

Avaliação e diagnóstico de sistema de drenagem urbana consolidado

Evaluation and diagnosis of consolidated urban drainage system

Evaluación y diagnóstico de sistema de drenaje urbano consolidado

Recebido: 08/07/2020 | Revisado: 19/07/2020 | Aceito: 22/07/2020 | Publicado: 03/08/2020

Pablo Rhuan Ataide Monteiro

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1704-3093>

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Brasil

E-mail: engmonteiorpablo@gmail.com

Thiago Augusto Mendes

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-6910-5722>

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Brasil

Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Brasil

E-mail: engenhoaugusto@gmail.com

Resumo

Falhas nos sistemas de drenagem urbana são problemas corriqueiramente encontrados no cenário brasileiro. Problemas estes relacionados com a intensa antropização dos centros urbanos, falhas na concepção de projetos e deficiências das diretrizes normativas que orientam ocupação e uso do solo. Neste contexto, o presente artigo objetiva apresentar método para avaliação e diagnóstico de sistemas de drenagem urbana consolidados (GAPs), de forma a subsidiar possíveis ações corretivas para o adequado funcionamento do importante eixo do saneamento básico que é o manejo de águas pluviais. A elaboração do método é complementada com a aplicação da metodologia à área de estudo (setor Serra Dourada, 3ª etapa), sendo discriminados os métodos para verificação do dimensionamento e obtenção de dados que os subsidiam. Os resultados da verificação do dimensionamento indicaram insuficiência da quantidade de bocas de lobo e subdimensionamento das GAPs para drenagem da vazão total, conduzindo ao redimensionamento do sistema e apresentação das especificidades necessárias para que os equipamentos atendam à realidade local.

Palavras-chave: Galerias de águas pluviais; Inundação; Alagamento.

Abstract

Failures at urban drainage systems are oftentimes identified at the Brazilian scenario. These problems are related to the intense anthropization of urban areas, misconceptions of projects, and deficiencies of normative guidelines, which are intended to orientate land usage and occupation. In this context, the following article aims to exhibit an evaluation and diagnosis method for consolidated urban drainage systems. In a way that it can enable possible corrective actions, which may guarantee the proper operation of the important basic sanitation axis that the stormwater disposition represents. The method elaboration is complemented by its application to a study area (region Serra Dourada, 3rd stage), highlighting the evaluation design methods, and steps to acquire the data that support them. Those results indicated the insufficient quantity of sewer grates, and under dimensionalized storm sewer pipes for the total effluent flow. These misconceptions led to the system resizing in order to accomplish required specificities that make the pieces of equipment comply with local reality.

Keywords: Storm sewer pipes; Inundation; Flooding.

Resumen

Las fallas en los sistemas de drenaje urbano son problemas comúnmente encontrados en el escenario brasileño. Estos problemas están relacionados con la intensa antropización de los centros urbanos, fallas en el diseño de proyectos y deficiencias en las pautas normativas que guían el uso y la ocupación del suelo. En este contexto, este artículo tiene como objetivo presentar un método para evaluación y el diagnóstico de sistemas de drenaje urbano consolidados, con el fin de apoyar posibles acciones correctivas para el correcto funcionamiento del importante eje del saneamiento básico que la gestión del agua de lluvia representa. La elaboración del método se complementa con la aplicación de la metodología al área de estudio (sector Serra Dourada, tercera etapa), habiendo además la discriminación de los métodos para verificación del dimensionamiento e para obtención de datos que los respaldan. Los resultados de la verificación del tamaño indicaron insuficiencia de número de bocas de lobo y tamaño insuficiente de las galerías para drenar el flujo de afluencia total, lo que condujo al redimensionamiento del sistema y la presentación de las especificidades necesarias para que los equipos atiendan a la realidad local.

Palabras clave: Galerías de aguas pluviales; Crecidas; Inundación.

1. Introdução

Apesar de pouco valorizado e priorizado, o sistema de drenagem urbana (GAPs) é um eixo da infraestrutura do saneamento básico de grande importância para a população. Trata-se de ferramenta primordial para a prevenção de danos à saúde e até catástrofes relacionadas às inundações e enchentes, bem como para o balanço hídrico da região na qual está inserido.

Segundo Goldenfum, et al., (2007), o sucesso do desenvolvimento e implantação de ações de drenagem urbana estão relacionadas a aspectos técnicos, legais, sociais, financeiros e culturais de cada região. Percebe-se que se trata de um sistema a se desenvolver em consonância com as necessidades sociais locais, e não apenas uma análise restrita a eficiência de condutos hidráulicos de maneira descontextualizada ao cenário do local de aplicação.

Historicamente, os sistemas de drenagem urbana brasileiros sempre foram desenvolvidos baseados no objetivo de dar maior eficiência hidráulica aos condutos que transportam os efluentes. Nota-se, atualmente, que este tipo de abordagem não atende todas as nuances necessárias a um sistema de drenagem eficiente. Ao invés disto, geram déficits característicos da inobservância da interdisciplinaridade envolvida no assunto. Os aspectos que caracterizam o déficit na drenagem urbana são caracterizados por Souza (2013) como déficit de informação, déficit qualitativo, déficit tecnológico, déficit técnico-institucional, déficit de cobertura e déficit de concepção e comunicação (ou participativo).

Mesmo, com a evolução da pesquisa acerca do assunto, é possível perceber em várias localidades do Brasil, precariedades intensas na drenagem urbana, como regiões em que o sistema simplesmente inexistente e, nos quais, a população convive com eventos de alagamentos de maneira cíclica.

Nesse contexto de precariedades, percebe-se quão relevante é o método de avaliação e diagnóstico de sistemas de drenagem urbana consolidado, uma vez que este viabiliza o estudo científico da situação e a tomada das devidas providências com base em aspectos técnicos cientificamente embasados.

O presente artigo tem como objetivo principal a análise e diagnóstico dos principais problemas de drenagem urbana existentes na região do setor Serra Dourada 3ª Etapa, município de Aparecida de Goiânia, estado de Goiás, Brasil, a fim de subsidiar ações corretivas na infraestrutura sanitária.

2. Urbanização e Drenagem Urbana / Constatação de Falhas

Conforme Souza (2013), no Brasil, os sistemas de drenagem urbana ainda se baseiam apenas em eficiência hidráulica dos condutos, o que traz resultados imediatos, mas em longo prazo é ineficiente. Esta ineficiência deve-se ao hábito de abordagem do problema através da gestão da oferta e não da gestão da demanda.

A gestão da oferta caracteriza-se por um foco no aumento das dimensões de condutos, viabilizando a drenagem de maior volume e com maior velocidade, em contrapartida, a gestão da demanda, é caracterizada pela abordagem sustentável em que exista compensação do efeito de urbanização sobre o ciclo hidrológico.

Analisando essa problemática no cenário, não só do município de estudo, como em todo o país, é compreensível a necessidade de uma análise mais cuidadosa, com levantamentos de dados efetivos que viabilizem a compreensão minuciosa da questão. Compreensão esta, que só pode ser obtida através de dados técnicos de origem topográfica, hidrológica e hidráulica, específicos da situação regional que receberá a solução de drenagem urbana.

Tucci (2002) diz que, para um bom desenvolvimento urbano, é imprescindível um adequado desenvolvimento das infraestruturas de saneamento e abastecimento. Infelizmente, tal estruturação ainda não é generalizada no país. Observa-se que a ocorrência de sistemas de drenagem com ineficiências sistêmicas são situações corriqueiras na realidade brasileira atual.

Percebe-se que ineficiências nos sistemas de drenagem são fruto do aumento da urbanização, que resulta em um significativo crescimento da taxa de impermeabilização de solos, levando ao aumento da vazão a ser drenada. Portanto, a análise de sistemas de drenagem em regiões que o evento da urbanização ainda é emergente, aumenta as chances de se alcançar efetividade das ações, uma vez que se pode executar obras em ambientes menos adensados, diminuindo o impacto social das demandas construtivas, facilitando a aceitação da população, além de facilitar processos técnicos como levantamentos topográficos mais detalhados e precisos.

A fim de fomentar ações corretivas que viabilizam o desenvolvimento social intrínseco à adequada estruturação sanitária, o método de avaliação e diagnóstico do sistema de drenagem apresenta-se como ferramenta essencial. Ferramenta esta, que é estruturada com base nas curvas de nível, estruturação das redes, juntamente com visitas *in loco* para obtenção de informações sobre os problemas de drenagem e coleta de opiniões dos moradores da região.

Assim, este estudo se justifica pela necessidade de mudança e melhoria da realidade sanitária do município de Aparecida de Goiânia – GO, diretamente vinculada à inexistência de levantamentos dos eventos de precipitação ligados aos problemas de drenagem. Motiva-se também, pela obtenção de informações que fomentem a estruturação de melhor qualidade de vida à população, em consonância com ações de proteção ao meio ambiente.

É válido evidenciar o papel dos planos diretores de drenagem urbana como uma estratégia essencial nesse contexto. Sendo recomendável que os planos diretores não apresentem soluções que simplesmente desloquem o problema, pois essa atitude pode chegar a agravar as inundações a jusante.

Pertencente a região metropolitana da capital de Goiânia, capital do estado, a cidade de Aparecida de Goiânia não possui plano diretor de drenagem urbana e, em função desta situação, recorre-se aos critérios de dimensionamento estabelecidos para a capital.

3. Metodologia

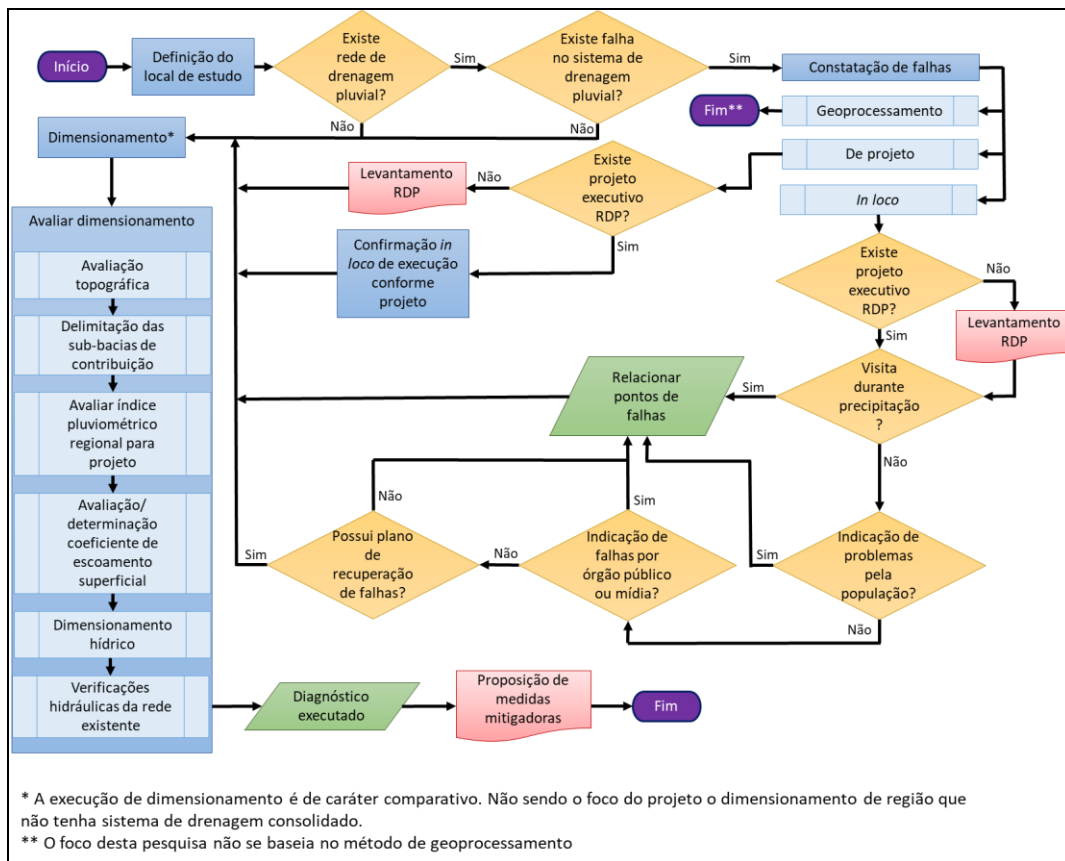
A Figura 1 ilustra o fluxograma de ações necessárias para execução de toda a metodologia proposta para este artigo. O tipo de pesquisa realizada é do tipo estudo de caso, onde foram avaliados e explorados os dados quali-quantitativos necessários para serem utilizadas na proposta metodológica (Figura 1) para o entendimento de alguns fenômenos, neste caso o sistema de drenagem pluvial, de um determinado local de estudo (Pereira et al., 2018).

A avaliação do sistema de drenagem é iniciada pela definição do local de estudo. A escolha do local de estudo para este artigo se deu primeiramente devido a vários registros de inundações a cada evento de precipitação na região do setor Serra Dourada 3ª etapa. Ao eleger uma região com registros disponíveis, a avaliação e diagnóstico é facilitada pelo uso de informações já existentes, provenientes de órgãos da prefeitura, defesa civil, imprensa e população.

Questões como a importância social da região sob análise, a frequência de eventos de falhas na drenagem urbana e intensidade do fluxo de mobilidade urbana também foram aspectos decisivos para a escolha do local de estudo.

Conforme sugerem Pereira et al. (2018), tentou-se descrever e analisar o estudo de caso do modo mais detalhado e completo possível.

Figura 1 - Fluxograma metodológico.



Fonte: Próprios autores (2020).

Definida a região de estudo, o passo metodológico seguinte é a verificação da existência ou não de rede de drenagem pluvial. No caso de sua inexistência, a análise da região apenas subsidiaria uma futura execução de projetos de drenagem. Entretanto, esta situação não é o objetivo principal deste estudo, portanto, optou-se pela escolha de região que possui sistema de drenagem executado. Frente a existência de rede de drenagem pluvial na região, faz-se necessária a verificação de falhas no sistema.

A inexistência de falhas, leva a uma análise do dimensionamento executado para percepção das práticas adotadas e realização de um diagnóstico que indique se o sistema estaria ou não estaria vulnerável a falhas futuras. Caso seja notada a existência de falhas no sistema de drenagem pluvial, deve-se proceder à etapa metodológica de constatação das mesmas. A constatação destas falhas pode ser feita através de projeto, visitas *in loco* ou por geoprocessamento.

Para a elaboração deste artigo, as falhas no sistema foram constatadas a partir de visitas *in loco* em conjunto com entrevistas a órgãos municipais, que proveram projetos e imagens relativas ao contexto da região em estudo. Para efetuar a constatação de falhas com o

uso de projetos, deve-se inicialmente, conhecer a existência ou não de um projeto executivo da rede consolidada. Caso este não exista, procede-se o levantamento *in loco* da rede consolidada para, após isto, executar o dimensionamento e análise a partir de aspectos técnicos que subsidiarão a verificação dos pontos críticos (inundáveis) do sistema.

Caso exista projeto executivo de redes pluviais é necessária confirmação *in loco* de execução detalhada antes de avaliar efetivamente o dimensionamento e análise dos elementos componentes da rede.

Dentro da etapa metodológica de constatação de falhas *in loco*, a situação ideal é caracterizada pela execução de visita durante evento de precipitação convectiva; de alta intensidade e curta duração; para relacionar de maneira assertiva os pontos com maior criticidade na ocorrência de inundações e/ou danos aos equipamentos de drenagem. Na eventualidade de não ser possível a efetivação de tal visita, deve-se lançar mão de consultas à população local, órgãos públicos ou meios midiáticos que possam fornecer registros confiáveis dos pontos críticos.

Frente a impossibilidade de acesso às informações de nenhuma das formas citadas anteriormente, pode-se recorrer aos dados por meio dos planos de recuperação de falhas do órgão público responsável pela região, caso exista. A existência de plano de recuperação de falhas, viabiliza (dependendo de quanto está completo ou não) a apropriação da relação dos pontos de falhas no sistema de drenagem.

Logrando êxito na etapa metodológica de relacionar os pontos de falhas, procede-se a verificação do dimensionamento, que viabilizará a constatação dos aspectos responsáveis pela existência destas. Durante a verificação do dimensionamento deve-se avaliar as características topográficas da região, a delimitação das bacias e sub-bacias de contribuição para o sistema de drenagem, o índice pluviométrico regional, o coeficiente de escoamento superficial adequado à realidade da região, efetuando por fim, o dimensionamento hídrico dos condutos e as verificações hidráulicas da rede existente (elementos que compõe o sistema pluvial).

Depois de executadas as análises técnicas e, tendo estas sido avaliadas e contrapostas com a situação atual da região de estudo, o diagnóstico é tido como executado. Neste ponto, pode-se fazer a proposição de medidas mitigadoras que venham a atender a demanda de resolução dos problemas regionais no aspecto de manejo de águas pluviais.

Área de estudo

A área de estudo utilizada para aplicar a metodologia proposta para análise e

diagnóstico sistemas de drenagem urbana consolidada abrange a região do setor Serra Dourada 3ª etapa, município de Aparecida de Goiânia, estado de Goiás, Brasil, indicada na Figura 2 pela região com coloração vermelha. Essa região localiza-se a oeste do setor Central do município e que, apesar da proximidade com esse, apresenta processo de urbanização emergente e com notável processo de adensamento populacional após a execução de *shopping center* na avenida Independência, indicado pelo balão azul na Figura 2.

Figura 2 – Localização da área de estudo (setor Serra Dourada 3ª etapa).



Fonte: Google Maps (2018).

A região do setor Serra Dourada 3ª etapa, apresentada pelo círculo amarelo na Figura 2, é a área mais afetada por problemas de alagamentos e inundações decorrentes do sistema de drenagem existente, próxima ao *shopping* e áreas rurais (loteamento Águas Claras).

A Tabela 1 resume os equipamentos de drenagem urbana existentes na região de cor amarela da Figura 2, com intuito de apresentar o porte do tipo de obra avaliada.

Tabela 1 - Relação de equipamentos de drenagem da região sob análise.

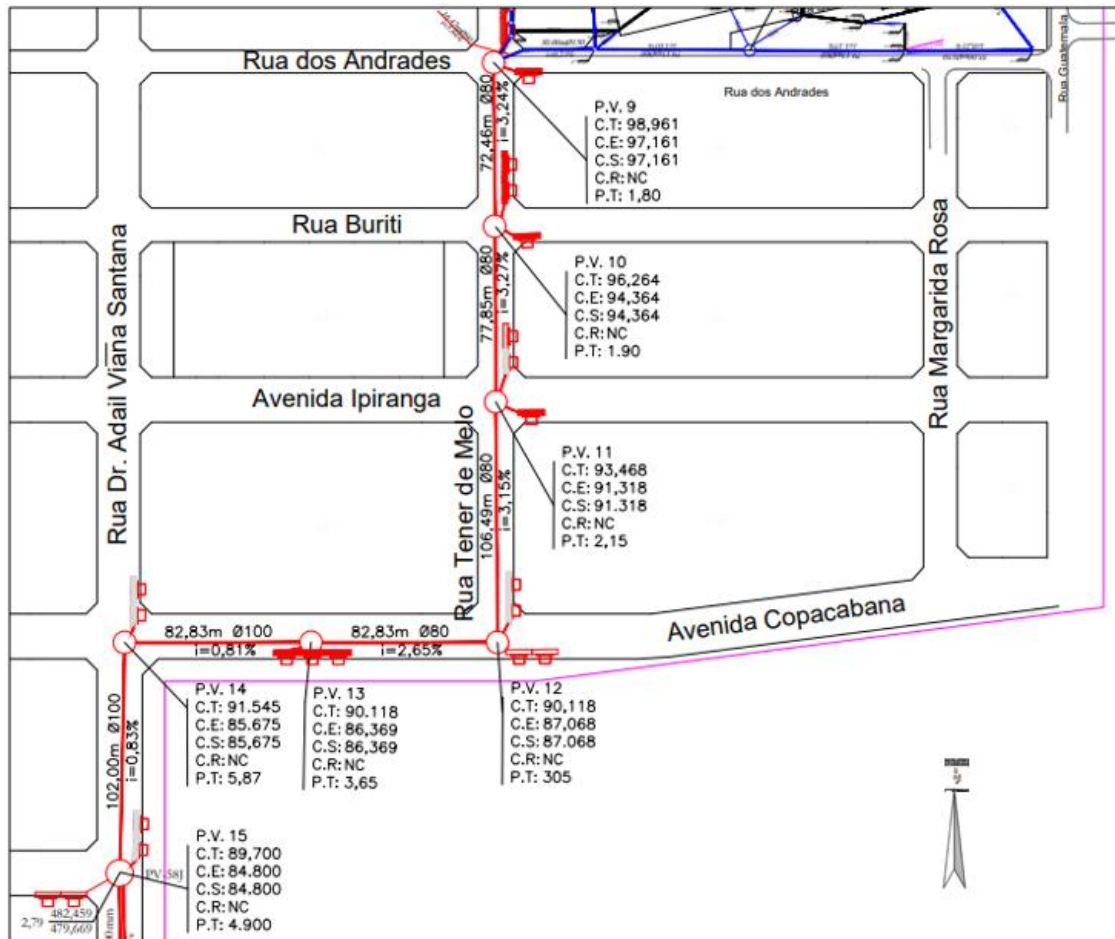
Equipamento	Unidade	Quantidade
Tubulações	m	524,46
Bocas de lobo simples	unid	3,0
Bocas de lobo duplas	unid	5,0
Bocas de lobo triplas	unid	2,0
Poços de visita	unid	7,0

Fonte: Próprios autores (2020).

A Figura 3 apresenta o traçado da rede de drenagem existente na área de estudo, sendo a de cor vermelha a rede principal e a azul a do empreendimento *shopping* Aparecida, com

destaque para a posição dos poços de visitas (PVs), sendo que o PV 9 é o mais a montante da rede, locação das bocas de lobo e cotas do terreno e dos elementos drenantes.

Figura 3 – Trecho da rede de drenagem urbana existente no Serra Dourada 3ª Etapa.



Fonte: adaptada de Prefeitura de Aparecida de Goiânia (2017).

Avaliação geométrica e topográfica

Para que se avalie corretamente um sistema de drenagem urbana, faz-se necessário o conhecimento do contexto no qual este se insere. Tal contexto diz respeito aos aspectos topográficos e geométricos da região bem como características meteorológicas e de antropização, que estão diretamente relacionados ao volume a ser drenado.

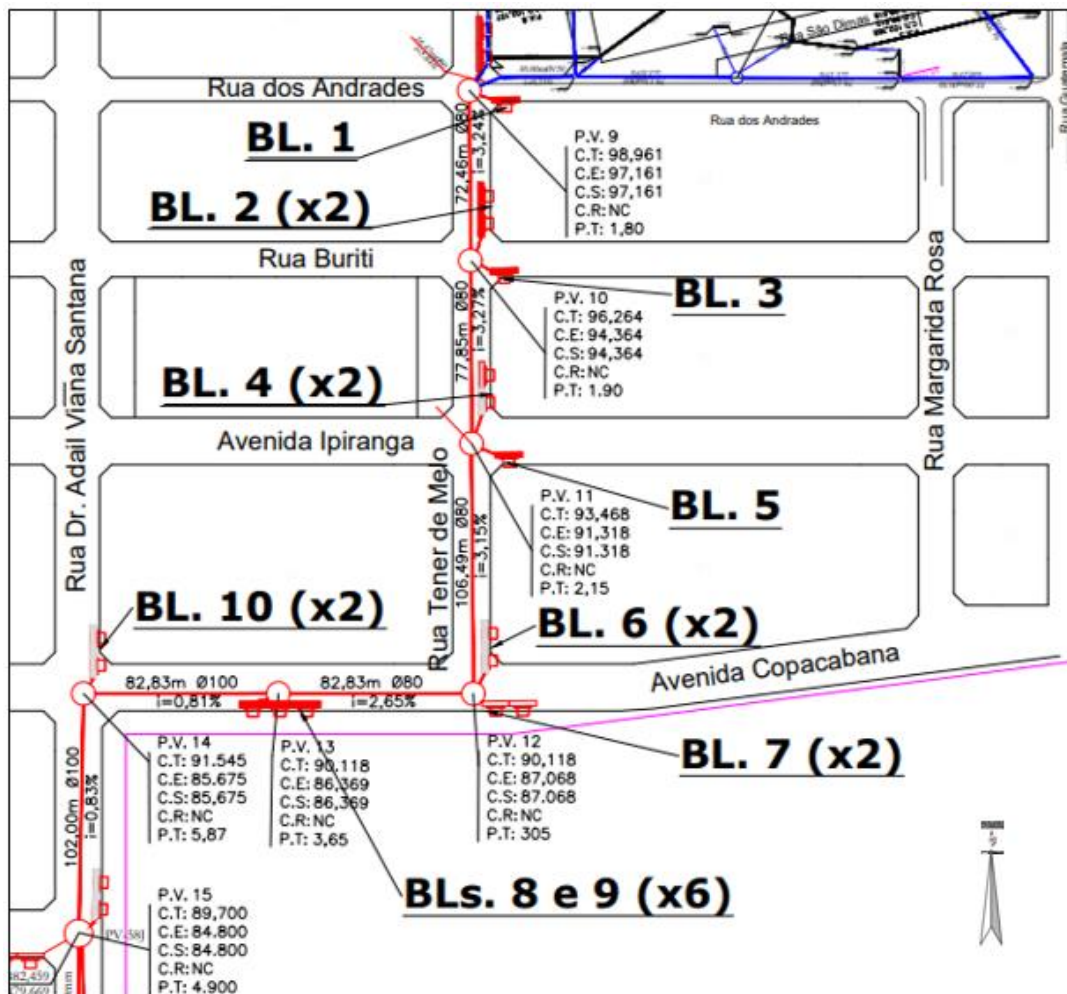
Para análise dos aspectos geométricos e topográficos que direcionam o funcionamento do sistema de drenagem, lançou-se mão de ferramentas computacionais de geoprocessamento para delimitar as sub-bacias de contribuição. A relação direta entre o comportamento da microdrenagem e o arranjo geométrico do arruamento urbano foram obtidas após traçadas linhas transversais de referência para verificação das altitudes da região, a partir de

ferramentas de geoprocessamento, com os dados do levantamento e projeto planialtimétrico apresentados no projeto original das GAPs.

Bocas de lobo e sub-bacias de contribuição

Para verificação do sistema de GAPs, foi atribuída nomenclatura às bocas de lobo existentes no local de concentração das falhas, conforme destacado na Figura 4.

Figura 4 - Bocas de lobo (rua Tener de Melo e avenida Copacabana).



Fonte: adaptado da Prefeitura de Aparecida de Goiânia (2017).

Há de se destacar que, a boca de lobo tripla indicada na Figura 4 contém a nomenclatura BLs. 8 e 9 (x6), pois, conforme indicado na Figura 5, a situação real no local se difere do projeto original, havendo dois conjuntos de bocas de lobo triplas que coletam e conduzem lançamento para o poço de visita (PV 13).

Figura 5 – Bocas de lobo 8 e 9 (tripla) – avenida Copacabana.



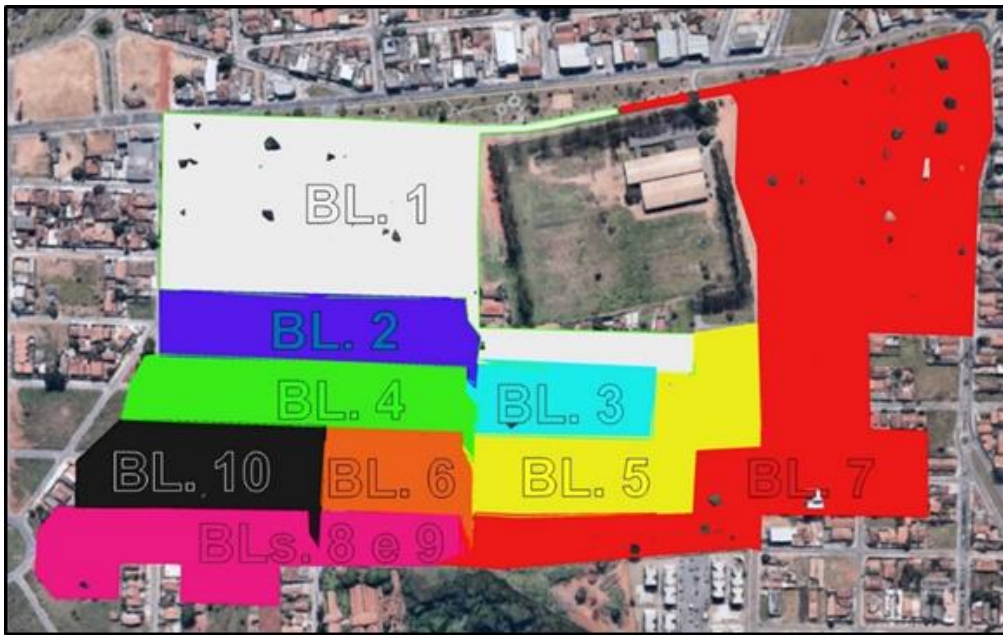
Fonte: Próprios autores (2020).

Percebe-se pelas Figuras 4 e 5 incompatibilidade entre o que consta no projeto da época e execução, mostrando a importância de se realizar a atualização do cadastro das redes de drenagens após a conclusão definitiva das obras, ou seja, realização do *as built*.

A partir dos pontos topográficos mais altos, que caracterizam os divisores de águas, constata-se o limite das sub-bacias de contribuição para o dimensionamento das bocas de lobo.

Diante da topografia e verificação *in loco* para identificação e localização de cada boca de lobo, ou grupo de bocas de lobo, pode-se montar mosaico das áreas de drenagem (contribuição) para cada um dos dispositivos ou grupo de dispositivos da microdrenagem. Assim, na Figura 6 pode ser visualizadas as áreas de contribuição estimadas para cada boca de lobo ou grupo delas, com destaque para as maiores áreas situadas próximas aos locais de inundações detectados pelas visitas *in loco*.

Figura 6 - Mosaico das sub-bacias de contribuição para cada boca de lobo da área de estudo.

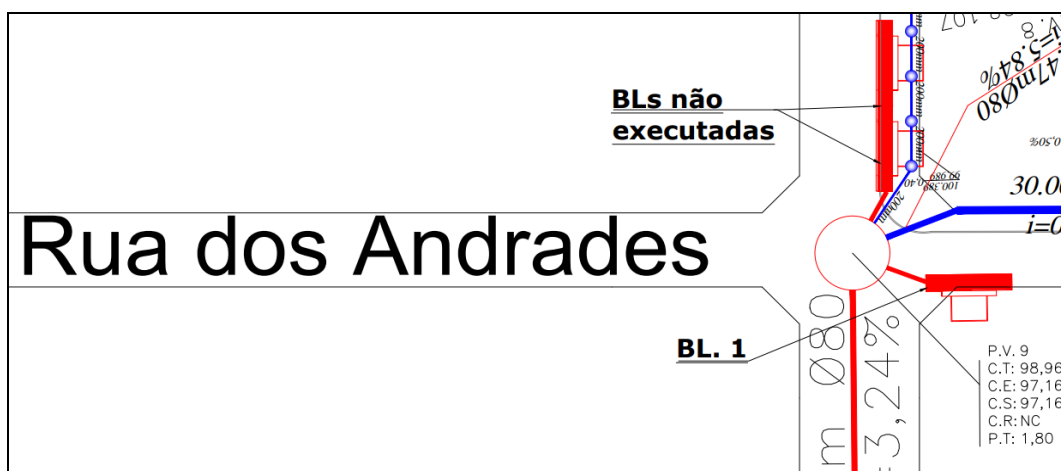


Fonte: Próprios autores (2020).

Analisando ainda a Figura 6 é possível notar que a área do empreendimento *shopping* Aparecida não está atribuída a nenhuma das bocas de lobo, pois o empreendimento possui sistema de drenagem próprio para captação e transporte das águas pluviais, com lançamento direto nas tubulações de microdrenagem urbana (Figura 7).

É válido destacar a existência, no projeto original de GAPs, de boca de lobo dupla não executada, que deveria, assim como a BL1, efetuar coleta e transporte ao PV 9 (Figura 7).

Figura 7 - Detalhe do lançamento de água pluvial do shopping Aparecida (PV 9).



Fonte: adaptado de Prefeitura de Aparecia de Goiânia (2017).

Importante notar que o projeto inicial (Figura 7) previa a execução de três bocas de

lobo para drenar a área de contribuição BL.1 (Figura 6) porém, apenas uma foi devidamente executada, podendo este fato estar relacionado com a declividade das vias na época (chapa direita ou esquerda) e que não foi atualizada após a finalização das obras.

Tempo de concentração

Segundo Silveira (2005), tempo de concentração (t_c) é o tempo de resposta das bacias hidrográficas mais utilizados no cálculo de chuvas e hidrogramas de projeto. Em linhas gerais, o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica descreve o tempo necessário para que uma gota precipitada no ponto mais a montante da bacia hidrográfica em questão percorra todo seu comprimento até chegar ao exultório, ou seja, trata-se do tempo necessário para que toda a área da bacia hidrográfica contribua para a vazão de drenagem do ponto em estudo.

Apesar do seu caráter essencial aos estudos de bacias e dimensionamento de sistemas de drenagem, este parâmetro é de difícil especificação, haja vista a escassez de informações sobre a aplicabilidade das diversas fórmulas existentes na literatura.

As formulações para t_c são diversas e muitas delas são empíricas, dada a complexidade de matematização de fenômenos naturais sujeitos a influência de diversas variáveis, algumas delas de difícil previsão. Silveira (2005) esclarece que:

As fórmulas de t_c foram estabelecidas ao longo do tempo basicamente por necessidades práticas de engenharia. A maioria guarda por isso um caráter altamente empírico e são essencialmente equações de regressão, obtidas com preceitos estatísticos precários. Algumas são hidráulicas teóricas ou experimentais.

Para utilização e aplicação do t_c mais adequado para o estudo de caso, foram avaliadas as fórmulas apresentadas na Tabela 2, propostas por Silveira (2005).

Tabela 2 - Fórmulas de tempo de concentração por diferentes autores.

Nome	Equação (1)
Izzard (2)	$t_c = 85,5(i/36286+C_r)i^{-0,667}L^{0,33}S^{-0,333}$
Kerby-Hathaway (3)	$t_c = 0,619N^{0,47}L^{0,47}S^{-0,235}$
Onda cinemática (2)	$t_c = 7,35n^{0,6}i^{-0,4}L^{0,6}S^{-0,3}$
FAA (2)	$t_c = 0,37(1,1-C)L^{0,5}S^{-0,333}$
Kirpich (2)	$t_c = 0,0633L^{0,77}S^{-0,385}$
SCS Lag (2)	$t_c = 0,057(1000/CN-9)^{0,7}L^{0,8}S^{-0,5}$
Simas-Hawkins (4)	$t_c = 0,322A^{0,594}L^{-0,594}S^{-0,150}S_{SCS}^{0,313}$
ven te Chow (5)	$t_c = 0,160L^{0,64}S^{-0,32}$
Dooge (6)	$t_c = 0,365A^{0,41}S^{-0,17}$
Johnstone (7)	$t_c = 0,462L^{0,5}S^{-0,25}$
Corps of Engineers (8)	$t_c = 0,191L^{0,76}S^{-0,19}$
Giandotti (9)	$t_c = 0,0559(4A^{0,5}+1,5L)L^{-0,5}S^{-0,5}$
Pasini (10)	$t_c = 0,107A^{0,333}L^{0,333}S^{-0,5}$
Ventura (10)	$t_c = 0,127A^{0,5}S^{-0,5}$
Picking (11)	$t_c = 0,0883L^{0,667}S^{-0,333}$
DNOS (12)	$t_c = 0,419k^{-1}A^{0,3}L^{0,2}S^{-0,4}$
George Ribeiro (13)	$t_c = 0,222(1,05-0,2p)^{-1}LS^{-0,04}$
Schaake <i>et al.</i> (14)	$t_c = 0,0828L^{0,24}S^{-0,16}A_{imp}^{-0,26}$
McCuen <i>et al.</i> (15)	$t_c = 2,25i^{-0,7164}L^{0,5552}S^{-0,2070}$
Carter (15)	$t_c = 0,0977L^{0,6}S^{-0,3}$
Eagleson (15)	$t_c = 0,274nR^{-0,67}LS^{-0,5}$
Desbordes (16)	$t_c = 0,0869A^{0,3039}S^{-0,3832}A_{imp}^{-0,4523}$
Espey-Winslow (15)	$t_c = 0,343\phi L^{0,29}S^{-0,145}A_{imp}^{-0,6}$

(1) t_c é tempo de concentração (h), i é a intensidade pluviométrica (mm h^{-1}); C_r é o coeficiente do tipo de pavimento; L é comprimento do talvegue (km), S é a declividade do talvegue (m m^{-1}); N é a retardância da superfície; n é a rugosidade de Manning; C e CN são parâmetros adimensionais; S_{CS} é o armazenamento conforme método SCS; A é área a ser drenada (km^2); k é o fator das características do terreno da bacia; p é a fração de área com mata; A_{imp} é a fração de área impermeável; R é o raio hidráulico; ϕ é o fator de condutância.

- (2) adaptada do t_c apresentado por Kibler (1982);
 (3) adaptada do t_c analisado por McCuen *et al.* (1984);
 (4) tempo de retardo de Simas-Hawkins vezes 1,417;
 (5) tempo de pico (MOPU, 1987) multiplicado por 1,67;
 (6) adaptada do t_c da lista de Porto (1995);
 (7) adaptada do t_c analisada por USDA (1973);
 (8) tempo de retardo de MOPU (1987) vezes 1,417;
 (9) adaptada do t_c apresentado por Correia (1983);
 (10) adaptada do t_c apresentado por Pfafstetter (1976);
 (11) adaptada do t_c apresentado por Pinto *et al.* (1976);
 (12) adaptada do t_c apresentado por Mello (1973);
 (13) adaptada do t_c apresentado por Garcez (1967);
 (14) adaptada do t_c apresentado por Shaaake *et al.* (1967);
 (15) adaptada do t_c apresentado por McCuen *et al.* (1984);
 (16) tempo de retardo de Desbordes multiplicado por 1,417.

Fonte: adaptado de Silveira (2005).

O coeficiente C_r usado para a equação de Izzard relaciona-se com o tipo de pavimento da região, conforme utilizam Pinto *et al.* (1976). Conforme apresentado por Wanielista *et al.* (1997), o fator N aplicado na equação de Kerby-Hathaway é definido como a retardância (se relaciona com a rugosidade da superfície) e a rugosidade n é a de Manning.

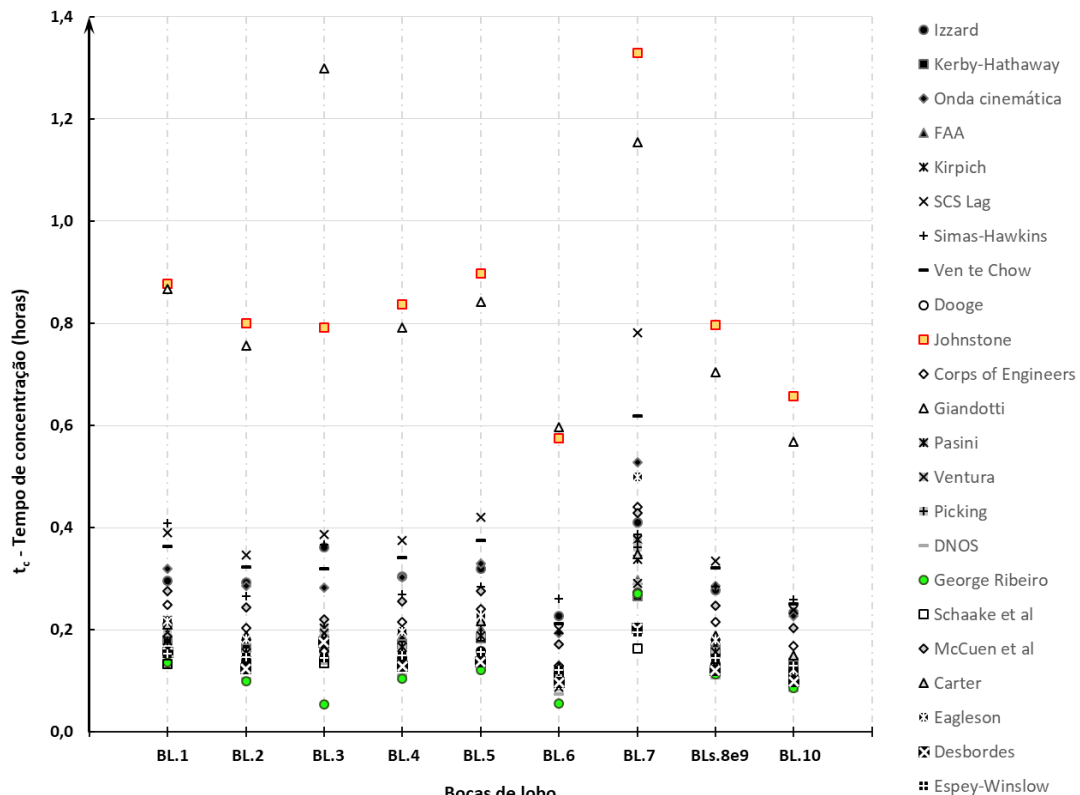
Os parâmetros C e CN relacionam-se, respectivamente, com os termos utilizados nos métodos racional e S_{CS} e, portanto, são adimensionais. O termo S_{SCS} representa o armazenamento de acordo com o método S_{CS} , e é dado por $(25.400/CN)-254$ (mm). O fator k usado na equação de DNOS está relacionado com as características de superfície e vegetação do terreno sob análise conforme Mello (1973).

Os critérios A_{imp} e p representam frações de áreas impermeáveis e de mata, respectivamente (logo variam de 0 a 1). Por fim, o fator ϕ representa o fator de condutância e conforme apresentado por Kibler (1982), é adimensional.

Conforme McCuen et al. (1984), a intensidade foi fixada em 35 mm h^{-1} para viabilizar a estruturação do cálculo de tempo de concentração conforme as equações de Izzard, onda cinemática e McCuen et al. (1984).

Assim, utilizando as fórmulas apresentadas na Tabela 2 foi possível determinar o t_c para cada uma das sub-bacias de contribuição e respectivas bocas de lobo da área de estudo (Figura 8).

Figura 8 - Tempos de concentração utilizado para dimensionamento do sistema de microdrenagem conforme diferentes autores.



Vale destacar que o valor médio de t_c ficou entre 0,2 a 0,3 horas, ou seja, 12 a 18

minutos (Figura 8). Infere-se da Figura 8 que, os maiores valores de t_c foram obtidos utilizando a equação de Giandotti e Johnstone e os menores utilizando a equação de George Ribeiro.

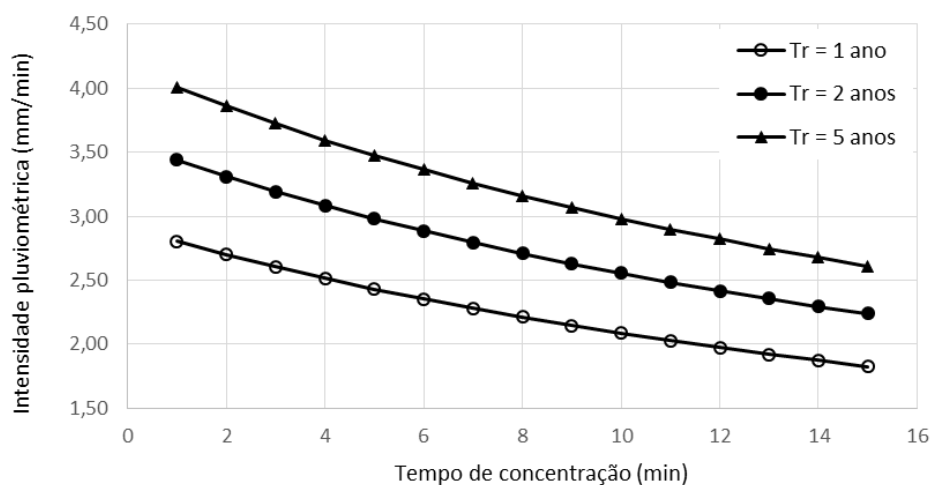
Período de retorno

A definição do período de retorno (T_R) em projeto diz respeito ao grau de proteção conferido ao projeto de drenagem. Assim, este critério descreve a probabilidade do valor de uma determinada vazão ser superado ou igualado em um intervalo de tempo. Fica claro a importância dos planos diretores de drenagem urbana para estabelecer os T_R para as estruturas hidráulicas, uma vez que cabe à sociedade e órgãos de controle e fiscalização decidirem o risco aceitável para os projetos e a disposição em dispêndio pela proteção a ser conferida pelas obras de drenagem urbana.

Gonçalves et al. (2009) pontuam que sistemas de microdrenagem devem ser dimensionados para T_R entre 2 e 10 anos, enquanto sistemas de macrodrenagem, de maiores dimensões, devem ser dimensionados com T_R de 25 a 100 anos. De maneira convergente, Tucci (2007) indica que se adota normalmente, para projetos de microdrenagem, T_R de 2 a 10 anos.

A Figura 9 ilustra como a escolha de maiores T_R causa incremento na intensidade pluviométrica a ser considerada em projetos de drenagem,

Figura 9 – Curvas IDF para o município de Aparecida de Goiânia conforme equação proposta por Costa & Prado (2002).



Fonte: Próprios autores (2020).

Nota-se que o incremento da intensidade pluviométrica, gerado por maiores valores de T_R , desloca para cima a curva IDF, o que aumenta diretamente o volume a ser drenado e conseqüentemente, as dimensões dos equipamentos de drenagem e os custos para a execução do projeto.

Dada a inexistência de plano diretor de drenagem urbana no município de Aparecida de Goiânia, este estudo tomou por base os critérios exigidos pela prefeitura de Goiânia através da lei municipal 9.511/2014 (Goiânia, 2014). A Tabela 3 apresenta os T_R que devem ser utilizados para projetos de microdrenagem com área menor que 1.000.000,00 m² conforme artigo 15, inciso I da lei municipal 9.511/2014.

Tabela 3 - Período de retorno (T_R) para os tipos de estruturas pluviais.

Tipo de estrutura pluvial	T_R (anos)
Galerias	2
Bueiros	10
Pontes	25
Canal pluvial	10

Fonte: adaptado da lei municipal 9.511/2014 (Goiânia, 2014).

É importante notar que a legislação estabelece maiores T_R para as estruturas hidráulicas de maior complexidade, atribuindo maior grau de segurança às construções cujas possíveis falhas trariam maiores transtornos.

Intensidade pluviométrica (curva IDF)

Para determinação das vazões de projeto, utilizou-se as equações IDF (Intensidade-Duração-Frequência) proposta por Costa & Prado (2002) para o município de Aparecida de Goiânia. A Equação 1 é válida para 1 ano $\leq T_R \leq 8$ anos, enquanto a Equação 2 possui validade para 8 anos $< T_R \leq 100$ anos.

$$i = \frac{B_1 \times (T_R^{\alpha + \beta / T_R^\gamma})^\delta}{(t_c + c)^b} \quad (1)$$

$$i = \frac{B_2 \times T_R^\alpha}{(t_c + c)^b} \quad (2)$$

em que: i é a intensidade da chuva (mm min⁻¹), t_c é o tempo de concentração (minutos), T_R é o período de retorno em anos; B_1 , B_2 ; b e c são parâmetros regionais que descrevem

características locais; α ; β ; δ e γ são parâmetros regionais que dependem do período de retorno.

Conforme apresentado por Costa & Prado (2002), para o município de Aparecida de Goiânia, estado de Goiás, Brasil, os parâmetros das Equações 1 e 2 são: $b = 0,96253$; $c = 23,908$, $B_1 = 53,1178$ e $B_2 = 60,1433$.

Para o presente artigo foram feitas análises de vazões considerando T_R de 2, 5 e 10 anos. Os parâmetros α ; β ; δ e γ são aplicáveis para os cenários de 2 e 5 anos com os valores: $\alpha = 0,1471$; $\beta = 0,22$; $\delta = 0,6274$ e $\gamma = 0,09$.

Coefficiente de escoamento superficial

Conforme descrito por Menezes Filho & Costa (2012), o coeficiente de escoamento superficial (também conhecido como coeficiente de deflúvio ou coeficiente de *runoff* - C), depende basicamente das características do solo da bacia hidrográfica em estudo, bem como da existência ou não de armazenamento em depressões e da declividade.

Apesar da intensidade da chuva também influenciar este coeficiente, geralmente não é levada em conta dada a complexidade de se trabalhar com tantos critérios de variação.

O coeficiente de escoamento é definido pela relação entre o volume escoado superficialmente na bacia e o volume precipitado sobre esta. Desta forma, está intimamente ligado ao processo de antropização que impermeabiliza a superfície da bacia, aumentando a quantidade de efluente que escoar. Portanto, seu valor (menor que a unidade) decresce para áreas isentas da ação humana, enquanto para áreas pavimentadas e asfaltadas, esse coeficiente aumenta devido à redução de áreas de infiltração natural.

Conforme orienta a lei municipal 9.511/2014, em seu artigo 15, inciso II (Goiânia, 2014), os projetos de controle de águas pluviais e drenagem urbana (GAPs) devem adotar coeficiente de escoamento superficial igual a 0,70 no caso de cálculo de projetos em áreas já urbanizadas e adensadas, porém, estudos recentes orientam adotar 0,95 para áreas densamente habitadas, como é o caso da área de estudo em questão, sendo avaliado ambos os valores de C.

A equação do método racional expressa a máxima vazão em uma seção da bacia de contribuição ou hidrográfica, a partir de características físicas desta, sendo:

$$Q = (C \times i \times A) / 3600 \quad (3)$$

onde: Q é a vazão na seção em estudo ($L \text{ s}^{-1}$), C é o coeficiente de escoamento superficial, i é

a intensidade da chuva (mm h^{-1}) e A é a área da bacia contribuinte para a seção em estudo (m^2).

Dimensionamento dos condutos das GAPs

A vazão suportada pelas tubulações foi determinada pela equação da continuidade (Equação 4):

$$Q = v \cdot A_m \quad (4)$$

sendo: Q representa a vazão drenada ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$), v é a velocidade do fluido dentro da tubulação (m s^{-1}) e A_m é a área molhada da seção do tubo (m^2).

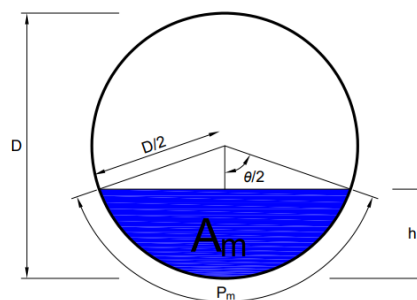
As velocidades do fluido nas tubulações foram obtidas a partir da Equação 5, proposta por Manning:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{i} \quad (5)$$

onde: n representa o coeficiente de rugosidade do material (adotado 0,015 concreto), R_h é o raio hidráulico (m) e i é a declividade da tubulação (m m^{-1}).

A Figura 10 ilustra os elementos geométricos e parâmetros hidráulicos da seção transversal das tubulações necessários para determinação das velocidades e vazões.

Figura 10 – Seção transversal das tubulações e suas características geométricas necessárias (conduto livre).



Fonte: Próprios autores (2020).

A partir da Figura 10 pode-se constatar geometricamente que:

$$A_m = \frac{D^2(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \quad (6)$$

É válido destacar que a Equação 6 apenas é aplicável para valores do ângulo central θ entre 0° e 265° (0 a 4,625 radianos), o que é equivalente a 84% da seção transversal preenchida pelo fluido ($h/D=0,84$).

O raio hidráulico (R_h) é o quociente de área molhada (A_m) pelo perímetro molhado (P_m). Como P_m é igual ao produto de θ e $D/2$, para seções tubulares tem-se:

$$R_h = \frac{D(\theta - \sin\theta)}{4\theta} \quad (7)$$

Costa et al. (2007) destacam que os sistemas de drenagem urbana devem ser projetados como condutos livres, minimizando possíveis transtornos relacionados à sobrepressão nas tubulações. Com o objetivo de avaliar o comportamento das tubulações para diferentes cenários, este artigo avaliou duas situações distintas de preenchimento da seção transversal dos tubos, com valores de 0,6 e 0,8 para h/D .

Conforme apresentam Menezes Filho & Costa (2012):

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \quad (8)$$

A partir da Equação 8 constata-se que:

$$\theta = 2 \arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right) \quad (9)$$

4. Resultados

A análise dos fatores responsáveis por falhas em um sistema de drenagem é viabilizada pela avaliação das características topográficas, delimitação das bacias e sub-bacias de contribuição, avaliação do índice pluviométrico regional e determinação do coeficiente de escoamento superficial adequado à realidade regional. Lançando mão destes dados, foi possível proceder com a verificação do dimensionamento pluvial existente para posteriores conclusões.

Bocas de lobo

As bocas de lobo do sistema de galerias pluviais (GAPs) executadas no setor Serra Dourada 3ª etapa são do tipo guia com depressão, modelo característico aplicado na maioria

dos dispositivos de drenagem de Goiânia e região metropolitana. Este tipo de boca de lobo comporta-se como um vertedouro de seção retangular, cuja capacidade de esgotamento é dada por:

$$Q = 1,7Ly^{3/2} \quad (10)$$

onde: Q representa a vazão drenada ($m^3 s^{-1}$), L é o comprimento da respectiva soleira (m) e y refere-se à altura que a lâmina d'água atinge no ponto da abertura do dispositivo (m).

Para melhor adequação do modelo de cálculo ao caso real, SMDU (2012) pontua a necessidade de consideração de fator de redução para a capacidade de esgotamento em função da obstrução da sarjeta e da obstrução das bocas de lobo. Ambas podendo ser causadas por detritos, irregularidades nos pavimentos e diferença de alinhamento. A Tabela 4 apresenta os fatores aplicáveis para descrever a redução de escoamento nas sarjetas.

Tabela 4 - Fatores de redução do escoamento nas sarjetas.

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5	0,50
6	0,40
8	0,27
10	0,20

Fonte: adaptado de SMDU (2012).

A Tabela 5 relaciona os fatores de redução aplicáveis para descrever a redução da capacidade de esgotamento das bocas de lobo.

Tabela 5 - Fatores de redução da capacidade de esgotamento para as bocas de lobo.

Localização nas sarjetas	Tipo de boca de lobo	Fator de redução
Ponto baixo	Simple	0,80
Ponto baixo	Com grelhas	0,50
Ponto baixo	Combinada	0,65
Ponto intermediário	Simple	0,80
Ponto intermediário	Grelha longitudinal	0,60
Ponto intermediário	Grelha transversal, ou longitudinal com barras transversais	0,50

Fonte: adaptado de Tomaz (2010).

Assim, após o levantamento dos dados físicos da região, foi possível determinar as vazões (capacidade de esgotamento – Tabela 6) de cada boca de lobo ou grupo de bocas de

lobo da área de estudo (setor Serra Dourada 3º etapa), já aplicando os fatores de redução indicados nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 6 – Áreas das sub-bacias de contribuição e capacidade de esgotamento das bocas de lobo

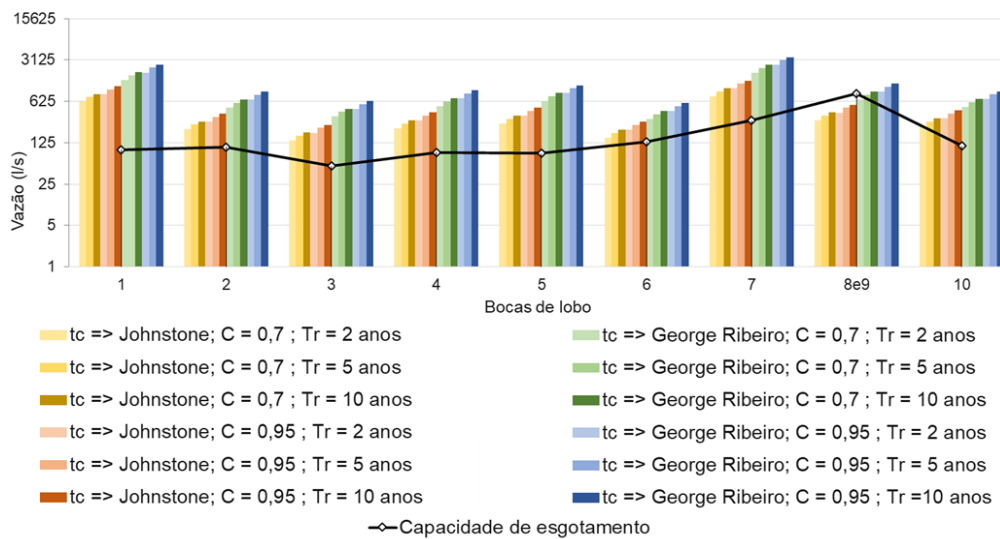
Boca de lobo (BL)	Área (m ²)	L (m)	y (m)	$Q = 1,7Ly^{3/2}$ (m ³ s ⁻¹)	Fator de redução		Capacidade esgotamento (l s ⁻¹)
					Escoamento sarjeta	Obstrução boca de lobo	
1	55,126	1,50	0,15	0,14814	0,8	0,8	94,81
2	17,823	1,68	0,15	0,16592	0,8	0,8	106,18
3	11,414	1,27	0,15	0,12543	0,5	0,8	50,17
4	19,056	1,36	0,15	0,13471	0,8	0,8	86,21
5	23,961	1,30	0,15	0,12839	0,8	0,8	82,16
6	10,557	2,06	0,15	0,20345	0,8	0,8	130,20
7	91,619	2,18	0,25	0,46325	0,8	0,8	296,48
8e9	25,034	6,30	0,25	1,33875	0,8	0,8	856,80
10	17,734	1,74	0,15	0,17184	0,8	0,8	109,98

Fonte: Próprios autores (2020).

Comparando a capacidade de esgotamento das bocas de lobo presentes no local (Tabela 6) e a vazão a ser drenada, determinada pelo o método racional (Equação 3), percebe-se o quanto a quantidade de bocas de lobo é insuficiente para drenar toda a água pluvial (com exceção da BLs. 8e9), mesmo considerando: o maior tempo de concentração (Johnstone), o menor tempo de retorno e o menor coeficiente de escoamento superficial, conforme apresentado na Figura 11.

Ressalta-se aqui que, para o cálculo das vazões geradas, foi utilizado o método racional, considerando apenas 70% da área de contribuição, ou seja, os outros 30% foram considerados área permeável (conforme plano diretor, uso do solo), não contribuindo para a geração do escoamento superficial.

Figura 11 - Capacidade de esgotamento e vazões a serem drenadas pelas bocas de lobo.



Fonte: Próprios autores (2020).

Diante dos dados apresentados pela Figura 11 pode-se constatar que as falhas de drenagem (pontos inundáveis) relatadas pela população local possuem relação direta com a incapacidade de esgotamento das bocas de lobo, mesmo para o T_R indicado como satisfatório pela lei municipal 9.511/201, pois, a vazão gerada (por trecho) é maior que a capacidade de esgotamento dos dispositivos de drenagem, com exceção do ponto onde se encontram as BLs 8e9.

Galerias de águas pluviais (GAPs)

Para as verificações hidráulicas das GAPs foi necessário comparar a vazão afluyente em cada poço de visita (PV) com a vazão que as tubulações entre eles são capazes de conduzir (Figura 3, página 7).

A vazão afluyente total de cada PV (trecho) é obtida através da soma das vazões que cada boca de lobo ou grupo de bocas de lobo contribui com a vazão dos PVs à montante. A Tabela 7 apresenta os dispositivos que estão ligados à montante de cada PV.

Tabela 7 - Relação de dispositivos contribuintes à montantes dos PVs.

PV	Dispositivos à montante		
	Bocas de lobo (BL)	PVs	Outros
9	1	-	shopping Aparecida
10	2 e 3	9	-
11	4 e 5	10	-
12	6 e 7	11	-
13	8 e 9	12	-
14	10	13	-
15	-	14	-

Fonte: Próprios autores (2020).

A Tabela 8 apresenta a vazão afluyente entre os PVs 9 a 15, calculados pelo método racional e de tempo de concentração de George Ribeiro (menores tempos de concentração).

Tabela 8 – Vazão afluyente entre PVs para t_c pela fórmula de George Ribeiro.

Trecho (PVs)	Vazão afluyente ($m^3 s^{-1}$)					
	$C = 0,7$		$C = 0,7$	$C = 0,95$		$C = 0,95$
	$T_r = 2$ anos	$T_r = 5$ anos	$T_r = 10$ anos	$T_r = 2$ anos	$T_r = 5$ anos	$T_r = 10$ anos
9 - 10	3,2125	3,8725	4,3759	4,3598	5,2556	5,9387
10 - 11	4,0469	4,8784	5,5125	5,4922	6,6206	7,4812
11 - 12	5,1971	6,2649	7,0792	7,0532	8,5024	9,6075
12 - 13	7,4054	8,9270	10,0873	10,0502	12,1152	13,6899
13 - 14	8,0758	9,7352	11,0005	10,9601	13,2120	14,9293
14 - 15	8,5756	10,3377	11,6814	11,6384	14,0297	15,8533

Fonte: Próprios autores (2020).

A fim de manter a estruturação comparativa estabelecida no subitem “tempo de concentração” (Tabela 2), foi também avaliado o comportamento do sistema para os maiores t_c obtidos, ou seja, equação proposta por Johnstone (Tabela 9).

Tabela 9 - Vazão afluyente entre PVs para t_c pela fórmula de Johnstone.

Trecho (PVs)	Vazão afluyente ($m^3 s^{-1}$)					
	$C = 0,7$		$C = 0,7$	$C = 0,95$		$C = 0,95$
	$T_r = 2$ anos	$T_r = 5$ anos	$T_r = 10$ anos	$T_r = 2$ anos	$T_r = 5$ anos	$T_r = 10$ anos
9 - 10	1,2540	1,5117	1,7081	1,7019	2,0515	2,3182
10 - 11	1,5998	1,9285	2,1792	2,1711	2,6172	2,9574
11 - 12	2,0804	2,5078	2,8338	2,8234	3,4035	3,8459
12 - 13	2,9926	3,6075	4,0764	4,0614	4,8959	5,5323
13 - 14	3,2887	3,9645	4,4798	4,4633	5,3803	6,0797
14 - 15	3,5251	4,2494	4,8017	4,7840	5,7670	6,5166

Fonte: Próprios autores (2020).

Utilizando as Equações 4 a 9 e métodos descritos no subitem “dimensionamento dos

condutos das GAPs”, foi possível desenvolver planilha de verificação e dimensionamento das GAPs (Tabela 10), que apresenta as vazões suportadas pelas tubulações para o cenário de 60% da seção transversal preenchida pelo fluido.

Tabela 10 – Verificação da vazão suportada pelas tubulações para $h/D = 0,6$.

Trecho (PVs)	Declividade (%)	ϕ (cm)	Θ (rad)	A_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	v (m s ⁻¹)	Vazão suportada (m ³ s ⁻¹)
9 - 10	3,24	80	3,5443	0,3149	2,8354	0,1111	2,7726	0,8731
10 - 11	3,27	80	3,5443	0,3149	2,8354	0,1111	2,7854	0,8771
11 - 12	3,15	80	3,5443	0,3149	2,8354	0,1111	2,7338	0,8609
12 - 13	2,65	80	3,5443	0,3149	2,8354	0,1111	2,5074	0,7896
13 - 14	0,81	100	3,5443	0,4920	3,5443	0,1388	1,6086	0,7915
14 - 15	0,83	100	3,5443	0,4920	3,5443	0,1388	1,6284	0,8012

Fonte: Próprios autores (2020).

A Tabela 11 apresenta a mesma rede de GAPs, porém, com verificação de cenário de 80% da seção transversal preenchida pelo fluido.

Tabela 11 - Verificação da vazão suportada pelas tubulações para $h/D = 0,8$

Trecho (PVs)	Declividade (%)	ϕ (cm)	Θ (rad)	A_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	v (m s ⁻¹)	Vazão suportada (m ³ s ⁻¹)
9 - 10	3,24	80	4,4286	0,4311	3,5429	0,1217	2,9466	1,2702
10 - 11	3,27	80	4,4286	0,4311	3,5429	0,1217	2,9602	1,2761
11 - 12	3,15	80	4,4286	0,4311	3,5429	0,1217	2,9054	1,2525
12 - 13	2,65	80	4,4286	0,4311	3,5429	0,1217	2,6648	1,1488
13 - 14	0,81	100	4,4286	0,6736	4,4286	0,1521	1,7096	1,1516
14 - 15	0,83	100	4,4286	0,6736	4,4286	0,1521	1,7306	1,1657

Fonte: Próprios autores (2020).

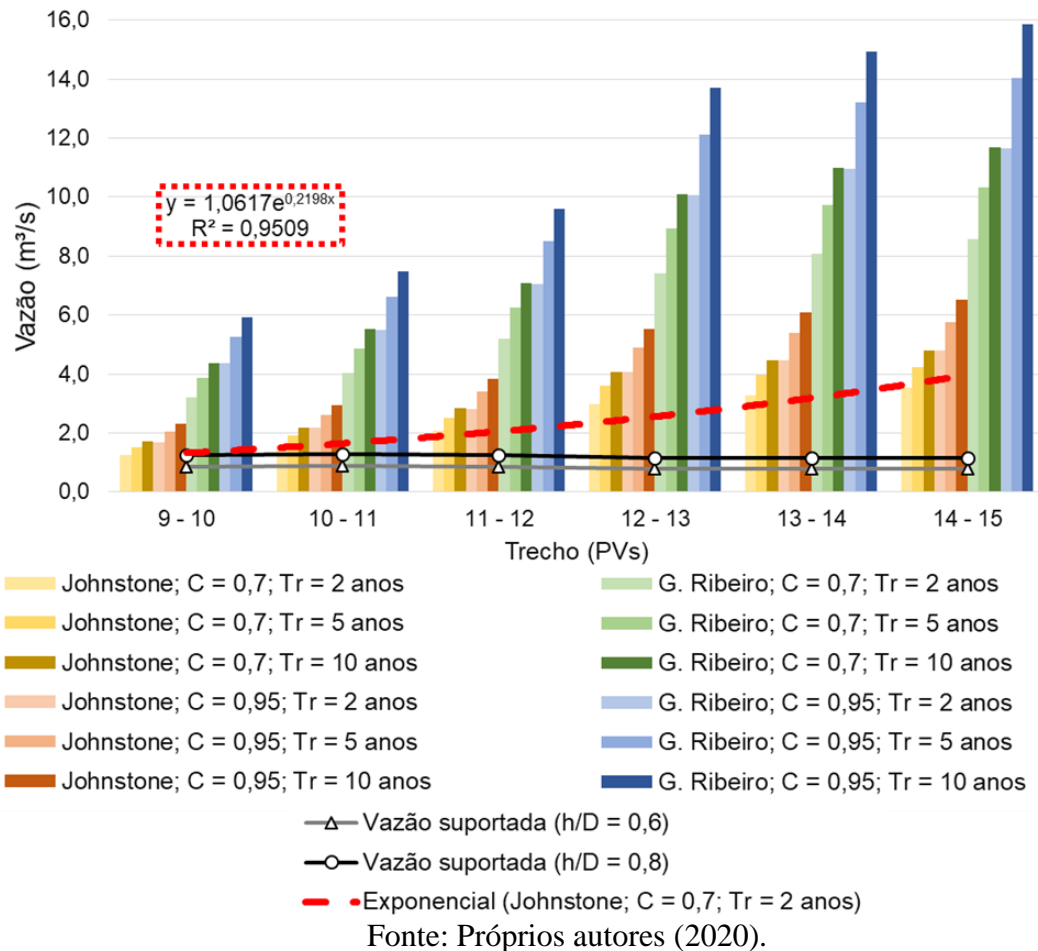
A partir dos valores de vazão afluente em cada trecho e de vazão suportada pelas tubulações, pode-se comparar os dados para constatar a situação de funcionamento dos dispositivos hidráulicos (Figura 12).

Diante dos dados apresentados pela Figura 12 percebe-se que a rede de GAPs da área de estudo não suporta as vazões geradas mesmo considerando diferentes condições de transporte de vazão, ou seja, 60 e 80% da capacidade das tubulações, tanto para T_R de 2 a 10 anos e maiores t_c .

Os resultados da verificação do dimensionamento permitem constatar que as falhas de drenagem registradas (inundações e alagamentos) possuem relação com os diâmetros subdimensionado das tubulações da GAPs, uma vez que as vazões afluentes são maiores que a capacidade de condução das tubulações existentes (considerando o projeto executivo inicial

fornecido pela prefeitura municipal).

Figura 12 – Vazões geradas (trechos entre PVs) e suportadas pelas tubulações existentes (projeto).



A curva vermelha (Figura 12) representa a linha de tendência aplicada ao cenário menos rigoroso (maior t_c pela fórmula de Johnstone, $C = 0,7$ e $T_R = 2$ anos), apresentando incremento exponencial das vazões geradas de montante para jusante.

Cenário local de falhas

A realização de visitas *in loco* durante evento de precipitação possibilitou o registro fotográfico das falhas constatadas (inundações e alagamentos). O apoio da equipe profissional da prefeitura municipal de Aparecida de Goiânia foi primordial nesta fase, pois, forneceram auxiliaram durante as visitas *in loco* e forneceram os registros dos dias de eventos chuvosos.

A Figura 13 ilustra um dos eventos ocorridos na área de estudo, no dia 20 de

dezembro de 2017, nas ruas Tener de Melo, Buriti, rua dos Andrades e avenidas Ipiranga e Copacabana. Também foram executadas visitas *in loco* para averiguar dados sobre a população local (dia 05 de abril de 2018), parâmetros do projeto existente, como número, comprimento e localização das bocas de lobo, diâmetros das redes, número de PVs, declividades das vias, e estado atual do pavimento (dia 26 de setembro de 2018) e coleta de informações sobre os pontos inundáveis e dados não discriminados em projeto (dia 07 de outubro de 2018).

Figura 13 – Registros dos diversos pontos inundáveis na região de estudo em eventos de chuva (20/12/2017).



Fonte: Próprios autores (2020).

Com relação ao evento do dia 20/12/2017 (Figura 13), consultou-se a rede observacional do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN/MCTIC), sendo possível identificar a existência de pluviômetro próximo, no Residencial Solar Central Park, cerca de 930 metros (Figura 14) do local dos alagamentos.

Figura 14 - Localização da estação pluviométrica CEMADEM/MCTIC mais próxima da área de estudo.



Fonte: adaptado de Google Maps (2020).

Os dados de chuva do dia 20/12/2017 da estação pluviométrica apresentada na Figura 14 estão descritos na Tabela 12.

Tabela 12 - Dados pluviométricos do dia 20/12/2017 estação CEMADEM/MCTIC 520140504A.

Horário do registro	Chuva acumulada (mm)
15h20min	0,0
16h20min	0,8
16h30min	8,0
16h40min	5,2
16h50min	0,4
17h20min	0,2
17h30min	1,2
18h20min	0,0

Fonte: Rede de monitoramento de desastres naturais do CEMADEN/MCTIC (2020).

Utilizando a Equação 1 e os dados da Tabela 12 pode-se constatar que a chuva ocorrida neste dia não chega a atingir tempo de recorrência de 1 ano e mesmo assim provocou todos os alagamentos apresentados na Figura 13.

O cenário local de falhas constatado (falta de adequação do sistema) pode também estar associado a diferença temporal entre o período de construção da rede compreendida entre os PVs 9 a 15 (datado de meados de 2015) com o sistema principal de drenagem pluvial

da região (projeto datado no ano 2010 pela prefeitura municipal de Aparecida de Goiânia), o que pode ter sobrecarregando o sistema em termos de vazão a ser conduzida.

5. Proposição de Medidas Corretivas

Efetuada a verificação do dimensionamento das bocas de lobo e GAPs da área de estudo, foi possível propor algumas medidas corretivas para que o sistema de drenagem urbana possa funcionar de maneira hidraulicamente adequada, ou seja, suportando as vazões geradas e conduzindo-as à macrodrenagem.

Para redimensionamento das bocas de lobo, utilizou-se proposta de adequação que consiga suportar o limite inferior dos cenários avaliados (t_c pela fórmula de Johnstone, $C = 0,7$ e $T_R = 2$ anos). Para isso, considerou-se cenário de construção de novos dispositivos de drenagem (bocas de lobo) semelhantes aos já existentes no local, propondo que seja triplicada a capacidade de esgotamento das BLs 1, 5 e 7. Para as BLs 2, 3, 4, 6 e 10 propõem-se a duplicação da capacidade de esgotamento. A Tabela 13 apresenta os resultados deste cenário de redimensionamento.

Tabela 13 – Redimensionamento das bocas de lobo (cenário proposto).

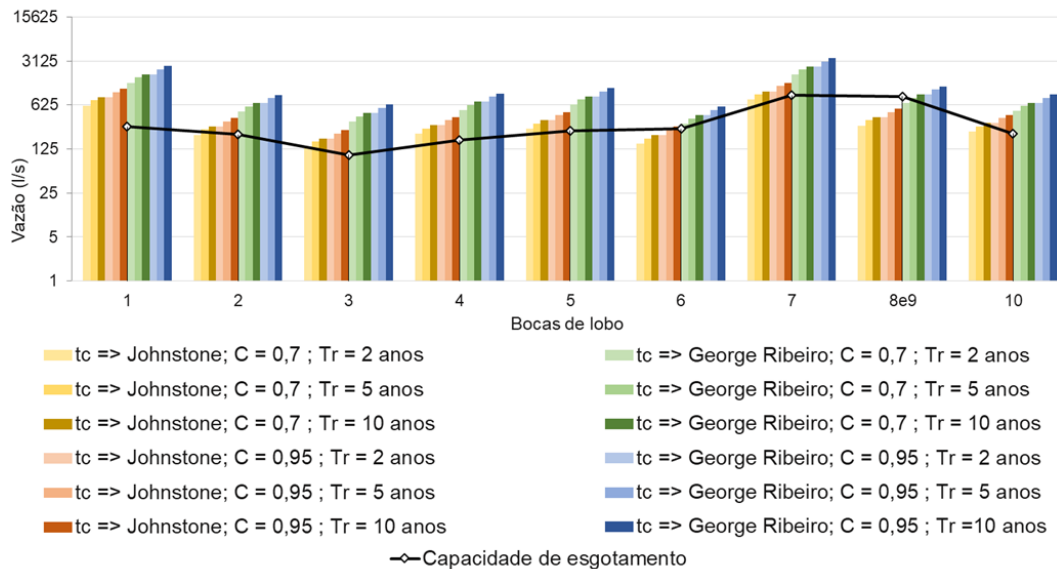
Boca de lobo	Construído		Proposto		Vazão ($m^3 s^{-1}$) $t_c = \text{Johnstone}$ $C = 0,7$ $T_r = 2 \text{ anos}$
	Comprimento Soleira (m)	Capacidade de esgotamento ($l s^{-1}$)	Comprimento Soleira (m)	Capacidade de esgotamento ($l s^{-1}$)	
1	1,50	94,811	4,50	284,432	612,34287
2	1,68	106,188	3,36	212,376	210,21058
3	1,27	50,171	2,54	100,341	135,5792
4	1,36	86,214	2,728	172,429	218,45923
5	1,30	82,169	3,90	246,508	262,13117
6	2,06	130,207	4,12	260,413	152,12158
7	2,18	296,480	6,54	889,440	760,12105
8e9	6,30	856,800	6,30	856,800	296,10409
10	1,74	109,980	3,48	219,961	236,33569

Fonte: Próprios autores (2020).

Percebe-se pela Tabela 13 que as BLs 1, 3, 4, 5, e 10 ainda apresentam capacidade de esgotamento ligeiramente menor que a vazão afluyente. Tal situação é compensada pela capacidade superior dos dispositivos a jusante. Torna-se evidente a validade da proposta, tomando o somatório total da capacidade de esgotamento do cenário proposto que é de $3.242,699 l s^{-1}$, enquanto o somatório da vazão afluyente é $2.883,405 l s^{-1}$, ou seja, o sistema teria capacidade de transportar $359,294 l s^{-1}$ a mais do que o esperado no cenário avaliado.

A Figura 15 apresenta comparativo das vazões afluentes e a capacidade de esgotamento redimensionada para as bocas de lobo.

Figura 15 - Capacidades de esgotamento redimensionadas (Tabela 12) e vazões a serem drenadas pelas bocas de lobo.



Fonte: Próprios autores (2020).

Para as GAPS foi proposta revisão do dimensionamento (novos diâmetros) conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Cenário proposto (redimensionamento) das GAPS.

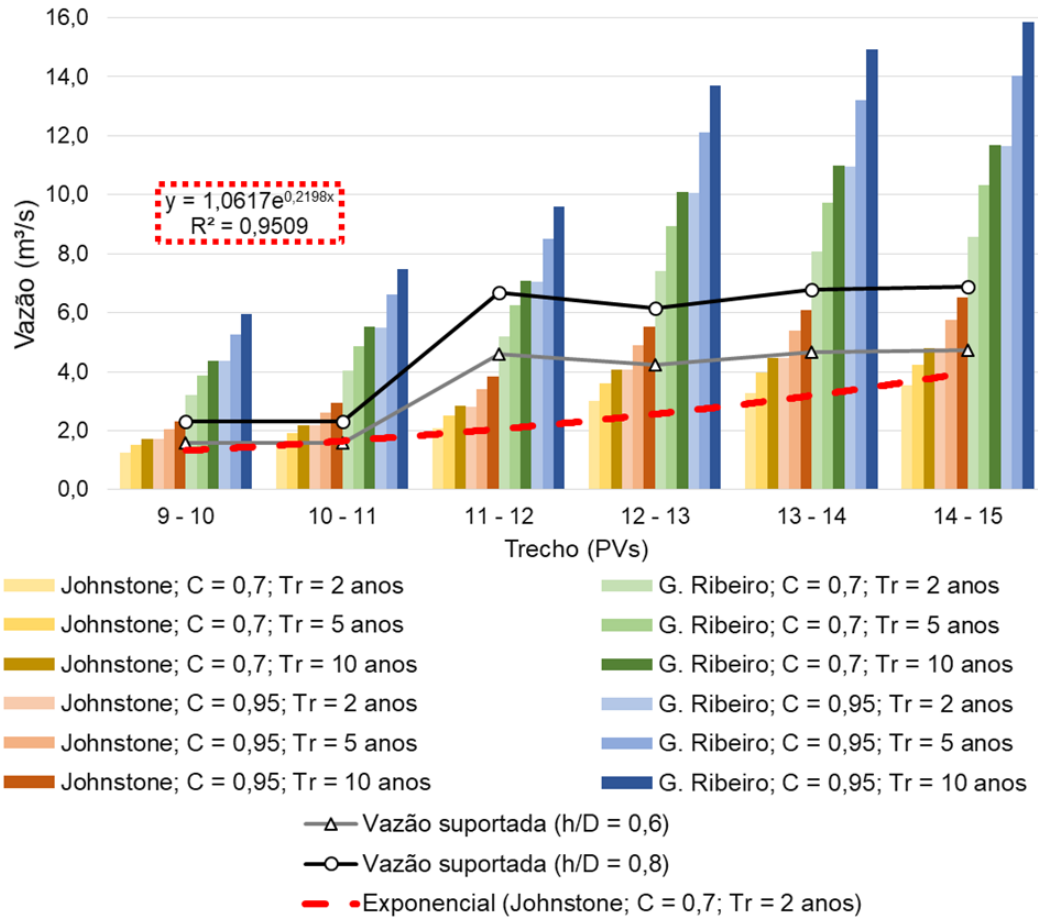
Trecho (PVs)	Construído		Proposto	
	Rede	ϕ (cm)	Rede	ϕ (cm)
9 - 10	simples	80	simples	100
10 - 11	simples	80	simples	100
11 - 12	simples	80	simples	150
12 - 13	simples	80	simples	150
13 - 14	simples	100	dupla	150
14 - 15	simples	100	dupla	150

Fonte: Próprios autores (2020).

Verifica-se pela Figura 16 que as novas vazões, agora com as tubulações redimensionadas, são suportadas para condições de projeto que adotam $h/D = 0,6$, maiores tempos de concentrações (Johnstone), T_R entre 2 e 5 anos e coeficiente de escoamento superficial de 0,70, conforme preconiza a maioria da literatura. Para os cenários mais rigorosos, com T_R maior que 5 anos e tempo de concentrações menores (George Ribeiro), as

vazões passam a não mais serem suportadas.

Figura 16 – Vazões geradas (trechos entre PVs) e vazão suportada pelas tubulações redimensionadas (Tabela 13).



Fonte: Próprios autores (2020).

Ressalta-se que, para implantação das medidas mitigadoras propostas (redimensionamento das bocas de lobo e GAPs), aspectos técnicos como profundidade de escavações, reaterros, re-execução dos pavimentos e interdição do trânsito local podem torná-las inviáveis. A remoção das tubulações já executadas para adequação dos diâmetros dificilmente teria uma fácil aceitação pela população local.

Desta forma, ações menos invasivas no sistema de drenagem já consolidado seriam provavelmente mais adequadas para a realidade, como: execução de poços de infiltração nos pontos geradores (individuais), amortecimento da vazão gerada no *shopping* Aparecida, execução de pontos de lançamento na gleba a sul da BL 7, escoamento mais rápido para os afluentes à jusante e execução de rede de drenagem urbana na região do Jardim Belo Horizonte, mais especificamente na porção mais a oeste da sub-bacia drenada pela BL 7, o

que reduziria consideravelmente a área a ser drenada.

6. Considerações Finais

Este artigo estruturou metodologicamente diagnóstico e análise do sistema de drenagem pluvial urbana já consolidado para região do setor Serra Dourada 3ª Etapa, município de Aparecida de Goiânia, estado de Goiás, Brasil, concluindo que:

- o desenvolvimento de projetos de sistemas de drenagem urbana deve levar em conta as possibilidades sociais, ou seja, aspectos potenciais para a expansão urbana local e consequente impermeabilização do solo
- a existência de projeto detalhado dos sistemas de drenagem pluvial (inclusive curvas de níveis) é de grande relevância, tanto para a adequada construção do sistema quanto para posterior verificação e análise do dimensionamento e das soluções adotadas;
- a estruturação dos cálculos de dimensionamento deve levar em conta a vasta gama de equações possíveis para a determinação do tempo de concentração, uma vez que mostrou grande faixa de variação (de 0,1 a 1,3 horas), podendo subestimar ou superestimar a determinação das vazões geradas (drenadas);
- a análise do dimensionamento utilizando diferentes coeficientes de escoamento superficial (C) e períodos de retorno (T_R) permitiu o entendimento dos possíveis riscos de falhas que sistema está sujeito, alertando para que as normas vigentes os especifiquem melhor para os diferentes usos dos solos existentes (realidade local e regional);
- memoriais de cálculo e descritivos devem ser tratados como documentos integrantes do projeto executivo, pois, a ausência destes impedem a constatação das exatas considerações adotadas para dimensionamento do sistema de drenagem pluvial;
- planos de drenagem urbana são dispositivos legais fundamentais para nortear as diretrizes de novos projetos, possibilitando a minimização de falhas e consequentemente, menores transtornos sociais, ambientais e financeiros.

Por fim, a constatação das falhas verificadas (pontos inundáveis) possui ligação direta com a crescente urbanização e antropização da área de estudo aliada ao subdimensionamento do sistema de microdrenagem, tanto das bocas de lobo quanto das galerias de águas pluviais (GAPs).

Recomenda-se para trabalhos futuros que envolvam sistema de drenagem pluvial em outras áreas de estudo, a utilização e análise dos procedimentos metodológicos apresentados, além de, aliá-los às técnicas para diminuição do pico de vazão, notadamente micro

reservatórios para controle de cheia em nível de lote.

Referências

CEMADEN/MCTIC – Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais / Ministério da Ciência, Tecnologia, Inovações e Comunicações. (2020). *Rede Observacional, Pluviômetros Automáticos e Estações Hidrológicas*. Recuperado de <http://www.cemaden.gov.br/pluviometros-automatico/>.

Costa, A. D., Siqueira, E. D., & Menezes Filho, F. D. (2007). *Águas pluviais urbanas: curso básico de hidrologia urbana*. Guia do profissional em treinamento Recesa, Brasília, 1-133.

Costa, A. R., & Prado, L. A. (2002). Espacialização de equações de chuva no cerrado goiano e sul do Estado do Tocantins. In: *Anais XXXI CONBEA – Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola da SBEA*, Anais em CD, Salvador, BA.

Goiânia. (2014). *Lei Municipal nº 9.511, de 15 de dezembro de 2014. Estabelece regras de Controle de Águas Pluviais e Drenagem Urbana e dá outras providências*, Goiânia. Recuperado de https://www.goiania.go.gov.br/html/gabinete_civil/sileg/dados/legis/2014/lo_20141215_000009511.pdf.

Goldenfum, J. A., Tassi, R., Meller, A., Allasia, D. G., & Silveira, A. L. (2007). Challenges for the sustainable urban stormwater management in developing countries. In: *Conference on innovative Technologies in urban storm drainage (NOVATECH)*.

Gonçalves, M., Polidoro, M., & Silva, D. F. (2009). Análise dos índices de impermeabilização do solo utilizando Geoprocessamento: proposta de atualização do decreto nº. 402/1980 para projetos de drenagem no município de Londrina–PR. In: *Proc. II Seminário de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul*.

Kibler, D. F. (1982). Desk-top methods for urban stormwater calculation. *Urban stormwater hydrology*, 87-135.

McCuen, R. H., Wong, S. L., & Rawls, W. J. (1984). Estimating urban time of concentration. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(7), 887-904.

Mello, A. D. (1973). *Rios e chuvas do Brasil. Novos métodos e tabelas de hidrologia*. Curitiba, 122.

Menezes Filho, F. C. M., & Costa, A. R. (2012). Verificação do dimensionamento das galerias de águas pluviais em uma sub-bacia do Córrego Botafogo na cidade de Goiânia-GO. *REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, 4(1). <https://doi.org/10.5216/reec.v4i1.18164>

Pereira, A. S., Shitsuka, D. M., Parreira, F. J., & Shitsuka, R. (2018). *Metodologia da pesquisa científica.[e-book]*. Santa Maria. Ed. UAB/NTE/UFSM. Recuperado de https://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/15824/Lic_Computacao_Metodologia-Pesquisa-Cientifica.pdf.

Pinto, N. D. S., Holtz, A. C. T., Martins, J. A., & Gomide, F. L. S. (2003). *Hidrologia básica*. Edgard Blucher, São Paulo, 278.

Silveira, A. L. L. (2005). Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. *RBRH - Revista brasileira de recursos hídricos*, 1(10), Porto Alegre.

SMDU – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. (2012). *Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: gerenciamento do sistema de drenagem urbana*, 3, São Paulo.

Souza, V. C. B. (2013). Gestão da drenagem urbana no Brasil: desafios para a sustentabilidade. *Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais*, 1(1), 58-72.

Tomaz, P. (2010). *Curso de manejo de águas pluviais*. Guarulhos. Recuperado de <http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/livro_calculos/capitulo05.pdf>.

Tucci, C. E. M. (2002). Gerenciamento da Drenagem Urbana. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 7(1), Porto Alegre.

Tucci, C. E. M. (2012). *Hidrologia: ciência e aplicação (3a ed.)*. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH.

Tucci, C. E. M. (2007). Inundações urbanas. *ABRH/RHAMA*, 11, Porto Alegre.

Wanielista, M., Kersten, R., & Eaglin, R. (1997). *Hydrology: Water quantity and quality control*. John Wiley and Sons (2a ed.), New York.

Porcentagem de contribuição de cada autor no manuscrito

Pablo Rhuan Ataide Monteiro – 60%

Thiago Augusto Mendes – 40%