



CENTRO UNIVERSITÁRIO CHRISTUS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO VITOR DOS SANTOS SOUSA

**DRENAGEM URBANA: O USO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE MANEJO
DE ÁGUAS PLUVIAIS COMO MEDIDAS MITIGADORAS PARA AS CHEIAS
URBANAS DA AVENIDA HERÁCLITO GRAÇA EM FORTALEZA-CE.**

FORTALEZA
2020

JOÃO VITOR DOS SANTOS SOUSA

DRENAGEM URBANA: O USO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE MANEJO
DE ÁGUAS PLUVIAIS COMO MEDIDAS MITIGADORAS PARA AS CHEIAS
URBANAS DA AVENIDA HERÁCLITO GRAÇA EM FORTALEZA-CE.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado ao curso de Engenharia Civil
do Centro Universitário Christus, como
requisito parcial para obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Ma. Paula Nobre de
Andrade.

FORTALEZA

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Centro Universitário Christus - Unichristus

Gerada automaticamente pelo Sistema de Elaboração de Ficha Catalográfica do
Centro Universitário Christus - Unichristus, com dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S725d Sousa, João Vitor dos Santos.
 DRENAGEM URBANA: O USO DE TÉCNICAS
 COMPENSATÓRIAS DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS COMO
 MEDIDAS MITIGADORAS PARA AS CHEIAS URBANAS DA
 AVENIDA HERÁCLITO GRAÇA EM FORTALEZA-CE. / João Vitor
 dos Santos Sousa. - 2020.
 83 f. : il. color.

 Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Centro
 Universitário Christus - Unichristus, Curso de Engenharia Civil,
 Fortaleza, 2020.
 Orientação: Profa. Ma. Paula Nobre de Andrade.

 1. Drenagem Urbana. 2. Pavimento Permeável. 3. Trincheira
 de Infiltração. 4. Bacia de Retenção. I. Título.

JOÃO VITOR DOS SANTOS SOUSA

DRENAGEM URBANA: O USO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE MANEJO
DE ÁGUAS PLUVIAIS COMO MEDIDAS MITIGADORAS PARA AS CHEIAS
URBANAS DA AVENIDA HERÁCLITO GRAÇA EM FORTALEZA-CE.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado ao curso de Engenharia Civil
do Centro Universitário Christus, como
requisito parcial para obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Ma. Paula Nobre de
Andrade.

Aprovada em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Profa. Ma. Paula Nobre de Andrade (Orientadora)
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Prof. Dr. Eliezer Fares Abdala Neto
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Profa. Dra. Juliana Alencar Firmo de Araújo
Universidade da Integração Internacional da Lusofonia Afro-Brasileira (UNILAB)

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela oportunidade da vida.

Aos meus pais, Vicenildo e Solange, pelo alto investimento em minha pessoa.

Ao Centro Universitário Christus, pelo apoio durante o curso e por fomentar a Ciência, promovendo a elaboração de um trabalho de tal relevância à sociedade.

A todos os companheiros de graduação que me ajudaram direta ou indiretamente nesta fase da minha vida, em especial a Ana Magalhães, Assis Bezerra Júnior, Carlos Magno, Cláudia Mariana, Dara Nascimento, João Victor Monteiro, Mário Alex, Nayara Gurjão, Renan Albuquerque, Thiago Freire, Tim Lucas, Wemerson Abreu e Yuri Torquato.

Aos docentes que me apoiaram e foram inspiradores para o exercício da profissão: Bergson Matias, Danilo Nogueira, Eric Mateus, Francelino Franco, Ivelise Strozberg, Lucas Cavalcante, Mariana Leite, Marisa Leitão, Rafaela Fujita, Willington Gondim e, em especial, à minha orientadora Paula Nobre de Andrade.

Aos membros da banca avaliadora, por dedicarem um pouco do seu tempo para ler, avaliar e contribuir para a conclusão deste trabalho.

A Pedro Pedrosa, pelo fornecimento dos dados cruciais à realização do projeto.

“Não tenho nada a oferecer senão sangue, lágrimas, trabalho e suor.”

(WINSTON CHURCHILL)

RESUMO

O crescimento desordenado das cidades, devido a um processo de urbanização acelerado e à falta de um planejamento eficiente, traz potenciais problemas no que diz respeito ao manejo de águas pluviais de centros urbanos. Isto porque infraestruturas como as de habitação e pavimentação rodoviária, principalmente, mudam as propriedades naturais do solo. O município de Fortaleza/CE teve seu crescimento às margens do Riacho Pajeú, o qual foi quase totalmente canalizado com as obras de desenvolvimento urbano atrelado à especulação imobiliária da capital, o que fomentou a construção sem o respeito do limite de seu leito. O resultado de tais ações foi o surgimento de dois pontos de alagamento no traçado desse rio, pontos estes que estão situados na Avenida Heráclito Graça. Este trabalho visa a aplicação de técnicas compensatórias de drenagem urbana, a nível de pré-dimensionamento, a fim de minimizar as enchentes provocadas em um dos pontos críticos citados. Foram aplicadas medidas de controle de enchentes objetivando a infiltração e armazenagem da precipitação: o Pavimento Permeável, a Trincheira de Infiltração e a Bacia de Retenção. Operando em regime simultâneo, as técnicas analisadas resultaram em um volume de amortecimento de 10.181,45 m³, o que representa uma redução de cerca de 85% do volume de cheia do ponto analisado.

Palavras-chave: Drenagem Urbana. Pavimento Permeável. Trincheira de Infiltração. Bacia de Retenção.

ABSTRACT

The cities disordered growth, due an accelerated urbanization process and lack of planning efficiency, have brought potential problems to the rainwater management in urban centers. It can be justified mainly by housing and road paving infrastructures which changes the natural soil properties. In the case, the city of Fortaleza in Ceará state had its growth on the Riacho Pajeú banks, which was almost entirely channeled due to the urban development linked to the real estate speculation in the capital, which encouraged construction without respecting riverbed limits. These actions have declined on two flooding points in this river layout, currently located on Heráclito Graça Avenue. This work aims to apply compensatory techniques of urban drainage, at the pre-dimensioning level, in order to minimize the floods caused at least one of critical points mentioned. Flood control measures were applied in order to infiltrate and store precipitation: Permeable Pavement surfaces, Infiltration Trenches and the Retention Basin. Operating at the same time, the techniques analyzed resulted in 10.181,45 m³ damping volume, which represents a 85% reduction in the flood volume of the analyzed point.

Key words: urban drainage, Permeable Pavement, Infiltration Trenches, Retention basin.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapeamento de pontos críticos de alagamento da cidade de Fortaleza.	15
Figura 2 – Bacias Hidrográficas da cidade de Fortaleza/CE.	16
Figura 3 – O ciclo hidrológico.	20
Figura 4 – Curvas IDF da cidade de Fortaleza para diferentes T_r .	24
Figura 5 – Modelo digital de uma Bacia Hidrográfica.	25
Figura 6 – Relação entre precipitação e taxa de infiltração.	27
Figura 7 – Características dos leitos dos rios.	30
Figura 8 – Enchente na Avenida Heráclito Graça.	30
Figura 9 – Efeitos da urbanização sobre a vazão de pico.	31
Figura 10 – Tipos de boca de lobo (isolados e em perspectiva).	35
Figura 11 – Perspectiva de Rede de Microdrenagem.	36
Figura 12 – Reservatório de retenção.	38
Figura 13 – Corte esquemático de Bacia de Detenção.	38
Figura 14 – Corte esquemático de Bacias de Retenção.	39
Figura 15 – Pavimento permeável: Bloco de concreto vazado.	40
Figura 16 – Sistema Filtro-Vala-Trincheira construído na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) – SP.	41
Figura 17 – Corte esquemático de trincheira de infiltração.	42
Figura 18 – Esquema construtivo de Biovaleta.	42
Figura 19 – Classificação dos tipos de pesquisa científica.	50
Figura 20 – Traçado do Riacho Pajeú na malha urbana de Fortaleza/CE.	51
Figura 21 – Localização do objeto de estudo.	52
Figura 22 – Fluxograma da pesquisa.	53
Figura 23 – Delimitação de Bacia de Contribuição.	55
Figura 24 – Traçado da Galeria do Riacho Pajeú e suas afluentes.	57
Figura 25 – Bocas de lobo e PVs da galeria principal (Cruzamento entre as ruas Bárbara de Alencar e José Vilar).	57
Figura 26 – Detalhe de modelagem as built do Sistema de Drenagem.	58
Figura 27 – Balanço Hídrico do Sistema.	60
Figura 28 – Volume de escoamento na bacia.	61
Figura 29 – Alocação de Pavimento Permeável.	63

Figura 30 – Mapeamento geológico de porção de Fortaleza.	64
Figura 31 – Bloco vazado Eco Pisos®.	65
Figura 32 – Curva Envelope do sistema.	67
Figura 33 – Volume mitigado pela aplicação do Pavimento Permeável.	68
Figura 34 – Projeção de Trincheira de Infiltração.	69
Figura 35 – Curva Envelope - Trincheira de Infiltração	71
Figura 36 – Volume mitigado pela aplicação da Trincheira de Infiltração.	73
Figura 37 – Localização do Terreno 01 (em azul).	73
Figura 38 – Localização do Terreno 02 (em azul).	74
Figura 39 – Volume mitigado pela aplicação da Bacia de Retenção.	76
Figura 40 – Volume total mitigado pelas técnicas compensatórias aplicadas.	78

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de medidas de controle de inundações.	33
Quadro 2 – Subdivisão de medidas estruturais.	34
Quadro 3 – Quadro-resumo de técnicas compensatórias.	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Crescimento populacional de Fortaleza/CE.	14
Tabela 2 – Ranking de cidades mais populosas do Brasil.	14
Tabela 3 – Valores do coeficiente C.....	27
Tabela 4 – Valores de C em função da ocupação humana.....	28
Tabela 5 – Valores típicos de condutividade hidráulica para diversos tipos de solo.	47
Tabela 6 – Coeficiente de segurança f para estruturas de infiltração.....	47
Tabela 7 – Porosidade efetiva para materiais típicos.....	48
Tabela 8 – Cálculo de diferentes vazões de projeto.....	56
Tabela 9 – Memória de cálculo da vazão efluente do sistema de drenagem.....	59
Tabela 10 – Cálculo de volume de escoamento na bacia em função do tempo.....	61
Tabela 11 – Síntese de características geológico-geotécnicas de Dunas.	64
Tabela 12 – Cálculo de Vazão Efluente (Q_s) do Pavimento Permeável.....	65
Tabela 13 – Intensidade, Altura e Deflúvio pluviométricos.....	66
Tabela 14 – Detalhamento de cálculo de Vazão Específica (q_s).....	67
Tabela 15 – Cálculos dos parâmetros geométricos - Trincheira de Infiltração.....	70
Tabela 16 – Memória de Cálculo de Curva Envelope - Trincheira de Infiltração.....	72
Tabela 17 – Quadro resumo de mitigação de volume de cheia.	77

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Justificativa	17
1.2 Objetivos	18
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	18
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	18
1.3 Estrutura do Trabalho	18
2 REVISÃO DE LITERATURA	20
2.1 Elementos do Ciclo Hidrológico	20
2.2 Os Impactos da Urbanização	28
2.3 Drenagem Urbana	32
2.3.1 <i>Técnicas Compensatórias</i>	36
2.4 Dimensionamento Hidráulico e Critérios de Projeto	43
2.4.1 <i>Medidas de Armazenamento</i>	43
2.4.2 <i>Medidas de Infiltração</i>	46
2.4.3 <i>Cálculo de Vazão de Engolimento de Bocas de Lobo</i>	48
3 METODOLOGIA	50
3.1 Classificação da Pesquisa	50
3.2 Ambiente da Pesquisa	51
3.3 Planejamento da Pesquisa	52
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.1 Vazão Afluente	55
4.2 Estimativa de Vazão Efluente	56
4.3 Balanço Hídrico do Sistema	60
4.4 Definição de Técnicas Compensatórias Aplicadas	62
4.5 Pré-dimensionamento de Técnicas Compensatórias	62
4.5.1 <i>Pavimento Permeável</i>	62
4.5.2 <i>Trincheira de Infiltração</i>	69
4.5.3 <i>Bacia de Retenção</i>	73
4.6 Análise das Técnicas Compensatórias Aplicadas	76
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	79
REFERÊNCIAS	81

1 INTRODUÇÃO

Em hidrologia, a precipitação é definida como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre, a exemplos da neblina, chuva, granizo, saraiva, orvalho, geada e neve (BERTONI; TUCCI, 2015). Na zona rural e em áreas onde se localizam represas e demais corpos hídricos, a água da chuva é indispensável e recebe o título de Recurso Hídrico, diferentemente das águas pluviais que causam enchentes e demais transtornos à vida humana, que não têm nenhuma finalidade. As cheias são fenômenos provocados pelo excesso de escoamento superficial, gerados a partir de precipitações intensas, sendo um processo natural e benéfico ao ambiente (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016), porém, pode ser um elemento que, inserido em aglomerados urbanos, promova transtornos.

Entre os transtornos, destacam-se deslizamentos de encostas terrestres, quedas de árvores e/ou inundações, eventos que podem trazer consequências negativas, desde a transmissão de doenças de veiculação hídrica até acidentes fatais. As inundações decorrentes de períodos de inverno podem causar problemas no perímetro urbano de várias cidades do país, afetando principalmente as regiões mais baixas.

A tônica do problema se dá no desenvolvimento dos municípios de forma acelerada e não planejada, dos quais suas malhas urbanas se tornam demograficamente densas e demandam diversos serviços de infraestrutura, como o de abastecimento de água, esgotamento sanitário, drenagem urbana e, entre outros, uma malha viária para atender aos rápidos deslocamentos que a população necessita, o que reduz a infiltração das águas de precipitações e aumenta o escoamento superficial.

Esse processo de desenvolvimento se deve à falta de controle do uso do espaço urbano, influenciando diretamente a infraestrutura hídrica da cidade: abastecimento de água, esgotamento sanitário, águas pluviais e resíduos sólidos (TUCCI, 2005a). Além disso, uma vez estabelecida a ocupação urbana, vias e edificações tornam-se sujeitas a prejuízos potenciais, justificando a importância da delimitação prévia de zonas inundáveis adjacentes aos córregos, como instrumento de utilidade no planejamento urbano (FILHO et al., 2017).

Miguez, Veról e Rezende (2016) afirmam que, na Antiguidade, o conceito de civilidade quase se confundia com urbanidade. Roma é uma referência histórica para a construção de grandes cidades nesse período da história, a qual possuía redes de infraestrutura integradas, como estradas, abastecimento de água, escoamento de resíduos sólidos e drenagem.

Porém, com a queda do Império Romano, foi observado um processo contrário ao êxodo rural: o abandono das cidades. Ainda sob relato dos autores, na Idade Média a população concentrava-se nos campos, o uso e ocupação do solo eram caracterizados pelos feudos. A cidade começa a se recuperar com o surgimento do Renascimento, artes e ciência, elementos que impulsionaram a volta da população para estas (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

A partir da Revolução Industrial a cidade começou a ganhar contornos claros de como se as conhece hoje, esse processo de mudança de perfil de distribuição da população desenvolveu-se muito rapidamente, trazendo consigo vários problemas de ocupação do solo urbano, como habitação, mobilidade e saneamento (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

A maioria dos países em desenvolvimento, incluindo o Brasil, experimentou nas últimas décadas uma expansão urbana com infraestrutura precária, na qual os problemas de inundação se devem principalmente à rápida expansão urbana, ao baixo nível de conscientização do assunto, à inexistência de planos de longo prazo, à utilização precária de medidas não estruturais e à manutenção inadequada dos sistemas de controle de cheias (BRAGA, 1994 apud CANHOLI, 2014).

No século XVII, início de sua colonização, Fortaleza teve seu território ocupado na porção central e, acompanhando as margens do Riacho Pajeú, foi avançando para a direção oeste (LIMA, 2013). Almeida e Rosen (1993 *apud* LIMA, 2013) afirmam que Fortaleza teve um pico de crescimento urbano a partir de 1866, com a inserção de rotas de navios diretas para a cidade e, além disso, a implantação das ferrovias a interligando às cidades de Baturité (1873), Sobral (1882), Quixadá (1891), Iguatu (1910), Crateús (1912) e Crato (1926). Os autores também relatam o surgimento dos primeiros aglomerados subnormais devido ao crescimento desordenado: Cercado do Zé Padre (1930), Mucuripe (1933), Lagamar (1933), Morro do Ouro (1940), Varjota (1945), Meireles (1950), Papouquinho (1950) e Estrada de Ferro (1954).

Por outro lado, a cidade teve seu processo de urbanização marcado por grandes secas no interior do estado, fato que teve grande influência na migração de pessoas, das quais uma fração escolheu viver na capital cearense. Aos poucos o sertão se esvaziava, enquanto as cidades iam superlotando, enfrentando assim, problemas de déficit habitacional, infraestrutura urbana, saneamento básico, fome, miséria e violência (COSTA, 2008).

De acordo com o IBGE (2018), no início do século XX, especificamente entre os anos de 1920 a 1940, o crescimento populacional de Fortaleza foi da ordem de 129%, foi o período de maior crescimento do século, que fechou o censo do ano 2000 com 2.138.234 habitantes. Estima-se a população atual de Fortaleza em 2.669.342 pessoas (2019), a qual ocupa a quinta posição no *ranking* de cidades mais populosas do país, está abaixo apenas de São Paulo, Rio de Janeiro, Salvador e Brasília. A Tabela 1 mostra o crescimento populacional de Fortaleza. O incremento (Δ) corresponde ao quanto a população cresceu em comparação ao último censo. Nota-se que o ano de 1890 teve um incremento negativo, ou seja, a população reduziu ao compará-la com a população do último censo.

Tabela 1 – Crescimento populacional de Fortaleza/CE.

POPULAÇÃO DE FORTALEZA/CE		
ANO	POPULAÇÃO (hab)	Δ
1872	42.458	-
1890	40.902	-3,66%
1900	48.369	18,26%
1920	78.536	62,37%
1940	180.185	129,43%
1950	270.169	49,94%
1960	514.818	90,55%
1970	872.702	69,52%
1980	1.338.793	53,41%
1991	1.765.794	31,89%
2000	2.138.234	21,09%
2010	2.452.185	14,68%

Fonte: Elaborado pelo autor com base em IBGE.

A Tabela 2 mostra o *ranking* de cidades mais populosas do país.

Tabela 2 – Ranking de cidades mais populosas do Brasil.

POSICÃO	CIDADE	POPULAÇÃO (hab)
1º	São Paulo - SP	12.252.053
2º	Rio de Janeiro - RJ	6.718.903
3º	Brasília - DF	3.015.268
4º	Salvador - BA	2.872.347
5º	Fortaleza - CE	2.872.347

Fonte: IBGE, 2019.

Fortaleza, com extensão de 312,407 km², é a menor entre as cinco capitais citadas. Com o grande número de habitantes e um território relativamente médio, a capital cearense é a de maior densidade demográfica do país, com uma média de 7.776,44 habitantes para cada quilômetro quadrado.

O Plano Fortaleza 2040 (FORTALEZA, 2016, p. 60) afirma que “o município de Fortaleza possui um território tabuliforme, ou seja, em forma de tabuleiro, predominantemente plano e onde o escoamento das águas superficiais tende a ser um problema”.

O rápido crescimento urbano de Fortaleza vem impactando negativamente as condições de saneamento da cidade e, com o processo de planejamento urbano pouco integrado ao planejamento das intervenções de drenagem, tem permitido que extensas áreas de solo, antes permeáveis, sejam cobertas por capa asfáltica e concreto. Os recursos hídricos das cidades são canalizados, aterrados, transformados em galerias e ocupados indevidamente, perdendo a mata ciliar e reduzindo a capacidade de escoamento das águas (FORTALEZA, 2016, p. 60).

O Plano Municipal de Saneamento Básico, através do documento Drenagem e Manejo das Águas Pluviais Urbanas do Município de Fortaleza (FORTALEZA, 2015, p. 60) diagnostica que “a cidade possui aproximadamente 20 pontos de alagamentos, seja pela ausência de drenagem de águas pluviais ou pela deficiência na rede”. O ponto 006 está inserido no cruzamento da Avenida Heráclito Graça com Barão de Aracati, localizado no centro de Fortaleza, como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Mapeamento de pontos críticos de alagamento da cidade de Fortaleza.



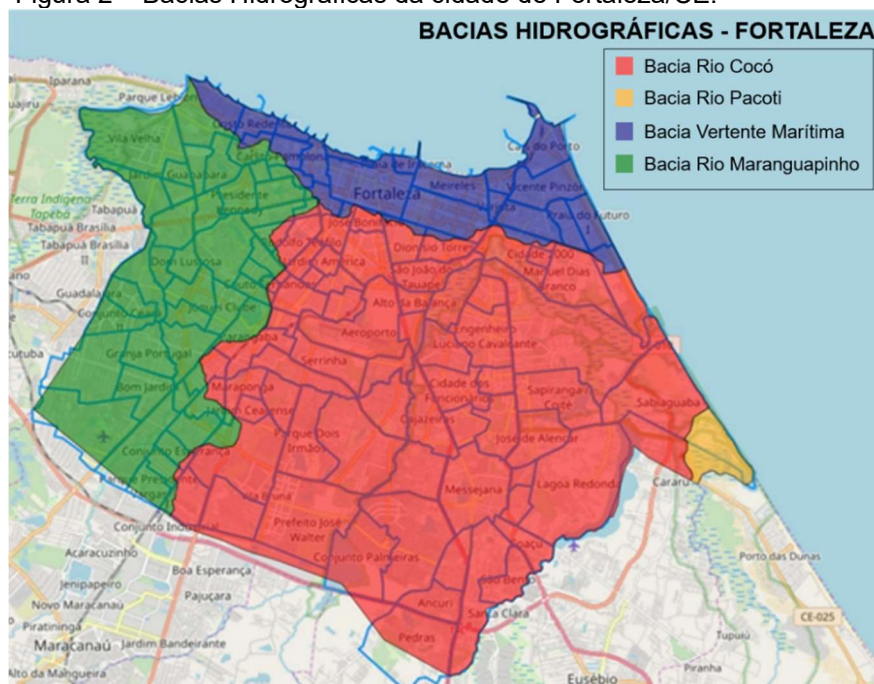
Fonte: Fortaleza (2015).

Um dos recursos hídricos canalizados na cidade é o Riacho Pajeú, apontado por estudiosos, como Maurineide Rosa (2018), como a maior causa deste problema, pois a Bacia do Riacho Pajeú apresenta grande vulnerabilidade ambiental devido à ineficiência do sistema de drenagem urbana, a qual é impossibilitada de escoar suas águas, seja natural ou artificialmente. Atrelado ao processo de urbanização, a ocupação das margens do rio provocou um irreversível processo de degradação ambiental, tendo como grande consequência o assoreamento de suas águas (DUTRA, 2017).

O Riacho Pajeú é um rio com cerca de 4.714,50 metros, com sua nascente no atual bairro aldeota e foz entre onde hoje se localizam o Hotel Marina Park e o estaleiro da Indústria Naval Cearense. Foi um importante recurso natural para o crescimento de Fortaleza, sendo a fonte para dessedentação, higiene e transporte de detritos dos primeiros habitantes da cidade, desde o seu tempo de colonização. Porém, com a grande especulação imobiliária que aconteceu entre os anos de 1960 e 1970, o ambiente formado por sítios, dunas e vegetação deu lugar à projetos de paisagismo e urbanização crescente, sendo, assim, excluído da paisagem urbana e tornando-se praticamente impossível para as novas gerações a compreensão de seu passado com relevância cênica, paisagística e ambiental (DUTRA, 2017).

As Bacias Hidrográficas do município de Fortaleza – CE estão representadas na Figura 2.

Figura 2 – Bacias Hidrográficas da cidade de Fortaleza/CE.



Fonte: Adaptado de Fortaleza (2018).

1.1 Justificativa

A Avenida Heráclito Graça é um corredor extenso que serve de embarque e desembarque de pessoas a bairros que são polos geradores de viagens – Centro e Aldeota, juntos, marcaram 19% dos vínculos empregatícios formais da cidade de Fortaleza em 2017 (BRASIL, 2018). Os problemas advindos de inundações nessa avenida afetam muitos cidadãos que por ali transitam, seja a pé, de carro, ônibus ou demais meios de locomoção, bem como aos comerciantes e moradores que correm o risco de ter seus estabelecimentos e casas invadidos pela água nos pontos críticos.

Os problemas com o sistema de drenagem deficiente seguem um viés socioeconômico, onde além das pessoas correrem o risco de perder bens materiais, também podem sofrer acidentes nas ruas, uma vez que o escoamento superficial gera uma lâmina d'água que esconde “armadilhas”, seja para o pedestre, ciclista ou demais usuários de modais motorizados.

O diagnóstico situacional da cidade é de que, entre os principais causadores das enchentes, estão a obstrução das redes por detritos, lixo e sedimentos, a poluição das redes de drenagem é ocasionada pela disposição inadequada de resíduos sólidos. Sabe-se também que há ligações clandestinas de esgoto que sobrecarregam as galerias e canais, transportando efluentes domésticos por onde deveriam passar apenas águas pluviais. Tais ações antrópicas contribuem para a poluição de mananciais e comprometem a balneabilidade de praias (FORTALEZA, 2015).

Com a poluição das galerias de drenagem, surge o potencial problema de infecção de pessoas em contato primário com as águas de enchentes, uma vez que estas são poluídas por entrarem em contato com efluentes domésticos.

Torna-se necessária a resolução de problemas dessa natureza, pois são serviços de saneamento, os quais são um direito básico e que deve ser acessível para todos. O Saneamento Básico é um conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais baseados em princípios fundamentais como o abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana, manejo de resíduos sólidos, serviços de drenagem urbana e manejo de águas pluviais (BRASIL, 2007). Ter saneamento básico é um forte índice para um país desenvolvido, pois os serviços que o englobam

levam a melhoria da saúde infantil, da educação, do turismo, da renda do trabalhador e preservação de recursos hídricos. (TRATA BRASIL, 2019).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem o propósito de analisar e propor soluções através de alternativas sustentáveis de manejo de águas pluviais para um ponto crítico da Avenida Heráclito Graça.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar a área de contribuição da sub bacia em estudo;
- Analisar alternativas sustentáveis a serem empregadas no projeto de drenagem urbana do município;
- Pré-dimensionar as alternativas sustentáveis em um ou mais cenários.

1.3 Estrutura do Trabalho

Este trabalho está subdividido em cinco seções: Introdução, Revisão de Literatura, Metodologia, Resultados e Discussões e, por último, Conclusão, as quais serão descritas nos próximos parágrafos.

A Introdução traz a contextualização do tema, abordando o histórico das cheias junto ao processo de desenvolvimento das cidades e trazendo-o para a realidade vivida na capital cearense. Além disso são levantados a relevância do trabalho e os objetivos a serem alcançados no final deste.

A Revisão de Literatura traz todo o conteúdo de autores que já tratam os assuntos discutidos em trabalhos passados, assuntos necessários a serem estudados a fim de conceber e tentar solucionar os problemas, através de livros, periódicos, apostilas, manuais e outros materiais científicos.

A Metodologia é onde classifica-se a pesquisa, também de acordo com ideias de autores que rotulam os tipos de trabalho. Além disso, esta também informa

onde ocorre o problema que está sendo objeto deste e traz o planejamento da pesquisa, descrevendo o passo a passo da mesma.

Resultados e Discussões são abordados em uma só sessão, a qual expressa os resultados obtidos através de modelos usados para tentar solucionar o problema, e são criadas discussões sobre estes. Por fim, a Conclusão traz a resposta ao modelo utilizado, sua eficiência e ideias para trabalhos futuros.

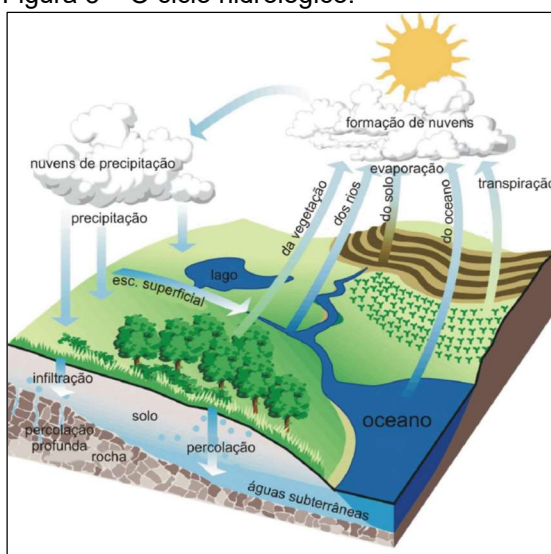
2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Elementos do Ciclo Hidrológico

A água é o bem mais útil à vida humana, porém, como visto anteriormente, sua má gestão ocasiona sérios problemas para as civilizações, seja no meio rural com as secas, seja em um centro urbano com inundações de águas pluviais. Inicia-se o estudo teórico com a hidrologia, a qual é definida pelo Conselho Federal de Ciências e Tecnologia dos Estados Unidos (TUCCI, 2015, p. 25) como “ciência que trata da água na Terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas, e sua reação com o meio ambiente, incluindo sua relação com as formas vivas”.

Define-se ciclo hidrológico (Figura 3) como fenômeno global de circulação fechada da água entre superfície terrestre e atmosfera, fundamentalmente impulsionado pela energia solar, gravidade e rotação do planeta. Junto à ideia, descreve-se o ciclo iniciando na atmosfera, com o vapor d’água condensando sob determinadas condições meteorológicas, e formando microgotículas que, inicialmente suspensas, vão se agrupando com partículas de poeira e gelo, dando origem a um aerossol (popularmente conhecido como nuvem ou nevoeiro), que mais para frente irá sofrer efeitos da dinâmica das massas de ar, surgindo assim, a principal transferência de água da atmosfera para a superfície terrestre: a precipitação (SILVEIRA, 2015).

Figura 3 – O ciclo hidrológico.



Fonte: EPA (1998) *apud* Paz (2004).

Quando a região possui uma cobertura vegetal, uma fração do volume precipitado sofre interceptação em folhas e caules. Caindo ao solo, a água pode seguir diversos caminhos, o primeiro deles é o próprio terreno natural, que é um material poroso, sofrendo infiltração até que este se sature e sua taxa de absorção seja residual. Os vegetais absorvem parte da umidade do solo através de suas raízes e a devolve à atmosfera por transpiração, a parte não aproveitada percola para o lençol freático e geralmente escoar (pelo próprio subsolo) para a base de rios (SILVEIRA, 2015).

Ainda de acordo com Silveira (2015), com a saturação do solo a água não mais infiltra, gerando assim o escoamento superficial, impulsionado pela gravidade até as cotas altimétricas mais baixas, vencendo o atrito com a superfície do solo e levando partículas deste para a rede de cursos de água mais estável (arroyos e rios). Em raras exceções, esse escoamento tem como destino os oceanos. A presença da vegetação é um obstáculo para o escoamento superficial, pois favorece a retenção de parte da água no percurso, além de reduzir a energia cinética de impacto entre gotas de chuva e solo, minimizando a erosão. Fechando o ciclo hidrológico, a evaporação ocorre em qualquer tempo e local da superfície por onde a água circula, seja em continente ou em oceano, sendo cerca de 70% de contribuição para esta dos oceanos

A precipitação ocorre de diferentes formas, neblina, chuva, granizo, saraiva, orvalho, geada e neve são exemplos desse evento, o que as diferencia é o estado físico em que a água se encontra. A chuva é o tipo de precipitação mais comum e importante para a hidrologia, o estudo de sua intensidade é importante para o controle de inundações e erosão do solo, bem como para quantificar a necessidade de irrigação de culturas e o abastecimento de água doméstico e industrial. Os principais índices de precipitação são o seu total, duração e distribuições temporal e espacial (BERTONI; TUCCI, 2015).

Pode-se classificar em três tipos: Convectivas, Orográficas e Frontais. As convectivas são caracterizadas pela brusca ascensão local de massas de ar úmidas, que são aquecidas na vizinhança do solo. Por ser menos denso, o ar mais quente tende a subir até atingir o seu nível de condensação, com formação de nuvens e/ou precipitações. São características de zonas equatoriais, onde os ventos são fracos e a movimentação de massas de ar são essencialmente verticais, com grande intensidade e pequena duração; As precipitações orográficas ocorrem quando o vento

quente e úmido sopra, geralmente do oceano para o continente, e encontra uma barreira montanhosa, onde este ascende e é resfriado adiabaticamente, havendo condensação do vapor, formação de nuvens e chuva. Trata-se de chuvas de pequena intensidade e de grande duração, cobrindo pequenas áreas; as chuvas frontais ou ciclônicas provêm da interação de massas de ar quentes e frias em regiões de convergência na atmosfera. O ar mais quente e úmido é impulsionado para cima (violentamente), resfriando-se de forma a condensar o vapor de água e produzir o evento. Possuem grande duração e intensidade média, podem ocorrer em simultâneo com fortes ventos e promover grandes cheias nas bacias, pois atingem grandes áreas (BERTONI; TUCCI, 2015).

As grandezas que caracterizam as chuvas são Altura Pluviométrica, Duração, Intensidade e Frequência. A seguir as definições de cada uma segundo Bertoni e Tucci (2015, p. 181; 182):

Altura pluviométrica (P ou r): é a espessura média da lâmina de água precipitada que recobriria a região atingida pela precipitação admitindo-se que essa água não se infiltrasse, não se evaporasse, nem se escoasse para fora dos limites da região [...];

Duração (t): é o período de tempo durante o qual a chuva vai [...];

Intensidade (i): é a precipitação por unidade de tempo [...] a intensidade de uma precipitação apresenta variabilidade temporal, mas, para análise dos processos hidrológicos, geralmente são definidos intervalos de tempo nos quais é considerada constante;

Frequência de probabilidade e tempo de recorrência (Tr): a precipitação é um fenômeno de tipo aleatório. Na análise de alturas pluviométricas (ou intensidades) máximas, o Tr é interpretado como o número médio de anos durante o qual espera-se que a precipitação analisada seja igualada ou superada.

Esses parâmetros são retirados a partir de séries históricas, as quais são coletadas em postos de medição de chuvas, que são instalações que possuem o pluviógrafo: aparelho que registra as variações da precipitação ao longo do tempo. Este equipamento pode ser gráfico ou digital e é gerenciado por um profissional ou equipe técnica. O objetivo é colher dados de forma ininterrupta ao longo dos anos, porém podem existir períodos sem informações ou com falhas nas observações devido a erros grosseiros como preenchimento errado dos valores em caderneta de campo, soma errada do número de provetas quando a precipitação é alta, preenchimento através de estimativas (pelo fato do observador não se encontrar no local no dia da amostragem), crescimento de vegetação ou demais obstruções próximas ao posto de observação, danificação do aparelho e problemas mecânicos no registrador gráfico (BERTONI; TUCCI, 2015).

Mesmo sendo um evento natural que possui distribuição espacial e temporal, a chuva incidente numa bacia é quantificada pela precipitação média, que pode ser definida como uma lâmina de água de altura uniforme que é distribuída sobre toda uma área estudada, levando em conta a topografia de sua superfície e de sua vizinhança (BERTONI; TUCCI, 2015). Os métodos mais usuais são o da média aritmética, de Thiessen e das isoietas.

Apesar de ter seu respectivo valor, as precipitações médias não são utilizadas para o dimensionamento de obras de engenharia. Os parâmetros ideais para tal fim estão nas precipitações máximas, uma vez que é através destas que se chega ao valor de vazão de enchente de uma bacia.

Precipitação máxima é entendida como a ocorrência extrema de um evento, ou seja, um alto tempo de retorno (T_r), com duração, distribuições temporal e espacial crítica para uma área hidrográfica qualquer. São delineadas pelas curvas de intensidade, duração e frequência (curva IDF) e pela Precipitação Máxima Provável (PMP). A curva IDF é um modelo matemático que relaciona duração, intensidade e o risco de a precipitação ser igualada ou superada.

A PMP é definida de acordo com a WMO (1973, apud Bertoni; Tucci, 2015, p. 201) como “a maior coluna pluviométrica, correspondente a uma dada duração, fisicamente possível de ocorrer sobre uma dada área de drenagem em uma dada época do ano”, é o método ideal para grandes obras, as quais os seus riscos de rompimento sejam de dimensões catastróficas (BERTONI; TUCCI, 2015).

Para projetos de sistemas de drenagem, galerias pluviais, dimensionamento de bueiros entre outros, se faz necessário conhecer as três grandezas da curva IDF. A relação entre estas deve ser formulada a partir de observações de chuvas intensas, durante um período longo e que represente bem a extremidade máxima do evento no local. Podem ser estudadas em séries anuais ou parciais, dependendo do tamanho da série disponível e do objetivo, as séries parciais são utilizadas quando o número de anos é pequeno (menor que 12 anos, de acordo com o autor) e os T_r inferiores a 5 anos. As séries anuais são baseadas na seleção das maiores precipitações anuais de uma determinada duração a ser escolhida, onde os valores são ajustados a uma distribuição de extremos mais compatíveis aos valores (BERTONI; TUCCI, 2015).

De acordo com Bertoni e Tucci (2015, p. 202), a construção da curva IDF segue a sequência metodológica:

- a) para cada duração são obtidas as precipitações máximas anuais com base nos dados do pluviógrafo; b) para cada duração mencionada é ajustada uma distribuição estatística; c) dividindo a precipitação pela sua duração obtém-se a intensidade; d) as curvas resultantes são a relação i-d-f.

No geral, as curvas IDF seguem o seguinte modelo matemático mostrado na Equação 2.1. Os parâmetros K, m, t_0 e n são obtidos empiricamente para cada localidade.

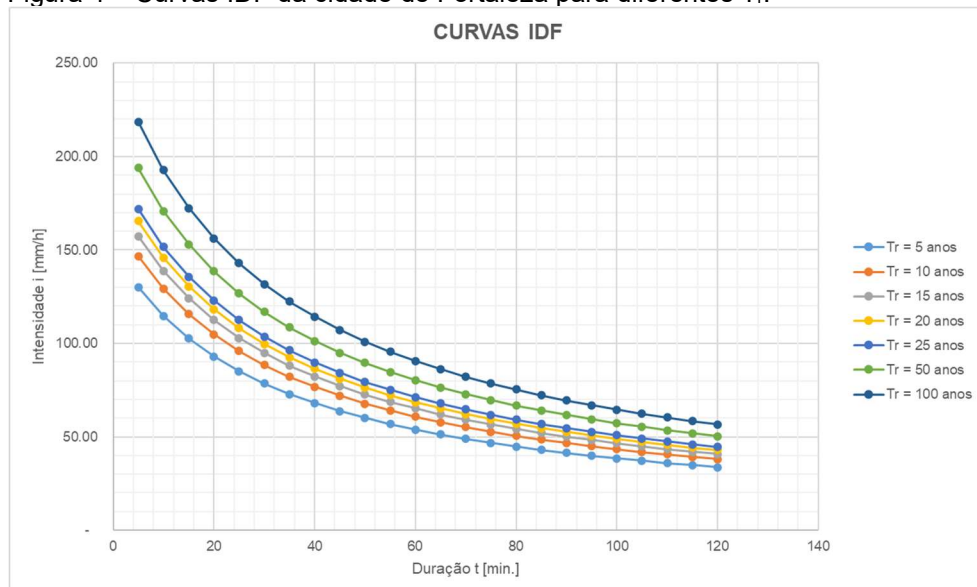
$$i = \frac{K \times Tr^m}{(t + t_0)^n} \quad (2.1)$$

Baseado nos estudos de Silva, Palácio e Campos (2013), para Fortaleza, os parâmetros empíricos tomam os devidos valores, de forma que a fórmula anterior (Equação 2.1) fica como mostra a Equação 2.2 a seguir.

$$i = \frac{2345,29 \times Tr^{0,173}}{(t + 28,31)^{0,904}} \quad (2.2)$$

A Figura 4 mostra uma curva IDF de acordo com a Equação 2.2 para vários Tr e durações (t), desenvolvida pelos autores e embasada em dados de pluviógrafo da Universidade Federal do Ceará (UFC) da cidade de Fortaleza (SILVA; PALÁCIO; CAMPOS, 2013).

Figura 4 – Curvas IDF da cidade de Fortaleza para diferentes Tr.

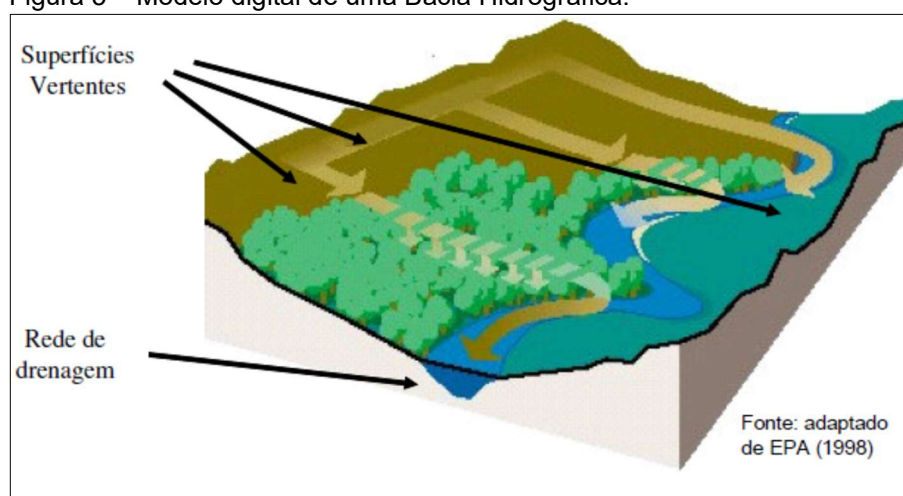


Fonte: Elaborado pelo autor com base em Silva, Palácio e Campos (2013).

A Bacia Hidrográfica é o arranjo do terreno natural delimitado em que um evento de precipitação cai e seus escoamentos convergem para um único ponto de

saída, o seu exutório. É composta por um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem natural, que são cursos de água que confluem até resultar em um leito único para a jusante da bacia, além disso, interpreta-se o escoamento superficial nas vertentes como uma “produção” de água para rápido escoamento, sendo estas as fontes produtoras de tais. Pode ser considerada um sistema físico, no qual a entrada é o volume precipitado e a saída é a quantidade escoada pelo exutório, contabilizadas as perdas intermediárias de evaporação, transpiração e profunda infiltração (SILVEIRA, 2015). A Figura 5 ilustra a perspectiva de uma Bacia Hidrográfica.

Figura 5 – Modelo digital de uma Bacia Hidrográfica.



Fonte: EPA (1998) *apud* Paz (2004).

Segundo Tucci (2015a), a saída desse sistema, ou seja, o deslocamento da água na superfície da bacia, nos rios, canais e reservatórios, é uma importante parcela do ciclo hidrológico. O escoamento é modelado por leis físicas e quantificado através de índices como vazão, profundidade e velocidade, além disto, é descrito por equações de conservação de massa, energia e movimento. Em superfície livre pode ser permanente e não-permanente.

O escoamento é dito permanente quando o gradiente de velocidade e do nível são nulos, ou seja, não há variação do estado no sistema. É utilizado para cálculo de remansos de rios, análise de perfil de cheias, escoamento em estiagem, base para análise da qualidade da água e dimensionamento de obras hidráulicas; Já o não-permanente é caracterizado pela variação das variáveis no tempo e no espaço, é a situação mais recorrente em problemas hidrológicos de escoamento superficial e rios/canais (TUCCI, 2015a).

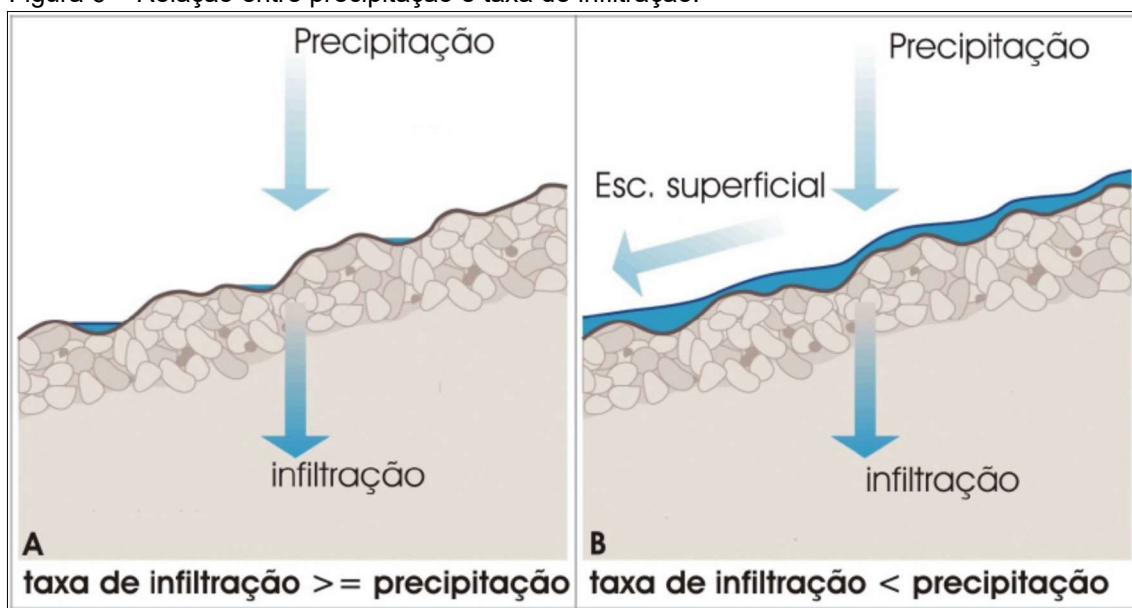
É através do escoamento de uma bacia que as cheias naturais são promovidas, nas regiões onde o solo não é impermeabilizado não há impactos significantes, porém, em áreas que sofreram ações antrópicas, este processo tende a ser um problema. Logo, tornou-se necessário o desenvolvimento de modelos que transformassem a chuva em vazão, de forma que assim fosse possível dimensionar uma rede de drenagem artificial.

A maior parte dos métodos para o cálculo do escoamento baseia-se em relações empíricas entre área de drenagem, tempo de concentração, intensidade de precipitação etc., no então o primeiro e mais duradouro é o Método Racional, criado em 1889 na Inglaterra. É usado para calcular a vazão máxima após um evento pluvial e tem sua formulação por puro raciocínio lógico (fazendo jus ao nome). O modelo não calcula o escoamento antes nem depois da chuva, este simplesmente calcula a maior vazão produzida por uma bacia hidrográfica, como mostra a Equação 2.3. Q_p é a vazão de pico em metro cúbico por segundo (m^3/s), C o coeficiente de deflúvio (adimensional), i a intensidade de precipitação (m/s) conforme a Equação 2.2 e ' A ' é a área de contribuição da bacia (m^2). Os dados coletados podem estar em unidades diferentes, sendo necessária a transformação de unidades para as indicadas anteriormente, caso queira-se o resultado em m^3/s .

$$Q_p = C \times i \times A \quad (2.3)$$

O coeficiente de deflúvio ou coeficiente de *runoff* é um fator de proporcionalidade, que é expresso pela razão entre o volume escoado e o volume precipitado, variando entre 0,0 e 1,0 (GRIBBIN, 2014). Superfícies com maiores capacidades de absorção têm o fator mais próximo a 0, enquanto áreas mais impermeabilizadas tendem a se aproximar de 1, influenciando diretamente no cálculo. Define-se infiltração como a passagem de água para o interior do solo, que depende fundamentalmente da disponibilidade desta, da natureza do solo, do estado de sua superfície e da umidade junto com a quantidade de ar presentes inicialmente no subsolo (SILVEIRA; LOUZADA; BELTRAME, 2015). A Figura 6 mostra a relação entre precipitação e infiltração do solo.

Figura 6 – Relação entre precipitação e taxa de infiltração.



Fonte: Paz (2004).

Vários estudiosos e entidades científicas quantificaram o índice “C” discriminando as características físicas de superfícies, como a Sociedade Americana de Engenheiros Civis – ASCE. A Tabela 3 quantifica C em função do tipo de superfície, enquanto a Tabela 4 dá valores a C em função da ocupação humana.

Tabela 3 – Valores do coeficiente C.

SUPERFÍCIE	C	
	INTERVALO	VALOR ESPERADO
Pavimento		
Asfalto	0,70 - 0,95	0.83
Concreto	0,80 - 0,95	0.88
Calçadas	0,75 - 0,85	0,80
Telhado	0,75 - 0,95	0.85
Cobertura: Grama solo arenoso		
Plano (2%)	0,05 - 0,10	0.08
Médio (2 a 7%)	0,10 - 0,15	0.13
Alta (7%)	0,15 - 0,20	0.18
Gramma, solo pesado		
Plano (2%)	0,13 - 0,17	0.15
Médio (2 a 7%)	0,18 - 0,22	0,20
Alta (7%)	0,25 - 0,35	0,30

Fonte: Adaptado de ASCE (1969) *apud* Tucci (2015b).

Tabela 4 – Valores de C em função da ocupação humana.

ZONAS	C
EDIFICAÇÃO MUITO DENSE: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSE: Partes adjacentes ao centro, de menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
EDIFICAÇÕES COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 - 0,60
EDIFICAÇÕES COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 - 0,50
SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques com jardim, campos esportivos sem	0,05 - 0,20

Fonte: Adaptado de Wilken (1978) *apud* Tucci (2015b).

O Método Racional possui princípios básicos de metodologia, portanto o modelo deve obedecer às seguintes considerações:

- i. A duração da precipitação intensa é igual ao tempo de concentração (t_c);
- ii. Adoção de um coeficiente de *runoff* (c) único; e
- iii. A não avaliação do volume de cheia e distribuição temporal das vazões (TUCCI, 2015b).

A aplicação do Método Racional limita-se a pequenas bacias, as quais para Gribbin (2014, p. 214) “a dimensão comum das bacias é menor que 15 acres, e o Método Racional não deve ser usado para áreas de drenagem maiores que 100-200 acres” (15acres = 0,06km²; 100acres = 0,40km²; 200acres = 0,81km²), já para Tucci (2015b, p. 539) “é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas (≤ 2 km²)”.

2.2 Os Impactos da Urbanização

O processo de urbanização caracteriza-se pelo crescimento das cidades, intrinsecamente ligado ao aumento da concentração de pessoas numa determinada região, as quais demandam por serviços (especializados) e infraestruturas básicas,

como as de habitação, iluminação pública, abastecimento de água, esgotamento sanitário e escoamento de águas pluviais (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). Devido à um adensamento urbano rápido e desordenado, a ocupação de habitantes junto com a construção dessa infraestrutura necessária para suas atividades mais básicas, as bacias hidrográficas, antes em terreno natural, sofrem transformações que alteram o seu ciclo hidrológico.

Estas modificações contribuem para a degradação de recursos naturais, que envolvem ações de remoção da cobertura vegetal, impermeabilização e terraplenagem de superfícies. A remoção da cobertura vegetal reduz a evapotranspiração, elimina a proteção do solo contra erosão e compactação, reduz a capacidade de infiltração do terreno e elimina a interceptação vegetal; Enquanto que a impermeabilização de superfícies diminui a infiltração, acelera o escoamento superficial e aumenta o pico de vazão da chuva; Já a terraplenagem acaba com retenções naturais, diminuindo o tempo de concentração da chuva e, novamente, aumentando o pico de vazão (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

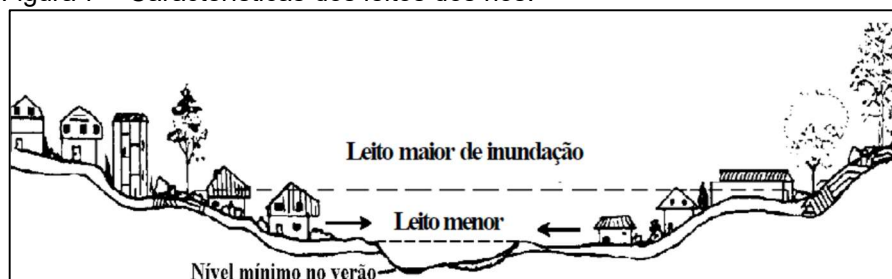
Mesmo com um sistema de drenagem artificial eficiente, a aceleração de escoamentos superficiais e aumento de pico de descargas pluviais são problemas sanados localizadamente, de forma que estes vão sendo transferidos para a jusante da bacia (CANHOLI, 2014), ou seja, locais de menores altimetrias para onde convergem os escoamentos superficiais, surgindo assim, as cheias urbanas.

Tucci (2005a) defende que o escoamento pluvial pode produzir inundações e impactos nas áreas urbanas devido a dois processos, os quais ocorrem isolados ou combinados, são eles: inundações de áreas ribeirinhas e inundações devido à urbanização. O primeiro trata-se de inundações naturais devido a uma combinação temporal e espacial de precipitações, enquanto o segundo ocorre sob influência da drenagem urbana e seus fatores condicionantes: impermeabilização do solo, canalizações do escoamento ou obstruções ao mesmo.

Pode-se dizer que os rios são os pontos mais baixos ou corredores naturais (também em baixas cotas) por onde o escoamento converge até os fundos de vale ou oceano, possuindo, geralmente dois leitos: o menor e o maior. O menor é a calha natural limitada por uma certa altura, onde ocorre o escoamento fluvial de maior predominância dos anos; ao ultrapassar esta altura limite, tem-se uma maior calha que, delimitada por uma cota ainda maior, forma o leito maior de um rio.

O extravasamento da calha menor ocorre num TR variando entre 1,5 e 2 anos (TUCCI, 2005a). Estudos hidrológicos feitos sobre os rios do município de Alto Paraguai obtiveram um TR médio de 1,87 ano para a mudança de leito da altura de lâmina d'água (TUCCI; GENZ, 1994 *apud* TUCCI, 2005a). As inundações ocorrem quando o escoamento atinge o nível do leito maior, onde quanto maiores os seus níveis altimétricos, maior a magnitude de impactos (TUCCI, 2005a). A Figura 7 mostra como as inundações podem impactar uma população urbana.

Figura 7 – Características dos leitos dos rios.



Fonte: Tucci (2005a).

As cheias da Avenida Heráclito Graça estão diretamente ligadas à ocupação humana desordenada nos leitos (maior e menor) do Riacho Pajeú, o qual é canalizado e, na quadra chuvosa, extravasa o nível de seu leito menor pelo próprio sistema de drenagem, ocasionando assim as enchentes urbanas. A Figura 8 mostra um desses eventos na avenida.

Figura 8 – Enchente na Avenida Heráclito Graça.



Fonte: G1 CE (2020).

Quando as pessoas resolvem construir suas residências no leito maior de um rio, que é uma área de risco, os impactos são frequentes: há prejuízos por perdas materiais e humanos; interrupção de atividades econômicas na área; contaminação por doenças de veiculação hídrica, como leptospirose, cólera etc.; contaminação da

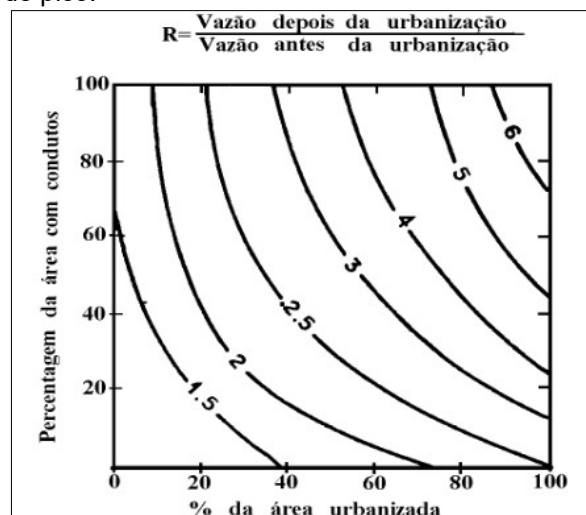
água por contato com depósitos de materiais tóxicos e estações de tratamento etc. (TUCCI, 2005a). Lista-se uma série de ações (ou omissões) que condicionam esses prejuízos:

- A ausência de restrição à ocupação de áreas com risco de inundações nos planos diretores de desenvolvimento urbano das cidades;
- A invasão de áreas ribeirinhas, que pertencem ao poder público, pela população de baixa renda;
- A ocupação de áreas de médio risco, as quais não são frequentemente atingidas (TUCCI, 2005a).

As inundações devido à urbanização são causadas pela impermeabilização do solo e à construção de uma rede de condutos pluviais, bem como a construção de aterros, pontes, drenagens inadequadas, obstruções ao escoamento dos condutos e assoreamento. No geral, ocorrem em bacias pequenas, da ordem de até 100 km², porém, há maior frequência nas inferiores a 10 km² (TUCCI, 2005a). Segundo o autor, a urbanização das cidades causa os seguintes impactos:

- Aumento das vazões de pico em até sete vezes em relação às vazões da bacia em estado não urbanizado (como mostra a Figura 9);
- Aumento da produção de sedimentos devido à falta de proteção vegetal às superfícies;
- Contaminação de águas superficial e subterrânea pela lavagem de ruas, transporte de material sólido (lixo) e contato direto com ligações de esgoto clandestinas nas galerias.

Figura 9 – Efeitos da urbanização sobre a vazão de pico.



Fonte: Leopold (1965) *apud* Porto et al (2015).

2.3 Drenagem Urbana

No início das civilizações, a drenagem era uma técnica complementar à agricultura, ajudando os primeiros povos sedentários a irrigar seus cultivos em períodos de estiagem em simultâneo com o de germinação de suas plantações. Com o passar do tempo, esses povos foram aperfeiçoando tais técnicas e usando-as para fins particulares, como os de aproveitamento de grandes terrenos inundados e manejo do lençol freático para fora de áreas destinadas à construção (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

No sentido mais amplo, Porto *et al* (2015, p. 805) entendem drenagem urbana como “o conjunto de medidas que tenham por objetivo minimizar os riscos a que as populações estão sujeitas, diminuir os prejuízos causados por inundações e possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável”. Os autores ainda reforçam que, durante muito tempo, seu principal objetivo era remover as águas pluviais em excesso de forma mais eficiente possível, a fim de evitar transtornos, prejuízos e riscos de inundações.

Esse conjunto possui uma divisão de suas medidas em dois tipos, as estruturais e as não-estruturais. Tucci (2005b, p. 40) define medidas estruturais como sendo “aquelas que modificam o sistema fluvial através de obras na bacia (medidas extensivas) ou no rio (medidas intensivas) para evitar o extravasamento do escoamento do leito maior decorrentes das enchentes”, e medidas não-estruturais como (2005b, p. 40) “aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes, através de medidas preventivas como o alerta de inundação, zoneamento de áreas de risco, seguro contra inundações [...]”.

As medidas estruturais correspondem às obras de engenharia que podem ser aplicadas em prol da correção e/ou prevenção dos problemas de cheias, enquanto as medidas não-estruturais tratam da introdução de normas, regulamentos e programas para os mesmos fins (CANHOLI, 2014). O Quadro 1 esquematiza as subdivisões e definições dos tipos de medidas para controle de inundações.

Quadro 1 – Tipos de medidas de controle de inundações.

MEDIDAS PARA O CONTROLE DE INUNDAÇÕES			
ESTRUTURAIS	Extensivas (hidrológicas)	Agem na bacia, modificando as relações entre precipitação e vazão.	
	Intensivas (hidráulicas)	Agem diretamente na calha do rio, modificando as grandezas hidráulicas e características hidrodinâmicas do escoamento	Aceleram o escoamento.
			Retardam o escoamento.
			Derivam o escoamento.
NÃO ESTRUTURAIS	• Preservação da cobertura vegetal - Florestas e matas ciliares. • Regulamentação do uso do solo e zoneamento das áreas de inundação. • Construção à prova de inundações. • Seguro-inundação. • Sistema de previsão e alerta de inundações. • Educação ambiental voltada ao controle da poluição difusa, da erosão e do lixo.		

Fonte: Simons (1977) *apud* Miguez; Veról; Rezende(2016).

O controle de inundações é feito através da combinação das duas naturezas, permitindo a mitigação de perdas da população que é alvo destes problemas, mantendo harmonia com o rio (TUCCI, 2005b). Um estudo feito na cidade de Denver (EUA) estimou que o custo com medidas estruturais aplicadas em 1/3 de uma bacia, em média, era equivalente ao custo de aplicação de medidas não-estruturais para os 2/3 restantes da bacia (CANHOLI, 2014).

As medidas estruturais podem ser do tipo intensivas e extensivas. Medidas extensivas são caracterizadas pela ação na bacia, tentando modificar as relações entre chuva e vazão, como por exemplo alteração da cobertura vegetal do solo, que, quanto maior, reduz e retarda os picos de enchente, além do controle de erosão da bacia (TUCCI, 2005b)

Já as medidas intensivas agem no rio, podendo ser de três tipos: que aceleram o escoamento, que retardam o escoamento e que derivam o escoamento, são respectivos exemplos: o aumento da capacidade de descarga dos rios, bacias de amortecimento e canais de desvios (SIMONS *et al*, 1977 *apud* TUCCI, 2005b).

Canholi (2014) afirma, ainda, que há mais um tipo de medida estrutural intensiva: a introdução de ações individuais para tornar as edificações à prova de enchentes. O Quadro 2 mostra os dois tipos de medidas estruturais, bem como subdivisões e exemplos.

Quadro 2 – Subdivisão de medidas estruturais.

MEDIDA	PRINCIPAL VANTAGEM	PRINCIPAL DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
Medidas extensivas			
Alteração da cobertura vegetal	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
Controle de perda do solo	Reduz assoreamento	Idem ao anterior	Pequenas bacias
Medidas intensivas			
Diques e <i>polders</i>	Alto grau de proteção de uma	Danos significativos caso	Grandes rios na planície
Melhoria do canal:			
Redução da rugosidade do canal por	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
Corte de meandro	Amplia a área protegida e acelera o	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
Reservatório:			
Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil devido a desapropriação	Bacias intermediárias
Reservatórios com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projetos de usos múltiplos
Reservatórios para cheias	Operação com mínimo de pedras	Custo não partilhado	Restrito ao controle de
Mudança de canal:			
Caminho da cheia	Amortecimento do volume	Depende da topografia	Grandes bacias
Desios	Reduz a vazão do canal	Depende da topografia	Bacias médias e grandes

Fonte: Simons et al (1977) *apud* Tucci (2005b).

Pode-se dizer ainda, que a drenagem urbana se subdivide em macrodrenagem e microdrenagem. A macrodrenagem é definida por Porto *et al* (2015) como os escoamentos de fundo de vale, que normalmente são bem definidos pela própria topografia e não necessariamente possuem curso d'água perene, além disso, suas bacias hidrográficas são maiores que 5 km², dependendo do uso do seu solo; Já a microdrenagem caracteriza-se nas áreas nas quais o escoamento natural não é bem definido, sendo um produto do parcelamento do uso do solo.

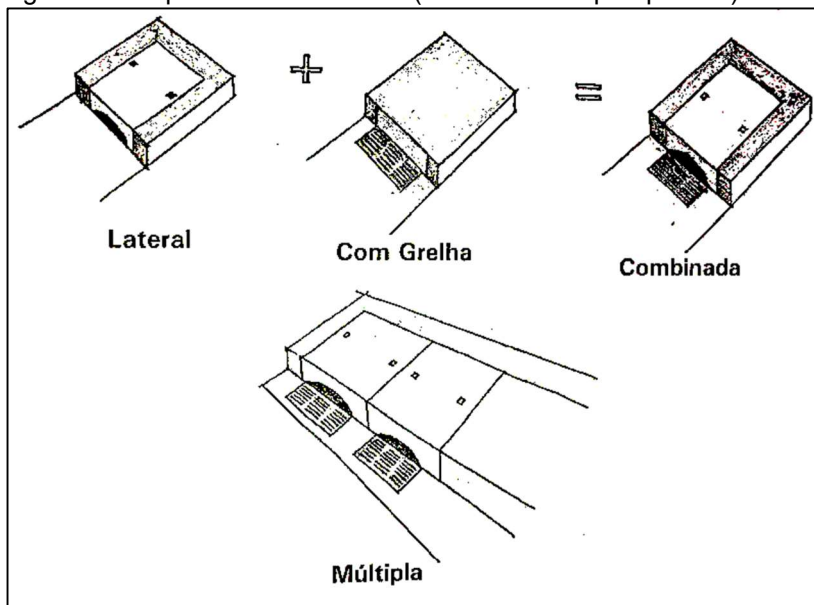
“A rede de microdrenagem é composta por um conjunto de dispositivos que, em conjunto serão responsáveis por captar e conduzir as águas pluviais durante a ocorrência de chuvas” (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016, p. 219). Pode-se dizer que um sistema de microdrenagem aborda os seguintes elementos: Meio-fio, Sarjeta, Sarjetão, Boca de Lobo, Condutor, Caixa de Ligação, Poço de Visita (PV) e Galeria (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Meio-fio é um elemento de pedra ou concreto que limita o espaço entre passeio (calçada) e via, sendo paralelo ao eixo da rua e devendo ter sua face superior

no mesmo nível do passeio. Sarjetas são faixas de via, paralelas ao meio-fio (PORTO et al., 2015), os quais Miguez, Veról e Rezende (2016) classificam como um só, sendo o primeiro elemento da microdrenagem, responsável por receber águas pluviais que caem sobre vias públicas e lotes.

Os Sarjetões são as calhas formadas pelas próprias ruas, deslocando o fluxo transversalmente ao eixo da via e jogando-os às sarjetas (PORTO et al., 2015). Quando a chuva de projeto é maior que a capacidade de vazão da sarjeta/sarjetão, torna-se necessária a instalação de bocas de lobo ou caixas de ralo, os quais são elementos que captam os afluentes pluviais trazidos pelas sarjetas e os conduzem às galerias ou tubulações subterrâneas, devendo estes, serem localizados em pontos estratégicos à jusante de trechos de escoamento, em mudanças de sentido de declividade e em cruzamento de vias, sempre à montante da faixa de pedestres, de modo que a água não venha a preencher o espaço de trânsito de automóveis (PORTO et al., 2015) (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). Através desse elemento é que o fluxo de água deixa a superfície e passa a escoar ao nível do subsolo urbano. A 0 ilustra os tipos de bocas de lobo.

Figura 10 – Tipos de boca de lobo (isolados e em perspectiva).

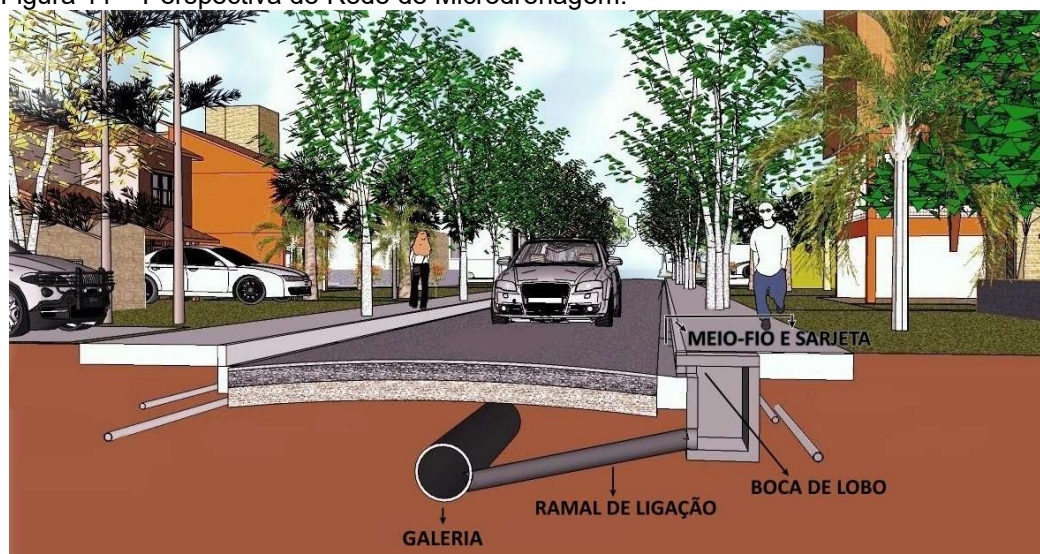


Fonte: Miguez, Veról e Rezende (2016).

À canalização localizada nessa altimetria dá-se o nome de galeria, geralmente localizadas no eixo das vias, que conduzem águas vindas da calha da rua e de ligações privadas. Os Poços de Visita (PV) são dispositivos localizados em pontos convenientes na rede de galerias para permitir mudança de direção, mudança de declividade, inspeção e limpeza das tubulações, bem como servir de conexão entre

boca de lobo e galeria (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016) (PORTO et al., 2015). A Figura 111 esquematiza a infraestrutura urbana com elementos da rede de drenagem.

Figura 11 – Perspectiva de Rede de Microdrenagem.



Fonte: Adaptado de Aquafluxus (2013).

A macrodrenagem é caracterizada por obras que visam “evitar as enchentes devido à bacia urbana, isto é, construções de canais, revestidos ou não, com maior capacidade de transporte que o canal natural e bacias de retenção” (PORTO et al., 2015, p. 836).

Esta rede é formada pelos próprios rios e córregos da bacia, que, com o processo de urbanização, tornam-se usuais obras de construção de estruturas artificiais que desempenhem o mesmo papel dos elementos naturais de macrodrenagem. Os principais elementos desta divisão são os rios (naturais, revestidos ou retificados), canais artificiais e galerias (as quais funcionam, do ponto de vista hidráulico, como canais) (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). Nota-se que as galerias são elementos que fazem parte dos dois níveis de drenagem.

2.3.1 Técnicas Compensatórias

Lucas *et al.* (2015) definem técnicas compensatórias como medidas de controle de escoamento na fonte de geração, aplicadas difusamente na bacia hidrográfica, destacando-se entre o rol de alternativas para a solução da problemática. O desenvolvimento e implementação dessas técnicas ao meio urbano ganha destaque ao associar-se ao paisagismo, agregando valor ao espaço urbano e o seu

entorno por meio de um projeto harmonioso entre ambiente construído e natural (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Nesse meio, os autores destacam dois grandes grupos (2016, p. 264) “um que privilegia a armazenagem e a recuperação da capacidade de retenção, outro que foca na infiltração, tendo sempre em vista a compensação dos impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico”. O Quadro 3 resume os tipos de técnicas que serão abordadas mais a seguir, quanto aos seus tipos, funções e aplicações.

Quadro 3 – Quadro-resumo de técnicas compensatórias.

TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS			
Tipo	Dispositivo	Função	Aplicação
MEDIDAS DE ARMazenAGEM	Bacia de Detenção	Aumentar tempo de concentração; Conter pico de vazão à jusante; Controle de material sólido.	Bacias urbanas sujeitas à enchentes.
	Bacia de Retenção	Aumentar tempo de concentração; Conter pico de vazão à jusante; Tratar sedimentos.	Bacias urbanas sujeitas à enchentes e com águas pluviais com sedimentos.
MEDIDAS DE INFILTRAÇÃO	Pavimento Permeável	Aumentar infiltração de áreas urbanizadas;	Estacionamentos; Vias de baixo tráfego.
	Vala de Infiltração	Aumentar infiltração de áreas urbanizadas; Escoamento superficial ao longo de estradas.	Taludes/canteiros de rodovias.
	Trincheira de Infiltração	Aumentar infiltração de áreas urbanizadas;	Áreas urbanas; Loteamento.
	Biovaleta	Aumentar infiltração de áreas urbanizadas; Tratar sedimentos.	Canteiros centrais de ruas; Calçadas.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As medidas de armazenagem podem ser definidas como reservatórios que armazenam águas pluviais durante o pico de precipitação, esvaziando-se em um momento posterior. Esta configuração simula o comportamento da bacia antes da influência da urbanização: interceptação vegetal e armazenamento do solo após infiltração (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). Destacam-se dois tipos de reservatórios para estas medidas, são os reservatórios de detenção e os reservatórios de retenção.

Reservatórios ou bacias de detenção podem ser definidos como reservatórios que armazenam as águas de descargas pluviais por curto período, ajudando na redução de vazões de pico. Não reduzem, no geral, o volume de escoamento direto, o que acontece é a redistribuição da vazão em um maior período,

formando um volume útil temporário. São utilizados para fins de controle de vazão máxima, de volume e de material sólido (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

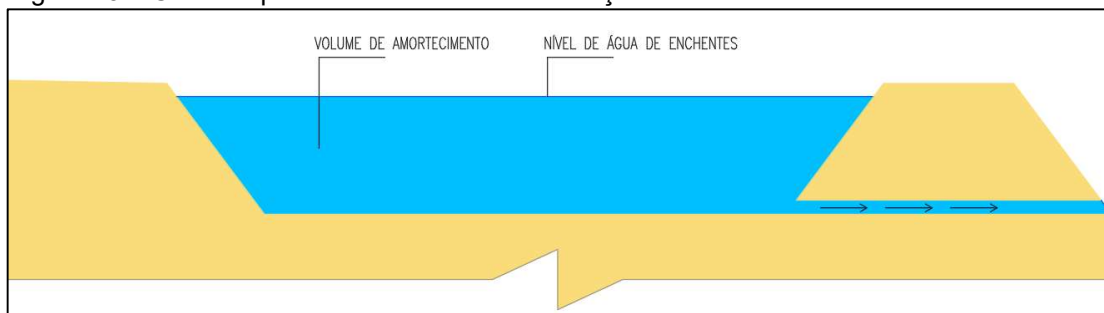
No controle de vazão máxima o reservatório é utilizado para amortecer o pico à jusante, reduzindo assim, a seção hidráulica dos condutos (em projeto) e mantendo vazões de pré-urbanização; O controle de volume é utilizado em casos que os escoamentos cloacal e pluvial são transportados por condutos combinados, ou quando recebe água de uma área sujeita à contaminação; Já o controle de material sólido tem por finalidade a retenção de sedimentos para que sejam retirados do sistema de drenagem (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). A Figura 12 e a Figura 13 mostram, respectivamente, um reservatório/bacia de detenção construído na cidade de Guimarães – Portugal e um corte esquemático do elemento.

Figura 12 – Reservatório de detenção.



Fonte: Município de Guimarães – Portugal (2016).

Figura 13 – Corte esquemático de Bacia de Detenção.

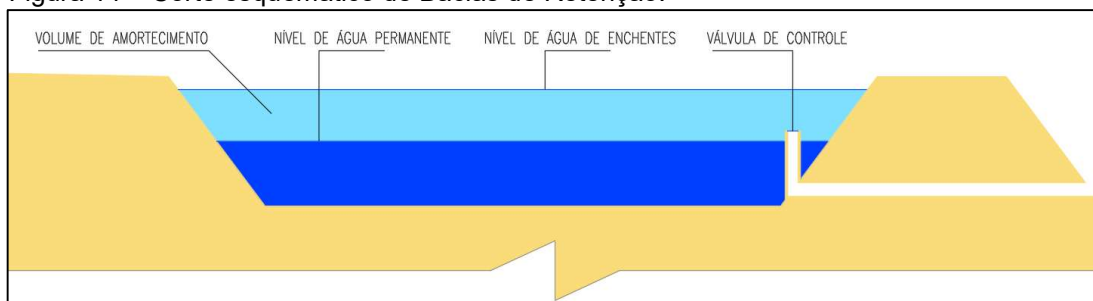


Fonte: Canholi (2014), adaptado pelo autor.

O trabalho de Veról e Miguez (2011) aplica o uso dos dois tipos de reservatórios (detenção e retenção) na Baixa de Jacarepaguá/RJ e os pré-dimensiona. Os dispositivos tiveram resultados satisfatórios, onde a Bacia de Detenção mitiga o pico de cheias em 70% e a Bacia de Retenção reduz 50% das cargas de DBO.

Canholi (2014) define as bacias de retenção como reservatórios de superfície que possuem um lago permanente, chamado de volume morto, com as finalidades recreacional, paisagística e/ou abastecimento, onde o nível d'água se eleva temporariamente durante ou imediatamente depois das cheias. O Departamento de Águas Pluviais da Cidade de Griffin (*City of Griffin Stormwater Department – CSGD*) (*apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016, p. 267) destaca que “o lago permanente tem a função de permitir uma deposição adicional e um tratamento biológico nos intervalos entre os eventos de precipitação”, além de deter o sedimentos que ali desaguarão. Miguez, Veról e Rezende (2016) ainda destacam que o sistema possui uma eficiência de 70% a 90%, aproximadamente, na remoção de sólidos suspensos. A 4 traz um corte esquemático de uma bacia de retenção.

Figura 14 – Corte esquemático de Bacias de Retenção.



Fonte: Adaptado de Canholi (2014).

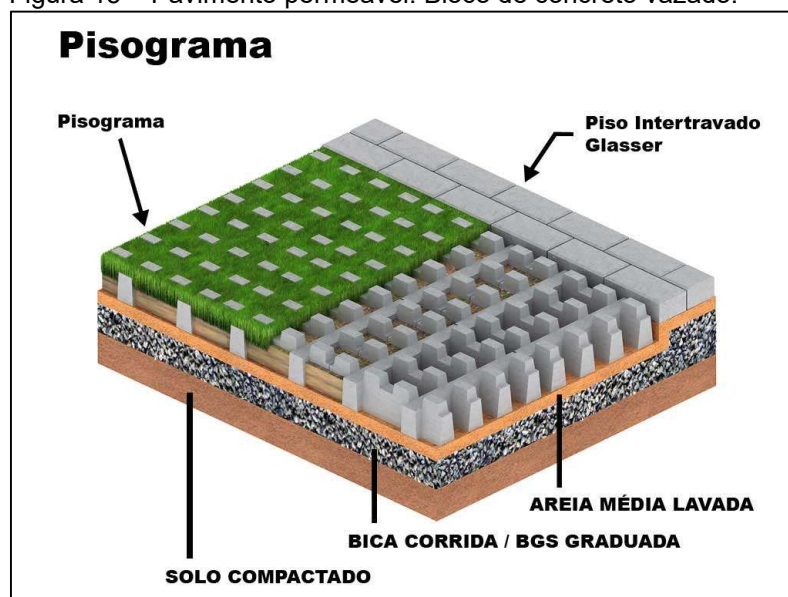
Pode-se definir medidas de infiltração como técnicas compensatórias que aumentam a infiltração em áreas urbanizadas, uma vez que tal processo causa promove a impermeabilização do solo (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). Serão apresentadas a seguir três dessas medidas: O Pavimento Permeável, a Vala de Infiltração e a Trincheira de Infiltração.

Urbonas e Stahre (1993 *apud* ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000, p. 21) definem Pavimento Permeável como “um dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de pedras localizado sob o terreno” e o classifica em Pavimento Asfáltico

Poroso, Pavimento de Concreto Poroso e Pavimento de blocos de concreto vazado preenchido com material granular (como areia ou vegetação rasteira).

Os pavimentos porosos (asfáltico e concreto) são fabricados similarmente aos convencionais, com a exceção da não utilização de areia fina na mistura dos agregados, a fim de aumentar o volume de vazios do elemento. Já os blocos vazados são assentados sobre uma camada de base granular, com a aplicação de uma manta (filtro) geotêxtil para prevenir a migração de partículas finas para a camada granular (ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000). A sub-base é que permite o armazenamento da água da chuva entre os espaços vazios da camada granulares, podendo assim, infiltrar no solo ou, em caso de potencial poluição do lençol freático, deve ser encaminhada para a rede de drenagem pluvial (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). A Figura 15 mostra uma perspectiva de um tipo de pavimento permeável, o piso grama.

Figura 15 – Pavimento permeável: Bloco de concreto vazado.



Fonte: O Azulejista (2014).

Numa visão geral, a pavimentação permeável pode reduzir os volumes de escoamento superficial e aumentar o tempo de concentração da precipitação em valores similares, ou até melhores aos de pré-desenvolvimento, dependendo das características do subsolo. Além disso, devem ser feitas manutenções preventivas periódicas ao sistema (trimestralmente, de acordo com os estudiosos), evitando-se possíveis entupimentos (ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000).

Outro tipo de medida de infiltração é a Vala de Infiltração, que possui função de transportar o escoamento superficial ao longo de estradas, além de reduzir a

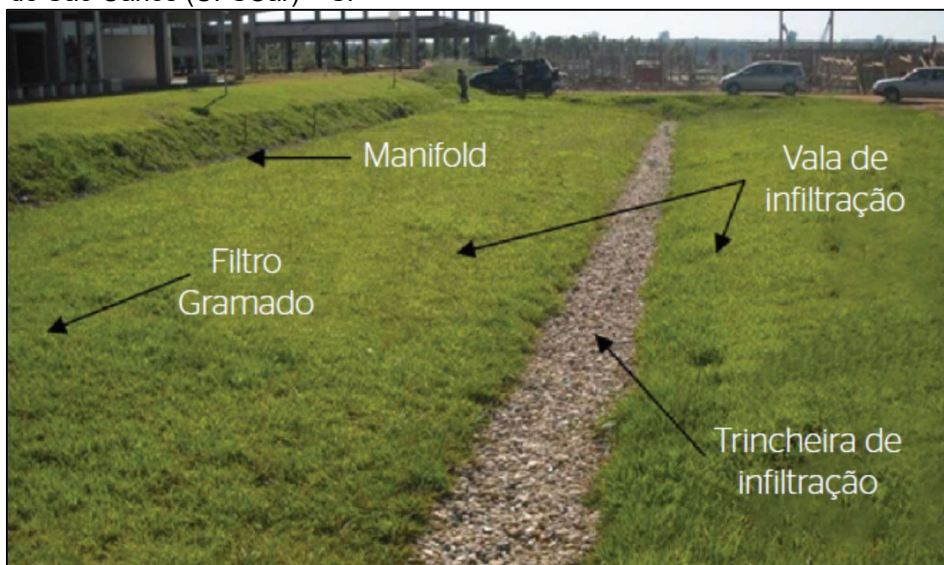
velocidade desse, aumentar o tempo de concentração e de infiltração. Apesar de ser aplicável a vários projetos, desempenha melhor suas funções quando executada em áreas com declividade baixa ou média, uma vez que permitem escoamento mais lento e maior capacidade de infiltração (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Já a Trincheira de Infiltração “tem seu princípio de funcionamento baseado no armazenamento de água por tempo suficiente para sua infiltração no solo, tendo bom desempenho na redução de volumes escoados e vazões máximas de enchentes” (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016, p. 273).

São preenchidas pro seixos, brita ou outro material granular com porosidade de aproximadamente 35%, com uma manta geotêxtil permeável sobre a camada, formando uma superfície drenante que possui funções estrutural e de impedir a colmatção, funcionando também como um filtro (BALADES *et al.*, 1998 *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

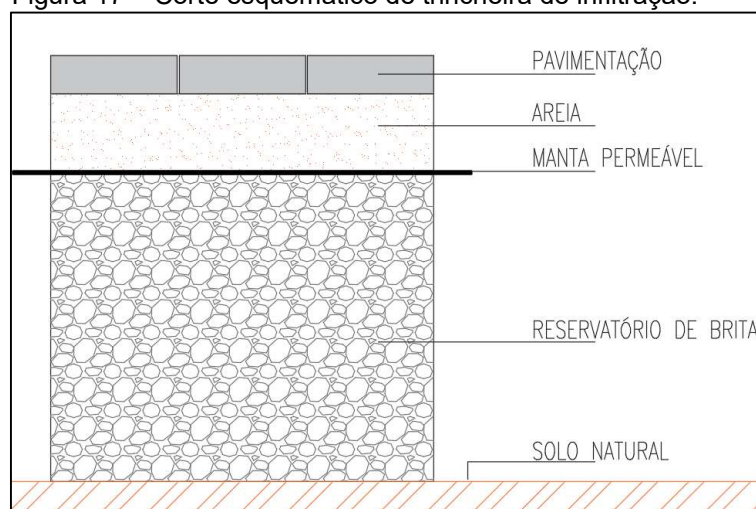
A colmatção se dá pelo carreamento de finos, os quais ao longo do tempo vão preenchendo os poros da camada de armazenamento, ação que diminui a capacidade de armazenagem e infiltração de água no solo, fazendo que com a técnica perca sua eficiência, por isso deve-se conter estes finos através da manta, aumentando assim, sua vida útil (LUCAS *et al.*, 2015). A Figura 166 mostra a combinação da Vala de Infiltração e da Trincheira de Infiltração, sistema desenvolvido no trabalho de Lucas *et al* (2015). O sistema também pode assumir, de acordo com Miguez, Veról e Rezende (2016), a configuração ilustrada pela Figura 177.

Figura 16 – Sistema Filtro-Vala-Trincheira construído na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) – SP



Fonte: Gutierrez *et al*, 2010 *apud* Lucas *et al* (2015).

Figura 17 – Corte esquemático de trincheira de infiltração.

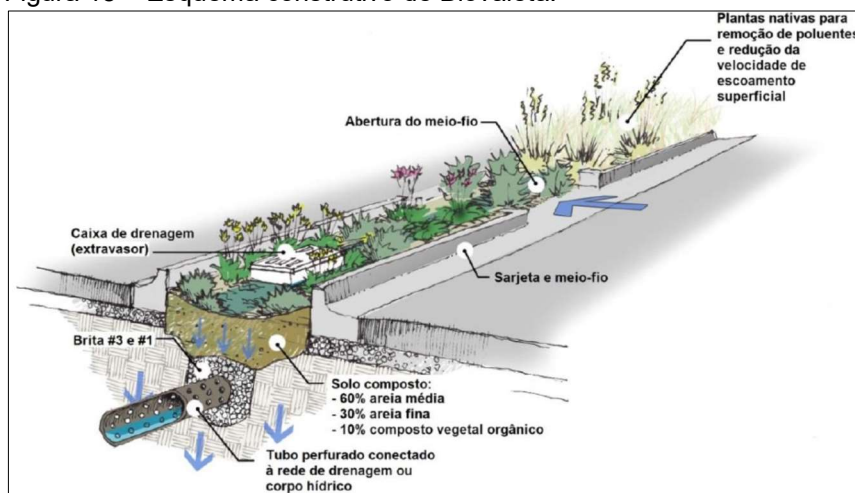


Fonte: Adaptado de AMEC (2001) *apud* Miguez, Veról e Rezende (2016).

Para Cormier e Pellegrino (2008) as valetas de biorretenção vegetadas, ou Biovaletas, são depressões lineares preenchidas com vegetação, solo e demais elementos filtrantes, as quais processam a limpeza das águas das chuvas em simultâneo com o aumento do tempo de escoamento, encaminhando o mesmo a sistemas de retenção ou mesmo de infiltração.

O dispositivo faz uma filtragem de poluentes trazidos pelo escoamento superficial antes que a mesma infiltre no solo, através da luz solar, do ar e dos microrganismos que fazem a decomposição dos poluentes retidos na vegetação, através de células ligadas em série, seguindo a declividade do terreno. São geralmente usadas para tratar águas de ruas e de estacionamentos (CORMIER; PELLEGRINO, 2008). A Figura 18 mostra o esquema construtivo de uma valeta de biorretenção vegetada.

Figura 18 – Esquema construtivo de Biovaleta.



Fonte: Moura (2016).

Há registros de aplicação de Biovaletas em estacionamentos nas proximidades do Rio Willamette, na cidade de Portland (estado de Oregon – EUA).

2.4 Dimensionamento Hidráulico e Critérios de Projeto

Antes da escolha da técnica compensatória a ser utilizada no estudo de caso, é conveniente conhecer os critérios para a instalação de cada uma, bem como a modelagem matemática de sua projeção para operações eficientes.

2.4.1 Medidas de Armazenamento

Construídos para o controle de cheias, os reservatórios de retenção se dedicam exclusivamente ao amortecimento de pico de vazões e, para Miguez, Veról e Rezende (2016) este tipo de projeto se dá pela definição de um volume de amortecimento e da geometria do orifício de saída.

A variação do volume armazenamento pode ser descrita pela Equação 2.4 a seguir, onde I é a vazão afluente, Q a vazão efluente e S o volume.

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (2.4)$$

Em diferenças finitas, para um intervalo de tempo Δt pode ser reescrita da forma como mostra a Equação 2.5.

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right) \quad (2.5)$$

Onde I_1 e I_2 as vazões afluentes nos instantes 1 e 2, Δt o período de tempo entre 1 e 2, S_1 e S_2 os volumes reservados nos instantes 1 e 2 e Q_1 e Q_2 são as vazões efluentes respectivas aos dois instantes citados, onde S_2 e Q_2 são as incógnitas e podem ser definidas por relações de curvas cota/volume, cota/ vazão efluente e curvas auxiliares: em função do volume armazenado, em função da vazão efluente e em função da curva cota x volume do reservatório.

A Curva Auxiliar em Função do Volume Armazenado é um método que consiste em um algoritmo matemático que expressa soluções no instante t a partir do instante $t - 1$. Define-se pela Equação 2.6. Repetindo-se o processo para cada instante do intervalo considerado, obtém-se o hidrograma de saída do reservatório.

$$F_2 = Q_2 \Delta t + 2S_2 \quad (2.6)$$

A Curva Auxiliar em Função da Vazão Efluente é um método análogo às curvas em função do volume, porém, em função da vazão. Dá-se pela Equação 2.7. A solução é o par de valores (S_2 e Q_2), que satisfazem a relação F_2 e a repetição do processo dá o hidrograma efluente.

$$F_2 = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \quad (2.7)$$

Na Curva Cota x Volume do Reservatório o volume do reservatório é expresso como mostrado na Equação 2.8. Sendo S o volume do reservatório abaixo da altura h (altura d'água para qual se deseja obter o volume), b e c são parâmetros ligados à forma do reservatório (c é adimensional e b tem a dimensão L^3), cujo o valor 1 é dado ao parâmetro c no caso de um reservatório de paredes verticais.

$$S = b \times h^c \quad (2.8)$$

No caso da curva ser fornecida por tabela, c e b são formulados como mostram a Equação 2.9 e a equação 2.10.

$$c = \frac{\sum (\log S)(\log h) - \frac{(\sum \log S)(\sum \log h)}{N}}{\sum (\log h)^2 - \left(\frac{\sum (\log h)}{N} \right)^2} \quad (2.9)$$

$$b = 10 \left[\sum \log S - c \left(\sum \log h \right) \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.10)$$

Onde N é o número de pares tabelados. A área de superfície molhada do reservatório é descrita pela derivada da função do volume, calculada pela Equação 2.11 (CANHOLI, 2014).

$$A = c \times b \times h^{(c-1)} \quad (2.11)$$

Os reservatórios de retenção são estruturas destinadas ao controle de enchentes e ao tratamento da qualidade da água antes de ser lançada em algum corpo receptor, é uma técnica de controle quanti e qualitativo. O volume *off* (nível de água permanente) tem a função de dar o tratamento qualitativo, enquanto o volume de amortecimento aumenta o tempo de concentração das chuvas (controle de cheias).

Este tipo de bacia pode ser construído escavando-se o terreno natural ou construindo-se uma barragem, a qual confina uma área a ser alargada. Simplificando-se, o projeto de uma bacia e retenção leva em conta a definição de um volume e um

tempo de retenção (associados ao controle de qualidade das águas pluviais), e de um volume de amortecimento, o qual controla a quantidade de água (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Schueler (1987 *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016) sugere que o volume do lago permanente deve ser três vezes maior que o volume produzido pela primeira chuva, a qual “lava” a bacia montante, o qual é usualmente chamado de *first flush*. Ainda segundo o autor, este volume é equivalente a cerca de meia polegada (1,28 cm) sobre a bacia de contribuição. Logo tem-se a Equação 2.12, onde V_L é o volume do lago permanente e V_Q é o volume para tratamento da qualidade da água, o qual deve ser retido por tempo suficiente para garantir a redução de poluentes.

$$V_L = 3 \times V_Q \quad (2.12)$$

O volume de tratamento (V_Q) é obtido pela Equação 2.13, sendo P_{ff} a altura de lâmina do *first flush* e A a área de drenagem da bacia (ou bacias) contribuintes ao reservatório.

$$V_Q = P_{ff} \times A \quad (2.13)$$

O volume de controle de cheia (V_C) é calculado pela Equação 2.14, onde t_c é o tempo de concentração nas condições de pós desenvolvimento, Q_{Pa} é a vazão de pico afluente ao reservatório (também em condições de pós urbanização) e Q_{Pe} é a vazão de pico efluente do reservatório após o amortecimento da cheia, podendo ser associada às condições de pré-desenvolvimento.

$$V_C = t_c \times (Q_{Pa} - Q_{Pe}) \quad (2.14)$$

O pré-dimensionamento do volume de um reservatório de retenção (VR) se dá através da adição dos três valores que as Equações 2.12, 2.13 e 2.14, como mostra a Equação 2.15 (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

$$V_R = V_L + V_Q + V_C \quad (2.15)$$

Após o dimensionamento de seu volume útil, deve-se atentar para que a profundidade da bacia não ultrapasse 1,50 m, contando com uma borda livre (Schueler, 1987 *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016); O tempo de detenção pode variar entre 24 e 48 horas, podendo estas mostrarem lagos interconectados em percursos longos e são providas de mais de um dispositivo de saída, alocados em cotas altimétricas diferentes, de modo a extravasar os respectivos volumes associados; Pode contar com orifícios, vertedores e/ou vertedores com dois níveis de vertimento (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Logo, pode-se calcular a vazão que o dispositivo de descarga precisa ter através da razão entre o volume de controle qualitativo (V_Q) e o tempo de detenção (t_d) adotado, como mostra a Equação 2.16 e, assim, dimensionar a área do dispositivo para atender à vazão.

$$Q_R = \frac{V_Q}{t_d} \quad (2.16)$$

Já para o dispositivo de saída do controle de quantidade, admite-se mais de um orifício (ou vertedores) de para a saída. Os ajustes finais são feitos através da equação da continuidade para a representação do balanço de massa do reservatório, ajustando assim a geometria dos dispositivos (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

2.4.2 Medidas de Infiltração

Semelhante às medidas de armazenamento, as medidas de infiltração possuem uma vazão de entrada e vazões de saída, a única diferença é que, enquanto os reservatórios têm suas descargas através de orifícios, vertedores e/ou bombas, estes tipos de dispositivos usam a condutividade hidráulica específica do solo. Sendo assim, a metodologia de cálculo para o dimensionamento pode ser a mesma utilizada para a detenção, porém a vazão efluente será determinada a partir da capacidade de absorção do solo (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Deve-se estudar as características do solo a fim de saber a viabilidade técnica de implantação do dispositivo naquele local. Miguez, Veról e Rezende (2016) alertam que são parâmetros importantes na tomada de decisão da adesão (ou rejeição) do sistema a qualidade da água pluvial que infiltrará, visando a proteção do lençol freático contra contaminações, a prévia contaminação do solo local, a fim de evitar a propagação desta, as características geotécnicas do solo e entorno e a altura do lençol freático para garantir a eficiência do sistema de infiltração.

A grandeza que mensura a capacidade de absorção de água do solo é chamada de condutividade hidráulica e aplica-se a Equação 2.17 para calcular a vazão efluente (Q_S) de cada solo a partir desta, onde α representa o coeficiente de segurança (adimensional), q_{as} é a capacidade de absorção por unidade de superfície ($m^3/m^2/s$ ou m/h) e “S” é a superfície de infiltração (medida em m^2).

$$Q_S = \alpha \times q_{as} \times S \quad (2.17)$$

Para fins de pré-dimensionamento, q_{as} pode incorporar valores apresentados na Tabela 5, porém é aconselhável que se faça testes *in situ* para a elaboração do projeto executivo, garantindo-se valores mais próximos da realidade. Para se corrigir eventuais defasagens do sistema, através da colmatação ao longo de sua vida útil, adota-se um fator de segurança f mostrado na Tabela 6 (JEWELL, 1996 *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016), a qual fornece valores para um coeficiente de minoração, devendo-se operar a razão entre a condutividade hidráulica e o fator de segurança mais apropriado (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Tabela 5 – Valores típicos de condutividade hidráulica para diversos tipos de solo.

TIPO DE SOLO	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA [m/h]
CASCALHO	10 - 1.000
AREIA	0,1 - 100
AREIA ARGILOSA	0,01 - 1
FRANCO-ARENOSO	0,05 - 0,5
ARGILA	0,001 - 1
SILTO-ARGILOSO	0,0005 - 0,05
AREIA ARGILOSA	0,001 - 0,1

Fonte: Jewuell (1996) *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE (2016).

Tabela 6 – Coeficiente de segurança f para estruturas de infiltração.

f EM FUNÇÃO DAS CONSEQUÊNCIAS DA FALHA DO DISPOSITIVO			
ÁREA A SER DRENADA [m²]	NENHUM DANO OU INCOVENIÊNCIA	INCOVENIENCIA MENOR	INCOVENIÊNCIA/DANO MAIOR
< 100	1,50	2,00	10,00
100 a 1.000	1,50	3,00	10,00
> 1.000	1,50	5,00	10,00

Fonte: Jewell (1996) *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE (2016).

Através da curva envelope ou método das chuvas dimensiona-se estruturas de infiltração, o qual consiste na plotagem de um gráfico com as curvas altura de chuva *versus* duração e curva de deflúvio *versus* duração. A partir da equação da intensidade de chuva própria de cada local (Equação 2.2) calcula-se as alturas de chuva para diversas durações, plotando-as no gráfico; com as dimensões predeterminadas para a estrutura de infiltração calcula-se a vazão de saída (Q_s) (Equação 2.17). Encontrada Q_s , calcula-se a vazão específica de saída (q_s) através da Equação 2.18.

$$q_s = \frac{Q_s}{A_e} \quad (2.18)$$

Onde A_e é a área efetiva de contribuição, que pode ser obtida pela Equação 2.19, A é a área de contribuição à estrutura (m²) e C é o coeficiente de *runoff* (adimensional).

$$A_e = A \times C \quad (2.19)$$

Os valores de q_s são plotados no mesmo gráfico das alturas de chuva, seguindo os mesmos intervalos de tempo, formando, assim, a curva envelope. A diferença entre altura de chuva e vazão específica de saída representa o valor de águas pluviais a ser armazenado, logo, usa-se o valor da maior diferença entre estas curvas, dimensionando, assim, para o pior caso. A ideia é modelada pela Equação 2.20.

$$V_{\text{armazenagem}} = \left\{ \text{MÁX.} \left[H(D \cdot T) - q_s \cdot D \right] \div 1000 \right\} \times A_e \quad (2.20)$$

As estruturas de infiltração são preenchidas com material granular, ou seja, a água irá ocupar os poros desse material, sendo necessária a especificação do material para preenchimento com sua respectiva porosidade. A Tabela 8 mostra valores de porosidade efetiva de acordo com tipos de materiais.

Tabela 7 – Porosidade efetiva para materiais típicos.

MATERIAL	POROSIDADE EFETIVA [%]
ROCHA DINAMINADA - BRITA GROSSA	30
CASCALHO DE GRANULOMETRIA UNIFORME	40
BRITA GRADUADA ($\leq 1/4$ POLEGADA)	30
AREIA	25
CASCALHO DE JAZIDA - SEIXO ROLADO	15 - 25

Fonte: Urbonas e Stahre (1993) *apud* MIGUEZ; VERÓL; REZENDE (2016).

Por conseguinte, determina-se o volume total do reservatório de infiltração através da simples divisão entre volume útil ($V_{\text{armazenagem}}$) e porosidade efetiva, como mostra a Equação 2.21. Para encontrar a profundidade útil basta aplicar a razão entre volume total e área para instalação do dispositivo (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

$$V_{\text{Total}} = \frac{V_{\text{armazenagem}}}{P_{\text{efetiva}}} \quad (2.21)$$

2.4.3 Cálculo de Vazão de Engolimento de Bocas de Lobo

Para se calcular a capacidade engolimento de uma Boca de Lobo do tipo lateral, de acordo com o Departamento de Transporte dos Estados Unidos, através da Administração Federal de Estradas – FHWA (*U.S. Departamento f Transportation – Federal Highway Administration*) (1996, *apud* TOMAZ, 2012), considera-se a mesma um vertedor, seguindo a Equação 2.22 a seguir. Sendo $Q_{\text{engolimento}}$ a vazão de

engolimento, L o comprimento da soleira do dispositivo e y altura da lâmina d'água em operação.

$$Q_{\text{engolimento}} = 1,60 \times L \times y^{1,5} \quad (2.22)$$

As Bocas de Lobo do tipo grelha, funcionam como um vertedor de soleira livre, sendo sua capacidade de engolimento calculada pela Equação 2.23 a seguir, onde P é o perímetro do dispositivo e y a lâmina d'água em operação (FHWA, 1996 apud TOMAZ, 2012).

$$Q_{\text{engolimento}} = 1,66 \times P \times y^{1,5} \quad (2.23)$$

3 METODOLOGIA

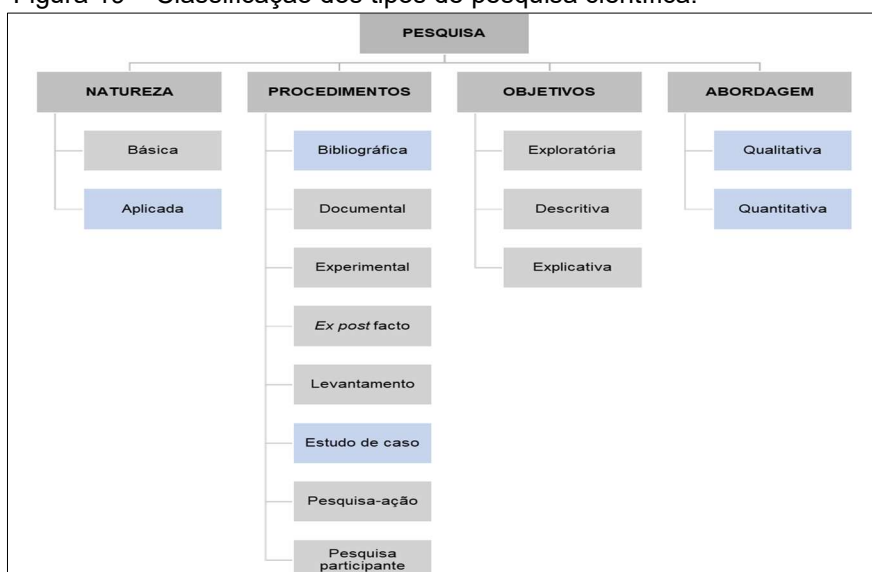
3.1 Classificação da Pesquisa

Este trabalho, de acordo com sua natureza, trata-se de uma pesquisa aplicada, uma vez que as práticas desenvolvidas são dirigidos à solução de um problema específico (PROVDANOV; FREITAS, 2013): as cheias urbanas da Avenida Heráclito Graça, no município de Fortaleza – CE.

Quanto aos procedimentos técnicos usados, classifica-se como um estudo bibliográfico, tendo em mente que há grande carga literária o embasando através de livros, periódicos e artigos científicos (SANTOS, 2016). Ainda quanto aos procedimentos utilizados, pode-se dizer que é um estudo de caso, pois é um tipo de pesquisa que trata de variáveis quantitativas e qualitativas aplicadas à uma unidade de forma aprofundada, lidando com fenômenos isolados e relevando conceitos e modelagens matemáticas de teorias já existentes (PROVDANOV; FREITAS, 2013).

Quanto à forma de abordagem do problema, este projeto possui as duas classificações: quantitativa, por lidar com variáveis que são mensuráveis como uma vazão de projeto e qualitativa, por abordar especificidades não mensuráveis, como a escolha da técnica compensatória ideal para o ambiente que sofre o fenômeno de cheias (PROVDANOV; FREITAS, 2013). A Figura 19 ilustra as divisões de classificações dos tipos de pesquisa e indica (através de hachuras) às quais o presente trabalho se encaixa. Não há classificações quanto aos objetivos de pesquisa.

Figura 19 – Classificação dos tipos de pesquisa científica.



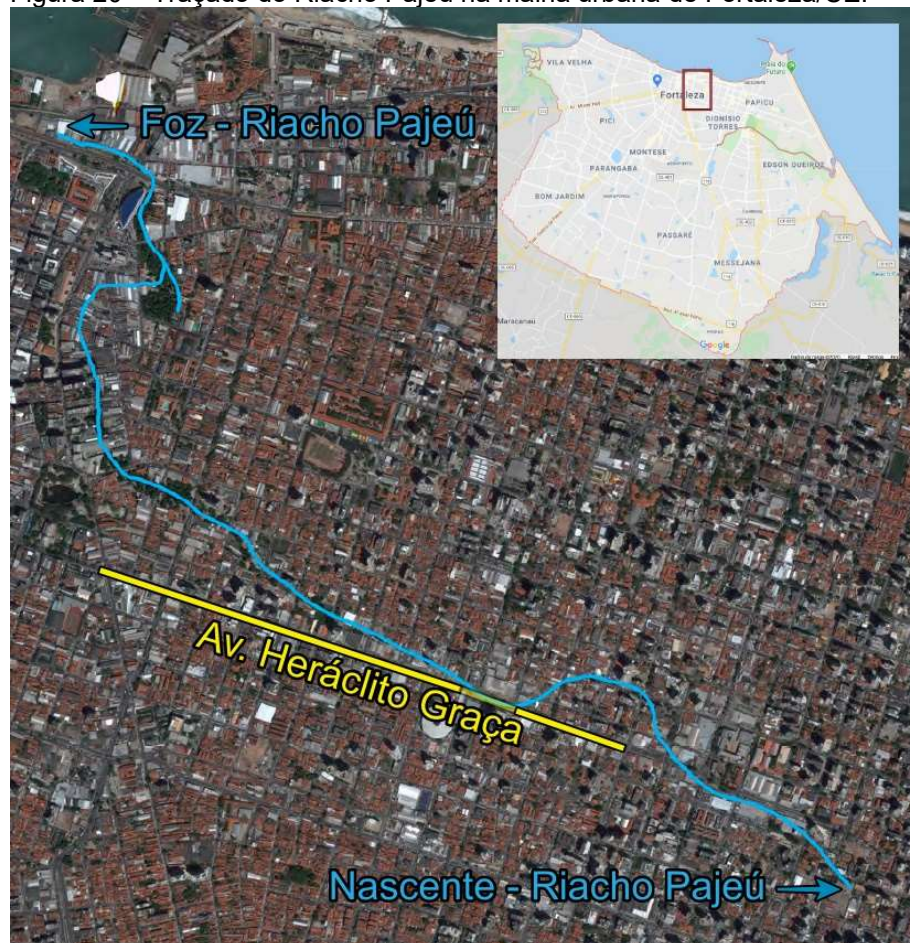
Fonte: Adaptado de Provdanov e Freitas (2013) e Santos (2016).

3.2 Ambiente da Pesquisa

Localizada na bacia Vertente Marítima, a Avenida Heráclito Graça (Figura 20) é um importante corredor de mobilidade urbana da cidade, tendo um total de 45 itinerários de ônibus do sistema de transporte público coletivo de Fortaleza (ETUFOR, 2019). A via possui uma extensão de 1,70 quilômetros (km), cortando os bairros Centro e Aldeota, que possuem alto índice de concentração de atividades econômicas.

Foram contabilizados, em 2012, um total 7.800 estabelecimentos formais no Centro (o maior índice da capital), enquanto, na Aldeota, contabilizou-se 3.291 empreendimentos formais (FORTALEZA, 2014). Em 2017, o município de Fortaleza teve 773.125 atividades formais, dos quais 92.503 (12%) localizam-se no bairro Centro e 51.691 dos vínculos (7%) no Aldeota (BRASIL, 2018).

Figura 20 – Traçado do Riacho Pajeú na malha urbana de Fortaleza/CE.

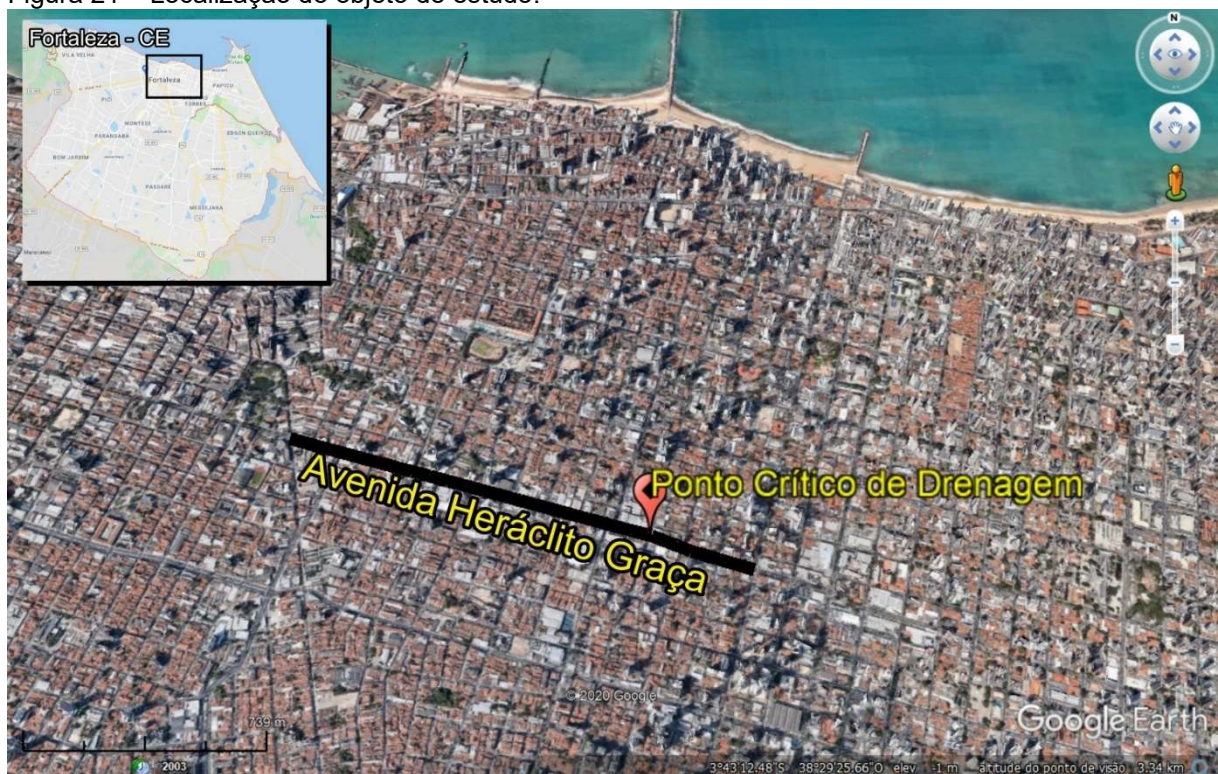


Fonte: Adaptado de Dutra (2017).

O projeto é desenvolvido em cima de um ponto crítico de drenagem urbana da cidade de Fortaleza, apontado pelo Plano de Saneamento Básico do município (FORTALEZA, 2015), localizado na Avenida Heráclito Graça, no cruzamento com a Rua Barão de Aracati, de coordenadas $3^{\circ}44'13.63''\text{S}$ (latitude) e $38^{\circ}30'47.76''\text{O}$ (longitude), pertencente à Bacia Vertente Marítima. Usando a nomenclatura do próprio plano, corresponde ao ponto crítico 006. A Figura 21 situa o ambiente da pesquisa.

Apesar do ambiente ser em um ponto específico, existe uma bacia hidrográfica urbana que contribui para as enchentes que ali se formam, a qual sua delimitação é um dos objetivos do estudo. A bacia tem seu exutório no ponto crítico de drenagem e é formada de acordo com topografia do local, englobando também a nascente do Riacho Pajeú, bem como sua malha de drenagem à montante do exutório.

Figura 21 – Localização do objeto de estudo.



Fonte: Adaptado de Google Earth® (2019).

3.3 Planejamento da Pesquisa

Através de solicitação feita à prefeitura, foram cedidos os projetos de cartografia e de drenagem urbana da região. É válido ressaltar que o projeto de

drenagem foi feito pela antiga Autarquia da Região Metropolitana de Fortaleza – AUMEF, no ano de 1988.

A partir dos projetos, foi delimitada a bacia de contribuição e feito o traçado da galeria que canaliza o Riacho Pajeú, bem como as galerias afluentes dessa, incluindo os dispositivos de drenagem projetados (Bocas de lobo, poços de visita e caixas de ligação). O projeto de drenagem fornecido indica que a galeria principal está construída, porém, suas afluentes ainda não. De acordo com a prefeitura, atualmente não existe cadastro exato sobre a execução de tais galerias afluentes.

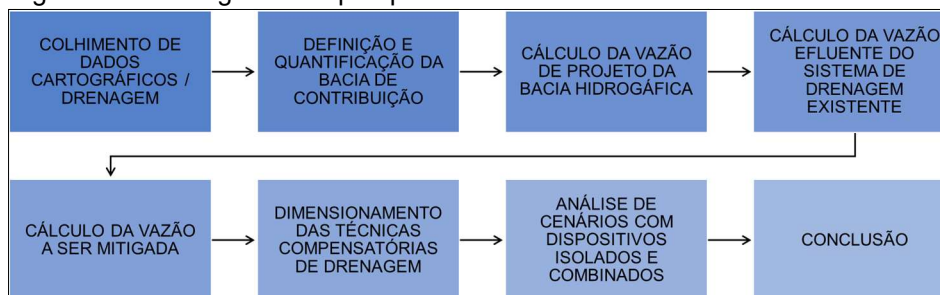
Portanto, a definição da rede afluente ao traçado principal seguiu o projeto, tomando como fato a execução da rede de drenagem projetada. Para os dispositivos de drenagem, principalmente as bocas de lobo, foi feita verificação da instalação dos dispositivos pelo *Street View* (recurso do programa Google Earth®).

A vazão afluente da bacia foi calculada através do Método Racional, à qual foram utilizados parâmetros para uma bacia urbanizada densa, intensidade pluviométrica de Fortaleza, tempo de concentração de 5, 10 e 15 minutos e área da poligonal traçada que delimita a bacia de contribuição.

A vazão efluente foi calculada pelas equações de vazão de engolimento dos dispositivos de drenagem, levando em conta sua geometria e seu tipo. Para se chegar ao volume de cheias, foi feito o balanço hídrico do sistema de drenagem.

Optou-se por dimensionar três medidas: o Pavimento Permeável, a Trincheira de Infiltração e a Bacia de Retenção. As técnicas foram projetadas em cenários isolados e simultâneos, a fim de saber qual a técnica fornece o melhor resultado em regime de operação. A Figura 22 mostra o fluxograma da pesquisa.

Figura 22 – Fluxograma da pesquisa.



Fonte: Elaborado pelo Autor (2020).

É necessário frisar que este projeto foi desenvolvido em meio à pandemia do Novo Coronavírus (COVID-19), portanto as medidas de isolamento social (recomendadas pela OMS e decretadas pelo Governo do Estado do Ceará) necessárias para a segurança do autor deste trabalho limitaram a execução de alguns

procedimentos, tais como medição *in loco* das bocas de lobo e do canteiro central da Av. Heráclito Graça, bem como visita e registro fotográfico do ponto crítico estudado em pleno volume de cheia.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Vazão Afluente

Com a nuvem de pontos contidas no projeto de topografia, foi traçada uma poligonal que respeitou o sentido de caimento das águas, delimitando assim, a bacia de contribuição, sendo seu exutório no ponto crítico de drenagem abordado.

A Figura 23 mostra a poligonal que delimita a bacia de estudo, compreendida no polígono aproximado formado pela avenida Desembargador Moreira, Rua Barão de Aracati, Rua Pinho Pessoa e Rua Costa Barros.

Figura 23 – Delimitação de Bacia de Contribuição.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Com o recurso gráfico do AutoCAD® foi possível calcular a área da bacia de contribuição, encontrando-se um valor na ordem de aproximadamente 1,60 km². Sendo assim, foi possível calcular a vazão de projeto pelo Método Racional, uma vez que um de seus critérios de aplicação é que a bacia estudada seja de até 2 km².

A Tabela 8 mostra diferentes vazões de projeto em função da intensidade de precipitação, que é calculada pela Equação 2.2, e é função dos tempos de retorno e de concentração. Já o valor do coeficiente C (*runoff*) foi retirado da Tabela 4.

Tabela 8 – Cálculo de diferentes vazões de projeto.

VAZÃO AFLUENTE – MÉTODO RACIONAL					
Tr (anos)	tc (min)	i (mm/h)	C	A (km²)	Q (m³/s)
5	5	130,23	0,83	1,60	47,96
10	5	146,82	0,83	1,60	54,07
15	5	157,49	0,83	1,60	58,00
25	5	172,04	0,83	1,60	63,35
50	5	193,96	0,83	1,60	71,42
100	5	218,67	0,83	1,60	80,52
5	10	114,76	0,83	1,60	42,26
10	10	129,38	0,83	1,60	47,65
15	10	138,79	0,83	1,60	51,11
25	10	151,61	0,83	1,60	55,83
50	10	170,92	0,83	1,60	62,94
100	10	192,70	0,83	1,60	70,96
5	15	102,72	0,83	1,60	37,83
10	15	115,80	0,83	1,60	42,64
15	15	124,22	0,83	1,60	45,74
25	15	135,70	0,83	1,60	49,97
50	15	152,98	0,83	1,60	56,34
100	15	172,47	0,83	1,60	63,51

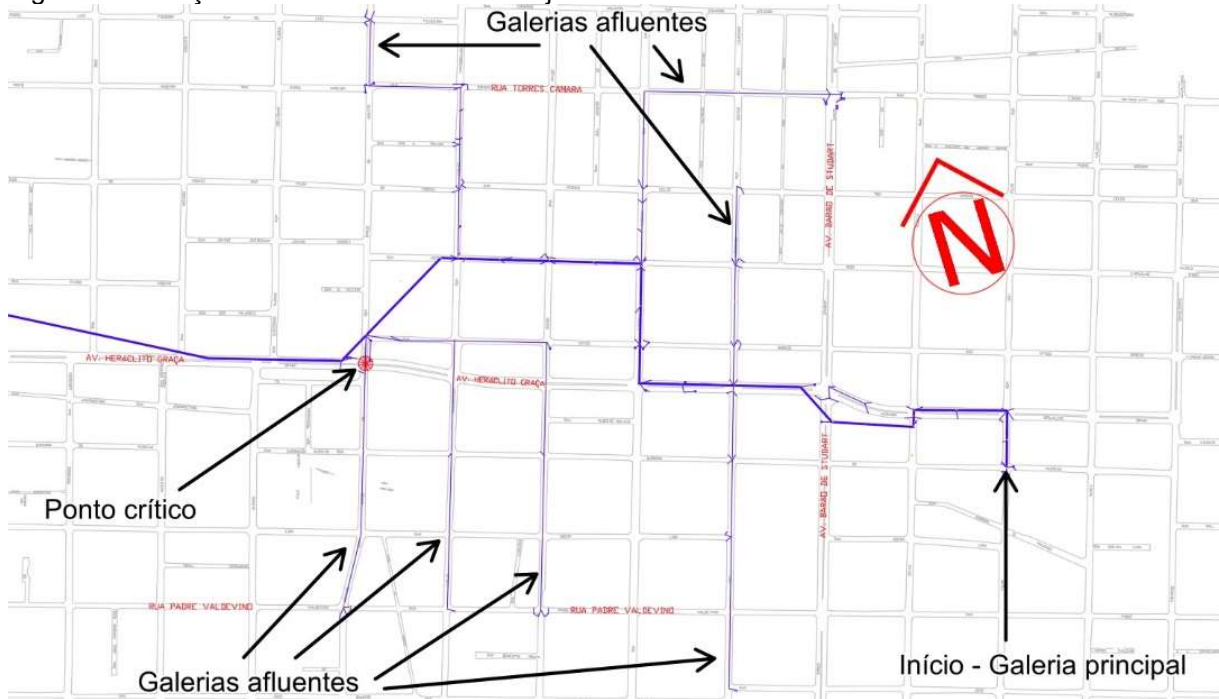
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Esta pesquisa trabalhará com uma vazão de projeto referente ao tempo de retorno de 10 anos e um tempo de concentração de 5 minutos, sendo da magnitude de 54,07 m³/s ($Q_{af} = 54,07 \text{ m}^3/\text{s}$) a vazão incidente no exutório da bacia de contribuição em estudo.

4.2 Estimativa de Vazão Efluente

A vazão efluente do sistema é calculada pela vazão de engolimento das bocas de lobo mapeadas no projeto de drenagem fornecido. Além disso, para comprovar a veracidade da existência das bocas de lobo, foi feita a verificação em toda a extensão da malha da rede, tanto na galeria principal, quanto nas suas afluentes. A Figura 24 mostra o traçado e a alocação dos dispositivos de drenagem de acordo com projeto e verificação da presença dos mesmos.

Figura 24 – Traçado da Galeria do Riacho Pajeú e suas afluentes.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As Figura 25 mostra o detalhe das bocas de lobo e dos poços de visita no cruzamento das ruas Bárbara de Alencar e José Vilar.

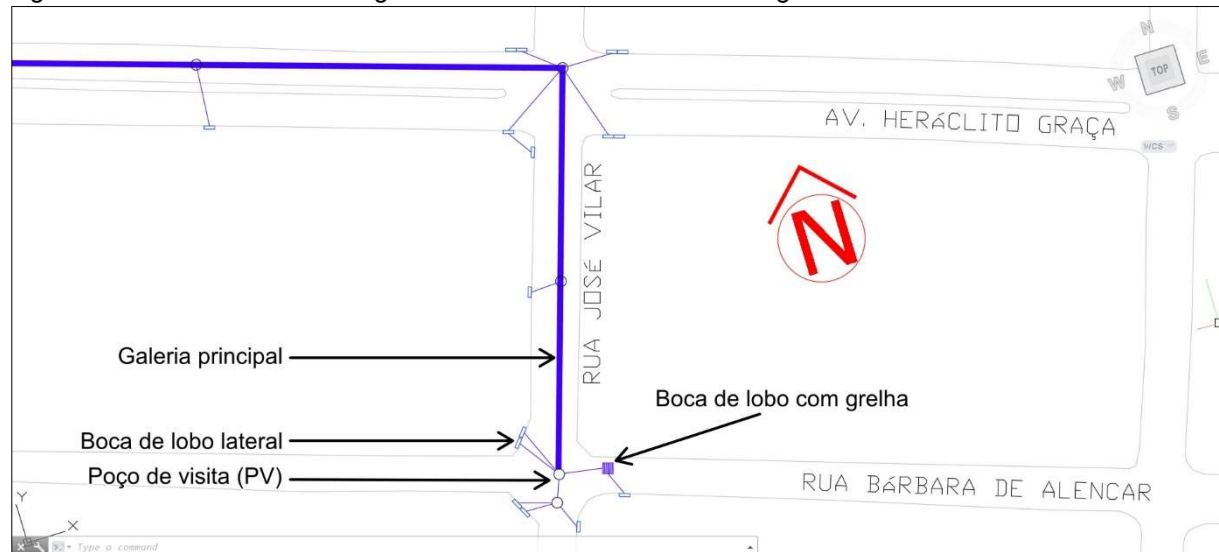
Figura 25 – Bocas de lobo e PVs da galeria principal (Cruzamento entre as ruas Bárbara de Alencar e José Vilar).



Fonte: Adaptado de Google Earth® (2020).

A Figura 26 esquematiza o modelo *as built* considerado pela pesquisa para o mesmo cruzamento. Este processo foi feito para todas os cruzamentos de vias que estivesse dentro do traçado da galeria principal e suas afluentes.

Figura 26 – Detalhe de modelagem as built do Sistema de Drenagem.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As bocas de lobo do tipo lateral presentes no sistema de drenagem seguem um padrão de 1,20m de comprimento, conforme informação cedida pela prefeitura de Fortaleza. Não seguindo um padrão de geometria, as do tipo grelha foram cotadas por sobreposição de imagens, onde tirou-se por base o comprimento de elementos que possuem tamanhos padronizados, como poços de visita e faixas de sinalização horizontal.

As vazões de engolimento das bocas de lobo dos dois tipos, lateral e de grelha, foram calculadas seguindo a Equação 2.22 e a Equação 2.23, respectivamente e o cálculo é detalhado na Tabela 9. A vazão de efluente é o somatório das vazões de engolimento de todos os dispositivos da bacia de contribuição.

Foi contabilizado um total de 157 bocas de lobo no sistema, tendo uma vazão efluente de $14,36 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{ef} = 14,26 \text{ m}^3/\text{s}$).

Tabela 9 – Memória de cálculo da vazão efluente do sistema de drenagem.

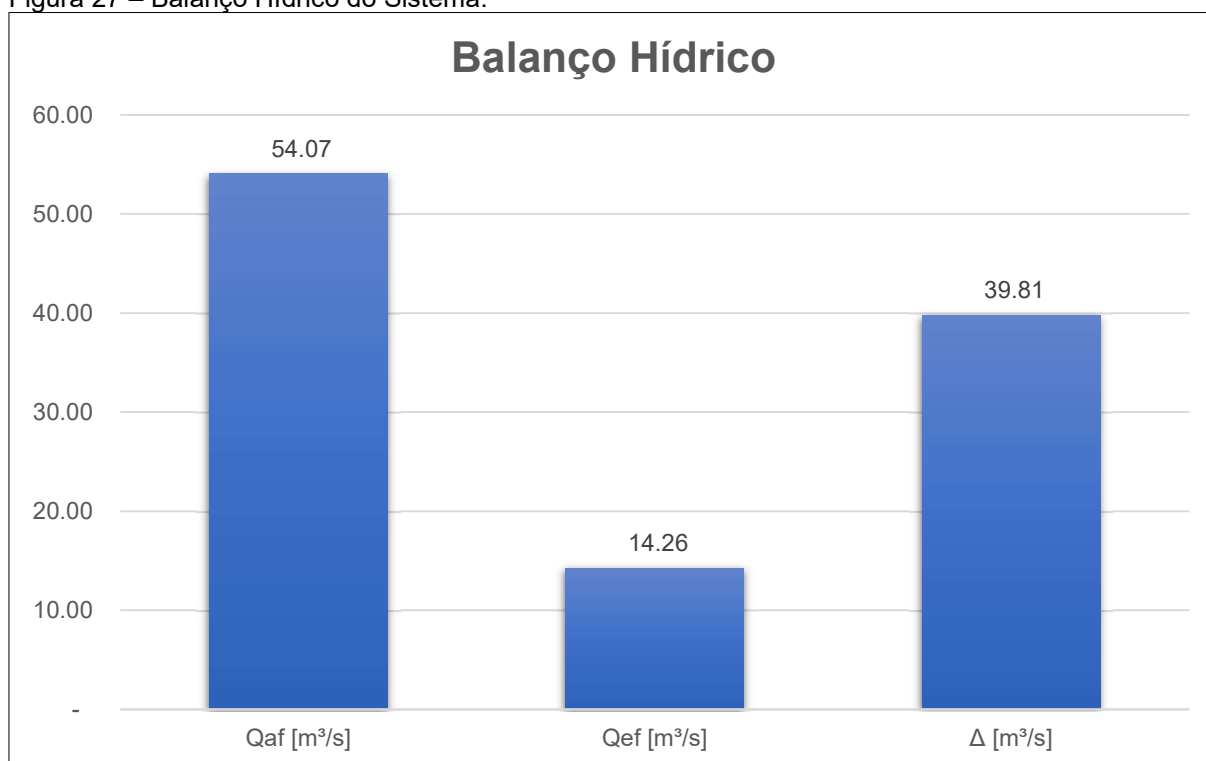
LOCALIZAÇÃO DO DISPOSITIVO		TIPO	QUANTIDADE	COMPRIMENTO / PERÍMETRO (m)	LÂMINA D'ÁGUA (cm)	FATOR DE SEGURANÇA	VAZÃO DE ENGOLIMENTO (m³/s)
GALERIA PRINCIPAL	Bárbara de Alencar x José Vilar	Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
		Grelha	1	2,90	13	0,5	0,11
	Júlio Ventura x José Vilar	Lateral	9	1,20	13	0,8	0,65
	Júlio Ventura	Lateral	1	1,20	13	0,8	0,07
	Silva Paulet x Júlio Ventura	Lateral	7	1,20	13	0,8	0,50
		Grelha	1	4,92	13	0,5	0,19
	Júlio Ventura x Barão de Studart	Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
		Grelha	1	2,22	13	0,5	0,09
			1	1,60	13	0,5	0,06
	Júlio Ventura x Dr. José Lourenço	Lateral	4	1,20	13	0,8	0,29
	Júlio Ventura x Rui Barbosa	Lateral	3	1,20	13	0,8	0,22
		Grelha	1	1,45	13	0,5	0,06
			1	3,33	13	0,5	0,13
			1	3,65	13	0,5	0,14
	Catão Mamede x Rui Barbosa	Lateral	2	1,20	13	0,8	0,14
		Grelha	1	3,27	13	0,5	0,13
			1	2,00	13	0,5	0,08
			1	3,94	13	0,5	0,15
	João Carvalho x Rui Barbosa	Lateral	8	1,20	13	0,8	0,58
		Grelha	1	3,05	13	0,5	0,12
	João Carvalho x Mosenhor Bruno	Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
		Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
	João Carvalho x Carlos Vasconcelos	Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
		Grelha	1	2,88	13	0,5	0,11
	Catão Mamede x Barão de Aracati	Lateral	1	1,20	13	0,8	0,07
		Grelha	2	5,04	13	0,5	0,39
	Heráclito Graça x Barão de Aracati	Lateral	8	1,20	13	0,8	0,58
		Grelha	3	7,73	13	0,5	0,90
GALERIAS AFLUENTES	Pe. Luiz Filgueira x B. de Aracati	Lateral	9	1,20	13	0,8	0,65
	Torres Câmara x Barão de Aracati	Grelha	2	6,76	13	0,5	0,53
			1	2,40	13	0,5	0,09
	Torres Câmara x C. Vasconcelos	Lateral	4	1,20	13	0,8	0,29
		Grelha	1	6,22	13	0,5	0,24
	Cap. Ant. Aguiar x C. Vasconcelos	Lateral	5	1,20	13	0,8	0,36
	Fiúza de Pontes x C. Vasconcelos	Lateral	5	1,20	13	0,8	0,36
	Barão de Studart x Torres Câmara	Lateral	7	1,20	13	0,8	0,50
		Grelha	1	12,63	13	0,5	0,49
			1	8,35	13	0,5	0,32
			1	6,10	13	0,5	0,24
	Afonso Celso x Rui Barbosa	Lateral	1	1,20	13	0,8	0,07
		Grelha	1	1,15	13	0,5	0,04
	Afonso Celso x Dr. José Lourenço	Lateral	2	1,20	13	0,8	0,14
	João Carvalho x Dr. José Lourenço	Lateral	4	1,20	13	0,8	0,29
	Catão Mamede x Dr. José Lourenço	Lateral	4	1,20	13	0,8	0,29
	Pe. Valdevino x Barão de Aracati	Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
	Pe. Valdevino x Carlos Vasconcelos	Lateral	1	1,20	13	0,8	0,07
	Bárbara de Alencar x C. Vasconcelos	Lateral	1	1,20	13	0,8	0,07
	Pe. Valdevino x Monsenhor Bruno	Lateral	6	1,20	13	0,8	0,43
	Bárbara de Alencar x Mons. Bruno	Lateral	1	1,20	13	0,8	0,07
	Catão Mamede x Monsenhor Bruno	Grelha	1	2,40	13	0,5	0,09
	João Brígido x Dr. José Lourenço	Grelha	2	3,30	13	0,5	0,26
	Rocha Lima x Dr. José Lourenço	Lateral	3	1,20	13	0,8	0,22
	Bárbara de Alencar x Dr. J. Lourenço	Lateral	3	1,20	13	0,8	0,22
Total:							14,26

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.3 Balanço Hídrico do Sistema

A partir dos valores de vazões afluente e efluente do sistema, obtidos nas seções anteriores, pode-se fazer um balanço hídrico do sistema e, através deste, quantificar um volume de cheia que ocorre no exutório da bacia. A Figura 27 mostra o balanço hídrico do sistema, sendo Q_{af} a vazão afluente ou de projeto, Q_{ef} a vazão efluente ou de engolimento e Δ é a diferença entre os dois parâmetros. Q_{af} apresenta-se cerca de 3,8 vezes maior que Q_{ef} , o que mostra uma defasagem do sistema de drenagem da bacia para absorver a precipitação.

Figura 27 – Balanço Hídrico do Sistema.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O volume de escoamento na bacia é calculado pela precipitação gerada pela vazão de projeto e pela vazão efluente do sistema, ambos em função do tempo. A Tabela 10 detalha o cálculo deste volume. Q_{af} é a vazão produzida pela precipitação (para fins de cálculo, desconsiderou-se a variabilidade temporal e espacial do evento, ou seja, a vazão é constante durante o mesmo), Q_{ef} a vazão efluente do sistema de drenagem, V_{af} o volume de escoamento superficial em 1 minuto (resultado do produto entre Q_{af} e 60 segundos, acrescido de Δ), V_{ef} o volume engolido no intervalo de 1 minuto (produto entre Q_{ef} e 60 segundos) e Δ é a diferença entre V_{af} e V_{ef} . Todos os dados estão em função da primeira coluna, a qual é a linha do tempo.

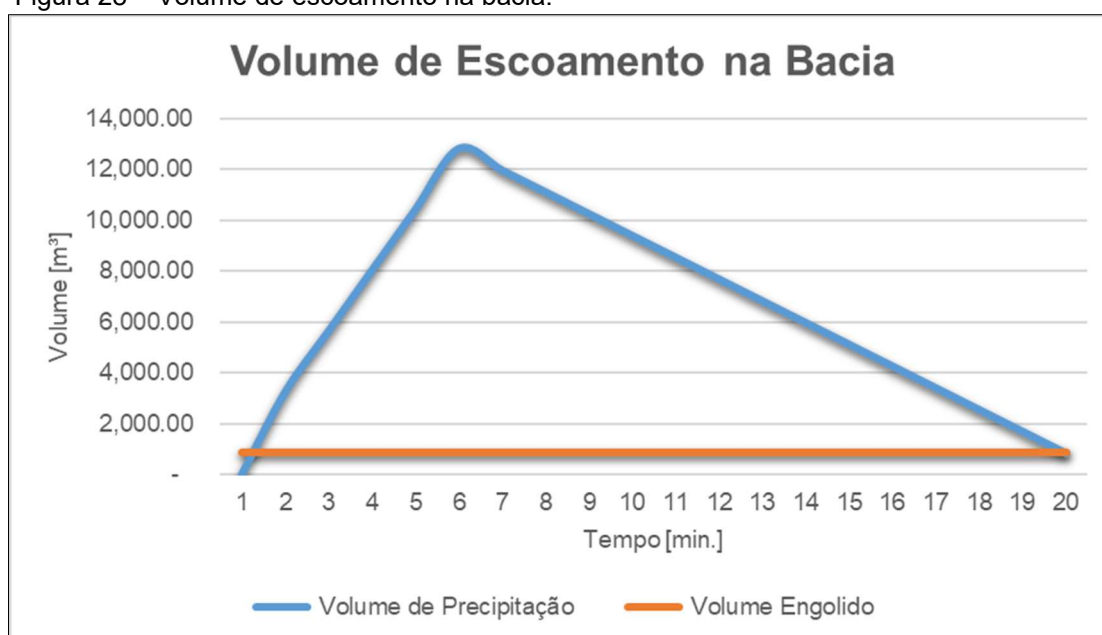
Tabela 10 – Cálculo de volume de escoamento na bacia em função do tempo.

Tempo (min)	Q_{af} (m³/s)	Q_{ef} (m³/s)	V_{af} (m³)	V_{ef} (m³)	Δ (m³)
1	54,07	14,36	3.243,98	861,38	2.382,60
2	54,07	14,36	5.626,58	861,38	4.765,21
3	54,07	14,36	8.009,19	861,38	7.147,81
4	54,07	14,36	10.391,79	861,38	9.530,41
5	54,07	14,36	12.774,39	861,38	11.913,01
6	-	14,36	11.913,01	861,38	11.051,64
7	-	14,36	11.051,64	861,38	10.190,26
8	-	14,36	10.190,26	861,38	9.328,88
9	-	14,36	9.328,88	861,38	8.467,50
10	-	14,36	8.467,50	861,38	7.606,12
11	-	14,36	7.606,12	861,38	6.744,74
12	-	14,36	6.744,74	861,38	5.883,36
13	-	14,36	5.883,36	861,38	5.021,98
14	-	14,36	5.021,98	861,38	4.160,60
15	-	14,36	4.160,60	861,38	3.299,22
16	-	14,36	3.299,22	861,38	2.437,85
17	-	14,36	2.437,85	861,38	1.576,47
18	-	14,36	1.576,47	861,38	715,09
19	-	14,36	715,09	861,38	- 146,29

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A partir da Tabela 10, foi gerado o gráfico mostrado na Figura 28, que ilustra o comportamento da curva de volumes na bacia. A curva em cor laranja mostra a capacidade de engolimento do sistema de drenagem em um minuto, a qual é constante. Já a linha em azul, indica o volume precipitado acumulado com o que o sistema ainda não engoliu, em função do tempo.

Figura 28 – Volume de escoamento na bacia.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A curva de precipitação acumulada atinge seu ápice no 6º minuto, uma vez que a vazão de projeto foi calculada para uma precipitação com duração de 5 minutos. Desde então, a precipitação cessa e o sistema passa a absorver apenas o volume precipitado ainda não engolido.

O pico de cheia se dá pelo ápice do volume de precipitação acumulada ($12.797,20 \text{ m}^3$) subtraída do volume absorvido pela rede ($855,68 \text{ m}^3$), logo tem-se um volume de cheia do total de $11.941,52 \text{ m}^3$.

4.4 Definição de Técnicas Compensatórias Aplicadas

Em um primeiro cenário, optou-se por aplicar o Pavimento Permeável nas ruas Barão de Aracati, Carlos Vasconcelos, Monsenhor Bruno, Dr. José Lourenço e Av. Rui Barbosa, nos seus trechos desde o limite da bacia de contribuição (definida em 4.1) até a Av. Heráclito Graça.

Um segundo cenário desenvolve o uso de Trincheira de Infiltração nos canteiros centrais já existentes da Av. Heráclito Graça, segmentando entre as ruas Tibúrcio Cavalcante e Barão de Aracati (exutório da bacia). A largura da Trincheira é de 1 metro e tem sua extensão afetada pelas diversas árvores presentes no canteiro, bem como dos postes.

No terceiro cenário foi feito o pré-dimensionamento de um Reservatório de Retenção, localizado na Praça Bárbara de Alencar, passeio público imediatamente à jusante do ponto crítico de drenagem. Apesar de estar fora da bacia de contribuição, o reservatório está diretamente ligado ao combate as cheias do ponto estudado. A praça possui aproximadamente 1.914 m^2 de área, porém, optou-se por não trabalhar com toda a área devido à grande quantidade de árvores existentes na mesma. Logo, adotou-se a metade da área, correspondente a 957 m^2 .

4.5 Pré-dimensionamento de Técnicas Compensatórias

4.5.1 Pavimento Permeável

O dispositivo foi projetado numa faixa lateral da rua, com cada faixa possuindo 2,50 metros de largura e se estendendo por todo o quarteirão. Porém, a

faixa possui limites quanto às frentes de lotes onde entram veículos pesados (como postos de combustível, por exemplo) e cruzamento de vias, sendo distanciadas em 3 metros de cada interseção. A ideia é usar esta faixa que não é tão solicitada de tráfego, nas quais veículos são estacionados em perpendicular com o meio-fio. A Figura 29 mostra a alocação do Pavimento Permeável (em verde) na faixa de estacionamento de ruas.

Figura 29 – Alocação de Pavimento Permeável.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

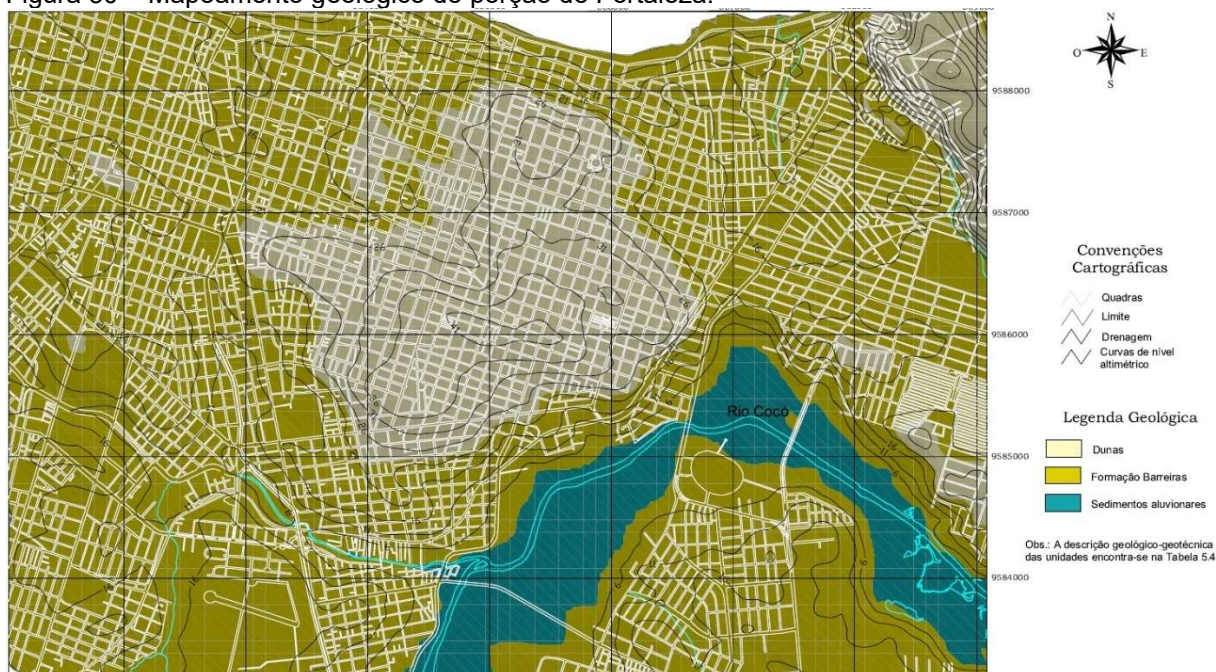
De acordo com a Equação 2.17, para se calcular a vazão de efluente da técnica de infiltração, são necessários os parâmetros de condutividade hidráulica (q_{as}), superfície de infiltração (S) e um fator de segurança (f).

A condutividade hidráulica é obtida de acordo com o tipo de solo, dado esse que pode ser definido pelo trabalho de Fonteles (2003), que caracteriza o subsolo da porção nordeste do município de Fortaleza. A partir do mapa produzido pelo autor é

possível identificar a unidade geológica e demais informações como a descrição tátil-visual, fundamental para a quantificação de q_s .

A Figura 30 mostra o mapeamento geológico de parte da cidade de Fortaleza. O maciço geológico que predomina na parte central do mapa são Dunas, unidade geológica na qual está inserida toda a extensão do Pavimento Permeável.

Figura 30 – Mapeamento geológico de porção de Fortaleza.



Fonte: Fonteles (2003).

Além disso, através da Tabela 11, é possível colher dados tátil-visuais do corpo geológico.

Tabela 11 – Síntese de características geológico-geotécnicas de Dunas.

Unidade Geológica	Espessura máxima (m)	Descrição tátil-visual	Cor	Compacidade / Consistência
Dunas	27	Areia fina a média, areia siltosa, inconsolidada a parcialmente consolidada	Cinza, branco, amarelo	Areia fina a média, areia siltosa, inconsolidada a parcialmente consolidada

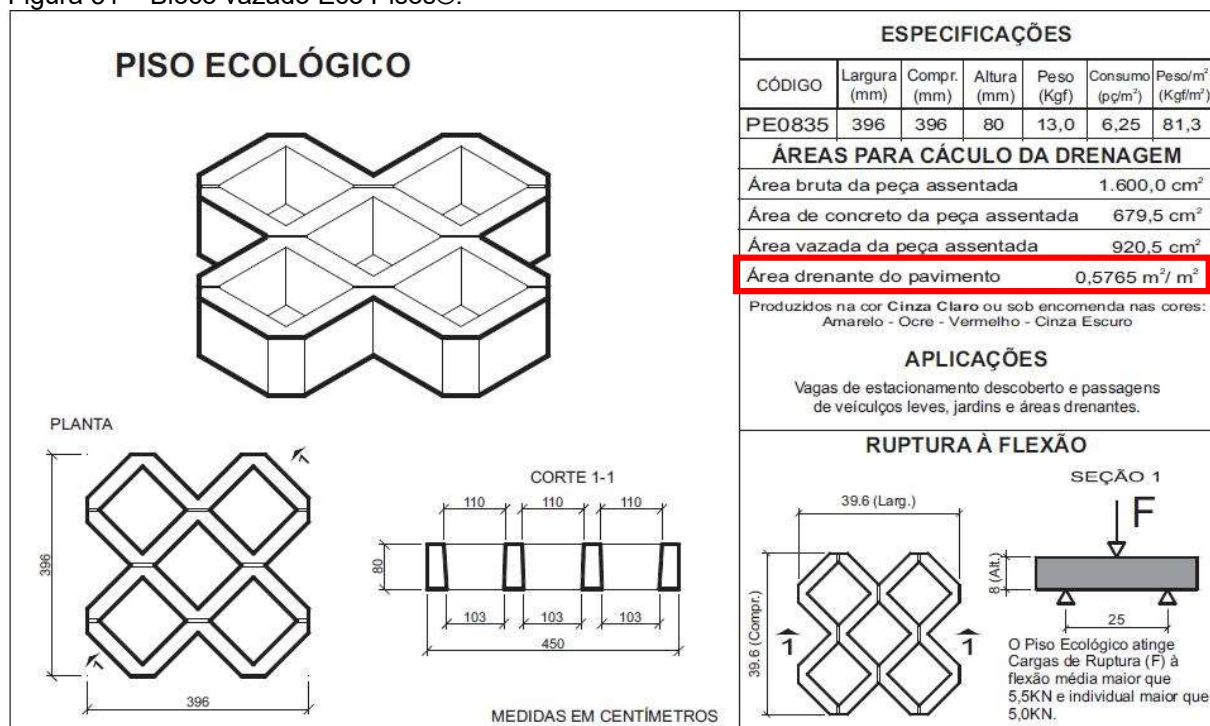
Fonte: Adaptado de Fonteles (2003).

A partir dos dados do trabalho de Fonteles, junto aos da Tabela 5, adota-se a condutividade hidráulica de 0,10 m/h ($q_s = 0,10 \text{ m/h}$ ou $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$).

A superfície de infiltração é função do tipo de pavimento que será aplicado, ou seja, da porcentagem que o bloco é vazado, permitindo a infiltração. Para o projeto, foi adotado o bloco do fabricante Eco Pisos®, do qual possui as características técnicas mostradas na Figura 31 a seguir, bem como a geometria da peça. O bloco

piso possui uma área drenante de $0,5765 \text{ m}^2/\text{m}^2$, ou seja, 57,65% da área total do piso assentado é vazada, e permitirá a infiltração.

Figura 31 – Bloco vazado Eco Pisos®.



Fonte: Eco Pisos® (2020).

Já o coeficiente de segurança f de minoração para garantia de falhas no sistema é parametrizado pela Tabela 6, da qual adotou-se o valor 10 ($f = 10$).

O cálculo de Q_s do Pavimento Permeável é detalhado na Tabela 12 a seguir. A área do pavimento é em função da largura e extensão (projetados em plataforma CAD), a área drenante é o produto entre porcentagem drenante e área do pavimento, q_{as} é tabelada e a Q_s se dá pela Equação 2.17.

Tabela 12 – Cálculo de Vazão Efluente (Q_s) do Pavimento Permeável.

Localização	Largura (m)	Extensão (m)	Área do Pavimento (m²)	% Verde	Área Verde (m²)	q_{as} (m³/m²h)	Minoração - f	Vazão Efluente Q_s (m³/s)
Rua Barão de Aracati	2.50	375.77	939.43	57.65	541.58	0.10	10	0.002
Rua Carlos Vasconcelos	2.50	333.52	833.80	57.65	480.69	0.10	10	0.001
Rua Monsenhor Bruno	2.50	296.89	742.23	57.65	427.89	0.10	10	0.001
Av. Rui Barbosa	2.50	510.78	1,276.95	57.65	736.16	0.10	10	0.002
Rua Dr. José Lourenço	2.50	388.76	971.90	57.65	560.30	0.10	10	0.002
Total								0.008

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O dispositivo também prevê um volume de armazenagem, que é calculado a partir do Método da Curva Envelope, da qual se retira a maior diferença entre altura de precipitação e altura de deflúvio, multiplicando seu resultado pela área de contribuição efetiva do Pavimento Permeável.

A Tabela 13 a seguir a base de dados para a formação da Curva Envelope, onde t é o tempo, i é a intensidade de precipitação, P é a altura pluviométrica, $q_s \times D$ é o deflúvio (produto entre vazão específica, detalhada na Tabela 14, e duração) e Δ é a diferença entre P e $q_s \times D$.

Tabela 13 – Intensidade, Altura e Deflúvio pluviométricos.

t (min)	i (mm/h)	P (mm)	$q_s \times D$ (mm)	Δ (mm)
5	146,82	12,24	0,0196	12,22
10	129,38	21,56	0,0392	21,52
15	115,80	28,95	0,0588	28,89
20	104,91	34,97	0,0784	34,89
25	95,98	39,99	0,0980	39,89
30	88,50	44,25	0,1177	44,13
35	82,16	47,93	0,1373	47,79
40	76,70	51,14	0,1569	50,98
45	71,96	53,97	0,1765	53,79
50	67,79	56,49	0,1961	56,30
55	64,10	58,76	0,2157	58,55
60	60,81	60,81	0,2353	60,58
65	57,86	62,68	0,2549	62,43
70	55,19	64,39	0,2745	64,12
75	52,77	65,97	0,2941	65,67
80	50,57	67,42	0,3137	67,11
85	48,54	68,77	0,3334	68,44
90	46,69	70,03	0,3530	69,68
95	44,97	71,20	0,3726	70,83
100	43,38	72,31	0,3922	71,91
105	41,91	73,34	0,4118	72,93
110	40,54	74,32	0,4314	73,89
115	39,26	75,24	0,4510	74,79
120	38,06	76,12	0,4706	75,65

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A vazão específica (q_s) é calculada de acordo com a Equação 2.18, tendo como parâmetros Q_s e a Área Efetiva (A_e), sendo essa última obtida através da Equação 2.19. C é o mesmo adotado ($C = 0,83$) e a área de contribuição dos dispositivos foi delimitada no projeto. A Tabela 14 detalha o cálculo de q_s .

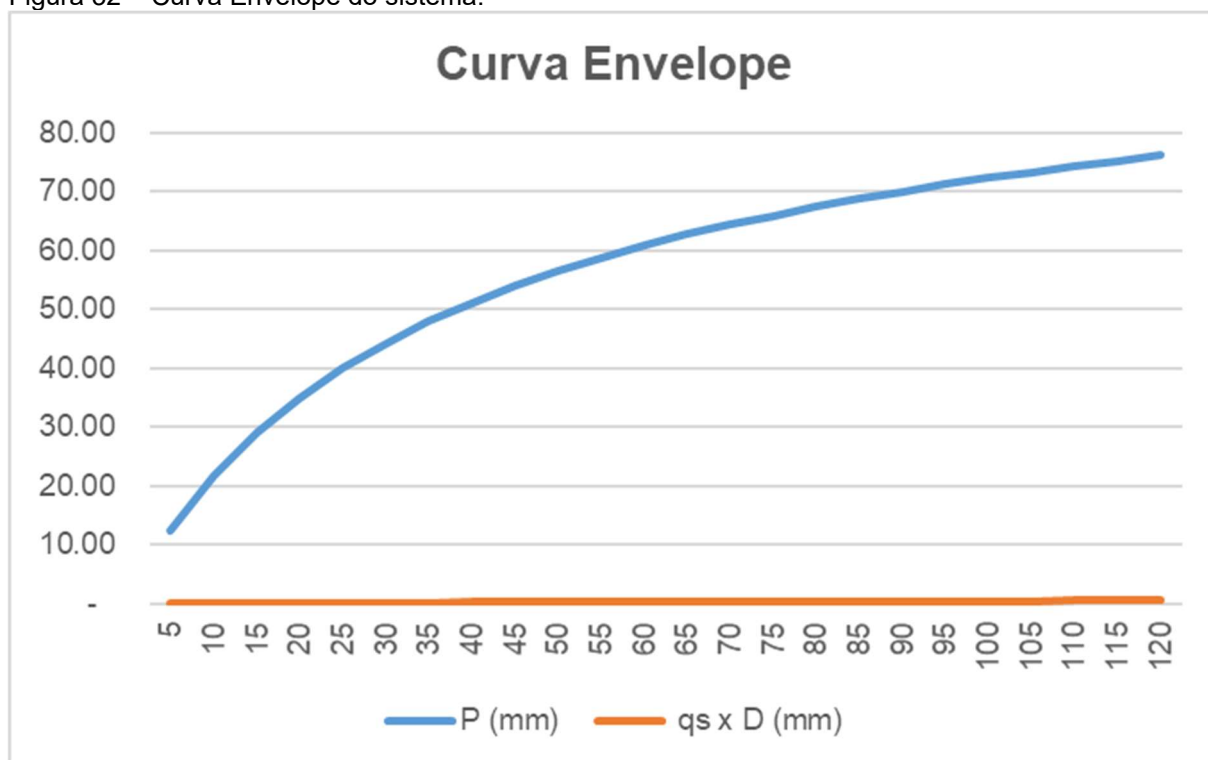
Tabela 14 – Detalhamento de cálculo de Vazão Específica (q_s).

Localização	Área de Contribuição (m ²)	C	Área de Contribuição Efetiva (m ²)	Vazão Específica q_s (mm/min)
Rua Barão de Aracati	26.549,77	0,83	22.036,31	0,0041
Rua Carlos Vasconcelos	23.824,58	0,83	19.774,40	0,0041
Rua Monsenhor Bruno	23.778,95	0,83	19.736,53	0,0036
Av. Rui Barbosa	38.285,92	0,83	31.777,31	0,0039
Rua Dr. José Lourenço	28.191,75	0,83	23.399,15	0,0040
Total			116.723,71	0,0039

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Todavia, por se tratar de um sistema de infiltração, tem-se uma vazão efluente muito baixa, afetando diretamente na curva de deflúvio, que, apesar de ser crescente, apresenta variação pequena. A Figura 32 mostra a Curva Envelope do sistema.

Figura 32 – Curva Envelope do sistema.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Logo, a maior diferença entre as curvas, matematicamente, tende ao infinito. Sendo assim, esta pesquisa admite uma duração de precipitação de 10 minutos, levando em consideração a viabilidade econômica da camada de enchimento. A diferença de altura de precipitação e deflúvio é para o tempo adotado é de 21,52 mm ($\Delta h = 0,02152$ m).

Levando em conta uma área de contribuição efetiva total (A_e) de 116.723,71 m² (Tabela 14), e operando sua multiplicação com Δh , conforme a Equação 2.20, tem-se um Volume de Armazenagem (V_{arm}) de **2.512,46 m³**.

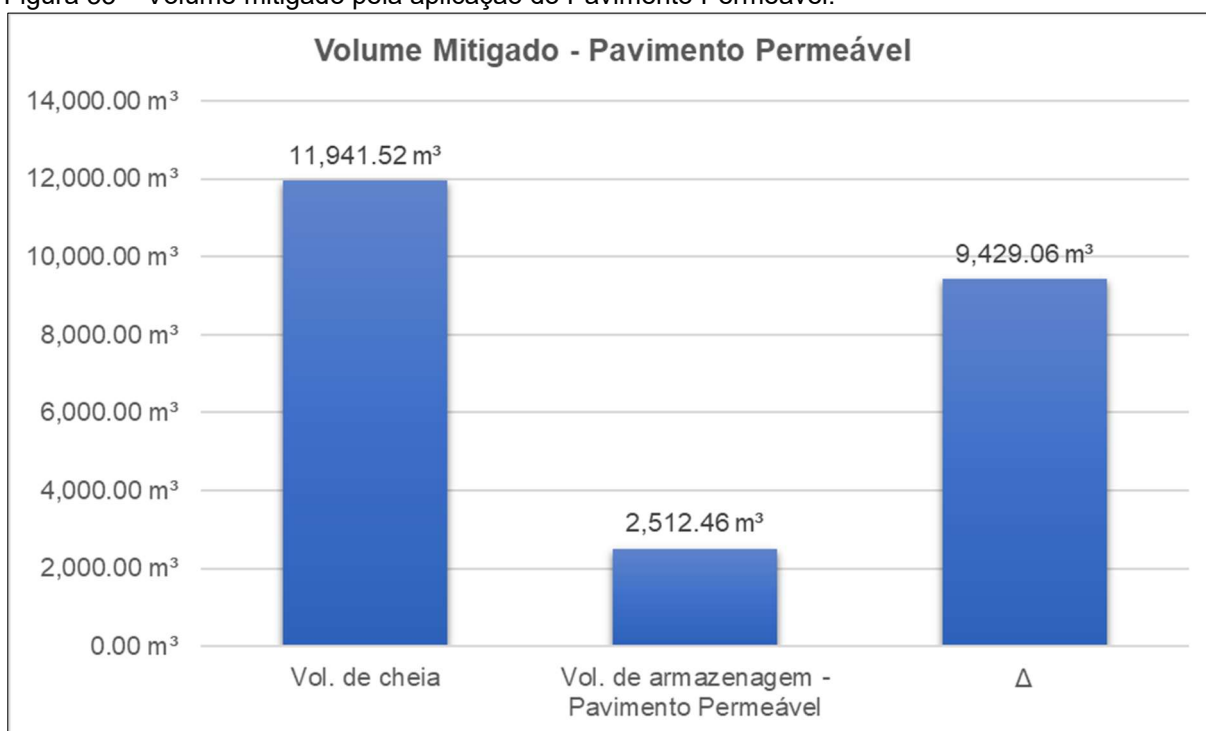
Porém deve-se, ainda, considerar que o reservatório será preenchido por material granular, que também será a camada de base do pavimento. Sendo assim, o espaço que será ocupado pelo volume de precipitação será o de vazios deste material.

O Volume Total (V_{Total}) é obtido através da Equação 2.21, que usa como parâmetros o V_{arm} e a Porosidade Efetiva do material de enchimento. Adota-se o cascalho como elemento utilizado, sendo sua porosidade efetiva de 40% de acordo com a Tabela 7. Logo, tem-se V_{Total} igual a **6.281,16 m³**.

Operando a divisão entre V_{Total} e Área Total do Pavimento Permeável (somatório da área de todos os dispositivos mostradas na Tabela 12), obtém-se uma altura de 1,32 m para a camada de cascalho.

Em números absolutos, a aplicação do Pavimento Permeável reduz o volume de cheias do ponto crítico em **2.512,46 m³**, já em relativos, tem-se uma mitigação de **21%** do volume de cheia do exutório. A Figura 33 mostra o impacto da aplicação do Pavimento Permeável no sistema.

Figura 33 – Volume mitigado pela aplicação do Pavimento Permeável.

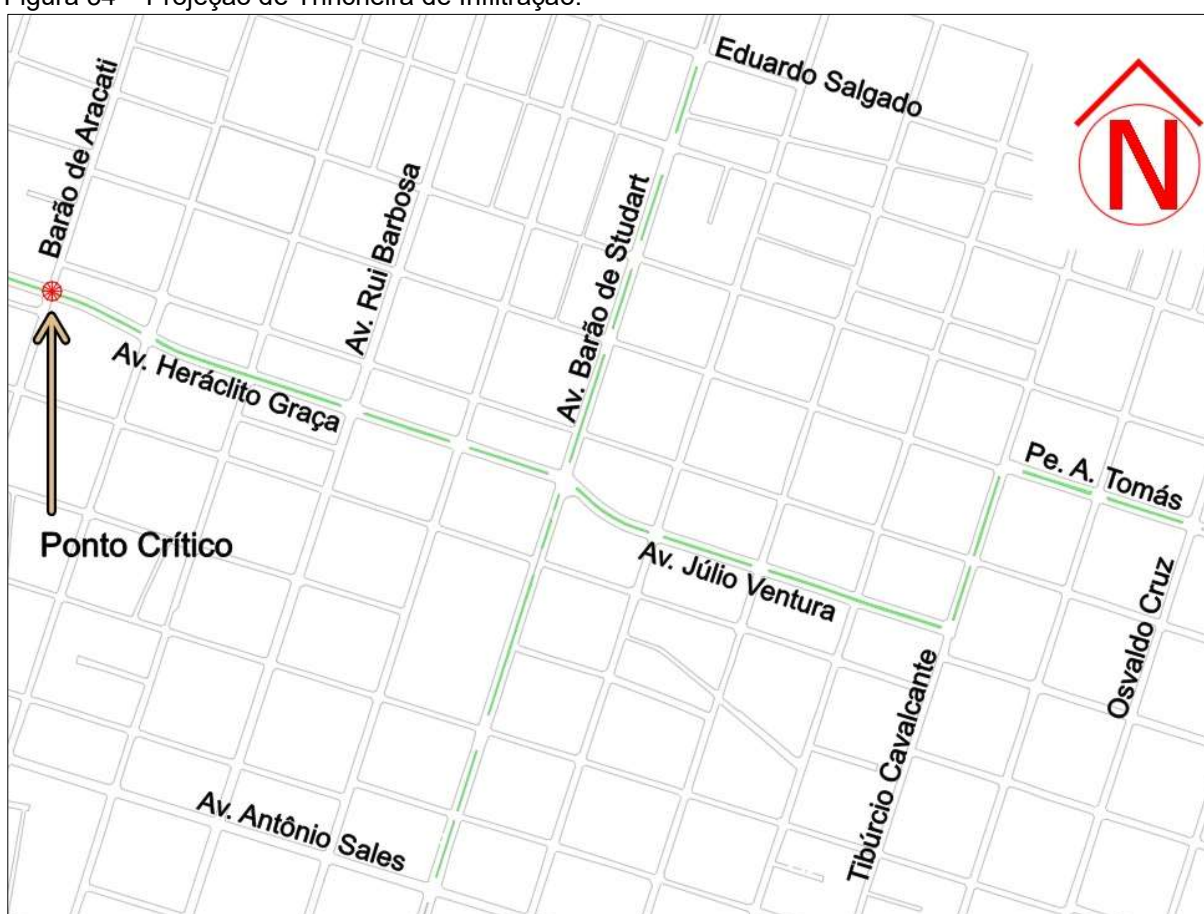


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.5.2 Trincheira de Infiltração

A Trincheira de Infiltração foi projetada no canteiro central das avenidas Heráclito Graça, Júlio Ventura, Padre Antônio Tomás, Barão de Studart e Rua Tibúrcio Cavalcante. Na Padre Antônio Tomás, o dispositivo está localizado entre as ruas Osvaldo Cruz e Tibúrcio Cavalcante, na Júlio Ventura segue desde a Tibúrcio Cavalcante até a Rui Barbosa, segmento que é continuado na Heráclito Graça até a Barão de Aracati. Já na Barão de Studart, a trincheira está entre a Antônio Sales e Eduardo Salgado. A Figura 34 mostra a alocação do dispositivo (destacado em verde).

Figura 34 – Projeção de Trincheira de Infiltração.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O canteiro das avenidas apoia equipamentos urbanos como árvores e postes (de iluminação e sinalização vertical) em grande quantidade ao longo da extensão do canteiro. Para este projeto, árvores e postes de iluminação pública foram considerados como interferências na trincheira, e, para cada um desses, foi descontado 1 metro da extensão da trincheira. Considera-se que os postes de

sinalização vertical de trânsito podem ser alocados para os passeios ou suas placas podem ser fixadas nos postes de iluminação, portanto, não foram considerados.

Projeta-se a Trincheira de Infiltração com 1 metro de largura e 1,50m de profundidade de material de enchimento. A superfície de infiltração é formada pelo fundo da vala, bem como pelas suas paredes, sendo essas desde o nível do fundo até 1 metro de altura (para cada parede). As paredes não são totalmente aproveitadas visando que suas partes superiores fazem contato direto com a pavimentação rodoviária, e por isso, devem ser desconsideradas, evitando assim que o pavimento esteja sujeito a manifestações patológicas provenientes de infiltrações de água. A Tabela 15 detalha os cálculos de extensão, área de projeção, superfície de infiltração e volume da trincheira.

Tabela 15 – Cálculos dos parâmetros geométricos - Trincheira de Infiltração.

LOCALIZAÇÃO	Extensão do Canteiro (m)	Interferências (m)	Extensão - Trincheira (m)	Largura (m)	Profundidade (m)	Perímetro de Infiltração (m)	Área de Projeção (m ²)	Área de Infiltração (m ²)	Volume do Reservatório (m ³)
Av. Heráclito Graça									
Bar. de Aracati / Carlos Vasconcelos	182	13	169	1.0	1.5	3.0	169	507	253.50
Carlos Vasconcelos / Rui Barbosa	223	30	193	1.0	1.5	3.0	193	579	289.50
Av. Júlio Ventura									
Rui Barbosa / Dr. José Lourenço	103	14	89	1.0	1.5	3.0	89	267	133.50
Dr. José Lourenço / Barão de Studart	94	17	77	1.0	1.5	3.0	77	231	115.50
Barão de Studart / Silva Paulet	97	8	89	1.0	1.5	3.0	89	267	133.50
Silva Paulet / José Vilar	106	16	90	1.0	1.5	3.0	90	270	135.00
José Vilar / Tibúrcio Cavalcante	189	20	169	1.0	1.5	3.0	169	507	253.50
R. Tibúrcio Cavalcante									
Júlio Ventura / Pe. Ant. Tomás	172	15	157	1.0	1.5	3.0	157	471	235.50
Av. Padre Antônio Tomás									
Tibúrcio Cavalcante / Joaquim Nabuco	81	11	70	1.0	1.5	3.0	70	210	105.00
Joaquim Nabuco / Osvaldo Cruz	91	15	76	1.0	1.5	3.0	76	228	114.00
Av. Barão de Studart									
Assis Ch. / Ant. Sales	59	8	51	1.0	1.5	3.0	51	153	76.50
Ant. Sales / D. Expedito Lopes	70	6	64	1.0	1.5	3.0	64	192	96.00
D. Expedito L. / Pe. Valdevino	74	11	63	1.0	1.5	3.0	63	189	94.50
Pe. Valdevino / B. de Alencar	263	41	222	1.0	1.5	3.0	222	666	333.00
Heráclito Graça / João Carvalho	129	18	111	1.0	1.5	3.0	111	333	166.50
João Carvalho / Afonso Celso	71	7	64	1.0	1.5	3.0	64	192	96.00
Afonso Celso / Torres Câmara	79	13	66	1.0	1.5	3.0	66	198	99.00
Torres Câmara / Edu. Salgado	79	10	69	1.0	1.5	3.0	69	207	103.50
Total			1,889				1,889	5,667	2,834

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

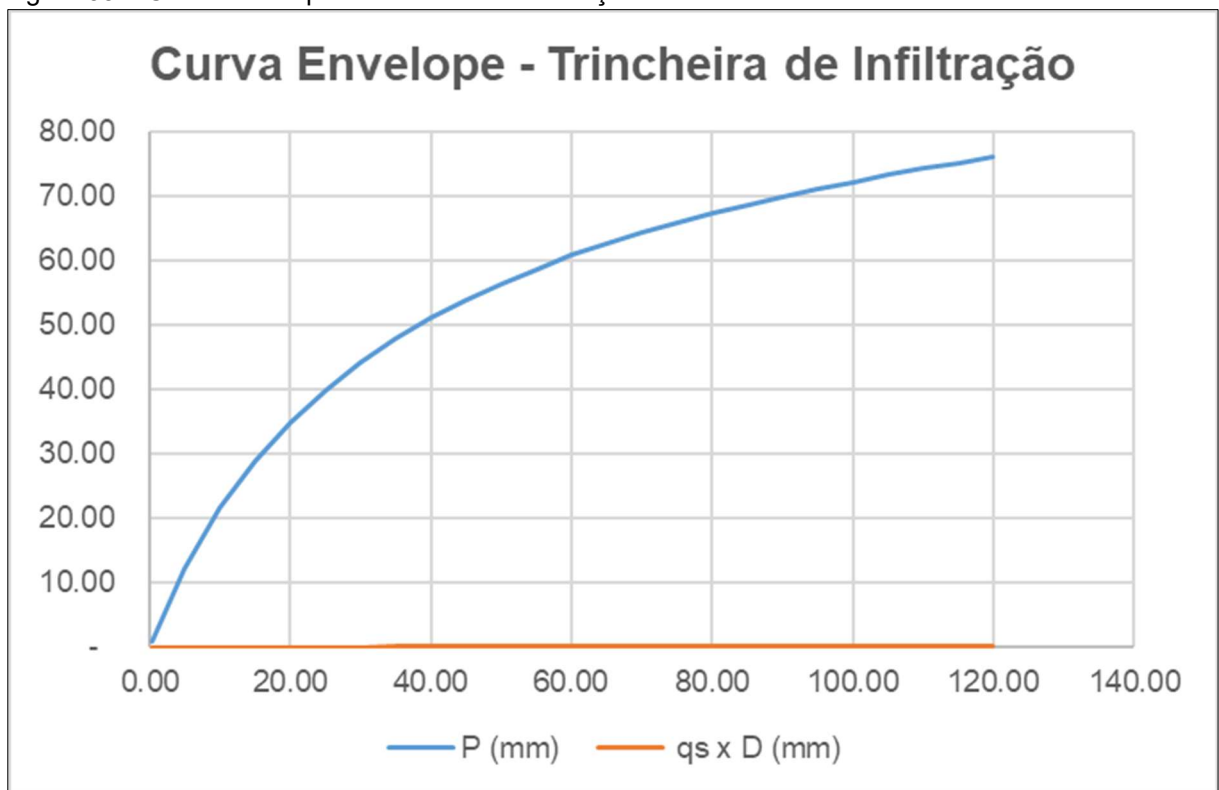
Utilizando a condutividade hidráulica (q_{as}) de 0,1 m³/m².h (Figura 30 e Tabela 5), área de infiltração (S) de 5.667 m² (Tabela 15), um fator de minoração de

10 (Tabela 6) e aplicando a Equação 2.17, chega-se ao valor da Vazão Efluente do sistema (Q_s) de 0,945 mm/min. A área de contribuição efetiva, calculada pela Equação 2.19, onde a área de contribuição corresponde a toda a bacia ($A = 1,6 \text{ km}^2$) e o Coeficiente de runoff (C) adotado na Seção 4.1 foi de 0,83, logo tem-se uma área de contribuição efetiva (A_e) de 1,328 km^2 .

Operando a Equação 2.18, tem-se uma Vazão Específica (q_s) de $7,11 \times 10^{-4}$ mm/min. Jogando o valor na curva envelope, tem-se um problema semelhante ao ocorrido na aplicação do Pavimento Permeável, a maior diferença entre as curvas de Altura Pluviométrica (P) e Deflúvio ($q_s \times D$) tende ao infinito.

Devido às variáveis condicionantes como a largura, profundidade e superfície de infiltração da trincheira relativamente pequenos quando comparados com a grande área de contribuição, a duração de chuva que o sistema suporta é de valor demasiadamente pequeno, sendo da ordem de 0,31 minuto. A Curva Envelope do sistema e sua memória de cálculo estão formalizados, respectivamente, no Gráfico 6 e na Tabela 16, ambos a seguir.

Figura 35 – Curva Envelope - Trincheira de Infiltração



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 16 – Memória de Cálculo de Curva Envelope - Trincheira de Infiltração.

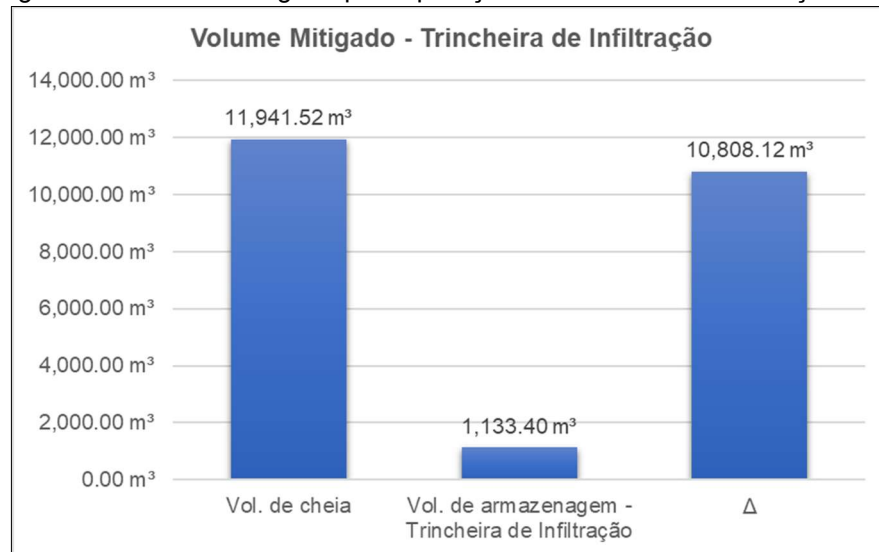
t (min)	i (mm/h)	P (mm)	qs x D (mm)	Δ (mm)
0,31	168,44	0,86	0,000217	0,86
5	146,82	12,24	0,003556	12,23
10	129,38	21,56	0,007112	21,56
15	115,80	28,95	0,010668	28,94
20	104,91	34,97	0,014224	34,96
25	95,98	39,99	0,017780	39,97
30	88,50	44,25	0,021337	44,23
35	82,16	47,93	0,024893	47,90
40	76,70	51,14	0,028449	51,11
45	71,96	53,97	0,032005	53,94
50	67,79	56,49	0,035561	56,46
55	64,10	58,76	0,039117	58,72
60	60,81	60,81	0,042673	60,77
65	57,86	62,68	0,046229	62,64
70	55,19	64,39	0,049785	64,34
75	52,77	65,97	0,053341	65,91
80	50,57	67,42	0,056898	67,36
85	48,54	68,77	0,060454	68,71
90	46,69	70,03	0,064010	69,96
95	44,97	71,20	0,067566	71,14
100	43,38	72,31	0,071122	72,24
105	41,91	73,34	0,074678	73,27
110	40,54	74,32	0,078234	74,24
115	39,26	75,24	0,081790	75,16
120	38,06	76,12	0,085346	76,03

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Análogo ao Pavimento Permeável, este sistema também é projetado utilizando cascalho de granulometria uniforme como material de enchimento do reservatório, ou seja, sua porosidade efetiva é de 40% (Tabela 7). Sendo assim, o Volume Armazenado (V_{arm}) de água é obtido pelo produto entre Volume Total (V_{Total}) e a porosidade efetiva do material, tendo como resultado um total de **1.133,40 m³**.

Apesar de não atender a uma boa duração de precipitação, a aplicação da Trincheira de Infiltração neste projeto, em números relativos, corresponde a um resultado de **9,5%** na mitigação do volume de cheias (11.941,52 m³). A Figura 36 mostra o resultado do dispositivo.

Figura 36 – Volume mitigado pela aplicação da Trincheira de Infiltração.



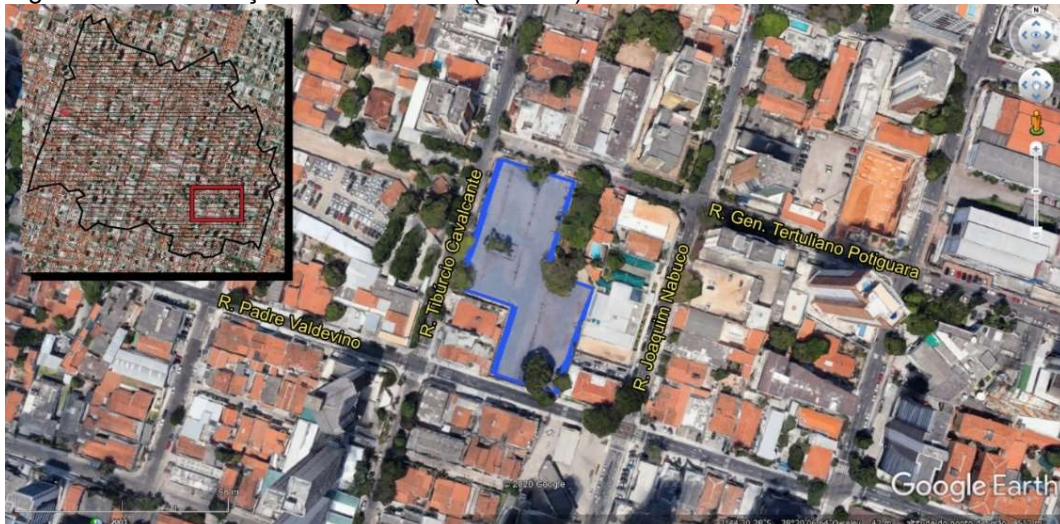
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.5.3 Bacia de Retenção

Para o dimensionamento do reservatório, é necessário encontrar um terreno dentro da bacia de contribuição com dimensões consideráveis, já que este tipo de estrutura demanda uma grande área. Dois desses apresentaram uma área plausível de receber a instalação da estrutura de armazenagem.

O primeiro (Terreno 01) localiza-se no quarteirão delimitado pelas ruas Padre Valdevino, Tibúrcio Cavalcante, General Tertuliano Potiguara e Joaquim Nabuco. Possui 4.692 m² de área e está localizado na região sudeste da bacia de contribuição, como mostra a Figura 37 a seguir.

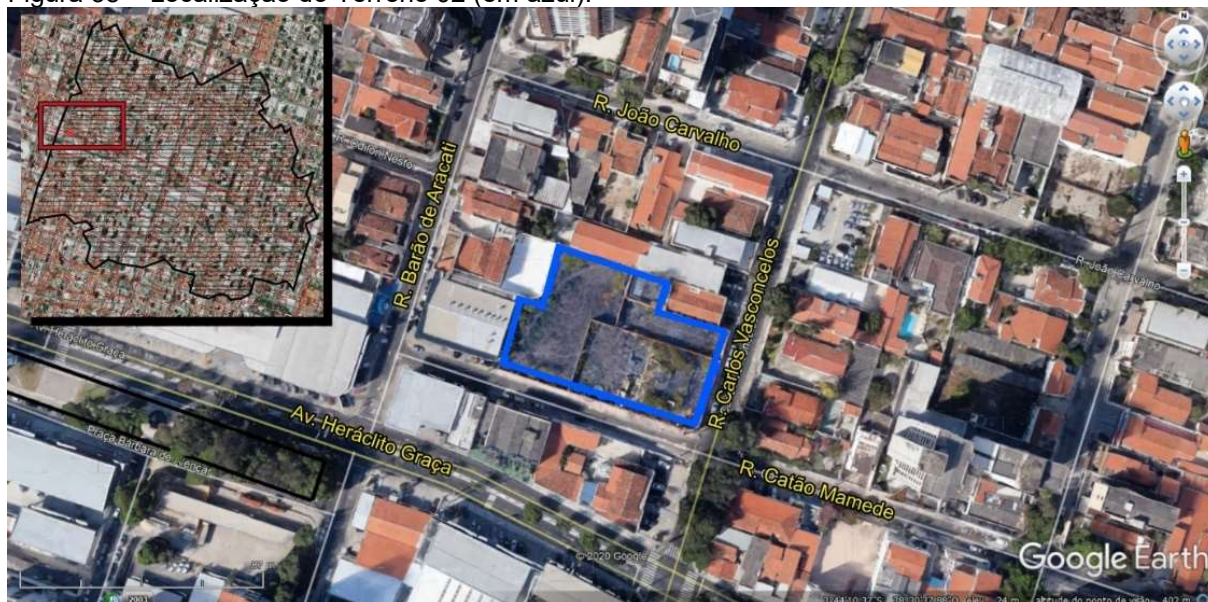
Figura 37 – Localização do Terreno 01 (em azul).



Fonte: Adaptado de Google Earth® (2020).

Já o Terreno 02 está localizado no quarteirão formado pelas ruas Catão Mamede, Barão de Aracati, João Carvalho e Carlos Vasconcelos. Possui 3.020 m² de área e está localizado próximo ao exutório da bacia de contribuição estudada. A Figura 38 mostra a localização do segundo terreno analisado.

Figura 38 – Localização do Terreno 02 (em azul).



Fonte: Adaptado de Google Earth® (2020).

A sub bacia à montante do reservatório passível a ser implantado no Terreno 01 foi definida no Autodesk AutoCad®, sendo igual a 149.413,74 m² e, a partir dessa, foi dimensionado o Reservatório de Retenção.

O primeiro passo foi calcular um Volume de tratamento Qualitativo da água (V_Q), expresso pela Equação 2.13. Adotou-se a lâmina de água de “lavagem” da superfície (P_F) igual a 1,28 cm e a área de contribuição é dada como o produto entre o coeficiente de *runoff* (C), adotado como 0,83, e área da sub bacia à montante. Tem-se **$V_Q = 1.587,37 \text{ m}^3$** .

Em seguida, calculou-se o valor do Volume do Lago permanente (V_L) de acordo com a Equação 2.12. Sendo o resultado **$V_L = 4.762,11 \text{ m}^3$** .

O Volume de Controle de cheia (V_C), seguindo a Equação 2.14, depende dos parâmetros de Vazão Afluente (Q_{Pa}), Vazão Efluente (Q_{Pe}) e Tempo de Concentração (t_c). O Método Racional (Equação 2.3) influencia diretamente dois desses parâmetros, sendo Q_{Pa} obtido diretamente pela fórmula e t_c segue um dos critérios de cálculo do método, o qual admite que tempo de concentração da precipitação seja igual à duração da mesma. Logo, definiu-se t_c igual a 5 minutos.

No cálculo de Q_{Pa} , utilizou-se a mesma intensidade de precipitação (i) da Vazão de Projeto (calculada na seção 4.1), que foi de 146,82 mm/h. Logo, chega-se a **$Q_{Pa} = 303,46 \text{ m}^3/\text{min}$** .

Q_{Pe} foi calculada com base na seção transversal da tubulação de saída que irá conduzir o volume amortecido para a galeria principal. Adotou-se uma tubulação de polietileno de alta densidade (PEAD) Tigre ADS DrenPro®, DN 1050 (diâmetro interno de 1063 mm). Logo, a seção transversal da galeria é igual a **$A_{Gal.} = 0,89 \text{ m}^2$** .

Além disso, adotou-se $\vec{V} = 5 \text{ m/s}$ como a velocidade do sistema em plena operação. Sendo assim, calculou-se Q_{Pe} através do produto entre $A_{Gal.}$ e $\vec{V}$, resultando em **$Q_{Pe} = 266,24 \text{ m}^3/\text{min}$** .

A partir de então, tem-se todos os parâmetros para se chegar ao valor de V_c (Equação 2.14). Chegando-se ao valor de **$V_c = 186,10 \text{ m}^3$** .

Após isso, através da Equação 2.15, calculou-se o Volume de Retenção (V_R), obtendo-se **$V_R = 6.535,59 \text{ m}^3$** .

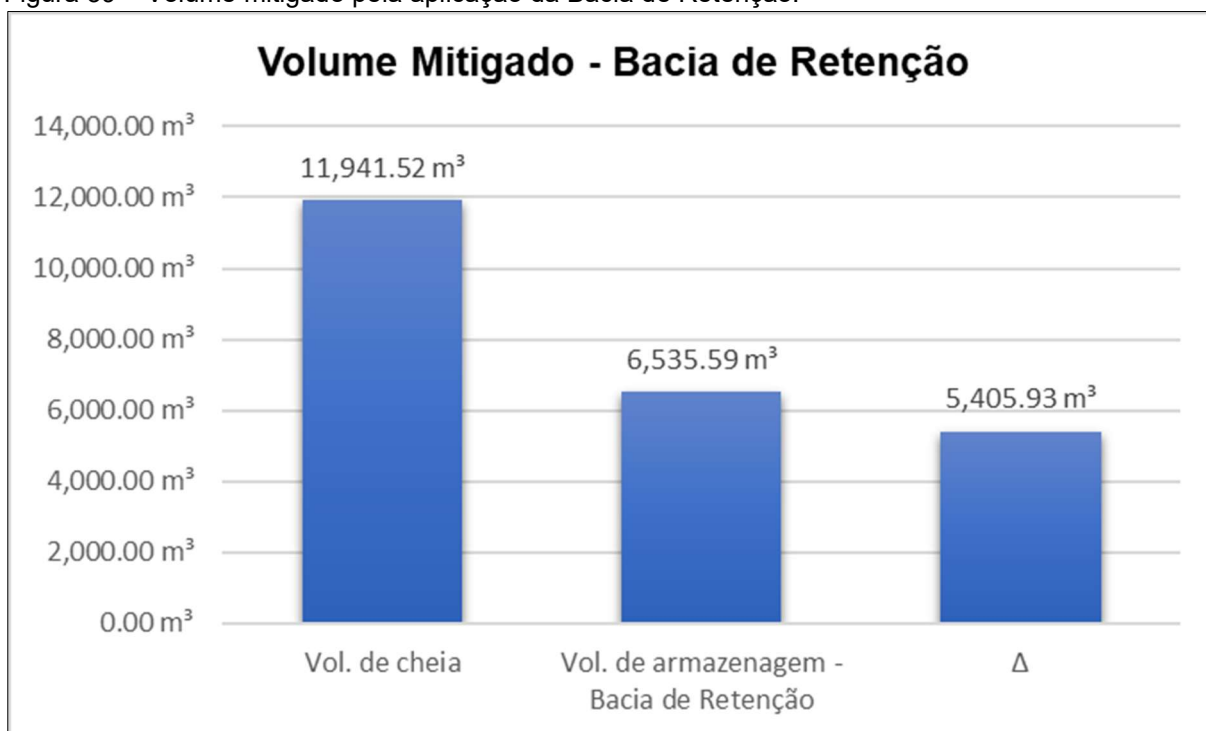
Verificou-se a altura da lâmina d'água no reservatório, a fim de se saber a viabilidade técnica (altura não pode ser maior que 1,50 metro, contando com uma borda livre) do dispositivo de drenagem. Para tal fim, basta operar a divisão entre V_R e área em planta do Terreno 01 ($6.535,59 \text{ m}^2$). A altura resultante é de **$h = 1,39 \text{ m}$** , o que torna dispositivo tecnicamente viável para a construção.

Por fim, para se chegar um valor de vazão do dispositivo de descarga (Q_R), segue-se a Equação 2.16, levando em conta um tempo de detenção (t_d) de 48 horas. Logo, **$Q_R = 0,55 \text{ m}^3/\text{min}$** .

Para o Terreno 02 foi seguida a mesma metodologia de cálculo do Terreno 01, todavia, apresentou uma altura de lâmina d'água de 23,20 m, o que o torna inviável. Os principais motivos que levam sua inviabilidade são, sua localização próxima ao exutório, uma grande área de contribuição do mesmo e a área do terreno que é relativamente pequena. Logo, descarta-se a segunda opção.

Esta Bacia de Retenção tem um volume útil de **$6.535,59 \text{ m}^3$** , o que corresponde a **55%** do volume de cheia do ponto crítico de drenagem. O gráfico da Figura 39 mostra o resultado que a aplicação do dispositivo impacta no volume de cheia.

Figura 39 – Volume mitigado pela aplicação da Bacia de Retenção.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.6 Análise das Técnicas Compensatórias Aplicadas

O Pavimento Permeável contou com um volume de armazenagem de **2.512,46 m³**, levando em consideração uma duração de precipitação de 10 minutos, o que em números relativos representam um amortecimento de aproximadamente **21%** do volume de cheia do ponto crítico.

Comparando-se com o pavimento permeável dimensionado no trabalho de Feitosa (2018), o tempo de concentração que o pavimento permeável suporta é de 15 minutos, sendo relativo a uma intensidade pluviométrica de $i_{PP} = 141,848 \text{ mm/h}$, o qual representa 74,43% da intensidade pluviométrica que incide sobre sua bacia de estudo $i = 193,18 \text{ mm/h}$.

Ainda se tratando dos dispositivos de infiltração, a aplicação da Trincheira de Infiltração permite armazenar um volume de precipitação da ordem de **1.133,40 m³**, todavia, a operação deste sistema suporta uma duração de chuva irrelevante (0,31 minuto). A técnica compensatória é capaz de mitigar cerca de **9,5%** da cheia no cruzamento analisado.

Uma avaliação simplificada da tese de Graciosa (2005), aplica o uso de trincheiras de infiltração numa micro bacia de área $A = 180.000 \text{ m}^2$, a qual aplicando-

se uma vazão afluyente de $14,3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ ($i = 105,6 \text{ mm/h}$), apresenta uma redução de 48,3% e 53,4% para dois tipos de solos estudados. Vale ressaltar que a autora utilizou um tempo de retorno de $T_R = 5$ anos e coeficiente de *runoff* de $C = 0,70$, parâmetros diferentes dos que foram utilizados no presente trabalho ($T_R = 10$ anos e $C = 0,83$).

A Bacia de Retenção possui o melhor resultado de mitigação, tendo um volume útil de **6.535,59 m³**, que, em números relativos, representa **55%** do volume de cheia calculado.

Na obra de Veról e Miguez (2011), os autores pré-dimensionam um reservatório de retenção para a sub-bacia do Córrego do Engenho Novo, dentro da bacia do Rio Guerengê/Arroio Pavuna, com capacidade de amortecer 27.912,37 m³, ao qual afluem águas de escoamento superficial e da microdrenagem de parte da baixada do Jacarepaguá – RJ. Os autores tiveram uma área disponível de 275 mil m², o que foi de grande influência para a ordem de grandeza do volume amortecido.

O que foi diferente do cenário deste presente trabalho, onde terreno disponível possui uma área bem menor (4.692 m²), devido à sub-bacia estar localizada em área de alta densidade urbana.

A Tabela 17 mostra o resumo dos volumes amortizados por cada técnica compensatória.

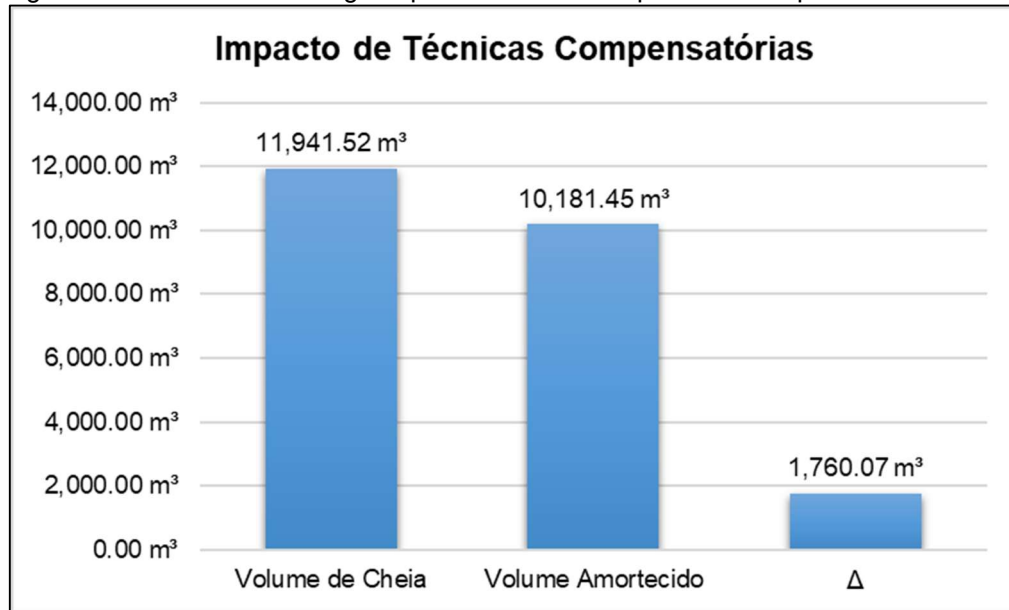
Tabela 17 – Quadro resumo de mitigação de volume de cheia.

Medida de Controle	Volume Amortecido (m ³)	Volume de Cheia (m ³)	Impacto no Volume de Cheia
Pavimento Permeável	2512.46	11941.52	21.04%
Trincheira de Infiltração	1133.40	11941.52	9.49%
Bacia de Retenção	6535.59	11941.52	54.73%
Total:	10181.45	-	85.26%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Se consideradas concomitantemente, as medidas de controle amortecem **10.181,45 m³** de precipitação, ou seja, mitigam pouco mais de **85%** do volume de cheia da bacia analisada, como mostra, graficamente, a Figura 40.

Figura 40 – Volume total mitigado pelas técnicas compensatórias aplicadas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Por mais eficiente que o projeto de drenagem urbana seja, o sistema tradicional acaba postergando os picos de vazão para a jusante da bacia, levando os problemas para as regiões mais baixas das cidades. Regiões essas que muitas vezes são ocupadas por populações de baixa renda e que não são pouco assistidas pelo poder público.

Contudo, as técnicas compensatórias trazem diversos benefícios, desde a redução do volume de escoamento superficial e amortecimento do pico de cheias (como foi mostrado neste trabalho), até a recuperação de parâmetros de pré-urbanização da bacia, como o aumento do tempo de concentração e a infiltração. Tais alterações favorecem um hidrograma mais distribuído (tendência de menos e menores enchentes) e a recarga do lençol freático, o que provoca a diminuição da temperatura do ambiente. Além do mais, por serem geralmente estruturas verdes, agregam valor aos projetos paisagísticos da cidade, unindo o útil ao agradável.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram aplicadas técnicas compensatórias de dois tipos, sendo duas de infiltração e uma de armazenagem. As de infiltração foram o Pavimento Permeável e a Trincheira de Infiltração, que apesar de serem medidas que buscam recuperar as condições do solo em período de pré-urbanização, possuem um reservatório para que seja resguardado um volume de precipitação enquanto ocorre a infiltração. Já a de armazenagem designou-se a Bacia de Retenção.

Ao se considerar uma operação simultânea das três técnicas compensatórias, é possível reduzir até 85% do volume de cheia no ponto de alagamento (21% de amortização por pavimento permeável, 9,5% de amortização através da trincheira de infiltração e 55% de amortização através da bacia de retenção).

Apesar de apresentarem resultados significativos para a redução do problema, é necessário se entender que as estruturas aqui dimensionadas serão (ou não) inseridas em meio urbano, que é formado por diversos sistemas como abastecimento de água, esgotamento sanitário, pavimentação rodoviária, iluminação pública e até mesmo a drenagem urbana convencional. Logo, é de grande importância a compatibilidade deste com os demais sistemas para sua eficiente construção, operação e manutenção.

Além disso, para sua construção, também se faz necessário um levantamento dos custos que serão empregados, a fim de se analisar a viabilidade financeira das medidas de controle.

A gestão da drenagem urbana pode ter sua implantação efetivada a partir de fundamentos técnicos e científicos. É válido ressaltar, ainda, que as possíveis mudanças climáticas podem ser incorporadas através de uma metodologia robusta de dimensionamento de sistema de drenagem urbana e que os custos de implantação do sistema de drenagem urbana referente ao cenário climático escolhido pode ser um critério de tomada de decisão.

A drenagem urbana é o principal aparato para minimizar os efeitos das ações antrópicas sobre o ambiente natural durante as chuvas como alagamentos, inundações, deslizamentos e perda de rios e lagos. Estudos como o apresentado tem grande importância para que se desperte o interesse da gestão pública em solucionar

essas intempéries e deliberar soluções para os transtornos que a população defronta quando ocorrem eventos de precipitação.

Por fim, para trabalhos futuros, sugere-se que sejam executados estudos de alternativas para o reaproveitamento da água coletada e a orçamentação do sistema de drenagem sustentável pré-dimensionado, juntamente com a análise de custo-benefício, a fim de se chegar a uma resposta para a viabilidade financeira deste projeto.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, P. R. DE; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. Análise da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução de Escoamento Superficial. **IV Silusba**, v. 5, p. 12, 2000.
- BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2015. p. 177–252.
- BRASIL. **Lei 11.445**, 2007.
- BRASIL. **RAIS 2017**. Fortaleza: [s.n.].
- CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- CHUVA forte deixa aeroporto alagado e carros submersos em Fortaleza nesta sexta-feira. G1 CE, Fortaleza, 31 de jan de 2020. Disponível em: <<https://g1.globo.com/ce/ceara/noticia/2020/01/31/fortaleza-amanhece-com-pontos-de-alagamento-apos-chuva-na-madrugada-desta-sexta-feira.ghtml>>. Acesso em: 7 maio. 2020.
- CORMIER, N. S.; PELLEGRINO, P. R. M. Infra-estrutura verde: uma estratégia paisagística para a água urbana. **Paisagem e ambiente**, n. 25, p. 127, 2008.
- COSTA, M. C. L. Urbanização da sociedade fortalezense. **Revista do Instituto do Ceará**, 2008.
- DUTRA, M. G. **O rio secreto de fortaleza: análise das consequências da ação antrópica sobre o riacho pajeú e suas implicações na paisagem urbana**. [s.l.] Universidade Federal do Ceará - UFC, 2017.
- ETUFOR. **Linhas do logradouro**. Disponível em: <<http://www.etufor.ce.gov.br/GIST/linLogradouro.htm>>.
- FEITOSA, E. F. M. A. **Dimensionamento e estimativa orçamentária de técnicas compensatórias de drenagem urbana em lote do município de Santa Rita - PB**. Monografia. Universidade Federal da Paraíba - Campus I. 43 p. João Pessoa, 2018.
- FILHO, J. E. A. et al. **Influência da progressiva ocupação urbana na ocorrência de áreas inundáveis**. Uberlândia: Ciência e Engenharia, 2017. v. 26.
- FONTELES, H. R. DA N. **Caracterização geotécnica do subsolo da porção nordeste do município de Fortaleza (ce) com base em geoestatística**. [s.l.: s.n.].
- FORTALEZA. **Concentração setorial de empresas, por bairro, em fortaleza**, 2014.
- FORTALEZA. Secretaria de Urbanismo e Meio Ambiente. **Drenagem e manejo das águas pluviais do município de Fortaleza**. Plano Municipal de Saneamento Básico. Fortaleza, 2015.

FORTALEZA. **Plano Fortaleza 2040**, 2016.

FORTALEZA. Secretaria de Urbanismo e Meio Ambiente. **Fortaleza em mapas: Bacias Hidrográficas**. Fortaleza, 2018.

GRACIOSA, M. C. P. **Trincheiras de infiltração como tecnologia alternativa em drenagem urbana: modelagem experimental e numérica**. Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 232 p. São Carlos, 2005.

GRIBBIN, J. E. **Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais**. 4. ed. São Paulo: CENGAGE Learning, 2014.

GUIMARÃES. **Bacia de detenção** Guimarães - Portugal, 2016. Disponível em: <https://www.cm-guimaraes.pt/pages/1418?news_id=2471>

LIMA, P. A produção do espaço na cidade de Fortaleza-CE: uma análise das ações, políticas, projetos e planos diretores. **Aleph**, 2013.

LUCAS, A. H. et al. Avaliação da construção e operação de técnicas compensatórias de drenagem urbana: O transporte de finos, a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração real do solo e a permeabilidade da manta geotêxtil. **Engenharia sanitária e ambiental**, v. 20, n. 1, p. 17–28, 2015.

MICRODRENAGEM e macrodrenagem – os subsistemas característicos da drenagem urbana. In: **Aquafluxus** Consultoria ambiental em recursos hídricos. 2013. Disponível em: https://www.aquafluxus.com.br/microdrenagem_e_macro_drenagem_os_subsistemas_caracteristicos_da_drenagem_urbana/?lang=en Acesso em: 01 maio 2020.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1. ed. rio de janeiro: elsevier, 2016.

MOURA, M. DAS N. **Estudo de viabilidade para implantação de dispositivos de drenagem verde no sistema de drenagem urbana de Porto Velho - RO**. [s.l.: s.n.].

O que é piso-grama? **O Azulejista**, São José do Rio Preto, 23 de out de 2014. Disponível em: <<https://oazulejista.blogspot.com/2014/10/o-que-e-piso-grama.html#axzz6LbEqTxow>>. Acesso em: 7 maio. 2020.

PAZ, A. R. **Hidrologia Aplicada**. (Material Didático). p. 138, 2004.

PORTO, R. et al. Drenagem Urbana. In: **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2015. p. 805–847.

PROVDANOV, C. C.; FREITAS, E. C. DE. **Metodologia do trabalho científico: métodos e técnicas da pesquisa e do trabalho acadêmico**. 2. ed. Novo Hamburgo, RS: Feevale, 2013.

ROSA, M. E. R. R. **Educação ambiental e suas implicações na drenagem urbana nas áreas de vulnerabilidade e riscos de inundação na bacia hidrográfica do Riacho Pajeú / Fortaleza - CE**. [s.l.] Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará - IFCE, 2018.

SANTOS, I. E. DOS. **Manual de métodos e técnicas de pesquisa científica**. 12. ed. Niterói, RJ: Impetus, 2016.

SILVA, F. O. E. DA; PALÁCIO, F. F. R.; CAMPOS, J. N. B. Equação de chuvas para Fortaleza-CE com dados do pluviógrafo da UFC. **Revista DAE**, v. 61, n. 192, p. 48–59, 2013.

SILVEIRA, A. L. L. DA. Ciclo Hidrológico e Bacia Hidrográfica. In: **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2015. p. 35–51.

SILVEIRA, A. L. DA; LOUZADA, J. A.; BELTRAME, L. F. Infiltração e Armazenamento no solo. In: **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2015. p. 335–372.

TOMAZ, P. Capítulo 5 Microdrenagem. In: [s.l.: s.n.].

TRATA BRASIL. **O que é saneamento?** Disponível em: <<http://www.tratabrasil.org.br/saneamento/o-que-e-saneamento>>. Acesso em: 10 set. 2019.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Porto Alegre: Ministério das Cidades, 2005a.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Brasil: Ministério das Cidades, 2005b.

TUCCI, C. E. M. Fundamentos do Escoamento Não-permanente. In: **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2015a. p. 373–389.

TUCCI, C. E. M. Vazão Máxima e Hidrograma de Projeto. In: **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. porto alegre: editora da ufrgs/abrh, 2015b. p. 527–572.

VERÓL, A. P.; MIGUEZ, M. G. Bacias De Detenção E Retenção Para O Controle De Cheias Urbanas – Aplicação Na Baixada De Jacarepaguá. **26º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental**, n. 1, p. 1–8, 2011.