e a planta do local. O solo foi enquadrado como franco arenoso com pouca vegetação. Dessa forma, para f_0 se adotou uma capacidade de infiltração de 4,00 in/h ou 101,6 mm/h, que representa a média entre os valores de solo arenosos e solos francos fornecidos por United States Environmental Protection Agency (2015).

A capacidade de infiltração final ou f_f utilizada foi 0,25 in/h ou 6,35 mm/h, que além de se enquadrar no "Grupo B" das capacidades finais de Musgrave (1955), também está entre os valores de solos francos e solos franco arenosos de Rawls *et al*. (1983).

Na sequência, se obteve o volume total infiltrado por meio da integral da equação de *Horton*, entre o momento em que se inicia a chuva e seu término (Figura 21), onde a quantidade acumulada de infiltração em um tempo hipotético *"t"* está representada pela área hachurada abaixo da curva exponencial.

Figura 21 - Infiltração acumulada no tempo *"t"*.



Fonte: O Autor, 2019.

Analogamente, é possível calcular a área a partir da Equação 12.

$$F = \int_0^t f_f + (f_0 - f_f) \times e^{-kt}\, dt = f_f \times t + (f_0 - f_f) \times \left(\frac{1 - e^{-kt}}{k}\right) \qquad (12)$$

Onde:

F = quantidade de água infiltrada acumulada (mm)

t = tempo (h)

f_f = capacidade final de infiltração (mm/h)

f_o = capacidade inicial de infiltração (mm/h)

k = constante de decaimento exponencial (h^{-1})

A quantidade de infiltração acumulada obtida pela integral da equação de *Horton* representa uma altura de infiltração por unidade de área. Logo, para o cálculo do volume de infiltração total esse valor foi multiplicado pela área de percolação da técnica, ou seja, a área de passagem da água do dispositivo para o solo.

Nos pavimentos permeáveis se supôs que a área de percolação coincide com a área desse pavimento em planta, como recomendado por Silveira e Goldenfum (2007). Contudo, é importante mencionar uma ressalva sobre a utilização dessa área de percolação. Segundo Lee *et al*. (2015) a exfiltração horizontal pelas paredes laterais da unidade de armazenamento é um fator predominante na determinação do desempenho hidrológico do sistema, especialmente onde a unidade de armazenamento possui uma forma longa e estreita; com alto risco de compactação e entupimento do fundo, como proposto neste trabalho. Na modelagem realizada por Lee *et al*. (2015) se encontrou uma quantidade de exfiltração horizontal que correspondia a 92,6% da exfiltração total durante o período de simulação.

No caso das trincheiras de infiltração se utilizou a área das paredes laterais como área de percolação, conforme recomendação de Silveira e Goldenfum (2007), visto que consideram a colmatação rápida da área de fundo do reservatório Tal fato é comprovado pelo experimento de Emerson, Wadzuk e Traver (2010), onde perceberam ao longo dos anos, o entupimento da base da trincheira por sólidos suspensos, e menor impacto em suas paredes laterais.

3.5 Dimensionamento da Rede de Drenagem com Técnicas Compensatórias

Este trabalho considera no estudo do dimensionamento 4 (quatro) cenários distintos:

- Cenário 1: apenas rede convencional de drenagem;
- Cenário 2: pavimentos permeáveis e rede convencional de drenagem;
- Cenário 3: trincheiras de infiltração e rede convencional de drenagem;
- Cenário 4: bacia de detenção e rede convencional de drenagem.

No dimensionamento da rede convencional de drenagem nos cenários em que são projetadas as técnicas compensatórias, obteve-se a redução que esses dispositivos produziram na vazão afluente em cada PV. Ou seja, se subtraiu da vazão de entrada nas galerias de águas pluviais toda a capacidade de amortecimento das técnicas compensatórias utilizadas em sua microbacia correspondente, tanto por armazenamento quanto por infiltração. Esse novo valor obtido foi então utilizado no dimensionamento das galerias à jusante.

No caso do pavimento permeável e das trincheiras de infiltração, o amortecimento foi calculado considerando a infiltração no solo e o volume de armazenamento dos reservatórios.

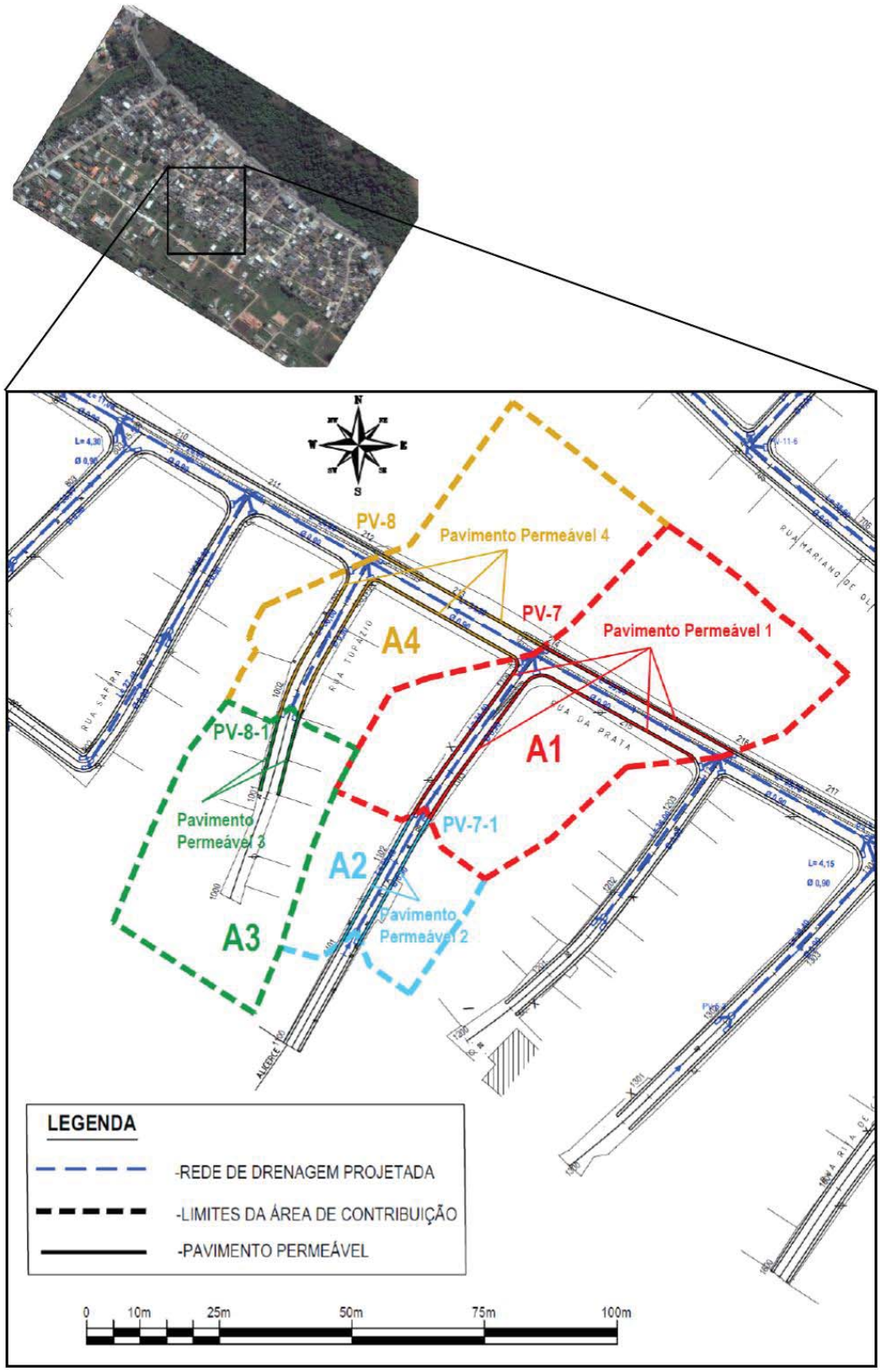
Na bacia de detenção apenas o volume de armazenamento foi utilizado, visto que nessa técnica se considerou um dispositivo impermeável, sem percolação no solo.

O volume de armazenamento e a infiltração foram obtidos com auxílio das dimensões do reservatório. No caso do pavimento permeável e da trincheira de infiltração, a área em planta do dispositivo localizada em cada microbacia foi utilizada no cálculo do volume armazenado, e não direcionado ao sistema tradicional de drenagem. Subtraiu-se então, esse volume amortecido, do volume precipitado total na microbacia correspondente, considerando o mesmo tempo de concentração.

Essa subtração, contudo, foi apenas no valor local da chuva, ou seja, no caso do volume de armazenamento e infiltração do dispositivo localizado nos limites da referida microbacia ser maior que a precipitação efetiva, se considerou apenas que naquela microbacia a precipitação efetiva foi nula. Assim, não se subtraiu esse “saldo de amortecimento” da vazão pluvial pelas galerias oriundas de outras microbacias. Isso ocorre, pois, a vazão de outras microbacias, ao encontrar uma caixa de ralo, irá escoar pelas galerias de águas pluviais, não sendo direcionada aos dispositivos das técnicas compensatórias.

A Figura 22 apresenta uma ilustração das áreas consideradas nos cálculos para definir a vazão amortecida pelos pavimentos permeáveis. Todo pavimento permeável localizado no interior da área “A1”, por exemplo, contribuiu na redução das vazões afluentes ao PV-7. Da mesma forma, a área em planta e o volume dos dispositivos que se encontram dentro dos limites das áreas “A2”, “A3” e “A4”, foram utilizados para calcular o amortecimento das vazões afluentes ao PV-7-1, PV-8-1 e PV-8, respectivamente.

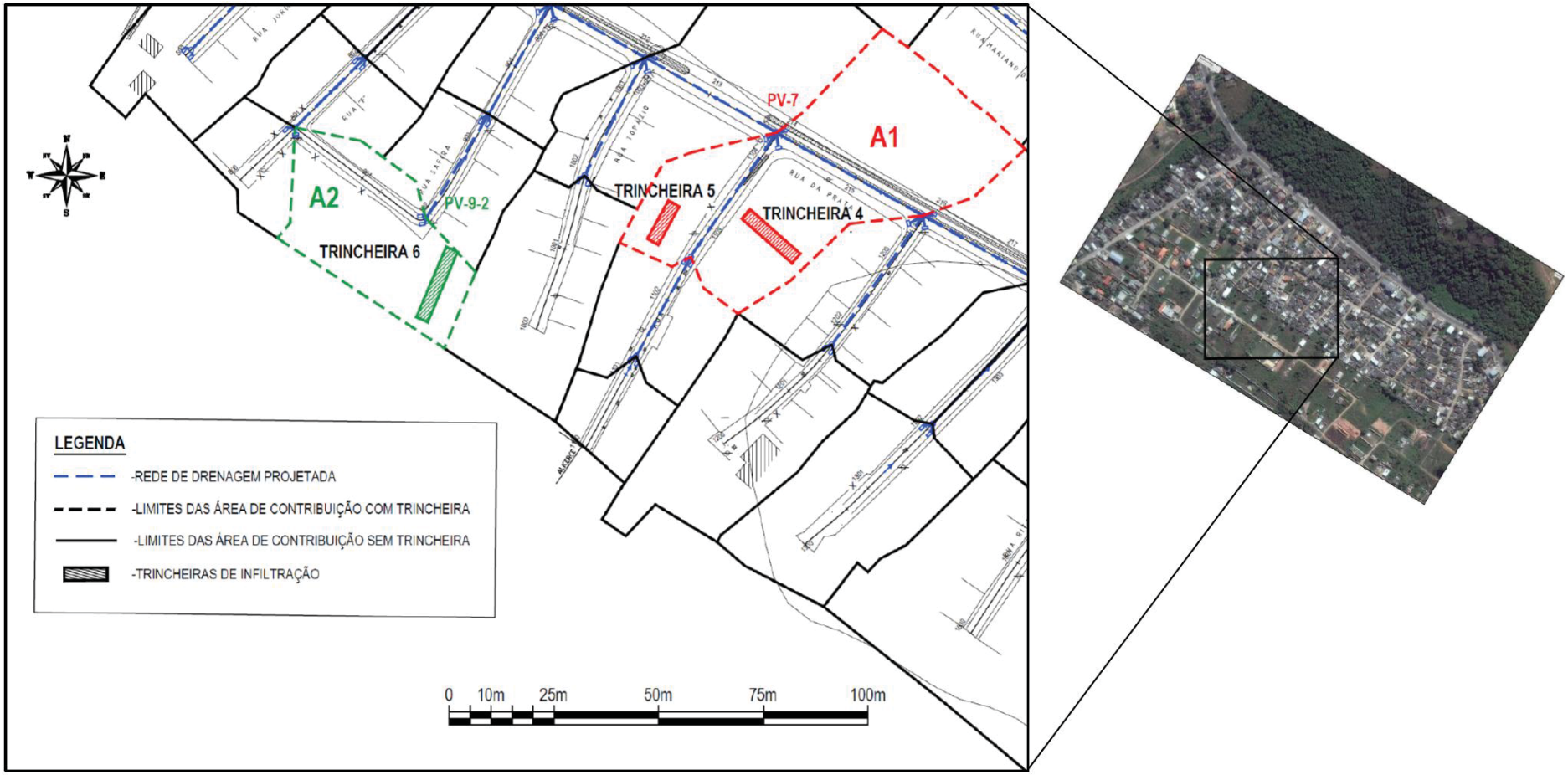
Figura 22 - Exemplificação das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento com utilização do pavimento permeável (Cenário 2).



Fonte: O Autor, 2019.

De maneira semelhante, se exemplificaram essas considerações de cálculo referentes às trincheiras de infiltração. A diferença é que, ao contrário dos pavimento permeáveis, locados em quase todas áreas de contribuição da área de estudo, as trincheiras de infiltração apresentaram dificuldade na seleção de implantação devido a extensão de sua projeção longitudinal e área de contribuição correspondente. Portanto, não se projetou a implantação de trincheiras de infiltração na maioria das áreas de contribuição, que assim não tiveram suas vazões pluviais reduzidas. Por exemplo, das áreas de contribuição apresentadas na Figura 23, somente as áreas “A1” e “A2” foram consideradas influentes no volume amortecido pelas trincheiras de infiltração. Nesse caso a “trincheira 6” reduziu a vazão local da área “A2” sobre o PV-9-2, assim como as trincheiras 4 e 5 diminuíram as contribuições de “A1” sobre o PV-7.

Figura 23 - Exemplificação das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento com utilização das trincheiras de infiltração (Cenário 3).



Fonte: O Autor, 2019.

Por outro lado, no caso da bacia de detenção, se subtraiu seu volume de armazenamento do volume total que escoa pelas galerias de águas pluviais a montante do dispositivo. Isso ocorre, pois nesse caso se considera a utilização de um reservatório *in line*, de forma que a vazão é direcionada em sua totalidade para o reservatório em seu ponto mais a montante, e retorna para a galeria apenas em seu ponto mais a jusante.

Como se observa na Figura 24, o cálculo da vazão final desse cenário foi diferente dos demais. Nele se subtraiu, no PV-13, a capacidade de amortecimento da bacia de toda vazão resultante das áreas de contribuição a montante desse PV, pois se considerou que toda essa água pluvial está sendo direcionada ao reservatório da bacia de detenção.

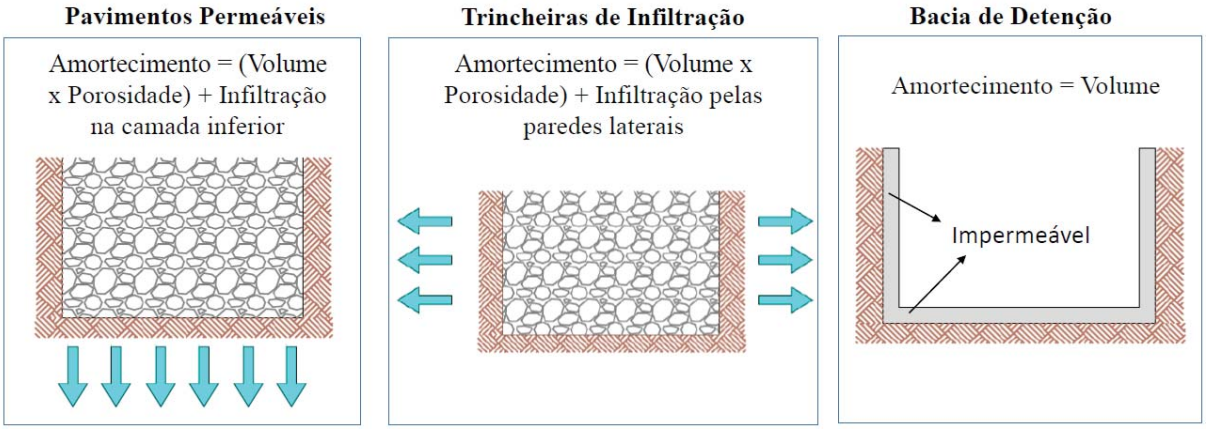
Figura 24 - Exemplificação das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento com utilização da bacia de detenção (Cenário 4).

Fonte: O Autor, 2019.

No caso dos pavimentos permeáveis e das trincheiras de infiltração o volume dos reservatórios é multiplicado pela porosidade do material que se encontra em seu interior, uma vez que esse material reduz o espaço disponível para a água, diminuindo a capacidade de armazenamento do reservatório.

As seções típicas dos sistemas utilizadas pelas técnicas compensatórias no desenvolvimento deste trabalho estão apresentadas na Figura 25.

Figura 25 - Amortecimento realizado pelos pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração e bacia de detenção



Fonte: O Autor, 2019.

Após a definição das novas vazões a serem escoadas nos sistemas dos Cenários 2, 3 e 4, foi realizado o dimensionamento do sistema tradicional de drenagem, sem, contudo, alterar o traçado em planta da rede, nem as declividades das galerias existentes. Alterou-se apenas os diâmetros das manilhas existentes, mantendo-se o traçado original. Assim, se analisou o impacto das técnicas compensatórias no orçamento das obras, visto que um aumento das declividades pode acarretar na diminuição dos diâmetros necessários, e alterações no traçado modificariam os comprimentos totais das tubulações, ou seja, haveriam outras razões, além das técnicas compensatórias, para as mudanças nos quantitativos e, consequentemente, nos preços totais das obras com as técnicas compensatórias.

A planta do projeto de drenagem desenvolvido neste trabalho é apresentada no Apêndice A. As planilhas de dimensionamento da rede de drenagem dos Cenários 1 a 4 são apresentadas nos Apêndices B a E.

3.6 Dimensionamento do Pavimento Permeável

No dimensionamento do pavimento permeável Silveira e Goldenfum (2007) recomendam a Equação 13, do método da Curva Envelope e as Equações 14 e 15 para calcular a espessura da camada de reservatório do dispositivo.

$$\text{Vmáx} = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \times \sqrt{\beta} \times T^{\frac{b}{2}} - \sqrt{\frac{c}{60}}\sqrt{q_s}\right)^2 \qquad (13)$$

$$H = \frac{V_{máx}}{\eta} \qquad (14)$$

$$\beta = \frac{C \times A_c}{A_{pav}} \qquad (15)$$

Onde:

V_{max} = volume de dimensionamento (mm);

a, *b*, *c* = parâmetros da equação IDF de *Talbot*;

β= produto do coef. de escoam. Pel;a razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo;

T= período de retorno (anos)

q_s = vazão de saída constante do dispositivo (mm/h);

H = profund. média do volume de acumulação do dispositivo (mm);

η= porosidade do material de enchimento do dispositivo;

C = coeficiente de escoamento da área de contribuição (A_c);

A_c = Área de contribuição da chuva (m²);

A_{pav} = Área da projeção horizontal do pavimento permeável (m²).

Contudo, a Equação 13 considera que a vazão de saída do dispositivo será constante. Neste trabalho, apesar de se recomendar que o pavimento projetado possua drenos inferiores para ajudar no escoamento das águas pluviais, se considerou a vazão de saída do dispositivo igual a vazão infiltrante no solo. Dessa forma, o pavimento é dimensionado para que seu

reservatório suporte a chuva com o período de recorrência e tempo de duração utilizados sem que seja necessário o retorno dessa água pluvial para o sistema tradicional de drenagem.

Por isso, para resolver a Equação 13, se utilizou como o valor da vazão de saída constante do dispositivo uma taxa média, encontrada dividindo a infiltração total no solo durante uma hora por esse mesmo período.

Por outro lado, a NBR 16416 *Pavimentos Permeáveis de Concreto – Requisitos e Procedimentos* (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015) estabelece no dimensionamento de um pavimento permeável a duração da chuva, no mínimo, no valor de 1 (uma) hora, e o período de retorno mínimo de 10 (dez) anos.

Dessa forma, se elaborou a Equação 16, onde, diferentemente do Método da Curva Envelope, é utilizado o tempo em que há maior diferença entre a vazão de entrada e a de saída do dispositivo, empregando o tempo mínimo de 1 (uma) hora, conforme preconizado pela NBR 16416. Então, se subtraiu a lâmina d'água efluente, da lâmina de entrada no pavimento permeável. Para tal, foi utilizado o Método de *Horton* no cálculo da infiltração acumulada e a Equação de *Talbot* para encontrar a intensidade pluviométrica.

$$Vmáx = \left\{\left(\frac{C \times A_c \times t}{A_{pav}}\right) \times \left[\frac{a \times T^b}{(t \times 60)+c}\right]\right\} - \left[f_f \times t + \left(f_0 - f_f\right)\left(\frac{1 - e^{-kt}}{k}\right)\right] \qquad (16)$$

Onde:

Vmáx = lâmina d'água do reservatório (mm);

C = coeficiente de *runoff*;

i = intensidade da chuva (mm/h);

A_c = Área de contribuição da chuva (m²);

t = tempo de duração da chuva (h);

Ar = Área em planta do reservatório (m²);

f_f = capacidade final de infiltração (mm/h);

f_o = capacidade inicial de infiltração (mm/h);

k = constante de decaimento exponencial (1/h);

T = período de retorno (anos);

a, b, c =coeficientes de *Talbot*;

A_{pav} = Área da projeção horizontal do pavimento permeável (m²).

Também, recomenda-se uma profundidade adequada das técnicas compensatórias das reservas de águas subterrâneas (LEE *et al.*, 2015). A NBR 16416 define como distância mínima entre o nível mais alto do lençol freático e a base do pavimento o valor de 0,60 m. Esse valor é semelhante ao requerido pelo *Virginia Water Resources Research Center* (2011), considerado de 2 (dois) pés ou 0,61 m.

Por outro lado, o *Minnesota Pollution Control Agency* (2013) estabelece que o afastamento necessário entre o solo saturado e a base de sistemas de infiltração, como pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração, deve ser um pouco maior, de ao menos 3 (três) pés ou 0,92 m. Assim como a Associação Brasileira de Cimento Portland e Programa Soluções para Cidades (2013), que indica a utilização de fundos impermeáveis no reservatório caso o lençol esteja a menos de 1,00 m do leito da técnica compensatória.

Por outro lado, Tomaz (2009), Araújo, Tucci e Goldenfum (2000) e *B.C. Ministry of Environment Water Protection and Sustainability Branch* (2014) são mais conservadores. Os dois primeiros sugerem distância mínima de 1,20 m e o terceiro sugere variação da distância de acordo com as características do solo. Por exemplo, para o solo utilizado neste trabalho, classificado como franco arenoso, a distância seria de 1,50 m, todavia, seu valor poder chegar até 7,50 m em solos com menor capacidade de infiltração.

Com exceção da NBR 16416 e do trabalho do *Virginia Water Resources Research Center (2011)*, esses valores fornecidos são para técnicas de infiltração, de forma que também foram referência para o dimensionamento das trincheiras de infiltração no capítulo 3.7.

Como a sondagem realizada teve uma profundidade máxima de 3,00 m, e não se sabe a cota em que se encontra o nível d'água, é possível afirmar apenas que a camada de solo acima desse nível d'água possui ao menos 3,00 m de espessura. Assim, caso o reservatório do pavimento permeável seja mais profundo do que o definido pela sondagem, não será possível assegurar que a água irá conseguir infiltrar adequadamente.

Ao analisar os afastamentos recomendados, se adotou para este trabalho um valor médio entre eles, de 1,00 m. Se considerou então que todos os reservatórios dos pavimentos permeáveis irão possuir uma altura máxima de 2,00 m, que representa os 3,00 m de sondagem onde não foi encontrado nível d'água, e um espaçamento mínimo adotado, de 1,00 m.

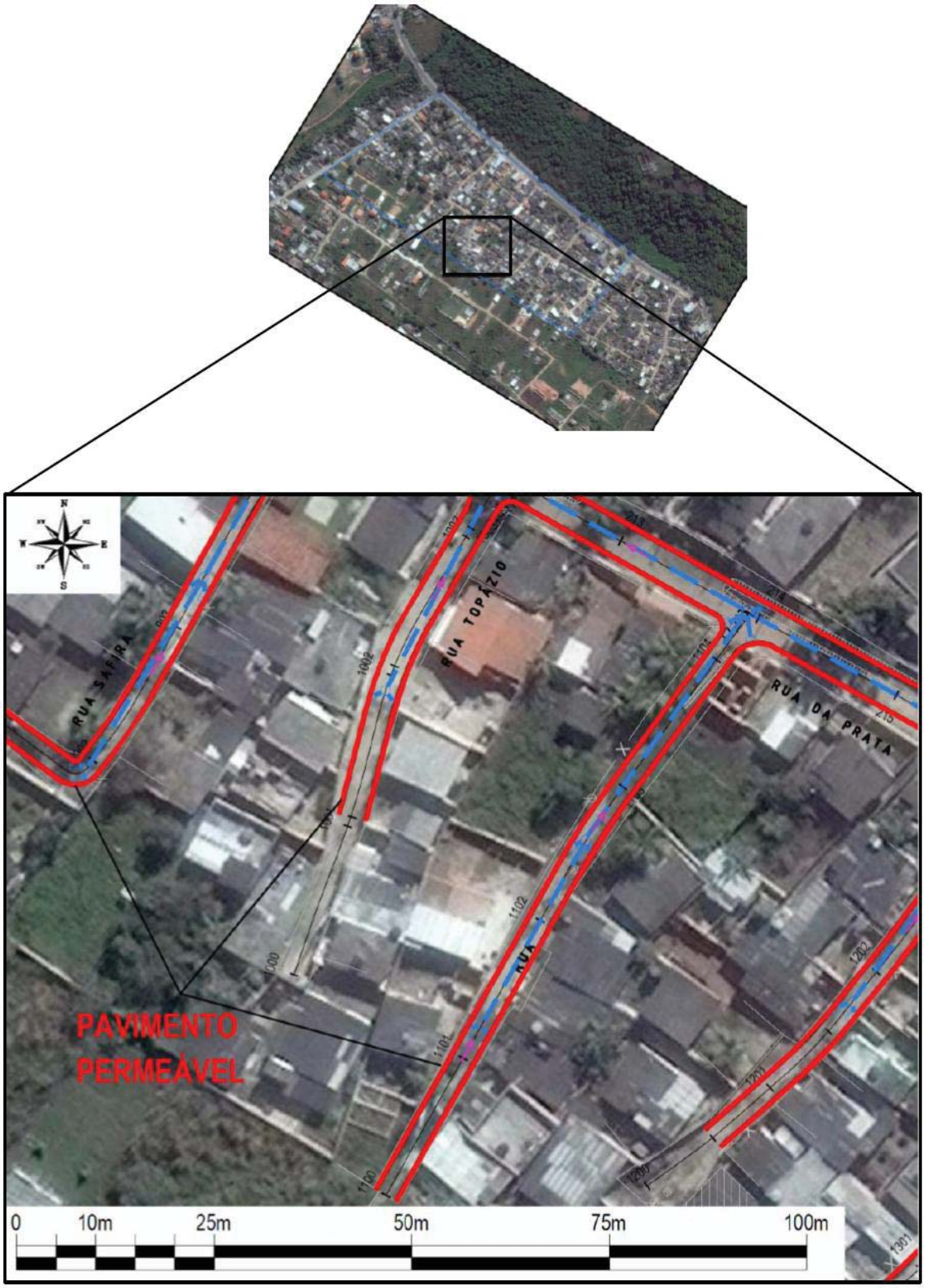
Como dito no capítulo 2.1, esses pavimentos não devem ser instalados em superfícies com cargas de tráfego, visto que isso, além da possibilidade de deformá-lo e entupir os poros por

onde a água escoa, resulta na compactação dos solos subjacentes. Logo, se projetou seu emprego nas calçadas, onde a aplicação de cargas é usualmente menor.

Com auxílio do levantamento topográfico disponibilizado pela empresa Cohidro – Consultoria, Estudos e Projetos Ltda, foram identificados os espaços disponíveis para implantação da calçada e se percebeu que possuíam largura variável. Para a realização do dimensionamento do pavimento permeável deste trabalho, se considerou então uma largura de 0,50 m, como o espaçamento máximo de logradouros entre o greide projetado para o asfaltamento e as casas existentes. A Figura 26 apresenta uma exemplificação da locação desse dispositivo.

Nos passeios em que o espaço disponível é maior do que 0,50 m, foi adotada a construção de passeio cimentado regular no espaço restante. A área de percolação do pavimento foi então medida em planta por intermédio do *software* AutoCAD.

Figura 26 - Exemplificação da localização dos pavimentos permeáveis nas áreas de calçamento disponíveis na área de estudo.



Fonte: O Autor, 2019.

O índice de vazios da camada de reservação deve se encontrar entre 30% e 40% (VIRGILIIS, 2009). Malysz (2003) apud Acioli (2005) estabelece esse valor como 36%, como utilizado neste trabalho.

A Equação 16 utiliza a Equação de *Talbot* no cálculo da intensidade pluviométrica. Elaborou-se então a Equação 17, semelhante a Equação 16, mas se diferencia pela substituição da Equação de *Talbot* pela IDF.

$$Vmáx = \left\{\left(\frac{C \times A_c \times t}{A_{pav}}\right) \times \left\{\frac{a \times T^b}{[(t \times 60)+c]^d}\right\}\right\} - \left[f_f \times t + \left(f_0 - f_f\right) \times \left(\frac{1 - e^{-kt}}{k}\right)\right] \qquad (17)$$

Onde:

Vmáx = lâmina d'água do reservatório (mm);

C = coeficiente de *runoff*;

i = intensidade da chuva (mm/h);

Ac = Área de contribuição da chuva (m²);

t = tempo de duração da chuva (h);

f_f = capacidade final de infiltração (mm/h);

f_o = capacidade inicial de infiltração (mm/h);

k = constante de decaimento exponencial (1/h);

T = período de retorno (anos);

a, *b*, *c*, *d* =coeficientes IDF.

A_{pav} = Área da projeção horizontal do pavimento permeável (m²).

Outra maneira de efetuar o dimensionamento é pela Equação 18, como recomendação da NBR 16416 para o dimensionamento da camada de reservatório dos pavimentos permeáveis.

$$H = \frac{(Q \times \frac{A_c}{A_p}) + P - (f \times T)}{\eta} \qquad (18)$$

Onde:

H = altura do reservatório (m);

Q = precipitação excedente da área de contribuição para uma dada chuva de projeto (m);
Ac = área de contribuição (m²);
Ap = área do pavimento permeável (m^2);
P = precipitação de projeto (m);
f = taxa de infiltração no solo (m/h);
T = tempo efetivo do enchimento da camada de reservatório (h);
η= porosidade do material de enchimento do dispositivo.

Nesse caso, para a precipitação excedente (Q), o valor utilizado é a multiplicação da intensidade pluviométrica pela área de contribuição e pelo coeficiente de *runoff*. Assim, como nas metodologias anteriores, se realizou um dimensionamento para minimizar a vazão vertida pelo pavimento para o sistema tradicional de drenagem.
O tempo efetivo de enchimento do reservatório (T) utilizado foi de 2 (duas) horas, como recomendado pela NBR 16416.
A Equação 18 também emprega uma taxa de infiltração uniforme, assim, foi utilizada novamente uma taxa média, na qual se divide a infiltração total no solo no período de 2 (duas) horas, que é o tempo de enchimento do reservatório, pelo mesmo período.
O pavimento permeável, por estar presente em todas as áreas de contribuição dos PV's, foi dimensionado, nas metodologias deste capítulo, de forma que se encontra-se uma profundidade homogênea pra toda área de projeto. Portanto, se utilizou nos cálculos a área total de sua projeção horizontal e a área total da bacia de contribuição.

3.7 Dimensionamento da Trincheira de Infiltração

Na seleção do local definiu-se a existência de espaços disponíveis para a implementação do dispositivo, identificados por meio do *software Google Earth*, que fornece imagens de satélite datadas de 07/10/2016.
De acordo com Caputo (2012), as trincheiras não devem ficar localizadas próximas de construções, pois o solo em constante umedecimento pode comprometer sua integridade

estrutural. Assim, foi definida uma distância mínima das construções para locação das trincheiras.

As distâncias sugeridas por *Engineers Australia* (2006) apud Caputo (2012) dependem da condutividade hidráulica do solo (Quadro 8). Na ausência desse dado para aquela localidade, foi utilizado o valor médio fornecido por Tomaz (2010b) para um solo classificado como areia franca, de 2,14 in/h, ou 1,70 x 10^{-5} m/s. Ao utilizar esse valor no Quadro 8 se obtêm uma distância mínima de 2,00 m.

Quadro 8 - Condutividade hidráulica e distâncias mínimas entre trincheiras de infiltração e construções vizinhas.

Condutividade Hidráulica (m/s)	Distância (m)
5 x 10^{-5}	1,00
1 x 10^{-5} a 5 x 10^{-5}	2,00
1 x 10^{-6} a 1 x 10^{-5}	4,00
< 1 x 10^{-6}	5,00

Fonte: *Engineers Australia* (2006) apud Caputo (2012)

Por outro lado, Tomaz (2016) é mais conservador e define essa distância como 6,00 m, independentemente do tipo de solo.

Neste trabalho se utilizou uma distância de 3,00 m das construções apresentadas nas imagens do *Google Earth*, como um valor médio entre os recomendados. Dessa forma, o projeto é executado com mais segurança do que as recomendações de *Engineers Australia* (2006) e com menos dificuldades de disponibilidade de espaço para locação do que com o valor de Tomaz (2016).

No que se trata das dimensões em planta da trincheira, se recomenda fixar seu comprimento com base na disponibilidade no terreno. Sua largura não pode ser muito estreita, de modo que dificulte sua construção, nem muito larga, para não exigir muito espaço no terreno, sendo utilizadas geralmente larguras entre 0,80 m e 1,00 m (SILVEIRA; GOLDENFUM, 2007).

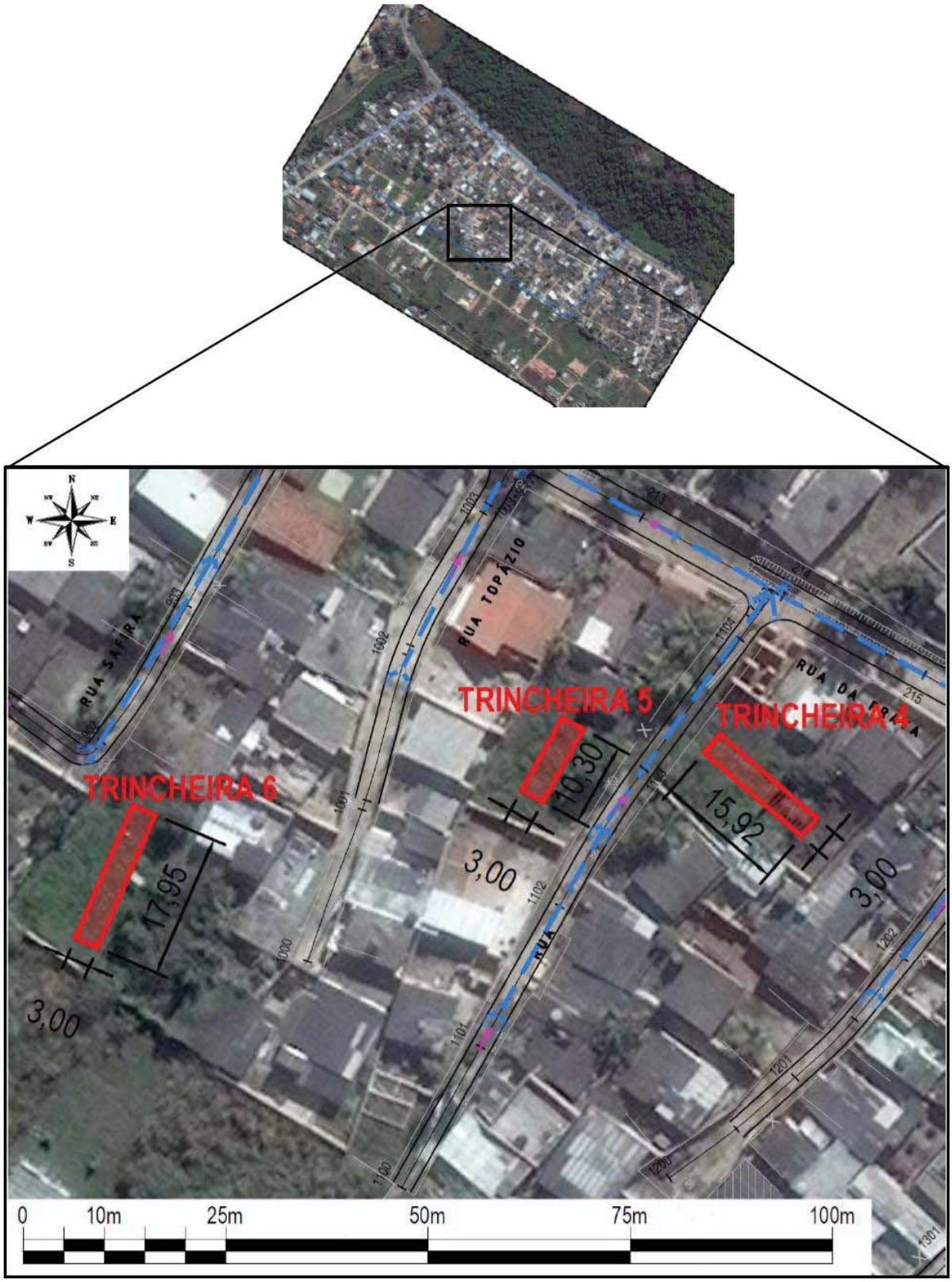
Pennsylvania Department of Environmental Protection (2006) define a largura entre 0,91 m e 2,44 m, contudo, outras referências recomendam larguras máximas maiores, como *Minnesota Pollution Control Agency* (2018), que estabelece a largura máxima como 7,62 m, *Wisconsin Department of Natural Resources* (2018) como sendo 4,57 m e Tomaz (2016) como 7,50 m.

Riverside County Flood Control and Water Conservation District (2011) e *Wisconsin Department of Natural Resources* (2018) determinam ainda que a largura seja maior que a profundidade da camada de reservatório.

Com o objetivo de respeitar esses valores e fornecer uma capacidade de armazenamento adequada às condições locais, se utilizou o valor de 3,00 m para a largura das trincheiras.

A partir dessas limitações, foram locadas 8 (oito) trincheiras, com diferentes comprimentos, cujo desenho em planta está exposto no Apêndice A. Uma exemplificação da localização dessas trincheiras está apresentada na Figura 27.

Figura 27 - Exemplificação da localização das trincheiras em seção disponível intermediária na área de estudo.



Fonte: O Autor, 2019.

A distância mínima utilizada entre o nível mais alto do lençol freático e o fundo do dispositivo, assim como para o pavimento permeável, foi de 1,00 m, ou seja, a altura da trincheira não pode ser superior a 2,00 m. De maneira análoga, a porosidade do material de enchimento do dispositivo adotada também foi de 0,36 e o período de retorno de 10 (dez) anos.

Assim, se utilizaram as Equações 19 a 22 no dimensionamento da profundidade de cada uma das 8 (oito) trincheiras.

$$H = \left[\frac{k_1\left(k_2 - \sqrt{\eta}\right)}{\eta - {k_2}^2}\right]^2 \qquad (19)$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{60}} \times \sqrt{\beta} \times T^{\frac{b}{2}} \qquad (20)$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{c}{60}} \times \sqrt{\gamma} \times \sqrt{q_s} \qquad (21)$$

$$\beta = \frac{C \times A_c}{B \times L} \qquad (22)$$

Onde:

H = altura da camada de acumulação do dispositivo (mm);

a, b, c = parâmetros da equação IDF de Talbot;

η = porosidade do material de enchimento do dispositivo;

β = produto do coef. de escoam. pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo;

T = período de retorno (anos);

q_s = vazão de saída constante do dispositivo (mm/h);

γ = razão entre área de percolação e volume do dispositivo (mm^{-1});

B = largura da trincheira de infiltração (m);

L = comprimento da trincheira de infiltração (m).

Para o cálculo do valor de γ se considera a área de percolação como a área das duas paredes laterais, ou seja, duas vezes a altura da camada de reservação vezes o seu comprimento.

$$\gamma = \frac{A_p}{V_t} = \frac{2 \times H \times L}{B \times H \times L} = \frac{2}{B} \qquad (23)$$

Onde:

A_p = área de Percolação (mm²);

V_t = volume do reservatório da trincheira (mm³);

H = altura do reservatório d trincheira (mm);

B = largura da trincheira (mm);

L = comprimento da trincheira (mm).

Ao contrário do pavimento permeável, no caso da trincheira de infiltração, o dimensionamento da profundidade é realizado separadamente para cada trincheira, utilizando sua respectiva área de percolação e a contribuição pluviométrica da sub bacia onde está localizada. Isso se deve ao fato de que a vazão precipitada em outras sub bacias é direcionada para uma caixa de ralo, e consequentemente para o sistema tradicional de drenagem, sem afluir em uma das trincheiras.

Quando uma trincheira se encontrou entre duas ou mais sub bacias, foi utilizada a soma de suas áreas para o cálculo de sua profundidade.

Assim como no caso dos pavimentos permeáveis, a Equação 21 emprega uma taxa de infiltração uniforme para a vazão de saída, dividindo a infiltração total no solo pelo período correspondente, considerado em média de 1 (uma) hora.

3.8 Dimensionamento da Bacia de Detenção

Para o dimensionamento desta técnica Silveira e Goldenfum (2007) recomendam a Equação 24, desenvolvida pelo Método da Curva Envelope.

$$H = \left[\left(\sqrt{\frac{a}{60}} \times \sqrt{C} \times T^{\frac{b}{2}}\right) - \left(\sqrt{\frac{c}{60}} \times \sqrt{q_s}\right)\right]^2 \qquad (24)$$

Onde:

H = altura da camada de acumulação do dispositivo por unidade de área da bacia hidrografica (mm);

a, *b*, c = parâmetros da equação IDF de *Talbot*;

T = período de retorno (anos);

q_s = vazão de saída constante do dispositivo (mm/h);

C = coeficiente de *runoff*.

Se projetou uma bacia de detenção com um orifício que libere para jusante uma vazão de 294,15 L/s. Assim, estará de acordo com a vazão máxima específica de saída para a rede pública de águas pluviais do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Campo Grande - MS, que é de 28,3 L/s.ha.

Na seleção da localização da bacia de detenção também foi respeitada uma distância mínima das construções. De acordo com *Idaho Department of Environmental Quality* (2005) a distância entre o dispositivo e as paredes de construções deve ser de 3,05 m. Assim como *Iowa Department of Natural Resources* (2009), que recomenda essa mesma distância entre a bacia e as divisas de propriedades.

P*ima County Regional Flood Control District* (2014) afirma que o afastamento de estruturas deve ser de 3,05 m e da divisa das propriedades de 1,22 m. Recomendação semelhante a do *Department of Planning & Community Development* (2014), que afirma que o afastamento de estruturas e fundações deve ser de 3,05 m e da divisa das propriedades de 1,52 m.

O *Tennessee Department of Environment & Conservation* (2015) é mais conservador e define como a distância da divisa de propriedades 3,05 m e 7,62 m da fundação de construções.

Neste trabalho a distância de construções utilizada foi de 3,05 m, visto que esse foi o valor mais recorrente nas referências encontradas.

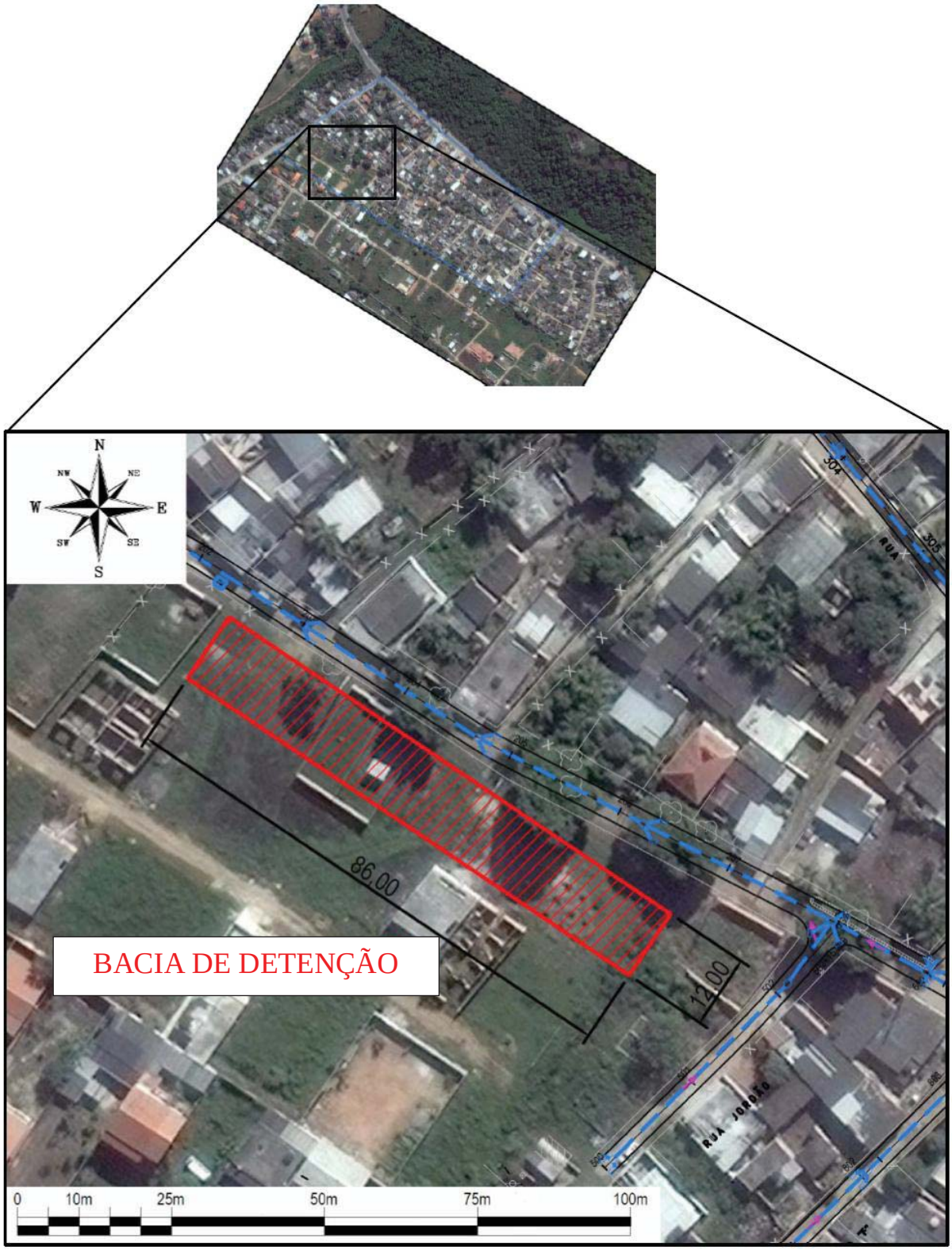
Diferentemente dos pavimentos permeáveis e das trincheiras de infiltração projetados, aos quais aflui o escoamento superficial, a bacia de detenção irá receber também a vazão que escoa pela rede tradicional de drenagem. Assim, uma diferença na seleção de sua localização em relação às técnicas anteriores é a necessidade de sua construção ser próxima e paralela à tubulação de drenagem. Dessa forma, é possível que a vazão pluvial escoada por essa tubulação aflua no reservatório em seu ponto a montante e retorne para a galeria no ponto final da bacia.

Um ponto negativo desse recebimento da vazão da rede de drenagem é a possibilidade desse afluente estar poluído, visto que carência de saneamento e hábitos inadequados de parte da população, como lançamentos irregulares de esgoto e disposição inadequada do lixo ou ausência de sua coleta, fazem com que os reservatórios de detenção sejam submetidos a cargas elevadas de poluentes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND; PROGRAMA SOLUÇÃO PARA CIDADES, 2013; NAKAZONE, 2005).

Portanto, para evitar riscos à saúde da população do entorno, a construção da rede de drenagem local deve acompanhar a execução de sistema adequado de coleta de esgoto. Ademais, a bacia de detenção deve ser limpa antes de ser novamente utilizada pela população.

O dispositivo foi locado na área disponível identificada com auxílio do *software Google Earth*, de forma que a estrutura projetada possui comprimento de 86,00 m e largura de 12,00 m (Figura 28).

Figura 28 - Localização da bacia de detenção na área da comunidade de estudo.



Fonte: O Autor, 2019.

A altura do dispositivo por unidade de área da bacia hidrografica encontrada é um valor em milímetros, logo, para converter essa unidade para "m³/ha" se multiplica o resultado da Equação 24 por 10 (dez). Assim se encontra o volume necessário por área de bacia.

Para calcular o volume da bacia de detenção se multiplica a esse novo valor encontrado a área da bacia estudada, que corresponde ao somatório das áreas das microbacias, de 10,39 ha.

Como a bacia de detenção projetada neste trabalho possui forma geométrica de um prisma reto, o cálculo de sua altura é realizado pela divisão do volume do dispositivo por sua projeção horizontal.

Assim, se encontrou a altura necessária para o dispositivo pela Equação 25:

$$H_{bd} = \frac{H \times 10 \times A_c}{B \times L} \qquad (25)$$

Onde:

H_{bd} = altura da bacia de detenção (m);

H = altura da camada de acumulação do dispositivo por unidade de área da bacia hidrografica (mm);

A_c = área de contribuição da bacia (ha);

B = largura da bacia de detenção (m);

L = comprimento da bacia de detenção (m).

Outra maneira de calcular a altura da bacia de detenção é pelas recomendações do Artigo 11 da Resolução Conjunta SMG/SMO/SMU nº 001 de 27 de janeiro 2005, que estabelece que seu dimensionamento deve ser realizado pela Equação 26.

$$V = K \times A_i \times h \qquad (26)$$

Onde:

V = Volume do reservatório (m³);

K = Coeficiente de abatimento,

A_i = Área impermeabilizada (m²);

h = Altura de chuva (m)

A resolução recomenda que o valor de 0,15 para o coeficiente de abatimento (K) e a altura da chuva de 0,06 m nas Áreas de Planejamento 1, 2 e 4 e de 0,07 m nas Áreas de Planejamento 3 e 5, do município do Rio de Janeiro, conforme Figura 13.

O empreendimento da comunidade Jardim Vitória, no bairro Santa Cruz está localizado na AP-5, de modo a considerar uma altura de chuva de 0,07 m. Após obter o volume necessário, a altura é encontrada dividindo esse volume pela área em planta do dispositivo.

No que se trata da altura máxima disponível para a sua camada de reservação, *The North Carolina Department of Environmental Quality* (2009) e *Iowa Department of Natural Resources* (2009) recomendam que o lençol freático mais elevado se situe a uma distância maior do que 0,61 m do fundo da bacia de detenção. A *Tennessee Department of Environment & Conservation* (2015) sugere um valor mais conservador, de 0,91 m, valor esse utilizado neste projeto.

Portanto, ao se optar por esse valor, a altura máxima da bacia de detenção foi definida como 2,09 m.

3.9 Critérios para Estimativas de Custos dos Cenários

A base do orçamento dos custos para os diferentes cenários foi o boletim da Empresa de Obras Públicas do Estado do Rio de Janeiro (EMOP, 2018), que fornece os preços unitários de materiais, equipamentos e mão de obra utilizados em obras públicas. A data base desses preços unitários foi setembro de 2018.

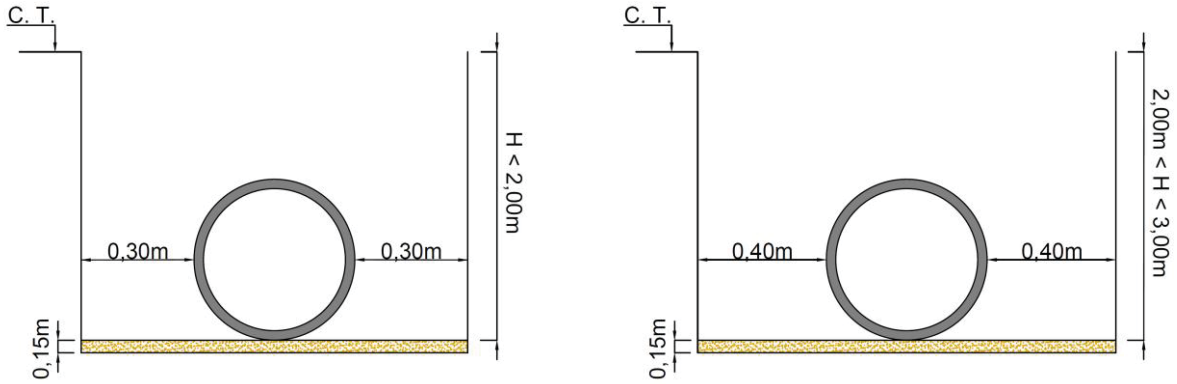
Um dos itens do boletim para as obras de drenagem projetadas no presente trabalho é a utilização de cerca protetora de borda de vala. O orçamento considerou o emprego nos 2 (dois) lados das escavações para a instalação das manilhas. Contudo, o item da tabela EMOP considera que a tela seja reutilizada 1 (uma) vez, assim o comprimento adotado foi igual à soma dos comprimentos totais das tubulações.

Para cálculo dos volumes da escavação, realizada para instalar a tubulação da rede tradicional de drenagem, foram utilizadas recomendações do “Catálogo de Referência de Custos Unitários” (EMPRESA DE OBRAS PÚBLICAS, 2012). Em seu item “2.b” é estabelecido

que escavações de até 2,00 m de profundidade, devem possuir no fundo a largura do diâmetro externo da tubulação acrescida de 0,60 m. No caso das escavações com mais de 2,00 m de profundidade, sua largura de fundo é igual ao diâmetro externo da tubulação, acrescida de 0,60 m, mais 0,10 m para cada metro a partir dos 2,00 m citados. Assim, para escavações de 3,00 m, por exemplo, é utilizado o diâmetro externo da tubulação acrescido de 0,70 m, como exemplificado na Figura 29.

O Quadro 9 apresenta os diâmetros externos de tubos de concreto armado para águas pluviais com encaixe ponta e bolsa, utilizados no cálculo dessa escavação.

Figura 29 - Croqui da escavação para instalação das tubulações de drenagem urbana.



Fonte: O Autor, 2019.

Quadro 9 - Dimensões dos tubos de concreto armado para águas pluviais com encaixe ponta e bolsa ou macho e fêmea.

Diâmetro Interno (m)	Espessura mínima da parede (mm)	Diâmetro Externo (m)
0,4	45	0,490
0,6	60	0,720
0,8	72	0,944
1,0	80	1,160
1,2	96	1,392
1,5	120	1,740

Fonte: Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2007.

No caso do valor das alturas escavadas se utilizou o valor da média aritmética das profundidades do ponto mais a jusante e do mais a montante de cada trecho. A essa média

obtida se acrescentou 0,15 m, visto que segundo as “Recomendações Técnicas para Execução de Obras de Drenagem Urbana” deve ser realizado um embasamento de areia sob a tubulação com espessura mínima de 15 cm (PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO, 2019).

Para os PV’s se adicionou ainda mais 0,10 m a profundidade, considerando assim a espessura de sua base de concreto. A área em planta de sua escavação foi calculada com as dimensões de comprimento e largura apresentados na planilha EMOP (2018). Contudo, por se tratarem de dimensões internas, se adicionou a esses valores a espessura da parede dos PV’s de blocos de concreto, de 0,20 m, e também o valor de 0,30 m de espaçamento de cada lado, como no caso das manilhas (Quadro 10).

O reaterro foi calculado de maneira semelhante a escavação, com exceção de sua altura, onde se utilizou a subtração da altura média utilizada na escavação pelo diâmetro externo da manilha e seu embasamento de areia. Não se considerou reaterro nos PV’s, visto que seu corpo se estende até a superfície.

Quadro 10 - Dimensões utilizadas para o cálculo de escavação dos poços de visita.

Diâmetro da Tubulação a Jusante (m)	**Dimensões Internas (m)**	**Dimensões Escavação (m)**	**Área Escavada (m^2)**
0,40	1,2 x 1,2	2,2 x 2,2	4,84
0,60	1,2 x 1,2	2,0 x 2,0	4,00
0,80	1,3 x 1,3	2,1 x 2,1	4,41
1,00	1,5 x 1,5	2,3 x 2,3	5,29
1,20	1,7 x 1,7	2,5 x 2,5	6,25
1,50	2,0 x 2,0	2,8 x 2,8	7,84

Fonte: O Autor, 2019

Para o cálculo do peso de material escavado transportado para bota fora e realizada a carga com pá escavadeira se adotou o peso específico de materiais de primeira categoria fornecido pelo “Catálogo de Referência de Custos Unitários” como de 1,70 t/m³.

O corpo de poço de visita corresponde ao “pescoço” do PV, também conhecido como tubo de descida ou chaminé (Figura 1). Sua altura total foi quantificada considerando a utilização de um anel, de 0,15 m de altura por PV.

O volume de areia quantificado corresponde à soma do volume de reaterro com o volume do berço utilizado. O volume do berço foi estimado pela multiplicação da área em planta da seção escavada pela altura de 0,15 m (Figura 29).

No orçamento dos pavimentos permeáveis e das trincheiras de infiltração se considerou a escavação realizada para a camada de reservatório, quantificada da mesma forma que no caso das manilhas, com a área em planta do pavimento e sua altura. Contudo, nessas técnicas não se considerou o aumento de 0,30 cm das larguras, visto nesse caso não há necessidade da entrada de trabalhadores nas valas para assentar a manilha, colocando-a na posição correta. Considerou-se apenas o lançamento de pedras britadas para execução de uma camada drenante. Esse mesmo volume também foi utilizado para orçar a camada drenante.

No que se trata dos geotêxtis, se quantificou a área de instalação. Nos pavimentos permeáveis a área é toda a base do dispositivo. Nas trincheiras de infiltração, como a camada de reservatório é toda envolta em geotêxtil, se considerou a área de suas paredes laterais, sua camada inferior e a superior.

O orçamento da bacia de detenção se diferencia dos demais dispositivos por se tratar de uma técnica de armazenamento e não de infiltração. Não possui, portanto, preenchimento com brita nem camada de geotêxtis, mas sim de paredes impermeáveis que permitem o acúmulo das águas pluviais em seu interior. Seu orçamento foi realizado considerando uma espessura das paredes de concreto de 0,25 m. Se adotou um concreto com FCK 30 MPa e uma taxa de armadura de 95 kg/m³.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Dimensionamento das Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana

O capítulo 3.6 apresentou quatro diferentes equações para dimensionar o pavimento permeável projetado neste trabalho. De acordo com a Equação 13, de Silveira e Goldenfum (2007), a altura obtida foi de 2528 mm ou 2,53 m.

$$\text{Vmáx} = \left(\sqrt{\frac{878{,}12}{60}} \times \sqrt{44{,}76} \times 10^{\frac{0{,}186}{2}} - \sqrt{\frac{17{,}56}{60}}\sqrt{8{,}07}\right)^2 = 910{,}137\text{mm}$$

$$\text{H} = \frac{910{,}137}{0{,}36} = 2528{,}16\text{mm}$$

Com a utilização da Equação 16, semelhante a Equação 13, mas utiliza o tempo mínimo que a NBR 16416 estabelece, se encontrou a altura de 2079 mm ou 2,08 m. Conforme esperado, essa altura foi menor do que a obtida pela Equação 13, pois não utilizou o momento em que ocorre a maior diferença entre a vazão de entrada e a de saída do dispositivo para o dimensionamento. Portanto, a Equação 16 é uma maneira menos segura de se realizar esse dimensionamento.

$$Vmáx = \left[\left(\frac{0{,}7 \times 105245 \times 1}{1646{,}06}\right) \times \left(\frac{878{,}121 \times 10^{0{,}186}}{60 + 17{,}557}\right)\right] - \left[6{,}35 \times 1 + (101{,}60 - 6{,}35) \times \left(\frac{1 - e^{-4{,}14 \times 1}}{4{,}14}\right)\right] \cong 748{,}66mm$$

$$H = \frac{748{,}66}{0{,}36} = 2079{,}62mm$$

Por outro lado, ao alterar a Equação 13 em relação a Equação de *Talbot* pela IDF no cálculo da intensidade pluviométrica (Equação 17), a altura necessária para o reservatório foi de 7472 mm ou 7,47 m. Percebe-se assim, que a intensidade pluviométrica calculada pela Equação IDF foi maior do que a utilizada pelo método de *Talbot*.

$$Vmáx = \left\{\left(\frac{0{,}7\ \times 105245\ \times 1}{1646{,}06}\right) \times \left[\frac{711{,}3\ \times\ 10^{0{,}186}}{(60+7)^{0{,}687}}\right]\right\}$$

$$- \left[6{,}35\ \times 1 + (101{,}60 -\ 6{,}35)\ \times \left(\frac{1 -\ e^{-4{,}14\ \times 1}}{4{,}14}\right)\right] \cong 2689{,}91mm$$

$$H = \frac{2689{,}91}{0{,}36} = 7471{,}97mm$$

Ao realizar o dimensionamento pela Equação 18, recomendada pela NBR 16416, o valor obtido foi 7,62 m. Essa altura foi elevada pois se utilizou no dimensionamento do dispositivo a precipitação efetiva como o valor da precipitação excedente, isto é, a altura de chuva que deve ser amortecida. Assim, essa é a altura do pavimento permeável necessária para amortecer toda precipitação efetiva.

$$H = \frac{(0{,}0425\ \times \frac{105245}{1646{,}06}) + 0{,}0607 - (\frac{0{,}0357}{2}\ \times 2)}{0{,}36} \cong 7{,}62m$$

Como em todas as metodologias a altura do reservatório encontrada foi maior do que sua altura máxima, definida no capítulo 3.6. Dessa forma, utilizou-se então o valor limite, de 2,00 m, no cálculo.

As trincheiras de infiltração, por outro lado, foram dimensionadas de acordo com as recomendações de Silveira e Goldenfum (2007). Suas alturas encontradas estão apresentadas no Quadro 11, assim como seus respectivos valores de k1, k2, área de contribuição, largura e comprimento. Como o capítulo 3.7 define que as trincheiras devem ter uma profundidade máxima de 2,00 m, esse quadro também apresenta a altura utilizada, diferente da dimensionada, para os casos em que foi ultrapassado esse limite.

Quadro 11 - Altura utilizada ($H_{utilizado}$) nas Trincheiras de Infiltração

Trincheira	k1	k2	Ac (m²)	B (m)	L (m)	H (m)	$H_{utilizado}$ (m)
1	98,23	0,08	12.157,00	3,00	14,95	21,17	2,00
2	130,97	0,08	26.223,00	3,00	18,14	37,63	2,00
3	32,06	0,08	963,00	3,00	11,12	2,25	2,00
4	41,84	0,08	2.349,00	3,00	15,92	3,84	2,00
5	24,87	0,08	537,00	3,00	10,30	1,36	1,36
6	29,15	0,08	1.285,00	3,00	17,95	1,86	1,86
7	26,20	0,08	1.697,00	3,00	29,34	1,51	1,51
8	26,65	0,08	5.200,60	3,00	86,88	1,56	1,56

Fonte: O Autor, 2019.

Finalmente, se dimensionou a bacia de detenção de duas maneiras distintas. Com as Equações 25 e 26, de Silveira e Goldenfum (2007), se encontrou uma altura da camada de acumulação do dispositivo por unidade de área da bacia hidrografica de 17,98 mm e, comsequentemente, uma altura para a bacia de detençã projetada de 1,81 m.

Ao aplicar a equação nos dados do projeto, obtém-se:

$$H = \left[\left(\sqrt{\frac{878{,}12}{60}} \times \sqrt{0{,}7} \times 10^{\frac{0{,}541}{2}}\right) - \left(\sqrt{\frac{17{,}56}{60}} \times \sqrt{10{,}188}\right)\right]^2 = 17{,}98\, mm$$

$$H_{bd} = \frac{17{,}98 \times 10 \times 10{,}39}{12 \times 86} = 1{,}81\, m$$

O cálculo da altura pela Equação 26, recomendada pelo Artigo 11 da Resolução Conjunta SMG/SMO/SMU nº 001 de 27 de janeiro 2005, obteve o valor de 0,75 m. Esse valor foi significativamente menor, pois no dimensionamento recomendado por essa Resolução Conjunta é abatido apenas 15% do escoamento superficial da altura de chuva preconizada. No

caso da Equação 25, se calculou um volume capaz de armazenar todo o volume afluente no momento em que ocorre a maior vazão de entrada no dispositivo.

$$V = 0{,}15 \times 105245 \times 0{,}7 \times 0{,}07 = 773{,}55m^3$$

$$h = \frac{773{,}55}{12 \times 86} = 0{,}75m$$

No desenvolvimento deste trabalho se adotou o valor mais seguro para a altura da bacia de detenção projetada, de 1,81 m.

Assim, percebe-se a dificuldade de locar as técnicas compensatórias de drenagem urbana na área de estudada, visto que se trata de local já urbanizado, com poucos espaços utilizáveis. Para a maioria dos dispositivos compensatórios projetados foi predominante na escolha de seu tamanho a área e profundidade disponíveis, de forma que não foi possível utilizar o volume necessário de acordo com os dimensionamentos realizados.

Caso alguma dessas técnicas seja implementada na região, é importante que se realize coleta adequada de lixo e que se conscientize a população com programas de educação ambiental, para que realizem o descarte correto de seus rejeitos. Dessa forma, as técnicas compensatórias apresentarão um melhor desempenho e sua longa vida útil será maximizada, especialmente no caso das técnicas de infiltração.

4.2 Comparação das Vazões de Pico nos Diferentes Cenários

Foram elaborados dois gráficos (Gráficos 2 e 3) comparando as vazões dos diferentes cenários de dois PV's distintos, o PV-10 e o PV-17.

O PV-10 se encontra na parte central da rede, antes da confluência do escoamento da principal ramificação da rede, que ocorre no PV-11 e resulta em um grande aumento das vazões transportadas. A partir desse ponto, foram necessárias, no Cenário 1, manilhas de diâmetro 1,50 m para evitar a utilização de declividades mais elevadas.

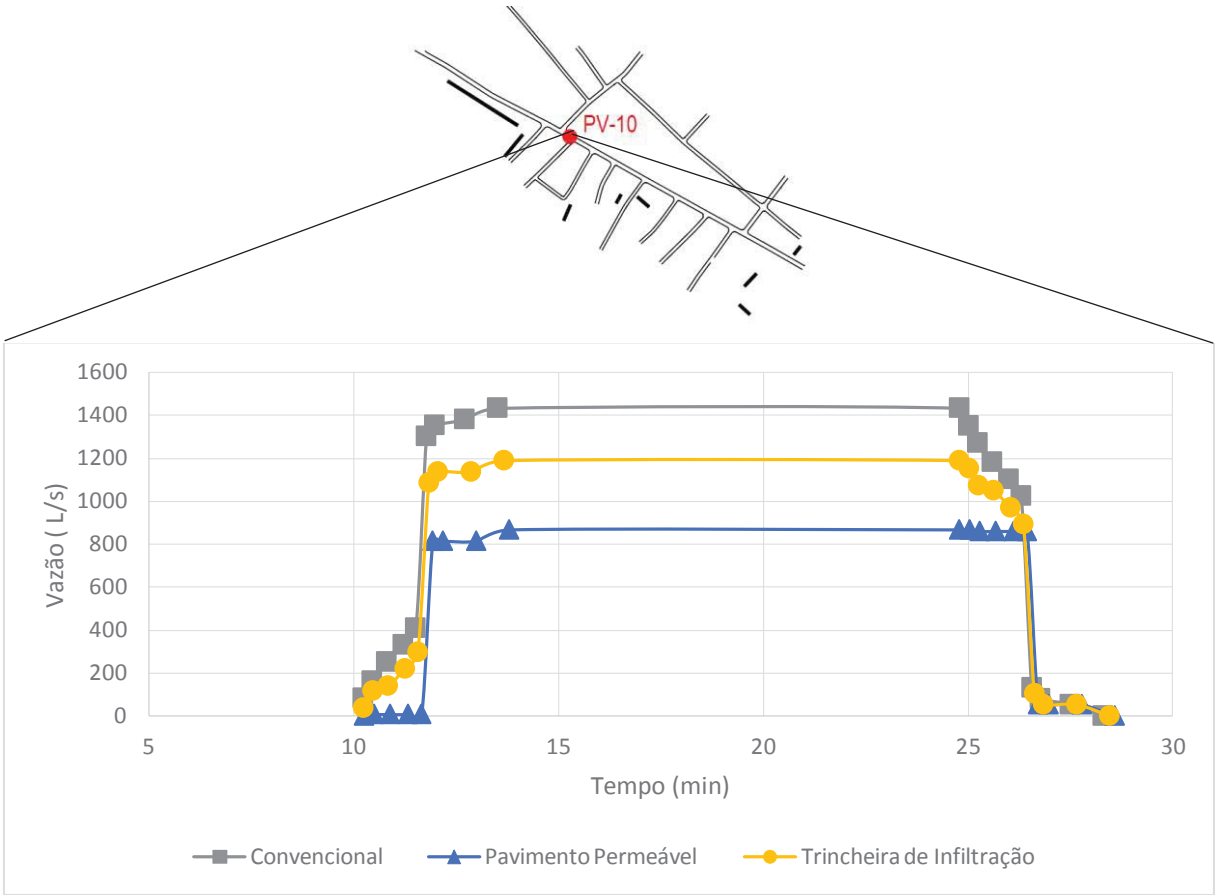
O PV-17 é o PV a jusante da rede, por onde passam as vazões de todas microbacias, logo, pode se considerar como o exutório da área de estudo.

Para a elaboração dos gráficos se somou a vazão recebida pelo PV por sua respectiva microbacia às vazões fornecidas pelas áreas de contribuição dos PV's de jusante, até que todas as microbacias possam contribuir com as vazão afluentes.

A variação do tempo é a soma da duração do escoamento, por dentro das galerias de águas pluviais, até alcançar o PV, ao tempo de escoamento por fora das galerias, ou seja, até a água pluvial atingir uma caixa de ralo, considerada neste como 10 (dez) minutos.

A duração da chuva no PV mais a jusante, no Cenário 1, foi de 14,79 minutos, assim, para melhor comparar o desempenho das diferentes técnicas compensatórias, se utilizou a mesma duração para a elaboração dos gráficos de ambos PV's em todos os cenários.

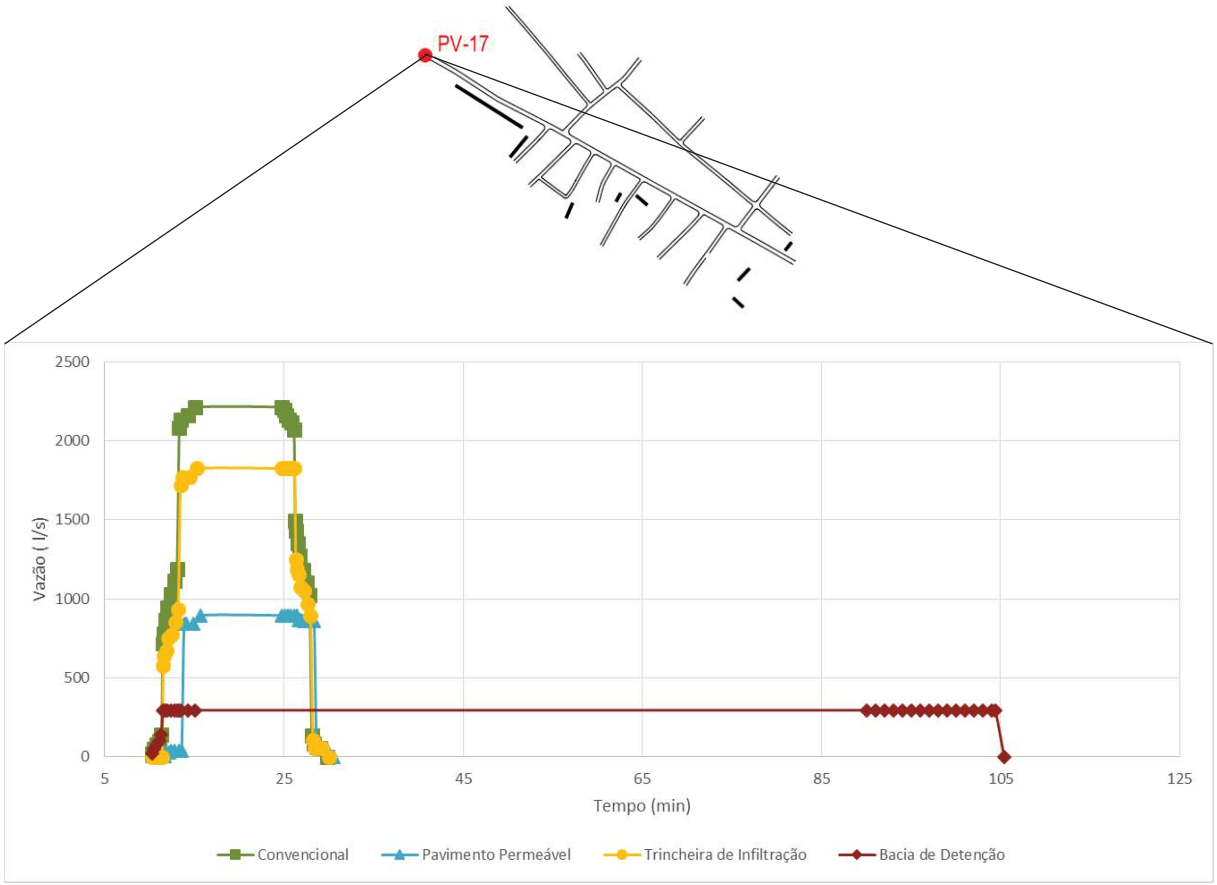
Gráfico 2 - Hidrogramas nos cenários com rede convencional (1), pavimento permeável (2) e trincheira de infiltração (3) no PV-10.



Fonte: O Autor, 2019.

No caso do PV-10, a redução da vazão pela bacia de detenção foi nula, devido estar a jusante do referido PV. Assim, o PV-10 não é impactado por sua capacidade de armazenamento.

Gráfico 3 - Hidrogramas nos cenários com rede convencional (1), pavimento permeável (2), trincheira de infiltração (3) e bacia de detenção (4) no PV-17.



Fonte: O Autor, 2019.

No PV-17, as três distintas técnicas compensatórias aplicadas resultaram em amortecimentos das vazões de pico, mas a maior regularização na vazão foi decorrente da implementação de uma bacia de detenção. A vazão de pico em seu cenário foi de 294,15 L/s, em comparação com 895,18 L/s com a utilização de pavimentos permeáveis, 1.825,90 L/s com trincheiras de infiltração e 2.214,19 L/s sem emprego de técnicas compensatórias. Uma das razões para o elevado amortecimento realizado pela bacia de detenção é a área de sua projeção horizontal. Não foram encontradas recomendações para que se limitasse sua largura, o que possibilitou o melhor aproveitamento da área disponível para sua implementação. Por outro lado, no caso das trincheiras de infiltração, a adoção da largura máxima de 3,00 m impossibilitou a projeção de trincheiras com volume mais elevado.

Além disso, a capacidade de armazenamento da bacia de detenção é maior do que a dos pavimentos permeáveis projetados, apesar deles possuírem uma área em planta maior. Isso se

deve ao fato de seu reservatório não ser preenchido com material drenante, como é o caso das trincheiras de infiltração e dos pavimentos permeáveis. O preenchimento diminui a capacidade de armazenamento desses reservatórios, visto que o espaço disponível para a ocupação das águas pluviais é reduzido, como apresentado no Quadro 12.

Quadro 12 - Volumes de armazenamento de infiltração das técnicas compensatórias.

Dispositivo	**Área em Planta (m^2)**	**Capacidade de Armazenamento (m^3)**
Pavimento Permeável	1.646,06	1.185,16
Trincheira	613,80	375,00
Bacia de Detenção	1.032,00	1.867,92

Fonte: O Autor, 2019.

Assim, a capacidade de reservação da bacia de detenção possibilita o armazenamento de todas as contribuições a montante. Na simulação realizada (Gráfico 3) percebe-se que aflui no PV-17 a vazão regularizada de 294,15 L/s, liberada por seu orifício projetado.

O sistema com a utilização do pavimento permeável também obteve uma redução significativa da vazão de pico. Nesse cenário, sua vazão de pico é 60,43% do valor do sistema tradicional no PV-10, e 59,57% no PV-17. Uma das razões para que isso ocorra é o volume útil disponível, que resulta em uma elevada capacidade de armazenamento. Isso ocorre devido a facilidade de se encontrar locais adequados para sua instalação, visto que podem ser aproveitados os locais destinados às calçadas, que nesse caso possuem função tanto de permitir a circulação dos pedestres, como de infiltrar as águas pluviais.

O cenário em que houve menor redução da vazão de pico foi o que se utilizou a trincheira de infiltração. Isso ocorreu devido à dificuldade de encontrar locais para sua instalação e às recomendações que limitam sua largura, o que impossibilitou a maximização de sua locação nos espaços disponíveis.

Ao analisar os quatro cenários percebe-se que a redução das vazões pelas técnicas compensatórias também resultou em um escoamento mais lento pelas galerias e consequentemente em um aumento do tempo de atingimento do pico do hidrograma.

O Quadro 13 apresenta os volumes precipitados, escoados pela rede de drenagem urbana e que são armazenados ou infiltram no solo pela respectiva técnica compensatória de drenagem, no tempo de pico dos distintos cenários com um período de retorno de 10 (dez) anos.

Se destaca o volume estimado de infiltração, pois é reduzido quando comparado com o volume armazenado nos reservatórios. O volume calculado amortecido pela infiltração é 3,89% do que é contido pelo armazenamento nos reservatórios no caso das trincheiras de infiltração e apenas 2,76% no caso dos pavimentos permeáveis.

Os volumes precipitados nos cenários apresentam diferenças devido as variações das intensidades pluviométricas e durações das chuvas nas respectivas microbacias. Isso ocorre pois os tempos de concentração variam de acordo com a vazão transportada pelas tubulações de drenagem, que é menor nos cenários nos quais há maior amortecimento. Dessa forma, como se considera a duração da chuva em cada microbacia igual ao tempo de concentração do respectivo PV, e se utiliza essa duração no cálculo da intensidade pluviométricas pela Equação IDF, foram obtidas pequenas divergências nesses valores nos cenários estudados.

No que se trata do amortecimento da vazão transferida para jusante no tempo de pico a bacia de detenção projetada armazenou todo o volume, de forma que foi realizado o lançamento a jusante apenas pelo orifício projetado.

O cenário com pavimento permeável transferiu para jusante 20,42% do volume precipitado, o com trincheiras de infiltração 44,43% e o sem técnicas compensatórias 54,00%.

Portanto, se apresenta novamente, como resultado da dificuldade de encontrar espaços disponíveis para locar as trincheiras de infiltração, o reduzido amortecimento das vazões pluviais.

Contudo, como ponto positivo das trincheiras de infiltração, está sua infiltração calculada, superior a do pavimento permeável, apesar da área utilizada em planta do pavimento permeável ser 168% maior. Isso se deve às recomendações de dimensionamento de Silveira e Goldenfum (2007), que consideram que a exfiltração dos pavimentos permeáveis se dá por sua base, enquanto nas trincheiras de infiltração ocorre principalmente por suas paredes laterais, que possuem área maior.

Quadro 13 - Volumes precipitados, transferidos para jusante e amortecidos nos cenários.

Cenário Estudado	Precipitação (m^3)	Armazenamento na Técnica Compensatória (m^3)	Infiltração na Técnica Compensatória (m^3)	Deságue a Jusante pela Rede de Drenagem (m^3)	Perdas (m)
Drenagem Tradicional (Cenário 1)	3.085,98	0,00	0,00	1.666,54	1.419,44
C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)	3.114,80	1.087,16	29,98	636,07	1.361,59
C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)	3.102,83	291,91	11,36	1.378,48	1.421,08
C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	3.085,98	1.666,54	0,00	1.666,54	1.419,44

Fonte: O Autor, 2019.

A coluna de “Perdas” do Quadro 13 representa o volume que não correspondeu ao escoamento superficial, como infiltração, evapotranspiração e interceptação.

Ademais, calculou-se a vazão específica dos cenários estudados. Para isso se dividiu as vazões transportadas pela tubulação de drenagem urbana ao atingir o exutório da área estudada no tempo de pico pela área da bacia.

Dessa forma, percebe-se que a vazão específica do cenário com utilização de pavimento permeável corresponde a 40,43% da vazão do Cenário 1, e com utilização de trincheiras de infiltração a 82,46%. Além disso, com a utilização da bacia de detenção, a vazão específica foi de 28,3 L/s.ha, devido ao orifício de saída projetado, ou seja, 13,28% da vazão do Cenário 1.

Esse valor é importante pois é um limitador de obras de urbanização em determinadas localidades, visto que a legislação de alguns municípios estabelece que ocupações que

resultem em impermeabilização do solo devem possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de águas pluviais, como por exemplo:

- 20,8 L/s.ha segundo o Artigo Segundo do Decreto Municipal nº 18.611 de Porto Alegre - RS, de 9 de abril de 2014;
- 21,5 L/s.ha de acordo com a Lei nº 6131, de 13 de novembro de 2018, de Taquara – RS;
- 27,0 L/s.ha conforme o Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba - PR (2002);
- 28,3 L/s.ha segundo o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Campo Grande – MS (2008).

Outro exemplo é a Resolução nº 9, de 8 de abril de 2011 do Distrito Federal, que determina que a outorga de lançamento de águas pluviais em corpo hídrico superficial de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados, decorrente da impermeabilização do solo, deve se limitar à vazão específica de até 24,4 L/s.ha.

Quadro 14 - Vazões específicas dos cenários.

Vazão Específica (L/s.ha)			
Cenário 1	**Cenário 2**	**Cenário 3**	**Cenário 4**
213,03	86,12	175,67	28,30

Fonte: O Autor, 2019.

Caso se deseje uma maior redução do escoamento superficial as técnicas compensatórias podem ser utilizadas em conjunto. Outra opção é a realização de modificações no uso do solo, aumentando a cobertura vegetal. O reflorestamento pode aumentar a infiltração porque as raízes lenhosas grossas das árvores tendem a criar caminhos de fluxo preferenciais no solo que aumentam o escoamento rápido de água da superfície para o subterrâneo, recarregando os aquíferos. Além disso, aumenta a evapotranspiração e reduz a umidade do solo (BLÖSCHL et al., 2015).

Um exemplo de como o uso do solo interfere na porcentagem da precipitação que se converte em escoamento superficial é o coeficiente de *runoff*, o qual a Prefeitura da Cidade do Rio de

Janeiro (2010) recomenda valores entre 0,70 e 0,95 para área urbanas centrais e entre 0,25 e 0,30 para florestas com declividade abaixo de 5%.

4.3 Comparação de Quantidades e Custos dos Diferentes Cenários

A redução das vazões de escoamento a partir do emprego das técnicas compensatórias projetadas geraram alterações nos diâmetros das manilhas e tamanhos dos poços de visita empregados na rede convencional de drenagem.

O pavimento permeável foi a técnica compensatória na qual se obteve a maior diminuição nas dimensões das manilhas utilizadas, pois uma parte do volume escoado é armazenado pelos reservatórios distribuídos ao longo das calçadas. Essa redução é verificada em praticamente todas as microbacias de contribuição da área de estudo, com o amortecimento da vazão em uma maior quantidade de ramificações da rede.

A trincheira de infiltração, por outro lado, teve uma capacidade menor de redução dos diâmetros dos tubos. Devido à dificuldade de encontrar locais para a instalação desses dispositivos, realizou o amortecimento da vazão de apenas 9 (nove) microbacias.

No cenário em que se utilizou a bacia de detenção não houve redução dos diâmetros das manilhas. Isso ocorreu devido a sua localização se situar próxima ao exutório, de forma que não houveram mudanças nas vazões escoadas a montante do PV-13, e sim no trecho entre esse PV e o PV-17.

As alterações nos diâmetros das tubulações e consequentemente no tamanho dos PV’s para todos os cenários avaliados estão apresentadas no Quadro 15 e no Quadro 16.

Quadro 15 - Comprimento total e diâmetro de manilhas utilizadas nos diferentes cenários.

Diâmetro da Manilha (m)	Comprimento total utilizado (m)			
	Cenário 1 (tradicional)	Cenário 2 (com pav. perm.)	Cenário 3 (com trinch. infil.)	Cenário 4 (com bacia det.)
0,40	625,85	780,30	664,30	664,30
0,60	208,30	130,75	208,30	238,80
0,80	35,50	0,00	35,50	162,85
1,00	139,10	403,35	236,85	79,00
1,20	136,20	0,00	49,70	169,45
1,50	169,45	0,00	119,75	0,00
Total	**1314,40**	**1314,40**	**1314,40**	**1314,40**

Fonte: O Autor, 2019.

Quadro 16 - Quantidades e dimensões dos poços de visita utilizados nos diferentes cenários.

Poço de Visita	Quantidades Utilizadas			
	Cenário 1 (tradicional)	Cenário 2 (com pav. perm.)	Cenário 3 (com trinch. infil.)	Cenário 4 (com bacia det.)
Até 0,7 m	32	40	32	32
0,80 m	06	04	08	06
1,00 m	03	04	01	03
1,20 m	02	00	07	07
1,50 m	05	00	00	00
Total	**48**	**48**	**48**	**48**

Fonte: O Autor, 2019.

Essas reduções nos diâmetros das manilhas permite que se projete uma rede de drenagem menos profunda, de forma a mitigar possíveis impactos do nível d'água do deságue no escoamento, como a resistência à saída d'água e consequente remanso.

Além disso, as alterações nas dimensões das manilhas e PV's projetados, assim como as consequentes modificações nas quantidades de escavação, reaterro, volume de areia, carga e

transporte de material, geraram novos custos de obras. Dessa forma, se orçou separadamente para cada cenário as obras da rede de drenagem convencional e a respectiva técnica compensatória, como apresentado no Quadro 17.

Quadro 17 - Orçamento da rede tradicional de drenagem dos diferentes cenários.

Cenário Estudado	**Custo da Rede de Drenagem**	**Custo da Técnica Compensatória**	**Custo Total**	**Aumento do Custo Total**
Drenagem Tradicional (Cenário 1)	R$ 997.141,49	-	R$ 997.141,49	0%
C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)	R$ 792.470,57	R$ 596.927,17	R$ 1.389.397,74	39%
C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)	R$ 918.306,87	R$ 194.584,62	R$ 1.112.891,49	12%
C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	R$ 997.141,49	R$ 544.439,63	R$ 1.541.581,13	55%

Fonte: O Autor, 2019.

No que diz respeito a rede convencional de drenagem, o dispositivo que resultou na maior dedução dos custos foi o pavimento permeável, de cerca de 21%. Contudo, o decaimento do valor da obra com o emprego dos demais dispositivos foi pequeno, de 8% com adoção de trincheiras de infiltração e nulo com a bacia de detenção.

No que se trata do orçamento somente das técnicas compensatórias, o gasto mais elevado é com a construção do pavimento permeável, de R$ 596.927,17. O principal custo dos pavimentos permeáveis e das trincheiras de infiltração é resultante da execução da camada drenante de brita, sendo responsável por 74% e 72% do valor de seus orçamentos, respectivamente.

Apesar de seus custos decorrentes do movimento de terra do orçamento da bacia de detenção serem inferiores ao dos pavimentos permeáveis, o custo com suas paredes e base de concreto

armado são elevados, correspondendo a cerca de 82% do valor total de sua construção. Portanto, esse valor pode ser reduzido significativamente caso seja implantado em terreno natural.

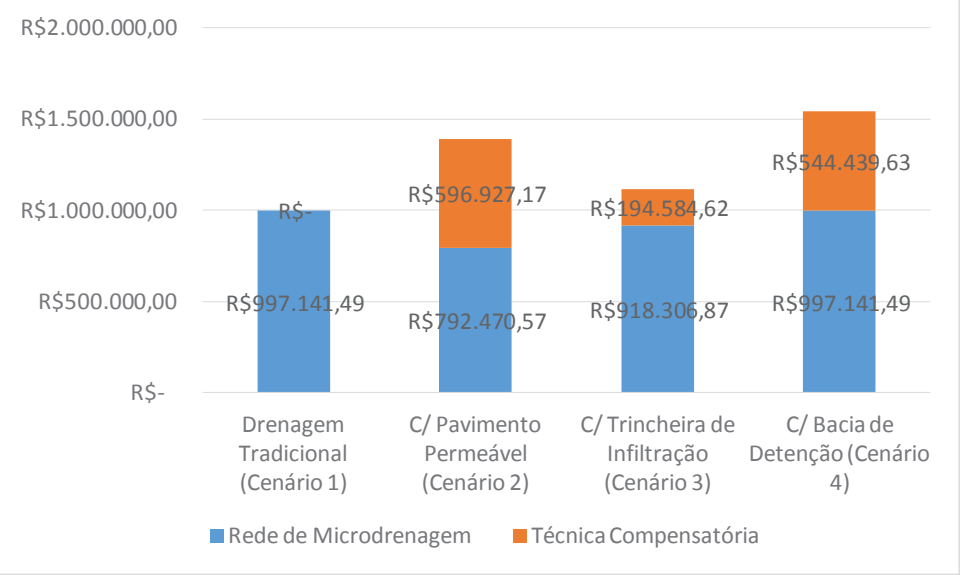
O valor total das obras, isto é, da soma dos custos referentes a implantação da rede de drenagem com a técnica compensatória, foi mais elevado no cenário com utilização da bacia de detenção. Nesse canário, o encarecimento da construção foi de 55% em relação ao Cenário 1, no qual não se utilizou técnicas compensatórias de drenagem. O aumento dos custos totais de construção nos cenários com pavimentos permeáveis e com trincheiras de infiltração foi respectivamente de 39% e 12%.

Portanto, percebe-se que o abatimento dos custos da rede tradicional, resultante da inclusão das técnicas compensatórios, não foi o suficiente para que a inclusão dos respectivos dispositivos não aumentasse o preço global da obra. Apesar desse aumento ser pequeno no caso das trincheiras, no caso da bacia de detenção, o orçamento foi mais elevado pois não houve redução dos custos de construção da rede convencional de drenagem.

A memória de cálculo dos orçamentos dos cenários está apresentado nos Apêndices F e G.

O Gráfico 4 apresenta as parcelas referentes aos custos da construção da rede de drenagem e da implantação das técnicas compensatórias na composição do preço total. No gráfico destaca-se a pequena variação nos custos da rede de drenagem.

Gráfico 4 - Custos das redes de drenagem e técnicas compensatórias



Fonte: O Autor, 2019.

Por outro lado, o Quadro 18 apresenta os gastos nos cenários com técnicas compensatórias pelo volume amortecido por cada dispositivo, discriminando o quanto se gastaria por m³ amortecido.

Quadro 18 - Valor gasto por litro amortecido da vazão pluvial.

Cenário Estudado	**Custo da técnica compensatória por m³ amortecido (R$)**	**(Custo da técnica compensatória + custo da rede de drenagem) por m³ amortecido (R$)**
C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)	534,34	1.243,71
C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)	641,62	3.669,64
C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	326,69	925,02

Fonte: O Autor, 2019.

Assim, se observa que apesar da bacia de detenção ser a técnica de custo mais elevado para implementação, sua maior capacidade de armazenamento permitiu que esse custo por litro amortecido fosse o menor das alternativas.

O inverso ocorreu com a trincheira de infiltração, a qual teve o orçamento mais barato para construção, mas o custo total mais elevado de amortecimento por litro.

CONCLUSÕES

Os cenários apresentados pelos sistemas de drenagem convencional e técnicas compensatórias indicaram uma melhoria na capacidade de armazenamento das águas pluviais, sobretudo quando se avalia o comportamento das técnicas compensatórias. As técnicas aplicadas resultaram em amortecimentos das vazões de pico com redução de 17,54% com as trincheiras de infiltração, 59,57% com pavimentos permeáveis e 86,72% com a bacia de detenção, para uma chuva de projeto de 10 (dez) anos. No entanto, deve-se considerar os riscos, como de poluição das águas subterrâneas, e restrições relacionadas às distâncias mínimas de construções e tipos de solo.

Constatou-se ainda que as vazões específicas foram reduzidas de 213,03 L/s.ha para 175,67 L/s.ha com utilização das trincheiras de infiltração, 86,12 L/s.ha com os pavimentos permeáveis e 28,30 L/s.ha com a bacia de detenção. Dessa forma, se mostra possível atender vazões específicas restritivas de deságue no sistema de drenagem com a utilização dessas técnicas.

O amortecimento das vazões reduziu os custos relativos à construção da rede de drenagem convencional. Entretanto, a construção das técnicas compensatórias encareceu os custos referentes aos cenários analisados em 39% com utilização dos pavimentos permeáveis, 12% com as trincheiras de infiltração e 55% com a bacia de detenção.

O emprego de novas vazões, em função do que foi subtraído pelo amortecimento referente às técnicas compensatórias, no dimensionamento da rede convencional de drenagem, resultou em abatimentos pequenos dos custos, de forma que a maior redução foi de 21%, no caso dos pavimentos permeáveis. Portanto, não se recomenda a redução da rede convencional, visto que também pode prejudicar a segurança do sistema para chuvas de maiores intensidades.

Apesar dos custos diretos das intervenções previstas nos cenários terem aumentado, as técnicas utilizadas resultam em impactos econômicos benéficos relacionados à contenção das cheias nos locais em que ocorrem, evitando sua transferência para jusante. Assim, além de reduzir obras de micro e macrodrenagem que necessitam de aperfeiçoamento devido ao aumento do escoamento superficial resultante da urbanização de áreas a montante, também se mitigam as perdas econômicas usualmente causadas pelas cheias.

A redução do escoamento superficial com a utilização de técnicas compensatórias também é uma boa solução para locais onde a drenagem já se encontra consolidada, mas é impactada pelos problemas das cheias, por razões como erros no dimensionamento do sistema e aumento da impermeabilização da área de drenagem. Dessa forma, pode se evitar ou postergar obras de substituição da rede de drenagem existente.

Ademais, sugere-se que o emprego de técnicas compensatórias de drenagem urbana seja avaliado como um requisito para a urbanização de novos loteamentos, para que se minimize a transferência das vazões de pico para áreas a jusante.

Ao analisar a alta redução da vazão escoada no exutório da área de estudo, pode-se inferir que essas técnicas são uma boa solução para os problemas relativos às cheias urbanas, especialmente quando utilizadas de forma integrada, considerando toda bacia hidrográfica, visto que não devem ser utilizadas apenas nos locais onde ocorrem as cheias, mas também em áreas situadas mais a montante.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros na Comunidade Jardim Vitória ou que tratem de técnicas compensatórias de drenagem se recomenda:

- analisar se, na ausência de áreas disponíveis para a construção de uma única bacia de detenção, o emprego de micro reservatórios distribuídos pelo local é eficiente no amortecimento da vazão de pico;
- pesquisar políticas públicas para incentivar, através de benefícios fiscais, a implantação de técnicas compensatórias de drenagem em propriedades privadas, como a redução do Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU);
- detalhar os custos de manutenção das técnicas compensatórias de drenagem;
- avaliar a redução das perdas econômicas causadas pelas cheias em áreas a jusante, como consequência da construção de técnicas compensatórias de drenagem.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR12266 - Projeto e Execucao de Valas para Assentamento de Tubulacao de Agua Esgoto ou Drenagem Urbana*, 1992.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8890: Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários — Requisitos e métodos de ensaios*, 2007.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 16416: Pavimentos Permeáveis de Concreto – Requisitos e Procedimentos*, 2015.

ACIOLI, L. A. *Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

AKAN, A. O. *Urban Stormwater Hydrology - A Guide to Engineering Calculations, Technomic Publishing.* CRC PRESS, 1993.

ARAÚJO, C. R.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. Avaliação Da Eficiência Dos Pavimentos Permeáveis Na Redução De Escoamento Superficial. *Revista Brasisleira de Recursos Hídricos*, p. 21–29, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND; PROGRAMA SOLUÇÃO PARA CIDADES. *Projeto Técnico: Reservatórios de Detenção*. Disponível em: < http://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/09/AF_Reservatorios%20Deten_web.pdf>. Acesso em: 20 fev. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND; PROGRAMA SOLUÇÕES PARA CIDADES. *Projeto Técnico: Pavimento Permeável*. Disponível em: < http://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/10/AF_Pav%20Permeavel_web.pdf>. Acesso em: 20 fev. 2019.

B.C. MINISTRY OF ENVIRONMENT WATER PROTECTION AND SUSTAINABILITY BRANCH. *Underground Stormwater Infiltration - Best Practices for Protection of Groundwater Resources in British Columbia*. Disponível em: <http://www.env.gov.bc.ca/wsd/plan_protect_sustain/groundwater/library/underground_stormwater_infiltration-2014.pdf>. Acesso em: 3 mar. 2019.

BELIZARIO, P.; SCALIZE, P.; ALBUQUERQUE, A. Heavy Metal Removal in a Detention Basin for Road Runoff. *Open Engineering*, p. 412–417, 2016.

BERGMAN, M. *et al*. Evaluation of two stormwater infiltration trenches in central Copenhagen after 15 years of operation. *Water Science and Technology*, v. 63, n. 10, p. 2279–2286, 2011.

BLÖSCHL, G. et al. Increasing river floods: fiction or reality? Wiley Interdisciplinary Reviews: *Water*, p. 329–344, 2015.

BROWN, R. A.; BORST, M. Nutrient infiltrate concentrations from three permeable pavement types. *Journal of Environmental Management*, v. 164, p. 74–85, 2015.

BRUNETTI, G.; ŠIMŮNEK, J.; PIRO, P. A comprehensive numerical analysis of the hydraulic behavior of a permeable pavement. *Journal of Hydrology*, v. 540, p. 1146–1161, 2016.

CANHOLI, A. P. *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CAPUTO, Ú. K. *Avaliação do potencial de utilização de trincheiras de infiltração em espaços com urbanização consolidade: estudo de caso do município de Belo Horizonte - MG*. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

CENTER FOR RESEARCH OF THE EPIDEMIOLOGY OF DISASTERS/OFFICE OF FOREIGN DISASTER ASSISTANCE (CRED/OFDA). *International Disaster Data- base*. Disponível em: <https://www.emdat.be/>. Acesso em: 12 jun. 2011.

CHAHAR, B. R.; GRAILLOT, D.; GAUR, S. Storm-Water Management through Infiltration Trenches. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, p. 274–281, 2012.

DAUPHIN COUNTY CONSERVATION DISTRICT. *Best Management Practices Fact Sheet: Detention Ponds*. Disponível em: <http://www.dauphincd.org/>. Acesso em: 8 mar. 2019.

DEPARTMENT OF PLANNING & COMMUNITY DEVELOPMENT. *Stormwater Detention*. Disponível em: <https://www.olivettemo.com>. Acesso em: 25 set. 2018.

DRAKE, J.; BRADFORD, A.; VAN SETERS, T. Winter Effluent Quality from Partial-Infiltration Permeable Pavement Systems. *Journal of Environmental Engineering*, p. 4014036, 2014a.

DRAKE, J.; BRADFORD, A.; VAN SETERS, T. Stormwater quality of spring-summer-fall effluent from three partial-infiltration permeable pavement systems and conventional asphalt pavement. *Journal of Environmental Management*, p. 69–79, 2014b.

ELLIS, J. B.; LUNDY, L. Implementing sustainable drainage systems for urban surface water management within the regulatory framework in England and Wales. *Journal of Environmental Management*, v. 183, p. 630–636, 2016.

EMERSON, C. H.; WADZUK, B. M.; TRAVER, R. G. Hydraulic evolution and total suspended solids capture of an infiltration trench. *Hydrological Processes*, v. 24, p. 1008–1014, 2010.

EMPRESA DE OBRAS PÚBLICAS. *Catálogo de Referência de Custos Unitários*, 2012.

ENGINEERS AUSTRALIA. *Australian runoff quality: A guide to water sensitive urban desing*, 2006.

FERREIRA, S.; GHIMIRE, R. Forest cover, socioeconomics, and reported flood frequency in developing countries. *Water Resources Research*, v. 48, p. 1–13, 2012.

FINI, A. *et al*. Nature based solutions to mitigate soil sealing in urban areas: Results from a 4-year study comparing permeable, porous, and impermeable pavements. *Environmental Research*, v. 156, p. 443–454, 2017.

GONÇALVES, L. M.; BAPTISTA, L. F. D. S.; RIBEIRO, R. A. O Uso de Técnicas Compensatórias de Drenagem para Controle dos Impactos da Urbanização. *Anais do Fórum Ambiental da Alta Paulista*, v. 12, 2016.

GORDON-WALKER, S.; HARLE, T.; NAISMITH, I. *Cost-benefit of SUDS Retrofit in Urban Areas*. Disponível em: <www.environment-agency.gov.uk>. Acesso em: 2 mar. 2019.

GOVERNO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. *Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu - Sarapuí*. Rio de Janeiro, 1996.

GRABER, S. D. Generalized Numerical Solution for Detention Basin Design. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, p. 487–492, 2009.

GUHA-SAPIR, D.; HOYOIS, P.; BELOW, R. *Annual Disaster Statistical Review 2015 - The numbers and trends*. Disponível em: <https://www.cred.be>. Acesso em: 8 jul. 2018.

GUO, J. C. Y. Retrofitting Detention Basin with Water Quality Control Pool. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, p. 671–675, 2009.

HEILWEIL, V. M.; BENOIT, J.; HEALY, R. W. Variably saturated groundwater modelling for optimizing managed aquifer recharge using trench infiltration. *Hydrological Processes*, v. 29, p. 3010–3019, 2015.

HOLLER, J. D. Storm Water Detention Basin Nutrient Removal Efficiency. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 115, p. 52–63, 1989.

HOSS, F.; FISCHBACH, J.; MOLINA-PEREZ, E. Effectiveness of Best Management Practices for Stormwater Treatment as a Function of Runoff Volume. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 142, 2016.

HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E. *Storm Water Management Model User's Manual Version 4*. Disponível em: <https://nepis.epa.gov>. Acesso em: 25 nov. 2018.

HYDROLOGY STUDIO. *Detention Pond Design Software You'll Enjoy Using*. Disponível em: <https://www.hydrologystudio.com>. Acesso em: 14 abr. 2019.

IDAHO DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY. *Catalog of Stormwater Best Management Practices for Idaho Cities and Counties*. Disponível em: <www.deq.idaho.gov>. Acesso em: 25 set. 2018.

INFRAESTRUTURA URBANA – PROJETOS, CUSTOS E CONSTRUÇÃO. *Tecnologia: Concreto Permeável*. Disponível em: < http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/13/concreto-permeavel-alternativa-para-aumentar-a-permeabilidade-de-pavimentos-254488-1.aspx>. Acesso em: 13 jan. 2019.

IOWA DEPARTMENT OF NATURAL RESOURCES. *Iowa Storm Water Management Manual - Design Standards Chapter 7- Detention Practices*. Disponível em: <https://www.iowadnr.gov>. Acesso em: 25 set. 2018.

JI, U. *et al*. Analytical and Experimental Investigation of a Side-Weir Detention Basin in Flood-Level Reduction in the Main Channel. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, p. 663–671, 2013.

JUNIOR, L. L. D. C.; BARBASSA, A. P. Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas. *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, v. 11, p. 46–54, 2006.

KAMALI, M.; DELKASH, M.; TAJRISHY, M. Evaluation of permeable pavement responses to urban surface runoff. *Journal of Environmental Management*, v. 187, p. 43–53, 2017.

KIM, S. S. *et al*. Design Procedure for Determining Optimal Length of Side-Weir in Flood Control Detention Basin Considering Bed Roughness Coefficient. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, v. 142, 2016.

LEE, J. G. *et al*. Modeling the Hydrologic Processes of a Permeable Pavement System. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 20, 2015.

LEMOS, H. M.. Especialistas: desobstrução de galerias de águas pluviais pode minimizar inundações no Rio. *O GLOBO*. Disponível em: <https://oglobo.globo.com/rio/especialistas-desobstrucao-de-galerias-de-aguas-pluviais-pode-minimizar-inundacoes-no-rio-22268196>. Acesso em: 15 jan. 2019. Entrevista concedida ao Jornal O Globo.

LEMOS, R. C. DE; SANTOS, R. D. DOS. *Manual de Descrição e Coleta no Campo*. 3ª ed. Campinas: Sociedade Brasileira de Ciências do Solo, 1996.

LI, H. Green Infrastructure for Highway Stormwater Management: Field Investigation for Future Design, Maintenance, and Management Needs. *Journal of Infrastructure Systems*, 2015.

LIU, Y. *et al*. Enhancing a rainfall-runoff model to assess the impacts of BMPs and LID practices on storm runoff. *Journal of Environmental Management*, v. 147, p. 12–23, 2015.

LOCATELLI, L. *et al*. Determining the extent of groundwater interference on the performance of infiltration trenches. *Journal of Hydrology*, v. 529, p. 1360–1372, 2015.

MAGALHAES, P. C.. Especialistas: desobstrução de galerias de águas pluviais pode minimizar inundações no Rio. *O GLOBO*. Disponível em: < https://oglobo.globo.com/rio/especialistas-desobstrucao-de-galerias-de-aguas-pluviais-pode-minimizar-inundacoes-no-rio-22268196>. Acesso em: 15 jan. 2019. Entrevista concedida ao Jornal O Globo.

MALYSZ, R.; NÚÑEZ, W. P.; GEHLING, W. Y. Y. *et al*. 2003. Pavimentos Permeáveis: uma alternativa para o controle do escoamento superficial de águas pluviais em vias urbanas. In: Reunião de Pavimentação Urbana, 12ª. Aracaju.

MANIQUIZ, M. C.; LEE, S.-Y.; KIM, L.-H. Long-Term Monitoring of Infiltration Trench for Nonpoint Source Pollution Control. *Water, Air, & Soil Pollution*, v. 212, p. 13–26, 2010.

MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY. *Under the National Pollutant Discharge Elimination System / State Disposal System Program*. Disponível em: <www.pca.state.mn.us>. Acesso em: 30 out. 2018.

MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY. *Minnesota Stormwater Manual - Design criteria for Infiltration trench*. Disponível em: <https://stormwater.pca.state.mn.us>. Acesso em: 18 set. 2018.

MORSE, N. R. *et al*. The Role of Denitrification in Stormwater Detention Basin Treatment of Nitrogen. *Environmental Science and Technology*, v. 51, p. 7928–7935, 2017.

MUSGRAVE, G. W. How Much of the Rain Enters the Soil? *Yearbook of Agriculture*, p. 151–160, 1955.

NAKAZONE, L. M. *Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

NETTO, J. M. A. *Manual De Hidraulica*. 8ª Edição ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda., 1998.

NNADI, E. O. *et al*. An evaluation of enhanced geotextile layer in permeable pavement to improve stormwater infiltration and attenuation. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 15, n. 10, p. 925–932, 2014.

OHNUMA, A. A. *Medidas não convencionais de reservação d'água e controle da poluição hídrica em lotes domiciliares*. 2008. Tese (Doutorado em Ciencias da Engenharia Ambiental) Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Ciências da Engenharia Ambiental, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2008.

OSOULI, A. *et al*. Effect of sediment accumulation on Best Management Practice (BMP) stormwater runoff volume reduction performance for roadways. *Water*, v. 980, p. 1–13, 2017.

PARKINSON, J. Urban drainage in developing countries--challenges and opportunities. *Waterlines*, v. 20, n. 4, 2002.

PENNSYLVANIA DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL PROTECTION. *Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual - BMP 6.4.4: Infiltration Trench*. Disponível em: <https://www.stormwaterpa.org>. Acesso em: 10 fev. 2019.

PIMA COUNTY REGIONAL FLOOD CONTROL DISTRICT. *Design Standards for Stormwater Detention and Retention*. Disponível em: <https://webcms.pima.gov/>. Acesso em: 25 set. 2018.

POLETO, C. SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): Uma Contextualização Histórica. *Revista Thema*, v. 8, p. 1–12, 2011.

PORTAL G1. *Prefeitura do Rio reduziu em 77% as despesas com controle de enchentes nos últimos 5 anos*. Disponível em: < https://g1.globo.com/rj/rio-de-janeiro/noticia/2019/02/07/prefeitura-do-rio-reduziu-em-77-as-despesas-com-controle-de-enchentes-nos-ultimos-5-anos.ghtml>. Acesso em: 20 mar. 2019.

PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. *Resolução Conjunta SMG/SMO/SMU nº 001 de 27 de janeiro 2005*. Disponível em: <www.rio.rj.gov.br/documents/91265/.../21_ResConjsmgsmosmu01-05-Dec23940.pdf>. Acesso em: 10 out. 2018.

PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. *Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana*. Disponível em: <www.rio.rj.gov.br/dlstatic/.../InstrucoesTecnicasProjetosdeDrenagem1.versao.doc%0A>. Acesso em: 3 maio. 2018.

PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. *Áreas de atuação e obras de drenagem na cidade*. Disponível em: < http://www.rio.rj.gov.br/web/rio-aguas/obras-de-drenagem-na-cidade>. Acesso em: 20 jun. 2018.

PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. *Plano Muncipal de Saneamento Básico da Cidade do Rio de Janeiro*. Disponível em: <http://www.rio.rj.gov.br/dlstatic/10112/4282910/4152311/PMSB_DRENAGEMEMANEJODEAGUASPLUVIAIS.pdf>. Acesso em: 8 out. 2018.

PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. *Recomendações Técnicas para Execução de Obras de Drenagem Urbana - Resumo*. Disponível em: <www.rio.rj.gov.br>. Acesso em: 22 jan. 2019.

PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. *Gerências de Planejamento Local*. Disponível em: < http://www.rio.rj.gov.br/web/smu/exibeconteudo?id=4481419>. Acesso em: 27 mai. 2019.

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. *Drenagem Urbana - Bacias de Detenção*. Disponível em: <http://www2.portoalegre.rs.gov.br>. Acesso em: 14 abr. 2019.

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. *Decreto Nº 18.611, DE 9 DE ABRIL DE 2014*. Disponível em: < http://www2.portoalegre.rs.gov.br>. Acesso em: 21 mai. 2019.

RAWLS, W. J. *et al*. Green-ampt Infiltration Parameters from Soils Data. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 109, p. 62–70, 1983.

RECANATESI, F. *et al*. Assessment of stormwater runoff management practices and BMPs under soil sealing: A study case in a peri-urban watershed of the metropolitan area of Rome (Italy). *Journal of Environmental Management*, v. 201, p. 6–18, 2017.

RIVERSIDE COUNTY FLOOD CONTROL AND WATER CONSERVATION DISTRICT. *Low Impact Development BMP Design Handbook - Infiltration Trench*. Disponível em: <http://rcflood.org/>. Acesso em: 18 set. 2018.

SANSALONE, J. *et al*. Filtration and clogging of permeable pavement loaded by urban drainage. *Water Research*, v. 46, p. 6763–6774, 2012.

SCHUELER, T. R.; KUMBLE, P. A.; HERATY, M. A. *A Current Assessment of Urban Best Management Practices*. Washington, D.C.: Metropolitan Washington Council of Governments, 1992.

SÉBASTIAN, C. *et al*. Accumulated sediments in a detention basin: Chemical and microbial hazard assessment linked to hydrological processes. *Environmental Science and Pollution Research*, p. 5367–5378, 2014a.

SÉBASTIAN, C. *et al*. Event-based quantification of emerging pollutant removal for an open stormwater retention basin - Loads, efficiency and importance of uncertainties. *Water Research*, v. 72, n. 0, p. 239–250, 2014b.

SILVA, L. P. *Hidrologia: Engenharia e meio ambiente*. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2015.

SILVEIRA, A.; GOLDENFUM, J. Metodologia Generalizada para Pré-Dimensionamento de Dispositivos de Controle Pluvial na Fonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 12, n. 2, p. 157–168, 2007.

TENNESSEE DEPARTMENT OF ENVIRONMENT & CONSERVATION. *Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual - Dry Detention*. Disponível em: <http://tnpermanentstormwater.org>. Acesso em: 25 set. 2018.

THE NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL QUALITY. *Stormwater BMP Manual - Dry Extended Detention Basin*. Disponível em: <https://deq.nc.gov>. Acesso em: 25 set. 2018.

TOMAZ, P. *Capitulo 60 - Pavimento Poroso*. Disponível em: <www.pliniotomaz.com.br>. Acesso em: 7 ago. 2018.

TOMAZ, P. *Capítulo 10 - Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção*. Disponível em: <www.pliniotomaz.com.br>. Acesso em: 7 ago. 2018a.

TOMAZ, P. *Capítulo 17 - Infiltração e condutividade*. Disponível em: <www.pliniotomaz.com.br>. Acesso em: 7 ago. 2018b.

TOMAZ, P. *Capitulo 14 - Trincheira de infiltração*. Disponível em: <www.pliniotomaz.com.br>. Acesso em: 7 ago. 2018.

TORAN, L.; JEDRZEJCZYK, C. Water Level Monitoring to Assess the Effectiveness of Stormwater Infiltration Trenches. *Environmental & Engineering Geoscience*, v. 23, p. 113–123, 2017.

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

TUCCI, C. E. M. Águas urbanas. *Estudos Avançados*, v. 22, n. 63, p. 97–112, 2008.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Storm Water - Technology Fact Sheet - Infiltration Trench*. Disponível em: <https://nepis.epa.gov>. Acesso em: 25 nov. 2018.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*. Disponível em: <https://nepis.epa.gov>. Acesso em: 25 nov. 2018.

USP IMAGENS. *Asfaltto Poroso*. Disponível em: < http://www.imagens.usp.br/wp-content/uploads/2010/03/AsfaltoPoroso001.jpg>. Acesso em: 15 jan. 2019.

VIRGILIIS, A. L. C. *Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias*. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Drainage Manual - Chapter 6 – Hydrology. Disponível em: <https://www.virginiadot.org/>. Acesso em: 20 nov. 2018.

VIRGINIA WATER RESOURCES RESEARCH CENTER. *Virginia DCR Stormwater Design Specification No. 7 - Permeable Pavement*. Disponível em: <https://www.vwrrc.vt.edu>. Acesso em: 28 out. 2018.

VOROGUSHYN, S. *et al*. Analysis of a detention basin impact on dike failure probabilities and flood risk for a channel-dike-floodplain system along the river Elbe, Germany. *Journal of Hydrology*, v. 436–437, p. 120–131, 2012.

WISCONSIN DEPARTMENT OF NATURAL RESOURCES. *Infiltration Trench (No. 1007)*. Disponível em: <https://dnr.wi.gov>. Acesso em: 18 set. 2018.

WOODS-BALLARD, B. *et al*. *The SUDS Manual*. Londres: CIRIA, 2007.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. *World Health Statistics 2014*. Disponível em: <https://www.who.int/en/>. Acesso em: 10 jan. 2019.

WRIGHT WATER ENGINEERS; GEOSYNTEC CONSULTANTS. **I***nternational Stormwater Best Management Practices (BMP) Database User's Guide for BMP Data Entry Spreadsheets*. Disponível em: <http://www.bmpdatabase.org/>. Acesso em: 1 fev. 2019.

WRIGHT WATER ENGINEERS; GEOSYNTEC CONSULTANTS. *International Stormwater Best Management Practices (BMP) Database Technical Summary: Volume Reduction*. Disponível em: <http://www.bmpdatabase.org/>. Acesso em: 20 nov. 2018.

APÊNDICE A – PLANTA DA REDE DE DRENAGEM PROJETADA

LEGENDA

L=(Comprimento)m

-REDE PROJETADA (TUBULAÇÃO)

-POÇO DE VISITA COM CAIXA DE RALO

-PAVIMENTO PERMEÁVEL PROJETADO

-TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO PROJETADA

-BACIA DE DETENÇÃO PROJETADA

UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO
UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Avaliação dos Custos de Implantação de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana na Comunidade Jardim Vitória, Rio de Janeiro/RJ

Escala: 1:1500

APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DA REDE NO CENÁRIO 1 (APENAS REDE CONVENCIONAL)

Santa Cruz

n = 0,013 (concreto)
TR = 10 anos

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL												
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl.Total (l/s)	Decliv. (m/m)	Diâm. (m)	Alt. d'agua (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)
Rua da Prata																		
1	223+14,02	3,930	1,000 2,930	3,13	0,18	1,00	10,00	155,9	52,7	52,7	0,0025	0,40	0,20	50	1,00	0,80	38,70	0,80
2	221+14,02	3,960	2,833 2,833	3,03 3,12	0,10	1,00	10,80	151,0	27,6	80,3	0,0020	0,40	0,28	71	1,13 1,13	0,82	36,00	1,53
3	219+16,88	3,900	2,761 2,561	3,05 2,85	0,18	1,00	11,53	146,9	51,2	131,5	0,0020	0,60	0,29	48	1,14 1,34	0,93	11,30	1,74
4	219+4,28	3,880	2,539 1,979	2,83 2,60	3,97	0,80	11,74	145,8	893,2	1024,7	0,0036	1,00	0,62	62	1,34 1,90	1,93	30,50	2,00
5	217+10,1	3,830	1,869 1,869	2,49 2,71	0,35	0,79	12,00	144,4	77,6	1102,3	0,0020	1,00	0,84	84	1,96 1,96	1,58	28,75	2,30
6	215+18,37	3,780	1,811 1,571	2,65 2,29	0,37	0,78	12,30	142,8	79,9	1182,2	0,0020	1,20	0,72	60	1,97 2,21	1,61	39,00	2,71
7	213+18,33	3,740	1,493 1,493	2,21 2,25	0,42	0,77	12,71	140,8	89,3	1271,5	0,0020	1,20	0,76	63	2,25 2,25	1,64	34,80	3,06
8	212+2,35	3,720	1,424 1,424	2,18 2,13	0,38	0,77	13,06	139,1	79,6	1351,0	0,0028	1,20	0,71	59	2,30 2,30	1,88	24,80	3,28
9	210+16,39	3,700	1,354 1,354	2,06 2,06	0,40	0,76	13,28	138,1	82,8	1433,9	0,0030	1,20	0,71	59	2,35 2,35	1,96	26,60	3,51
10	209+8,61	3,690	1,275 1,275	1,98 1,95	0,30	0,75	13,51	137,0	60,2	1494,1	0,0040	1,20	0,67	56	2,42 2,42	2,21	11,00	3,59
11	208+6,46	3,670	1,231 0,931	1,90 1,76	3,00	0,71	13,59	136,6	578,7	2072,8	0,0025	1,50	0,83	55	2,44 2,74	2,01	16,30	3,73
12	207+19,13	3,670	0,890 0,890	1,71 1,70	0,23	0,71	13,73	136,0	43,5	2116,3	0,0027	1,50	0,81	54	2,78 2,78	2,08	33,40	3,99
13	206+4,4	3,650	0,800 0,800	1,61 1,70	0,10	0,71	13,99	134,8	19,0	2135,4	0,0020	1,50	0,90	60	2,85 2,85	1,86	29,35	4,26
14	204+13,89	3,630	0,741 0,741	1,64 1,64	0,14	0,71	14,26	133,7	27,3	2162,7	0,0020	1,50	0,90	60	2,89 2,89	1,87	32,85	4,55
15	203+0	3,610	0,675 0,675	1,58 1,59	0,15	0,71	14,55	132,4	28,6	2191,3	0,0020	1,50	0,92	61	2,93 2,93	1,87	26,55	4,79
16	201+12,11	3,670	0,622 0,622	1,54 1,54	0,12	0,70	14,79	131,4	22,8	2214,2	0,0020	1,50	0,92	61	3,05 3,05	1,88	31,00	5,06
17	200+0	3,730	0,560	1,48											3,17			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL												
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl.Total (l/s)	Decliv. (m/m)	Diâm. (m)	Alt. d'agua (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)
Rua Mariano de Oliveira / Rua das Flores																		
11-11	712+11,21	4,150	1,000 3,150	3,43	0,27	1,00	10,00	155,9	79,5	79,5	0,0020	0,40	0,28	71	1,00	0,82	28,50	0,58
11-10	711+1,51	4,170	3,093 3,093	3,38 3,40	0,03	1,00	10,58	152,3	7,8	87,3	0,0020	0,40	0,30	76	1,08 1,08	0,84	16,90	0,92
11-9	710+3,46	4,180	3,059 3,059	3,36 3,40	0,10	1,00	10,92	150,3	29,9	117,2	0,0030	0,40	0,34	84	1,12 1,12	1,05	27,90	1,36
11-8	708+14,47	4,190	2,976 2,976	3,31 3,31	0,08	1,00	11,36	147,8	22,2	139,4	0,0043	0,40	0,33	83	1,21 1,21	1,25	38,80	1,88
11-7	706+14,42	3,990	2,809 2,609	3,14 2,91	0,12	1,00	11,88	145,0	34,8	174,2	0,0030	0,60	0,31	51	1,18 1,38	1,16	38,80	2,43
11-6	704+14,37	3,830	2,492 2,492	2,80 2,86	0,22	1,00	12,43	142,2	61,1	235,3	0,0030	0,60	0,37	61	1,34 1,34	1,25	31,40	2,85
11-5	703+1,8	3,750	2,398 2,398	2,76 2,81	0,15	1,00	12,85	140,1	41,7	277,0	0,0031	0,60	0,41	68	1,35 1,35	1,32	28,80	3,22
11-4	701+11,79	3,680	2,309 2,309	2,72 2,75	0,20	0,98	13,22	138,4	53,9	330,9	0,0037	0,60	0,44	73	1,37 1,37	1,47	30,70	3,56
11-3	604+0,45	3,600	2,195 1,995	2,63 2,45	0,27	0,95	13,56	136,8	68,3	399,1	0,0023	0,80	0,46	57	1,40 1,60	1,29	13,45	3,74
11-2	603+5,74	3,610	1,964 1,964	2,42 2,44	0,36	0,92	13,74	136,0	88,2	487,3	0,0030	0,80	0,48	60	1,65 1,65	1,50	22,05	3,98
11-1	602+2,6	3,640	1,898 1,698	2,38 2,30	1,06	0,85	13,98	134,9	244,0	731,3	0,0020	1,00	0,60	60	1,74 1,94	1,42	41,40	4,47
11	208+6,46	3,670	1,615 **0,931**	2,22 **1,76**											2,05			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL												
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl.Total (l/s)	Decliv. (m/m)	Diâm. (m)	Alt. d'agua (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)
Rua Sem Nome																		
11-1-3	302+3	3,430	2,430	2,71	0,28	1,00	10,00	155,9	80,3	80,3	0,0020	0,40	0,28	71	1,00	0,82	35,80	0,73
11-1-2	304+0	3,620	2,358 2,158	2,64 2,52	0,39	1,00	10,73	151,4	112,5	192,8	0,0020	0,60	0,37	61	1,26 1,46	1,02	38,80	1,36
11-1-1	306+0	3,770	2,081 2,081	2,45 2,55	0,25	1,00	11,36	147,8	69,6	262,4	0,0020	0,60	0,47	78	1,69 1,69	1,10	28,50	1,79
11-1	208+6,46	3,670	2,024 **1,698**	2,49 **2,30**											1,65			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua Mariano de Oliveira																		
11-2-1	401+0	3,680	1,000 2,680	2,87	0,18	1,00	10,00	155,9	52,9	52,9	0,0030	0,40	0,19	47	1,00	0,86	31,50	0,61
11-2	603+5,74	3,610	2,586 **1,964**	2,77 **2,44**											1,02			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua das Flores																		
11-3-1	605+3,74	3,580	1,000 2,580	2,68	0,07	1,00	10,00	155,9	19,4	19,4	0,0050	0,40	0,10	24	1,00	0,81	18,60	0,38
11-3	604+0,45	3,600	2,487 **1,995**	2,58 **2,45**											1,11			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua A																		
11-6-1	1401+4	3,890	1,000 2,890	2,97	0,05	1,00	10,00	155,9	14,6	14,6	0,0050	0,40	0,08	21	1,00	0,75	22,55	0,50
11-6	704+14,37	3,830	2,777 **2,492**	2,86 **2,86**											1,05			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua Rita de Cássia																		
4-1	1602+1,12	3,920	1,600 2,320	2,98	3,84	0,82	15,32	129,3	821,1	821,1	0,0037	0,80	0,66	83	1,60	1,85	38,45	0,35
4	219+4,28	3,880	2,178 **1,979**	2,84 **2,60**											1,70			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua Sem Nome																		
5-2	1302+1,67	3,890	1,000 2,890	3,06	0,15	1,00	10,00	155,9	43,5	43,5	0,0030	0,40	0,17	42	1,00	0,82	38,40	0,78
5-1	1304+1,28	3,840	2,775 2,775	2,94 2,98	0,06	1,00	10,78	151,1	18,1	61,6	0,0030	0,40	0,21	52	1,07 1,07	0,89	4,15	0,86
5	217+10,1	3,830	2,762 **1,869**	2,97 **2,71**											1,07			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua Sem Nome																		
6-1	1201+14,68	3,840	1,000 2,840	3,00	0,16	1,00	10,00	155,9	47,7	47,7	0,0050	0,40	0,16	39	1,00	1,02	36,00	0,59
6	215+18,37	3,780	2,660 **1,571**	2,82 **2,29**											1,12			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua Sem Nome																		
7-2	1101+4,98	3,780	1,000 2,780	2,86	0,05	1,00	10,00	155,9	13,7	13,7	0,0060	0,40	0,08	19	1,00	0,80	25,45	0,53
7-1	1102+11,64	3,770	2,627 2,627	2,70 2,78	0,08	1,00	10,53	152,6	24,1	37,8	0,0032	0,40	0,15	38	1,14 1,14	0,81	34,40	1,24
7	213+18,33	3,740	2,517 **1,493**	2,67 **2,25**											1,22			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL				Defl.Total	Decliv.	Diâm.	Alt. d'agua	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	(l/s)	(m/m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)
Rua Topázio																		
8-1	1001+17,95	3,770	1,000 2,770	2,92	0,15	1,00	10,00	155,9	43,1	43,1	0,0050	0,40	0,15	37	1,00	0,99	30,00	0,51
8	212+2,35	3,720	2,620 **1,424**	2,77 **2,13**											1,10			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL												
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl.Total (l/s)	Decliv. (m/m)	Diâm. (m)	Alt. d'agua (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)
Rua Safira																		
9-2	901+18,64	3,770	1,000 2,770	2,91	0,13	1,00	10,00	155,9	37,4	37,4	0,0050	0,40	0,14	34	1,00	0,96	27,40	0,48
9-1	903+7,19	3,740	2,633 2,633	2,77 2,81	0,08	1,00	10,48	152,9	23,6	61,1	0,0050	0,40	0,18	44	1,11 1,11	1,08	28,80	0,92
9		3,700	2,489 **1,354**	2,67 **2,06**											1,21			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL												
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl.Total (l/s)	Decliv. (m/m)	Diâm. (m)	Alt. d'agua (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)
Rua F																		
10-3	800+17,94	3,820	1,000 2,820	2,90	0,05	1,00	10,00	155,9	13,7	13,7	0,0060	0,40	0,08	19	1,00	0,80	22,30	0,47
10-2	802+1,44	3,770	2,686 2,686	2,76 2,82	0,07	1,00	10,47	153,0	20,7	34,4	0,0040	0,40	0,14	34	1,08 1,08	0,86	28,80	1,03
10-1	803+11,44	3,700	2,571 2,571	2,71 2,76	0,06	1,00	11,03	149,7	15,9	50,3	0,0030	0,40	0,18	46	1,13 1,13	0,85	4,30	1,11
10	209+8,61	3,690	2,558 **1,275**	2,74 **1,95**											1,13			

LOCALIZACAO		BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL												
PV	Local	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl.Total (l/s)	Decliv. (m/m)	Diâm. (m)	Alt. d'agua (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)
Rua Jordão																		
12-2	500+1,91	3,610	1,000 2,610	2,79	0,17	1,00	10,00	155,9	49,4	49,4	0,0030	0,40	0,18	46	1,00	0,85	39,25	0,77
12-1	502+2,36	3,720	2,492 2,492	2,68 2,68	0,00	1,00	10,77	151,2	0,0	49,4	0,0030	0,40	0,18	46	1,23 1,23	0,85	11,35	1,00
12		3,670	2,458 **0,890**	2,64 **1,70**											1,21			

APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DA REDE NO CENÁRIO 2 (REDE CONVENCIONAL E PAVIMENTO PERMEÁVEL)

Santa Cruz

n = 0,013 (concreto)
TR = 10 anos

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Capacidade de (l)
Rua da Prata																				
1	3,930	1,000																		
		2,930	3,13	0,18	1,00	10,00	155,9	52,7	31643,3	31643,3	52,7	0,40	50	1,00	0,80	38,70	0,80	0,00	0,00	0,00
2	3,960	2,833	3,03											1,13						
		2,833	3,05	0,28	1,00	10,80	151,0	27,6	17889,9	0,0	52,7	0,40	53	1,13	0,74	36,00	1,62	34,94	358,20	25156,80
3	3,900	2,761	2,97											1,14						
		2,761	2,97	0,46	1,00	11,62	146,4	51,1	35594,1	0,0	52,7	0,40	53	1,14	0,74	11,30	1,87	64,93	701,75	46749,60
4	3,880	2,739	2,95											1,14						
		1,979	2,53	4,43	0,80	11,87	145,1	890,8	634448,1	574290,0	859,0	1,00	55	1,90	1,85	30,50	2,15	44,55	981,28	59176,80
5	3,830	1,869	2,42											1,96						
		1,869	2,54	4,78	0,79	12,15	143,6	77,4	56382,0	0,0	859,0	1,00	67	1,96	1,48	28,75	2,47	64,29	1337,20	90396,00
6	3,780	1,811	2,48											1,97						
		1,811	2,48	5,15	0,78	12,47	142,0	79,6	59573,1	0,0	859,0	1,00	67	1,97	1,48	39,00	2,91	66,06	971,32	63957,60
7	3,740	1,733	2,40											2,01						
		1,733	2,40	5,57	0,77	12,91	139,8	88,9	68871,6	0,0	859,0	1,00	67	2,01	1,48	34,80	3,30	72,77	1332,49	88473,60
8	3,720	1,664	2,33											2,06						
		1,664	2,26	5,95	0,77	13,30	138,0	79,2	63188,1	5892,6	866,4	1,00	60	2,06	1,69	24,80	3,54	63,19	897,82	56397,60
9	3,700	1,594	2,19											2,11						
		1,594	2,18	6,35	0,76	13,54	136,9	82,4	66952,6	0,0	866,4	1,00	59	2,11	1,73	26,60	3,80	51,24	1244,98	83613,60
10	3,690	1,515	2,10											2,18						
		1,515	2,05	6,64	0,75	13,80	135,7	59,9	49595,8	0,0	866,4	1,00	54	2,18	1,93	11,00	3,89	29,46	939,91	64404,00
11	3,670	1,471	2,01											2,20						
		1,471	2,11	9,65	0,71	13,89	135,3	575,2	479544,7	21148,2	891,8	1,00	64	2,20	1,63	16,30	4,06	48,87	7172,47	451224,00
12	3,670	1,430	2,07											2,24						
		1,430	2,05	9,87	0,71	14,06	134,5	43,3	36490,2	0,0	891,8	1,00	62	2,24	1,68	33,40	4,39	27,96	727,57	48564,00
13	3,650	1,340	1,96											2,31						
		1,340	2,03	9,97	0,71	14,39	133,1	18,9	16317,4	0,0	891,8	1,00	69	2,31	1,50	29,35	4,72	31,44	394,48	22636,80
14	3,630	1,281	1,97											2,35						
		1,281	1,97	10,12	0,71	14,72	131,7	27,1	23917,3	572,4	892,4	1,00	69	2,35	1,50	32,85	5,09	31,86	405,79	22939,20
15	3,610	1,215	1,91											2,39						
		1,215	1,91	10,27	0,71	15,09	130,2	28,3	25642,3	582,9	893,1	1,00	69	2,39	1,50	26,55	5,38	34,19	442,61	24616,80
16	3,670	1,162	1,85											2,51						
		1,162	1,85	10,39	0,70	15,38	129,0	22,6	20837,6	1945,3	895,2	1,00	69	2,51	1,50	31,00	5,73	25,77	337,89	18554,40
17	3,730	1,100	1,79											2,63						
				10,52	0,70															

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Mariano de Oliveira / Rua das Flores																				
11-11	4,150	1,000																		
		3,150	3,33	0,27	1,00	10,00	155,9	79,5	47674,7	23485,9	39,1	0,40	45	1,00	0,69	28,50	0,69	33,15	320,87	23868,00
11-10	4,170	3,093	3,27											1,08						
		3,093	3,27	0,30	1,00	10,69	151,6	7,8	4994,3	0,0	39,1	0,40	45	1,08	0,69	16,90	1,10	14,98	152,42	10785,60
11-9	4,180	3,059	3,24											1,12						
		3,059	3,22	0,40	1,00	11,10	149,3	29,8	19868,3	0,0	39,1	0,40	40	1,12	0,80	27,90	1,69	36,91	386,09	26575,20
11-8	4,190	2,976	3,14											1,21						
		2,976	3,12	0,48	1,00	11,69	146,1	22,1	15472,0	0,0	39,1	0,40	36	1,21	0,91	38,80	2,39	25,34	275,07	18244,80
11-7	3,990	2,809	2,95											1,18						
		2,809	2,97	0,61	1,00	12,39	142,4	34,4	25601,7	0,0	39,1	0,40	40	1,18	0,80	38,80	3,21	41,91	474,41	30175,20
11-6	3,830	2,692	2,85											1,14						
		2,692	2,85	0,83	1,00	13,21	138,4	60,2	47675,5	0,0	39,1	0,40	40	1,14	0,80	31,40	3,86	59,52	818,25	51336,00
11-5	3,750	2,598	2,76											1,15						
		2,598	2,78	0,98	1,00	13,86	135,4	40,8	33958,4	9296,8	50,3	0,40	46	1,15	0,86	28,80	4,42	33,68	411,96	24249,60
11-4	3,680	2,509	2,69											1,17						
		2,509	2,73	1,18	0,98	14,42	133,0	52,6	45515,2	22036,5	75,8	0,40	55	1,17	1,02	30,70	4,92	32,05	402,62	23076,00
11-3	3,600	2,395	2,62											1,20						
		2,395	2,69	1,45	0,95	14,92	130,9	66,5	59494,0	13452,4	90,8	0,40	74	1,20	0,89	13,45	5,17	45,61	753,55	45288,00
11-2	3,610	2,364	2,66											1,25						
		2,164	2,41	1,80	0,92	15,17	129,9	85,7	78061,2	29844,0	123,6	0,60	41	1,45	1,06	22,05	5,52	46,21	790,79	47426,40
11-1	3,640	2,098	2,34											1,54						
		2,098	2,52	2,87	0,85	15,52	128,5	236,8	220501,0	103700,5	235,0	0,60	71	1,54	1,07	41,40	6,16	49,92	1787,71	115012,80
11	3,670	2,015	2,44											1,65						
		1,471	**2,11**																	

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
11-1-3	3,430	1,000																		
		2,430	2,61	0,28	1,00	10,00	155,9	80,3	48199,2	22696,9	37,8	0,40	44	1,00	0,68	35,80	0,88	34,95	338,29	25164,00
11-1-2	3,620	2,358	2,53											1,26						
		2,158	2,42	0,67	1,00	10,88	150,6	112,1	73194,6	47312,7	110,3	0,60	44	1,46	0,89	38,80	1,61	35,44	365,17	25516,80
11-1-1	3,770	2,081	2,34											1,69						
		2,081	2,38	0,91	1,00	11,61	146,5	69,2	48194,2	19378,7	138,1	0,60	50	1,69	0,94	28,50	2,11	39,43	425,89	28389,60
11-1	3,670	2,024	2,32											1,65						
		2,098	**2,52**																	

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Mariano de Oliveira																				
11-2-1	3,680	1,000 2,680	2,82	0,18	1,00	10,00	155,9	52,9	31748,2	17402,7	29,0	0,40	34	1,00	0,74	31,50	0,71	19,66	190,29	14155,20
11-2	3,610	2,586 **2,164**	2,72 **2,41**											1,02						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua das Flores																				
11-3-1	3,580	1,000 2,580	2,58	0,07	1,00	10,00	155,9	19,4	11643,3	0,0	0,0	0,40	0	1,00	0,00	18,60	0,00	17,29	167,35	12448,80
11-3	3,600	2,487 **2,395**	2,49 **2,69**											1,11						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua A																				
11-6-1	3,890	1,000 2,890	2,90	0,05	1,00	10,00	155,9	14,6	8741,2	145,6	0,2	0,40	3	1,00	0,27	22,55	1,39	11,78	114,02	8481,60
11-6	3,830	2,777 **2,692**	2,79 **2,85**											1,05						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Rita de Cássia																				
4-1	3,920	1,600 2,320	2,96	3,84	0,82	15,32	129,3	821,1	754716,7	727123,7	791,1	0,80	80	1,60	1,83	38,45	0,35	37,64	492,23	27100,80
4	3,880	2,178 **1,979**	2,82 **2,53**											1,70						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
5-2	3,890	1,000 2,890	2,97	0,15	1,00	10,00	155,9	43,5	26101,4	6173,8	10,3	0,40	20	1,00	0,57	38,40	1,12	27,31	264,34	19663,20
5-1	3,840	2,775 2,775	2,85 2,85	0,21	1,00	11,12	149,2	18,0	12006,5	0,0	10,3	0,40	20	1,07 1,07	0,57	4,15	1,24	33,95	355,50	24444,00
5	3,830	2,762 **1,869**	2,84 **2,54**											1,07						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
6-1	3,840	1,000 2,840	2,94	0,16	1,00	10,00	155,9	47,7	28618,8	12004,0	20,0	0,40	24	1,00	0,82	36,00	0,73	22,77	220,40	16394,40
6	3,780	2,660 **1,811**	2,76 **2,48**											1,12						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
7-2	3,780	1,000 2,780	2,78	0,05	1,00	10,00	155,9	13,7	8216,8	0,0	0,0	0,40	0	1,00	0,00	25,45	0,00	22,49	217,69	16192,80
7-1	3,770	2,627 2,627	2,63 2,63	0,13	1,00	10,00	155,9	24,3	14597,9	0,0	0,0	0,40	0	1,14 1,14	0,00	34,40	0,00	27,62	267,34	19886,40
7	3,740	2,517 **1,733**	2,52 **2,40**											1,22						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Topázio																				
8-1	3,770	1,000 2,770	2,88	0,15	1,00	10,00	155,9	43,1	25856,6	14809,3	24,7	0,40	27	1,00	0,86	30,00	0,58	15,14	146,54	10900,80
8	3,720	2,620 **1,664**	2,73 **2,26**											1,10						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Safira																				
9-2	3,770	1,000 2,770	2,77	0,13	1,00	10,00	155,9	37,4	22465,0	0,0	0,0	0,40	0	1,00	0,00	27,40	0,00	37,06	358,71	26683,20
9-1	3,740	2,633 2,633	2,63 2,63	0,21	1,00	10,00	155,9	23,9	14318,2	0,0	0,0	0,40	0	1,11 1,11	0,00	28,80	0,00	27,83	269,37	20037,60
9	3,700	2,489 **1,594**	2,49 **2,18**											1,21						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua F																				
10-3	3,820	1,000 2,820	2,82	0,05	1,00	10,00	155,9	13,7	8199,3	0,0	0,0	0,40	0	1,00	0,00	22,30	0,00	12,69	122,83	9136,80
10-2	3,770	2,686 2,686	2,69 2,69	0,12	1,00	10,00	155,9	20,9	12534,9	0,0	0,0	0,40	0	1,08 1,08	0,00	28,80	0,00	23,01	222,72	16567,20
10-1	3,700	2,571 2,571	2,57 2,57	0,17	1,00	10,00	155,9	16,3	9755,2	0,0	0,0	0,40	0	1,13 1,13	0,00	4,30	0,00	24,29	235,11	17488,80
10	3,690	2,558 **1,515**	2,56 **2,05**											1,13						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	PAVIMENTO PERMEÁVEL		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Jordão																				
12-2	3,610	1,000 2,610	2,64	0,17	1,00	10,00	155,9	49,4	29667,8	852,8	1,4	0,40	7	1,00	0,35	39,25	1,88	39,49	382,23	28432,80
12-1	3,720	2,492 2,492	2,52 2,52	0,17	1,00	10,00	155,9	0,0	0,0	0,0	1,4	0,40	7	1,23 1,23	0,35	11,35	2,42	0,00	0,00	0,00
12	3,670	2,458 **1,430**	2,49 **2,05**											1,21						

APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DA REDE NO CENÁRIO 3 (REDE CONVENCIONAL E TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO)

Santa Cruz

n = 0,013 (concreto)
TR = 10 anos

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área da trinch (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua da Prata																				
1	3,930	1,000																		
		2,930	3,13	0,18	1,00	10,00	155,9	52,7	31643,3	31643,3	52,7	0,40	50	1,00	0,80	38,70	0,80	0,00	0,00	0,00
2	3,960	2,833	3,03											1,13						
		2,833	3,05	0,10	1,00	10,80	151,0	27,6	17889,9	0,0	52,7	0,40	53	1,13	0,74	36,00	1,62	44,48	456,01	24019,20
3	3,900	2,761	2,97											1,14						
		2,561	2,81	0,18	1,00	11,62	146,4	51,1	35594,1	35594,1	103,8	0,60	42	1,34	0,87	11,30	1,83	0,00	0,00	0,00
4	3,880	2,539	2,79											1,34						
		1,979	2,54	3,97	0,80	11,83	145,3	891,5	632839,3	559634,0	892,2	1,00	56	1,90	1,87	30,50	2,10	0,00	1730,90	71474,40
5	3,830	1,869	2,43											1,96						
		1,869	2,61	0,35	0,79	12,10	143,9	77,4	56234,1	56234,1	969,6	1,00	74	1,96	1,53	28,75	2,42	0,00	0,00	0,00
6	3,780	1,811	2,55											1,97						
		1,811	2,61	0,37	0,78	12,42	142,3	79,7	59387,6	59387,6	1049,3	1,00	80	1,97	1,56	39,00	2,83	0,00	0,00	0,00
7	3,740	1,733	2,53											2,01						
		1,733	2,55	0,42	0,77	12,83	140,2	89,1	68581,8	18035,4	1072,7	1,00	82	2,01	1,57	34,80	3,20	91,70	1063,64	49482,79
8	3,720	1,664	2,48											2,06						
		1,664	2,40	0,38	0,77	13,20	138,4	79,3	62858,4	62858,4	1152,1	1,00	74	2,06	1,81	24,80	3,43	0,00	0,00	0,00
9	3,700	1,594	2,33											2,11						
		1,594	2,33	0,40	0,76	13,43	137,4	82,6	66550,3	29781,6	1189,0	1,00	74	2,11	1,87	26,60	3,67	0,00	646,32	36122,40
10	3,690	1,515	2,25											2,18						
		1,515	2,20	0,30	0,75	13,67	136,3	60,1	49253,8	49253,8	1249,1	1,00	69	2,18	2,11	11,00	3,76	0,00	0,00	0,00
11	3,670	1,471	2,16											2,20						
		1,271	2,18	3,00	0,71	13,76	135,9	576,8	476058,2	476058,2	1825,9	1,20	76	2,40	1,95	16,30	3,89	0,00	0,00	0,00
12	3,670	1,230	2,14											2,44						
		1,230	2,12	0,23	0,71	13,89	135,3	43,4	36177,4	0,0	1825,9	1,20	74	2,44	2,00	33,40	4,17	0,00	857,64	47707,20
13	3,650	1,140	2,03											2,51						
		0,840	1,65	0,10	0,71	14,17	134,0	19,0	16137,0	0,0	1825,9	1,50	54	2,81	1,79	29,35	4,45			
14	3,630	0,781	1,59											2,85						
		0,781	1,59	0,14	0,71	14,45	132,9	27,2	23597,8	0,0	1825,9	1,50	54	2,85	1,79	32,85	4,75	271,07	3365,87	146193,84
15	3,610	0,715	1,53											2,89						
		0,715	1,53	0,15	0,71	14,75	131,6	28,5	25237,4	0,0	1825,9	1,50	54	2,89	1,79	26,55	5,00			
16	3,670	0,662	1,47											3,01						
		0,662	1,47	0,12	0,70	15,00	130,6	22,7	20470,0	0,0	1825,9	1,50	54	3,01	1,79	31,00	5,29			
17	3,730	0,600	1,41											3,13						
																		0,00	0,00	0,00

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Mariano de Oliveira / Rua das Flores																				
11-11	4,150	1,000																		
		3,150	3,43	0,27	1,00	10,00	155,9	79,5	47674,7	47674,7	79,5	0,40	71	1,00	0,82	28,50	0,58	0,00	0,00	0,00
11-10	4,170	3,093	3,38											1,08						
		3,093	3,40	0,03	1,00	10,58	152,3	7,8	4953,3	4953,3	87,3	0,40	76	1,08	0,84	16,90	0,92	0,00	0,00	0,00
11-9	4,180	3,059	3,36											1,12						
		3,059	3,40	0,10	1,00	10,92	150,3	29,9	19608,9	19608,9	117,2	0,40	84	1,12	1,05	27,90	1,36	0,00	0,00	0,00
11-8	4,190	2,976	3,31											1,21						
		2,976	3,31	0,08	1,00	11,36	147,8	22,2	15140,5	15140,5	139,4	0,40	83	1,21	1,25	38,80	1,88	0,00	0,00	0,00
11-7	3,990	2,809	3,14											1,18						
		2,609	2,91	0,12	1,00	11,88	145,0	34,8	24790,1	24790,1	174,2	0,60	51	1,38	1,16	38,80	2,43	0,00	0,00	0,00
11-6	3,830	2,492	2,80											1,34						
		2,492	2,86	0,22	1,00	12,43	142,2	61,1	45594,6	45594,6	235,3	0,60	61	1,34	1,25	31,40	2,85	0,00	0,00	0,00
11-5	3,750	2,398	2,76											1,35						
		2,398	2,81	0,15	1,00	12,85	140,1	41,7	32129,7	32129,7	277,0	0,60	68	1,35	1,32	28,80	3,22	0,00	0,00	0,00
11-4	3,680	2,309	2,72											1,37						
		2,309	2,75	0,20	0,98	13,22	138,4	53,9	42728,1	42728,1	330,9	0,60	73	1,37	1,47	30,70	3,56	0,00	0,00	0,00
11-3	3,600	2,195	2,63											1,40						
		1,995	2,45	0,27	0,95	13,56	136,8	68,3	55548,4	55548,4	399,1	0,80	57	1,60	1,29	13,45	3,74	0,00	0,00	0,00
11-2	3,610	1,964	2,42											1,65						
		1,964	2,44	0,36	0,92	13,74	136,0	88,2	72696,8	72696,8	487,3	0,80	60	1,65	1,50	22,05	3,98	0,00	0,00	0,00
11-1	3,640	1,898	2,38											1,74						
		1,698	2,30	1,06	0,85	13,98	134,9	244,0	204725,4	204725,4	731,3	1,00	60	1,94	1,42	41,40	4,47	0,00	0,00	0,00
11	3,670	1,615	2,22											2,05						
		1,271	**2,18**																	

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
11-1-3	3,430	1,000																		
		2,430	2,71	0,28	1,00	10,00	155,9	80,3	48199,2	48199,2	80,3	0,40	71	1,00	0,82	35,80	0,73	0,00	0,00	0,00
11-1-2	3,620	2,358	2,64											1,26						
		2,158	2,52	0,39	1,00	10,73	151,4	112,5	72405,1	72405,1	192,8	0,60	61	1,46	1,02	38,80	1,36	0,00	0,00	0,00
11-1-1	3,770	2,081	2,45											1,69						
		2,081	2,55	0,25	1,00	11,36	147,8	69,6	47412,9	47412,9	262,4	0,60	78	1,69	1,10	28,50	1,79	0,00	0,00	0,00
11-1	3,670	2,024	2,49											1,65						
		1,698	**2,30**																	

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Mariano de Oliveira																				
11-2-1	3,680	1,000 2,680	2,87	0,18	1,00	10,00	155,9	52,9	31748,2	31748,2	52,9	0,40	47	1,00	0,86	31,50	0,61	0,00	0,00	0,00
11-2	3,610	2,586 **1,964**	2,77 **2,44**											1,02						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua das Flores																				
11-3-1	3,580	1,000 2,580	2,68	0,07	1,00	10,00	155,9	19,4	11643,3	11643,3	19,4	0,40	24	1,00	0,81	18,60	0,38	0,00	0,00	0,00
11-3	3,600	2,487 **1,995**	2,58 **2,45**											1,11						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua A																				
11-6-1	3,890	1,000 2,890	2,97	0,05	1,00	10,00	155,9	14,6	8741,2	8741,2	14,6	0,40	21	1,00	0,75	22,55	0,50	0,00	0,00	0,00
11-6	3,830	2,777 **2,492**	2,86 **2,86**											1,05						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Rita de Cássia																				
4-1	3,920	1,600 2,320	2,92	3,84	0,82	15,32	129,3	821,1	754716,7	681511,4	741,4	0,80	75	1,60	1,80	38,45	0,36	132,36	1730,90	71474,40
4	3,880	2,178 **1,979**	2,78 **2,54**											1,70						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
5-2	3,890	1,000 2,890	3,06	0,15	1,00	10,00	155,9	43,5	26101,4	26101,4	43,5	0,40	42	1,00	0,82	38,40	0,78	0,00	0,00	0,00
5-1	3,840	2,775 2,775	2,94 2,98	0,06	1,00	10,78	151,1	18,1	11722,0	11722,0	61,6	0,40	52	1,07 1,07	0,89	4,15	0,86	0,00	0,00	0,00
5	3,830	2,762 **1,869**	2,97 **2,61**											1,07						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
6-1	3,840	1,000 2,840	3,00	0,16	1,00	10,00	155,9	47,7	28618,8	28618,8	47,7	0,40	39	1,00	1,02	36,00	0,59	0,00	0,00	0,00
6	3,780	2,660 **1,811**	2,82 **2,61**											1,12						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Sem Nome																				
7-2	3,780	1,000 2,780	2,86	0,05	1,00	10,00	155,9	13,7	8216,8	8216,8	13,7	0,40	19	1,00	0,80	25,45	0,53	0,00	0,00	0,00
7-1	3,770	2,627 2,627	2,70 2,78	0,08	1,00	10,00	155,9	24,3	14597,9	14597,9	38,0	0,40	39	1,14 1,14	0,81	34,40	1,24	0,00	0,00	0,00
7	3,740	2,517 **1,733**	2,67 **2,55**											1,22						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Topázio																				
8-1	3,770	1,000 2,770	2,92	0,15	1,00	10,00	155,9	43,1	25856,6	25856,6	43,1	0,40	37	1,00	0,99	30,00	0,51	0,00	0,00	0,00
8	3,720	2,620 **1,664**	2,77 **2,40**											1,10						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Safira																				
9-2	3,770	1,000 2,770	2,77	0,13	1,00	10,00	155,9	37,4	22465,0	0,0	0,0	0,40	0	1,00	0,00	27,40	0,00	66,77	646,32	36122,40
9-1	3,740	2,633 2,525	2,63 2,63	0,08	1,00	10,00	155,9	23,9	14318,2	14318,2	23,9	0,40	27	1,11 1,22	0,85	28,80	0,56	0,00	0,00	0,00
9	3,700	2,381 **1,594**	2,49 **2,33**											1,32						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua F																				
10-3	3,820	1,000 2,820	2,90	0,05	1,00	10,00	155,9	13,7	8199,3	8199,3	13,7	0,40	19	1,00	0,80	22,30	0,47	0,00	0,00	0,00
10-2	3,770	2,686 2,626	2,76 2,76	0,07	1,00	10,00	155,9	20,9	12534,9	12534,9	34,6	0,40	34	1,08 1,14	0,86	28,80	1,02	0,00	0,00	0,00
10-1	3,700	2,511 2,511	2,65 2,70	0,06	1,00	10,00	155,9	16,3	9755,2	9755,2	50,8	0,40	46	1,19 1,19	0,85	4,30	1,11	0,00	0,00	0,00
10	3,690	2,498 **1,515**	2,68 **2,20**											1,19						

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇAO LOCAL						Defl. Final	Diâm.	Y/D	Prof mont / jus	Veloc.	Comp.	Tempo Total de Perc.	TRINCHEIRA DE		
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Q Loc. s/ Tec (l/s)	V Loc. s/ Tec (l)	V Loc. c/ Tec (l)	(l/s)	(m)	(%)	(m)	(m/s)	(m)	(min)	Área do pav perm (m²)	Infiltração (l)	Armazenamento (l)
Rua Jordão																				
12-2	3,610	1,000 2,610	2,61	0,17	1,00	10,00	155,9	49,4	29667,8	0,0	0,0	0,40	0	1,00	0,00	39,25	0,00	88,61	857,64	47707,20
12-1	3,720	2,492 2,492	2,49 2,49	0,00	1,00	10,00	155,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,40	0	1,23 1,23	0,00	11,35	0,00	0,00	0,00	0,00
12	3,670	2,458 **1,230**	2,46 **2,12**											1,21						

APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DA REDE NO CENÁRIO 4 (REDE CONVENCIONAL E BACIA DE DETENÇÃO)

Santa Cruz

n = 0,013 (concreto)
TR = 10 anos

LOCAL	BACIA LOCAL				CONTRIBUIÇÃO LOCAL													BACIA DE DETENÇÃO
PV	Cota Topo (m)	Cota Fundo (m)	Cota N.A. (m)	Area Total (ha)	Coef. Dist.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Defl. Local (l/s)	Defl. Local (l)	Defl. Final (l)	Defl.Total (l/s)	Diâm. (m)	Y/D (%)	Prof mont / jus (m)	Veloc. (m/s)	Comp. (m)	Tempo Total de Perc. (min)	Armazenamento (l)
Rua da Prata																		
1	3,930	1,000																
		2,930	3,13	0,18	1,00	10,00	155,9	52,7	31643,3	31.643,30	52,7	0,40	50	1,00	0,80	38,70	0,80	1.867.920,00
2	3,960	2,833	3,03											1,13				
		2,833	3,12	0,28	1,00	10,80	151,0	27,6	17889,9	49.533,17	80,3	0,40	71	1,13	0,82	36,00	1,53	1.867.920,00
3	3,900	2,761	3,05											1,14				
		2,561	2,85	0,46	1,00	11,53	146,9	51,2	35404,3	84.937,46	131,5	0,60	48	1,34	0,93	11,30	1,74	1.867.920,00
4	3,880	2,539	2,83											1,34				
		1,979	2,60	4,43	0,80	11,74	145,8	893,2	629040,8	713.978,29	1024,7	1,00	62	1,90	1,93	30,50	2,00	1.867.920,00
5	3,830	1,869	2,49											1,96				
		1,869	2,71	4,78	0,79	12,00	144,4	77,6	55873,7	769.852,02	1102,3	1,00	84	1,96	1,58	28,75	2,30	1.867.920,00
6	3,780	1,811	2,65											1,97				
		1,571	2,29	5,15	0,78	12,30	142,8	79,9	58983,8	828.835,77	1182,2	1,20	60	2,21	1,61	39,00	2,71	1.867.920,00
7	3,740	1,493	2,21											2,25				
		1,493	2,25	5,57	0,77	12,71	140,8	89,3	68086,2	896.921,93	1271,5	1,20	63	2,25	1,64	34,80	3,06	1.867.920,00
8	3,720	1,424	2,18											2,30				
		1,424	2,13	5,95	0,77	13,06	139,1	79,6	62366,2	959.288,14	1351,0	1,20	59	2,30	1,88	24,80	3,28	1.867.920,00
9	3,700	1,354	2,06											2,35				
		1,354	2,06	6,35	0,76	13,28	138,1	82,8	66008,1	1.025.296,27	1433,9	1,20	59	2,35	1,96	26,60	3,51	1.867.920,00
10	3,690	1,275	1,98											2,42				
		1,275	1,95	6,64	0,75	13,51	137,0	60,2	48832,9	1.074.129,12	1494,1	1,20	56	2,42	2,21	11,00	3,59	1.867.920,00
11	3,670	1,231	1,90											2,44				
		0,931	1,76	9,65	0,71	13,59	136,6	578,7	471926,6	1.546.055,76	2072,8	1,50	55	2,74	2,01	16,30	3,73	1.867.920,00
12	3,670	0,890	1,71											2,78				
		0,890	1,70	9,87	0,71	13,73	136,0	43,5	35859,2	1.581.914,96	2116,3	1,50	54	2,78	2,08	33,40	3,99	1.867.920,00
13	3,650	0,800	1,61											2,85				
		0,800	1,68	9,97	0,71	13,99	134,8	19,0	15990,3	-	2116,3	1,50	59	2,85	1,86	29,35	4,26	270.014,76
14	3,630	0,741	1,63											2,89				
		0,741	1,63	10,12	0,71	14,26	133,7	27,3	23376,1	-	2116,3	1,50	59	2,89	1,86	32,85	4,55	246.638,61
15	3,610	0,675	1,56											2,93				
		0,675	1,56	10,27	0,71	14,55	132,4	28,6	24991,1	-	2116,3	1,50	59	2,93	1,86	26,55	4,79	221.647,51
16	3,670	0,622	1,51											3,05				
		0,622	1,51	10,39	0,70	14,79	131,4	22,8	20263,7	-	2116,3	1,50	59	3,05	1,86	31,00	5,07	201.383,86
17	3,730	0,560	1,45											3,17				

APÊNDICE F – ORÇAMENTO DA REDE DE DRENAGEM URBANA DOS CENÁRIOS

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	PÇ. UNIT.	Drenagem Tradicional (Cenário 1)		C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)		C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)		C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	
				QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL
02.011.0010-0	CERCA PROTETORA DE BORDA DE VALA OU OBRA, COM TELA PLÁSTICA NA COR LARANJA OU AMARELA, CONSIDERANDO 2 VEZES DE UTILIZAÇÃO, INCLUSIVE APOIOS, FORNECIMENTO, COLOCAÇÃO E RETIRADA	M2	0,77	1314,40	1012,09	1314,40	1012,09	1314,40	1012,09	1314,40	1012,09
03.001.0001-1	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALA/CAVA EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA (AREIA, ARGILA OU PIÇARRA), ATÉ 1,50M DE PROFUNDIDADE, EXCLUSIVE ESCORAMENTO E ESGOTAMENTO	M3	50,67	95,55	4841,52	95,55	4841,52	95,55	4841,52	95,55	4841,52
03.013.0001-1	REATERRO DE VALA/CAVA COMPACTADA A MAÇO, EM CAMADAS DE 30CM DE ESPESSURA MÁXIMA, COM MATERIAL DE BOA QUALIDADE, EXCLUSIVE ESTE	M3	31,29	1412,75	44204,90	1269,11	39710,59	1389,19	43467,66	1412,75	44204,90
03.020.0050-1	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA NÃO ESCORADA, EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA, ATÉ 1,50M DE PROFUNDIDADE, UTILIZANDO ESCAVADEIRA HIDRÁULICA DE 0,78M3, EXCLUSIVE ESGOTAMENTO	M3	4,30	3043,99	13089,14	2690,81	11570,48	2928,55	12592,75	3043,99	13089,14
03.020.0052-1	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA NÃO ESCORADA, EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA, ENTRE 1,50 E 3,00M DE PROFUNDIDADE, UTILIZANDO ESCAVADEIRA HIDRÁULICA DE 0,78M3, EXCLUSIVE ESGOTAMENTO	M3	4,87	1122,71	5467,60	625,59	3046,64	938,54	4570,67	1122,71	5467,60
04.005.0143-1	TRANSPORTE DE CARGA DE QUALQUER NATUREZA, EXCLUSIVE AS DESPESAS DE CARGA E DESCARGA, TANTO DE ESPERA DO CAMINHÃO COMO DO SERVENTE OU EQUIPAMENTO AUXILIAR, À VELOCIDADE MÉDIA DE 30KM/H, EM CAMINHÃO BASCULANTE A ÓLEO DIESEL, COM CAPACIDADE ÚTIL DE 12T	T X KM	0,85	144916,39	123178,93	116006,39	98605,43	134729,49	114520,07	144916,39	123178,93
04.012.0071-1	CARGA DE MATERIAL COM PÁ-CARREGADEIRA DE 1,30M3, EXCLUSIVE DESPESAS COM O CAMINHÃO, COMPREENDENDO TEMPO COM ESPERA E OPERAÇÃO PARA CARGAS DE 50T POR DIA DE 8H	T	7,15	7245,81	51807,54	5800,31	41472,22	6736,47	48165,76	7245,81	51807,54
06.004.0062-0	TUBO DE CONCRETO ARMADO, CLASSE PA-1 (NBR 8890/03), PARA GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, COM DIÂMETRO DE 400MM, ATERRO E SOCA ATÉ A ALTURA DA GERATRIZ SUPERIOR DO TUBO, CONSIDERANDO O MATERIAL DA PRÓPRIA ESCAVAÇÃO, INCLUSIVE FORNECIMENTO DO MATERIAL PARA REJUNTAMENTO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 E ACERTO DE FUNDO DE VALA. FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	M	108,48	940,85	102063,41	1095,30	118818,14	979,30	106234,46	940,85	102063,41

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	PÇ. UNIT.	Drenagem Tradicional (Cenário 1)		C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)		C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)		C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	
				QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL
06.004.0066-0	TUBO DE CONCRETO ARMADO, CLASSE PA-1 (NBR 8890/03), PARA GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, COM DIÂMETRO DE 600MM, ATERRO E SOCA ATÉ A ALTURA DA GERATRIZ SUPERIOR DO TUBO, CONSIDERANDO O MATERIAL DA PRÓPRIA ESCAVAÇÃO, INCLUSIVE FORNECIMENTO DO MATERIAL PARA REJUNTAMENTO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 E ACERTO DE FUNDO DE VALA. FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	M	184,28	208,30	38385,52	130,75	24094,61	208,30	38385,52	208,30	38385,52
06.004.0070-0	TUBO DE CONCRETO ARMADO, CLASSE PA-1 (NBR 8890/03), PARA GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, COM DIÂMETRO DE 800MM, ATERRO E SOCA ATÉ A ALTURA DA GERATRIZ SUPERIOR DO TUBO, CONSIDERANDO O MATERIAL DA PROPRIA ESCAVAÇÃO, INCLUSIVE FORNECIMENTO DO MATERIAL PARA REJUNTAMENTO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA,NO TRACO 1:4 E ACERTO DE FUNDO DE VALA. FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	M	282,11	35,50	10014,91	0,00	0,00	35,50	10014,91	35,50	10014,91
06.004.0074-0	TUBO DE CONCRETO ARMADO, CLASSE PA-1 (NBR 8890/03), PARA GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, COM DIÂMETRO DE 1.000MM, ATERRO E SOCA ATÉ A ALTURA DA GERATRIZ SUPERIOR DO TUBO, CONSIDERANDO O MATERIAL DA PRÓPRIA ESCAVAÇÃO, INCLUSIVE FORNECIMENTO DO MATERIALPARA REJUNTAMENTO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA,NO TRACO1:4 E ACERTO DE FUNDO DE VALA. FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	M	479,84	139,10	66745,74	403,35	193543,46	236,85	113650,10	139,10	66745,74
06.004.0078-0	TUBO DE CONCRETO ARMADO,CLASSE PA-1(NBR 8890/03),PARA GALERIAS DE AGUAS PLUVIAIS,COM DIAMETRO DE 1.200MM,ATERRO E SOCA ATE A ALTURA DA GERATRIZ SUPERIOR DO TUBO,CONSIDERANDO O MATERIAL DA PROPRIA ESCAVACAO,INCLUSIVE FORNECIMENTO DO MATERIALPARA REJUNTAMENTO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA,NO TRACO1:4 E ACERTO DE FUNDO DE VALA.FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	M	690,18	136,20	94002,52	0,00	0,00	49,70	34301,95	136,20	94002,52
06.004.0080-0	TUBO DE CONCRETO ARMADO,CLASSE PA-1(NBR 8890/03),PARA GALERIAS DE AGUAS PLUVIAIS,COM DIAMETRO DE 1.500MM,ATERRO E SOCA ATE A ALTURA DA GERATRIZ SUPERIOR DO TUBO,CONSIDERANDO O MATERIAL DA PROPRIA ESCAVACAO,INCLUSIVE FORNECIMENTO DO MATERIALPARA REJUNTAMENTO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA,NO TRACO1:4 E ACERTO DE FUNDO DE VALA.FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	M	968,77	169,45	164158,08	0,00	0,00	119,75	116010,21	169,45	164158,08

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	PÇ. UNIT.	Drenagem Tradicional (Cenário 1)		C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)		C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)		C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	
				QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL
06.015.0010-0	POÇO DE VISITA EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO (20X20X40CM), EM PAREDES DE 0,20M DE ESPESSURA COM 1,20X1,20X1,40M, PARA COLETOR DE ÁGUAS PLUVIAIS DE 0,40 A 0,70M DE DIÂMETRO, UTILIZANDO ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 EM VOLUME, SENDO AS PAREDES CHAPISCADAS E REVESTIDAS INTERNAMENTE COM A MESMA ARGAMASSA, ENCHIMENTO DOS BLOCOS E BASE EM CONCRETO SIMPLES, TAMPA DE CONCRETO ARMADO, SENDO O CONCRETO DOSADO PARA UM FCK=10MPA E DEGRAUS DE FERRO FUNDIDO, INCLUSIVE FORNECIMENTO DE TODOS OS MATERIAIS	UN	1706,89	30,00	51206,70	33,00	56327,37	31,00	52913,59	30,00	51206,70
06.015.0011-0	POÇO DE VISITA EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO (20X20X40CM), EM PAREDES DE 0,20M DE ESPESSURA COM 1,30X1,30X1,40M, PARA COLETOR DE ÁGUAS PLUVIAIS DE 0,80M DE DIÂMETRO, UTILIZANDO ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 EM VOLUME, SENDO AS PAREDES CHAPISCADAS E REVESTIDAS INTERNAMENTE COM A MESMA ARGAMASSA, ENCHIMENTO DOS BLOCOS E BASE EM CONCRETO SIMPLES, TAMPA DE CONCRETO ARMADO, SENDO O CONCRETO DOSADO PARA UM FCK=10MPA E DEGRAUS DE FERRO FUNDIDO, INCLUSIVE FORNECIMENTO DE TODOS OS MATERIAIS	UN	1785,57	2,00	3571,14	0,00	0,00	2,00	3571,14	2,00	3571,14
06.015.0013-0	POÇO DE VISITA EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO (20X20X40CM), EM PAREDES DE 0,20M DE ESPESSURA COM 1,50X1,50X1,60M, PARA COLETOR DE ÁGUAS PLUVIAIS DE 1,00M DE DIÂMETRO, UTILIZANDO ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 EM VOLUME, SENDO AS PAREDES CHAPISCADAS E REVESTIDAS INTERNAMENTE COM A MESMA ARGAMASSA, ENCHIMENTO DOS BLOCOS E BASE EM CONCRETO SIMPLES, TAMPA DE CONCRETO ARMADO, SENDO O CONCRETO DOSADO PARA UM	UN	2248,68	4,00	8994,72	15,00	33730,20	8,00	17989,44	4,00	8994,72
06.015.0015-0	POÇO DE VISITA EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO (20X20X40CM), EM PAREDES DE 0,20M DE ESP. C/1,70X1,70X1,80M, P/COLETOR DE ÁGUAS PLUVIAIS DE 1,20M DE DIÂMETRO, UTILIZANDO ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 EM VOLUME, SENDO AS PAREDES CHAPISCADAS E REVESTIDAS INTERNAMENTE C/ A MESMA ARGAMASSA, ENCHIMENTO DOS BLOCOS E BASE EM CONCRETO SIMPLES, TAMPA DE CONCRETO ARMADO, SENDO O CONCRETO DOSADO PARA UM FCK=10MPA E DEGRAUS DE FERRO FUNDIDO, INCL. FORNECIMENTO DE TODOS OS MATERIAIS	UN	2792,19	5,00	13960,95	0,00	0,00	3,00	8376,57	5,00	13960,95

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	PÇ. UNIT.	Drenagem Tradicional (Cenário 1)		C/ Pavimento Permeável (Cenário 2)		C/ Trincheira de Infiltração (Cenário 3)		C/ Bacia de Detenção (Cenário 4)	
				QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL	QUANT.	TOTAL
06.015.0016-0	POCO DE VISITA EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO(20X20X40CM),EM PAREDES DE 0,20M DE ESP.C/2,00X2,00X2,10M,P/COLETOR DEAGUAS PLUVIAIS DE 1,50M DE DIAM.SENDO AS PAREDES CHAPISCADASE REVESTIDAS INTERNAMENTE C/ARGAMASSA,ENCHIMENTO DOS BLOCOSE BASE EM CONCRETO SIMPLES,TAMPA DE CONCRETO ARMADO,DEGRAUSDE FERRO FUNDIDO,INCL.FORNECIMENTO DE TODOS OS MATERIAIS	UN	3637,94	7,00	25465,58	0,00	0,00	4,00	14551,76	7,00	25465,58
06.015.0030-0	CAIXA DE RALO EM ALVENARIA DE BLOCOS DE CONCRETO (20X20X40CM), EM PAREDES DE 0,20M DE ESPESSURA, DE 0,30X0,90X0,90M, PARA ÁGUAS PLUVIAIS, UTILIZANDO ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA NO TRAÇO 1:4 EM VOLUME, SENDO AS PAREDES CHAPISCADAS E REVESTIDAS INTERNAMENTE COM A MESMA ARGAMASSA, ENCHIMENTO DOS BLOCOS E BÁSE EM CONCRETO SIMPLES FCK=10MPA E GRELHA DE FERRO FUNDIDO DE 135KG	UN	614,57	105,00	64529,85	105,00	64529,85	105,00	64529,85	105,00	64529,85
06.016.0015-0	TAMPÃO ARTICULADO COMPLETO DE FERRO, TIPO AVENIDA, PARA TRÁFEGO PESADO (TF-90), DE 0,60M DE DIÂMETRO, CARGA MÍNIMA PARA TESTE 30T, RESISTÊNCIA MÁXIMA DE ROMPIMENTO 37,5T E FLECHA RESIDUAL MÁXIMA DE 17MM, ASSENTADO COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO 1:4 EM VOLUME. FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	UN	292,79	48,00	14053,92	48,00	14053,92	48,00	14053,92	48,00	14053,92
06.017.0060-0	CORPO DE POÇO DE VISITA DE ANÉIS PRÉ-MOLDADOS, COM DIÂMETRO DE 600MM, SEM DEGRAUS, MEDIDA PELA ALTURA ÚTIL, INCLUSIVE MÃO-DE-OBRA E MATERIAL	M	230,37	7,20	1658,66	7,20	1658,66	7,20	1658,66	7,20	1658,66
20.092.0001-0	AREIA, INCLUSIVE TRANPORTE, PARA REGIÃO METROPOLITANA DO RIO DE JANEIRO. FORNECIMENTO	M3	55,00	1722,33	94728,07	1553,73	85455,39	1688,99	92894,28	1722,33	94728,07
TOTAL					**R$ 997.141,49**		**R$ 792.470,57**		**R$ 918.306,87**		**R$ 997.141,49**

APÊNDICE G – ORÇAMENTO DAS TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM DOS CENÁRIOS

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	PÇ. UNIT.	Pavimento Permeável		Trincheira de Infiltração		Bacia de Detenção	
				QUANT.	TOTAL (R$)	QUANT.	TOTAL (R$)	QUANT.	TOTAL (R$)
03.020.0050-1	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA NÃO ESCORADA, EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA, ATÉ 1,50M DE PROFUNDIDADE, UTILIZANDO ESCAVADEIRA HIDRÁULICA DE 0,78M3, EXCLUSIVE ESGOTAMENTO	M3	4,30	3.292,12	14.156,12	1.042,47	4.482,64	2.156,88	9.274,58
04.005.0143-1	TRANSPORTE DE CARGA DE QUALQUER NATUREZA, EXCLUSIVE AS DESPESAS DE CARGA E DESCARGA, TANTO DE ESPERA DO CAMINHÃO COMO DO SERVENTE OU EQUIPAMENTO AUXILIAR, À VELOCIDADE MÉDIA DE 30KM/H, EM CAMINHÃO BASCULANTE A ÓLEO DIESEL, COM CAPACIDADE ÚTIL DE 12T	T X KM	0,85	111.932,08	95.142,27	35.444,10	30.127,49	73.333,92	62.333,83
04.012.0071-1	CARGA DE MATERIAL COM PÁ-CARREGADEIRA DE 1,30M3, EXCLUSIVE DESPESAS COM O CAMINHÃO, COMPREENDENDO TEMPO COM ESPERA E OPERAÇÃO PARA CARGAS DE 50T POR DIA DE 8H	T	7,15	5.596,60	40.015,69	1.772,20	12.671,23	3.666,69	26.216,83
06.085.0025-0	CAMADA HORIZONTAL DRENANTE FEITA COM PEDRA BRITADA,INCLUSIVEFORNECIMENTO E ESPALHAMENTO	M3	133,98	3.292,12	441.078,24	1.042,47	139.670,61	0,00	0,00
06.100.0010-0	Manta geotêxtil 100% polipropileno ou 100% poliéster, em drenos subterrâneos. FORNECIMENTO e COLOCAÇÃO	M2	3,97	1.646,06	6.534,86	1.922,58	7.632,65	0,00	0,00
11.003.0006-0	CONCRETO DOSADO RACIONALMENTE PARA UMA RESISTENCIA CARACTERISTICA A COMPRESSAO DE 30MPA,INCLUSIVE MATERIAIS,TRANSPORTE,PREPARO COM BETONEIRA,LANCAMENTO E ADENSAMENTO	M3	431,42	0,00	0,00	0,00	0,00	359,46	155.076,08
11.004.0001-1	FORMAS ESPECIAIS DE MADEIRA PARA PECAS DE CONCRETO PRE-MOLDADO,SERVINDO 20 VEZES,TABUAS DE MADEIRA DE 3ª,COM 4CM DE ESPESSURA,MOLDAGEM E DESMOLDAGEM	M2	26,79	0,00	0,00	0,00	0,00	356,57	9.552,51
11.009.0011-0	FIO DE ACO CA-60,REDONDO,COM SALIENCIA OU MOSSA,COEFICIENTEDE CONFORMACAO SUPERFICIAL MINIMO(ADERENCIA)IGUAL A 1,5,DIAMETRO ENTRE 4,2 A 5MM,DESTINADO A ARMADURA DE PECAS DE CONCRETO ARMADO,10% DE PERDAS DE PONTAS E ARAME 18.FORNECIMENTO	KG	3,70	0,00	0,00	0,00	0,00	18.781,52	69.491,64

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	PÇ. UNIT.	Pavimento Permeável		Trincheira de Infiltração		Bacia de Detenção	
				QUANT.	TOTAL (R$)	QUANT.	TOTAL (R$)	QUANT.	TOTAL (R$)
11.009.0013-0	BARRA DE ACO CA-50,COM SALIENCIA OU MOSSA,COEFICIENTE DE CONFORMACAO SUPERFICIAL MINIMO (ADERENCIA) IGUAL A 1,5,DIAMETRODE 6,3MM,DESTINADA A ARMADURA DE CONCRETO ARMADO,10% DE PERDAS DE PONTAS E ARAME 18.FORNECIMENTO	KG	3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	7.512,61	26.294,13
11.009.0014-1	BARRA DE ACO CA-50,COM SALIENCIA OU MOSSA,COEFICIENTE DE CONFORMACAO SUPERFICIAL MINIMO (ADERENCIA) IGUAL A 1,5,DIAMETRODE 8 A 12,5MM,DESTINADA A ARMADURA DE	KG	3,47	0,00	0,00	0,00	0,00	11.268,91	39.103,13
11.011.0027-0	CORTE,DOBRAGEM,MONTAGEM E COLOCACAO DE FERRAGENS NAS FORMAS,ACO CA-60,EM FIO REDONDO,COM DIAMETRO DE 4,2 A 5MM	KG	3,90	0,00	0,00	0,00	0,00	18.781,52	73.247,94
11.011.0029-0	CORTE,DOBRAGEM,MONTAGEM E COLOCACAO DE FERRAGENS NAS FORMAS,ACO CA-50,EM BARRAS REDONDAS,COM DIAMETRO IGUAL A 6,3MM	KG	4,25	0,00	0,00	0,00	0,00	7.512,61	31.928,59
11.011.0030-1	CORTE,DOBRAGEM,MONTAGEM E COLOCACAO DE FERRAGENS NAS FORMAS,ACO CA-50,EM BARRAS REDONDAS,COM DIAMETRO DE 8 A 12,5MM	KG	3,72	0,00	0,00	0,00	0,00	11.268,91	41.920,36
TOTAL				R$	596.927,17	R$	194.584,62	R$	544.439,63