



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☒ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☐ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Pablo Rhuân Ataíde Monteiro e Thiago Augusto Mendes

Matrícula: 20151090040350

Título do Trabalho: Avaliação e diagnóstico de sistema de drenagem urbana consolidado

Restrições de Acesso ao Documento

Documento confidencial: ☒ Não ☐ Sim, justifique: _____

Informe a data que poderá ser disponibilizado no ReDi/IFG: 04/02/2019

O documento está sujeito a registro de patente? ☐ Sim ☒ Não

O documento pode vir a ser publicado como livro? ☐ Sim ☒ Não

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Aparecida de Goiânia
Local

20/12/18
Data


Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais



ANEXO G - TERMO DE APROVAÇÃO

PABLO RHUAN ATAIDE MONTEIRO

AVALIAÇÃO E DIAGNÓSTICO DE SISTEMA DE DRENAGEM URBANA CONSOLIDADO

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Câmpus Aparecida de Goiânia como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e desenvolvido na linha de pesquisa Águas (Recurso Hídricos) e Meio Ambiente sob orientação do Me. Thiago Augusto Mendes.

Aprovado em 10 de dezembro de 2018.

BANCA EXAMINADORA

Thiago A. Mendes

Me. Thiago Augusto Mendes (Presidente - orientador)

Wilson M. Silva

Me. Wilson Marques Silva (Membro Interno)

Murilo Meiron de Pádua Soares

Me. Murilo Meiron de Pádua Soares (Membro Externo)

AVALIAÇÃO E DIAGNÓSTICO DE SISTEMA DE DRENAGEM URBANA CONSOLIDADO¹

EVALUATION AND DIAGNOSIS OF CONSOLIDATED URBAN DRAINAGE SYSTEM

Pablo Rhuan Ataide Monteiro, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás - IFG
engenheiropablorhuan@gmail.com

Thiago Augusto Mendes, Instituto Federal Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás - IFG
engenhaoaugusto@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 afluente, 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.*

¹MONTEIRO e MENDES. **Avaliação e diagnóstico de sistema de drenagem urbana consolidado**. Aparecida de Goiânia: IFG, 2018.

1. INTRODUÇÃO

Apesar de pouco valorizado e priorizado, o sistema de drenagem urbana 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, nos dias atuais, 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 *et al.* (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.

Neste contexto de precariedades, percebe-se quanto 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, 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.

Analizando 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. 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.

Afim 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 de redes, juntamente com visitas *in loco* para obtenção de informações sobre os problemas de drenagem até 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 neste 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.

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 3º 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.

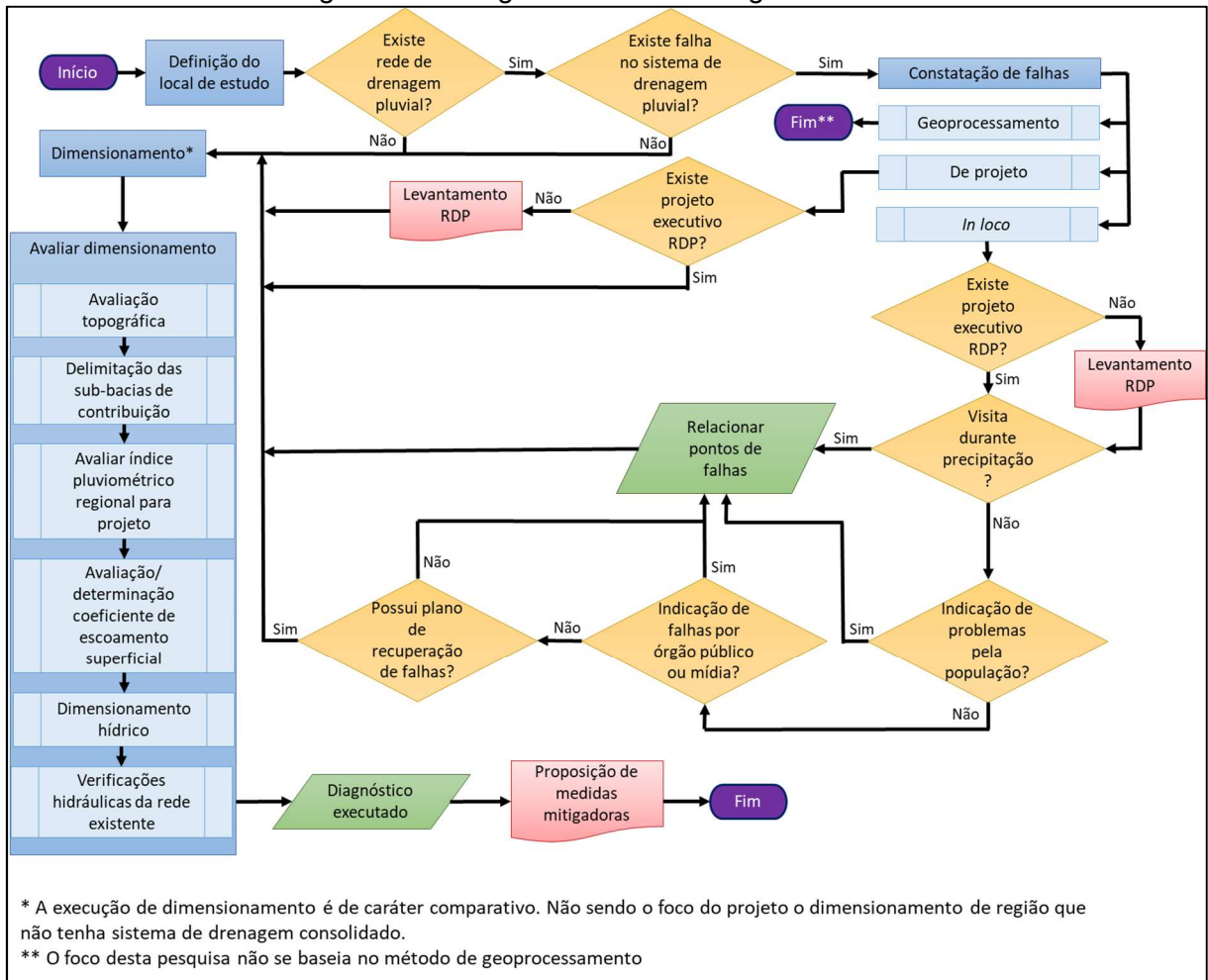
Questões como a importância social da região sob análise, a frequência de eventos de falhas na drenagem urbana e intensidade do fluxo de mobilidade urbana também foram aspectos decisivos para a escolha do local de estudo.

Estando a região de estudo definida, 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.

Figura 1 - Fluxograma de metodologia e análise



Fonte: próprio autor.

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 sejam constatadas 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* se este foi executado conforme detalhado antes de executar 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 quão completo estejam) 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, delimitação das bacias e sub-bacias de contribuição para o sistema de drenagem, avaliação do índice pluviométrico regional, determinação e avaliação do coeficiente de escoamento superficial adequado à realidade da região, dimensionamento hídrico dos condutos e 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 pluvias.

3.1. 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. Região localizada a oeste do Setor Central e que, apesar da proximidade com este, apresenta processo de urbanização ainda emergente e que vem presenciando notável processo de adensamento populacional após a execução de *shopping center* na avenida Independência. A Figura 2 ilustra a região em estudo, seu entorno e contexto no qual se insere.

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



Fonte: Google Maps (2018).

O círculo amarelo na Figura 2 destaca a área mais afetada por problemas (inundações) no sistema de drenagem existente, próxima ao *shopping* e áreas rurais (loteamento Águas

Claras). A Tabela 1 resume os equipamentos de drenagem urbana da região da Figura 2, com intuito de apresentar o porte do tipo de obra avaliado.

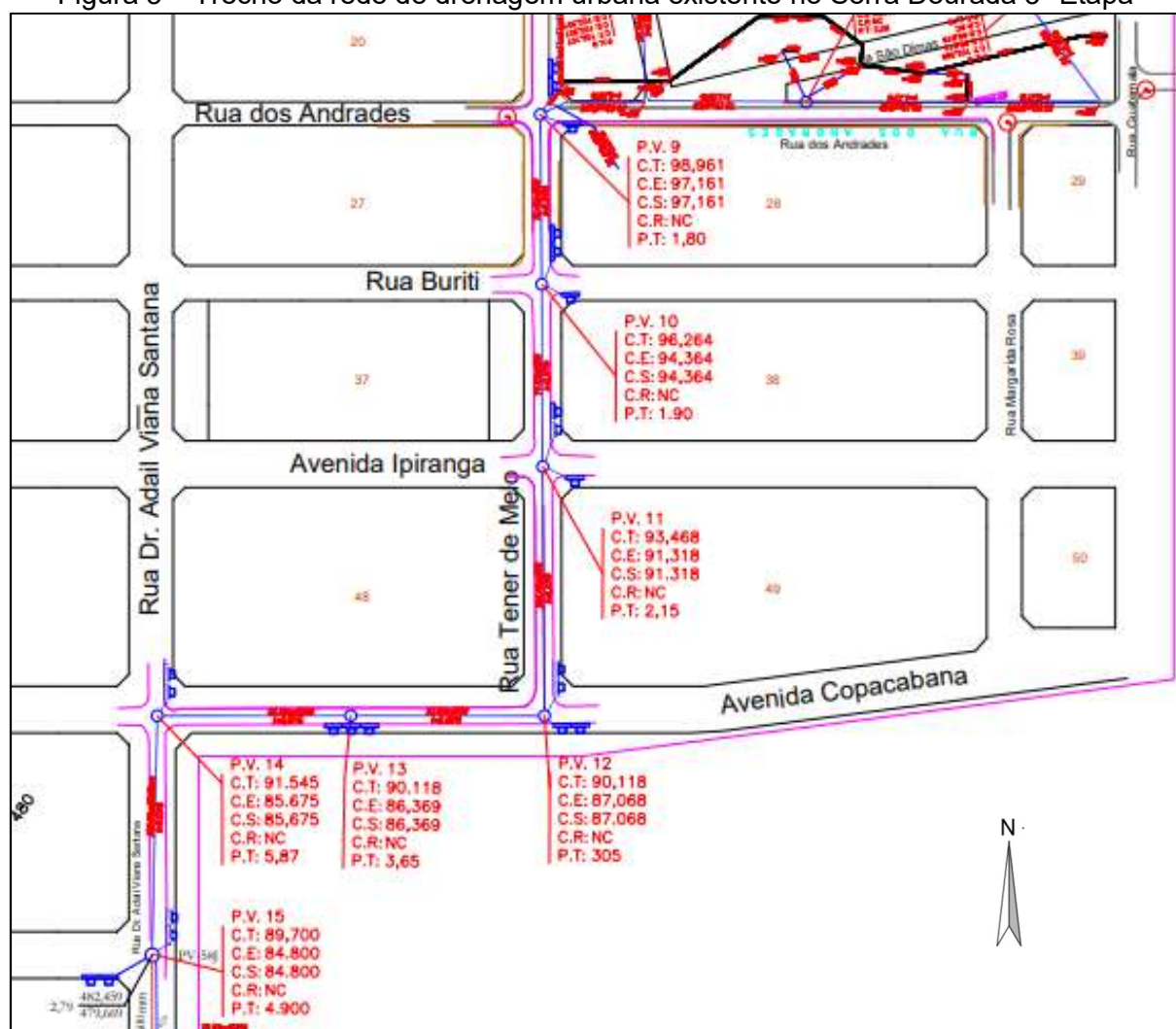
Tabela 1 - Relação de equipamentos de drenagem da região sob análise

Equipamento	Unid.	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: próprio autor.

A Figura 3 apresenta o traçado da rede de drenagem da área de estudo.

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



Fonte: Prefeitura de Aparecida de Goiânia (2017).

3.2. Avaliação geométrica e topográfica

Para que se avalie corretamente o 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 efluente a ser drenado.

Conforme Tucci (2004), os sistemas de drenagem urbana podem ser dimensionados em dois níveis:

- macrodrenagem: relaciona-se escoamentos em fundos de vale. Mesmo que não correspondam a um curso d'água perene, possuem clara definição;
- microdrenagem: relaciona-se a áreas onde o escoamento natural não é bem definido e, portanto, acaba sendo determinado pela ocupação do solo. Em áreas urbanas é essencialmente definida pelo traçado das ruas.

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. Tendo em vista a relação direta entre o comportamento da microdrenagem e o arranjo geométrico do arruamento urbano, foram traçadas linhas transversais de referência para verificação das altitudes da região.

A Figura 4 mostra recorte de região com linhas de referências traçadas nas vias de sentido leste-oeste para verificação dos perfis de elevação.

Figura 4 - Traçados para referências de altitude (cota)



Fonte: Google Earth (2018).

Com a definição dos traçados, foi possível extrair o perfil de elevação de cada um deles para constatar os limites das sub-bacias de contribuição. A Figura 5 apresenta o perfil de elevação da rua dos Andrades (localizada logo aos fundos do *shopping* Aparecida).

Figura 5 - Perfil de elevação - rua dos Andrades



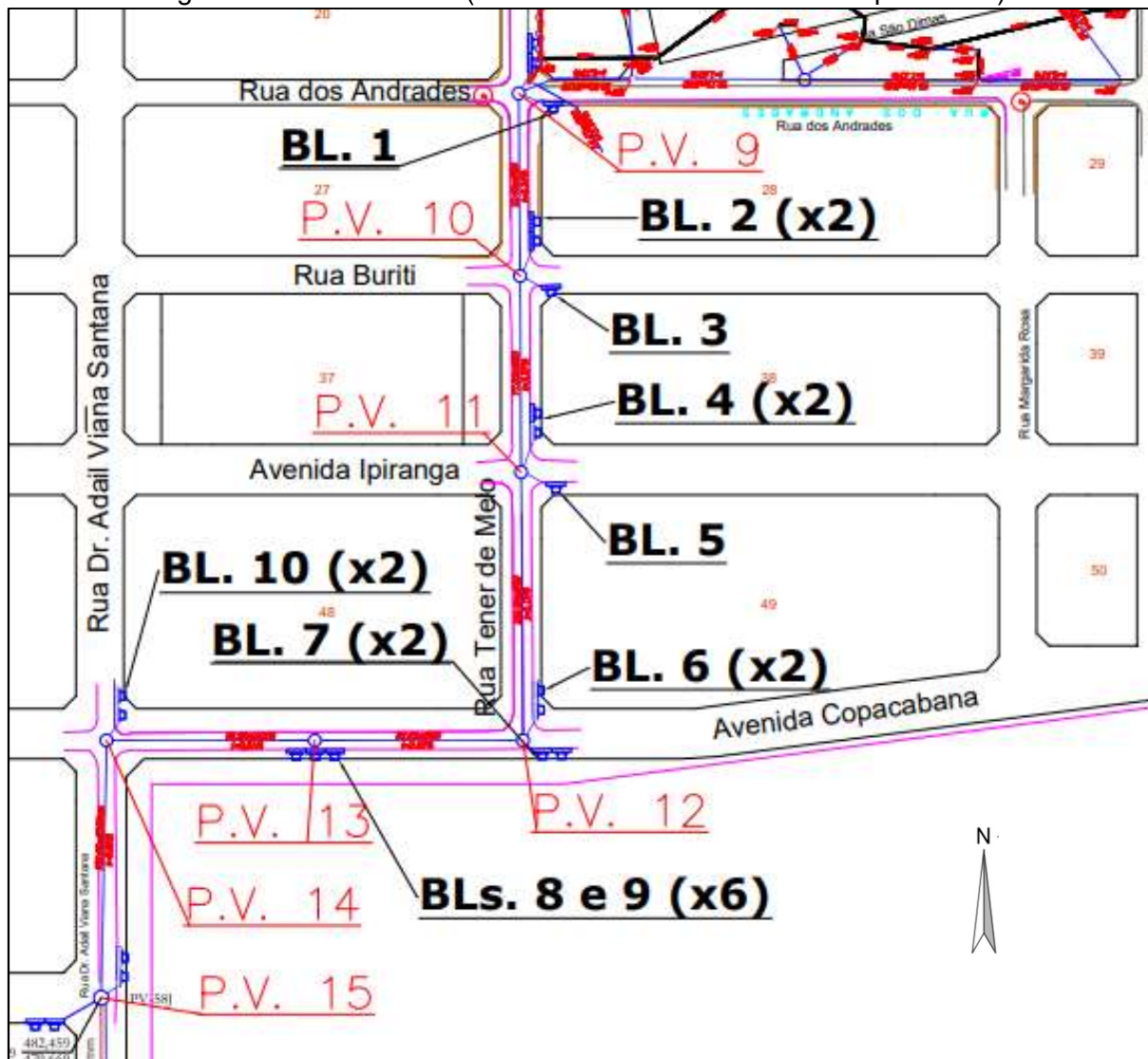
Fonte: Google Earth (2018).

As elevações (cotas) obtidas por este método foram comparadas com as cotas de projeto para os PVs, sendo constatada coerência entre ambas. É válido destacar que, a maior precisão apresentada pelo projeto em relação ao método supracitado corrobora para a preferência à execução de levantamentos topográficos sempre que possíveis.

3.3. Bocas de lobo e sub-bacias de contribuição

Para verificação do sistema, foi atribuída nomenclatura às bocas de lobo existentes no local de concentração das falhas, de acordo com a Figura 6.

Figura 6 - Bocas de lobo (rua Tener de Melo e avenida Copacabana)



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

Há de se destacar que, a boca de lobo tripla indicada na Figura 6 contém a nomenclatura *BLs. 8 e 9 (x6)*, pois, conforme indicado na Figura 7, a situação no local se difere do projeto, havendo dois conjuntos de bocas de lobo triplas que coletam e conduzem lançamento para o poço de visita (PV 13).

Figura 7 – Bocas de lobo 8 e 9 (tripla) – avenida Copacabana



Fonte: próprio autor (2018).

A partir dos pontos mais altos da topografia, que caracterizam os divisores de águas, constata-se o limite das sub-bacias de contribuição.

Diante da topografia e verificação *in loco* para cada identificação e localização de cada boca de lobo ou grupo de bocas de lobo, pode-se montar mosaico de áreas de drenagem para cada um dos dispositivos ou grupo de dispositivos de drenagem (Figura 8). Vale ressaltar que, a área do empreendimento *shopping* Aparecida não está atribuída a nenhuma das bocas de lobo, pois, o empreendimento possui sistema de drenagem próprio com lançamento direto nas tubulações de microdrenagem urbana.

Figura 8 - Mosaico das bacias de contribuição da área de estudo

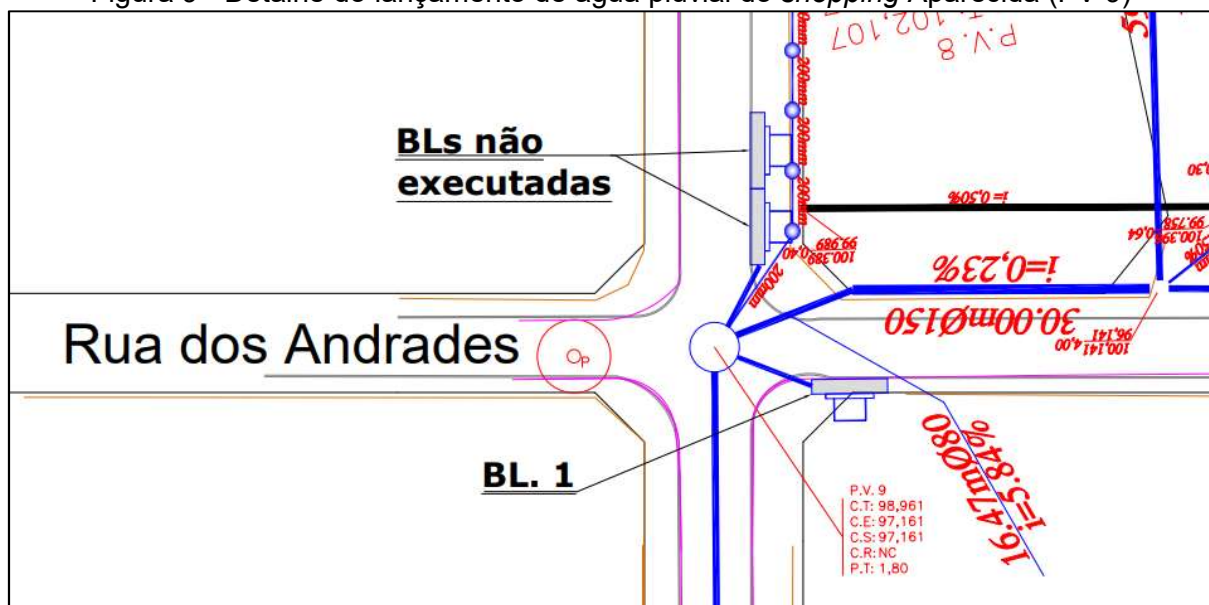


Fonte: próprio autor.

A Figura 9 apresenta detalhe de projeto do sistema de drenagem do *shopping* Aparecida, efetuando lançamento diretamente no sistema de microdrenagem local. É válido destacar a

existência, em projeto, de boca de lobo dupla não executada, que deveria, assim como a BL1, efetuar coleta e transporte ao PV 9.

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



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

3.4. 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 percorra todo seu comprimento até chegar ao exultório da bacia hidrográfica, ou seja, trata-se do tempo necessário para que toda a área da bacia 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.

As formulações para t_c são diversas e muitas são empíricas dada a complexidade de matematização de fenômenos naturais sujeitos a muitos aspectos imprevisíveis. Silveira (2005) esclarece que:

As fórmulas de tempo de concentração 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 (p. 10).

Para utilização e aplicação do tempo de concentração 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)	$t = 85,5(i/36286+C_r)^{-0,667}L^{0,33}S^{-0,333}$
Kerby-Hathaway (3)	$t = 0,619N^{-0,47}L^{0,47}S^{-0,235}$
Onda cinemática (2)	$t = 7,35n^{0,6}i^{-0,4}L^{0,6}S^{-0,3}$
FAA (2)	$t = 0,37(1,1-C)L^{0,5}S^{-0,333}$
Kirpich (2)	$t = 0,0633L^{0,77}S^{-0,385}$
SCS Lag (2)	$t = 0,057(1000/CN-9)^{0,7}L^{0,8}S^{-0,5}$
Simas-Hawkins (4)	$t = 0,322A^{0,594}L^{-0,594}S^{-0,150}S_{SCS}^{0,313}$
Ven te Chow (5)	$t = 0,160L^{0,64}S^{-0,32}$
Dooge (6)	$t = 0,365A^{0,41}S^{-0,17}$
Johnstone (7)	$t = 0,462L^{0,5}S^{-0,25}$
Corps of Engineers (8)	$t = 0,191L^{0,76}S^{-0,19}$
Giandotti (9)	$t = 0,0559(4A^{0,5}+1,5L)L^{-0,5}S^{-0,5}$
Pasini (10)	$t = 0,107A^{0,333}L^{0,333}S^{-0,5}$
Ventura (10)	$t = 0,127A^{0,5}S^{-0,5}$
Picking (11)	$t = 0,0883L^{0,667}S^{-0,333}$
DNOS (12)	$t = 0,419k^{-1}A^{0,3}L^{0,2}S^{-0,4}$
George Ribeiro (13)	$t = 0,222(1,05-0,2p)^{-0,1}LS^{-0,04}$
Schaaake <i>et al.</i> (14)	$t = 0,0828L^{0,24}S^{-0,16}A_{imp}^{-0,26}$
McCuen <i>et al.</i> (15)	$t = 2,25i^{-0,7164}L^{0,552}S^{-0,2070}$
Carter (15)	$t = 0,0977L^{0,6}S^{-0,3}$
Eagleson (15)	$t = 0,274nR^{-0,67}LS^{-0,5}$
Desbordes (16)	$t = 0,869A^{0,3039}S^{-0,3832}A_{imp}^{-0,4523}$
Espey-Winslow (15)	$t = 0,343\phi L^{0,29}S^{-0,145}A_{imp}^{-0,6}$

(1) t é tempo de concentração (h), A é área a ser drenada (km²), L é comprimento do talvegue (km), S é a declividade do talvegue (m m⁻¹), i é a intensidade pluviométrica (mm h⁻¹).

(2) Adaptada do t apresentado por Kibler (1982)

(3) Adaptada do t 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 da lista de Porto (1995)

(7) Adaptada do t analisada por USDA (1973)

(8) Tempo de retardo de MOPU (1987) vezes 1,417

(9) Adaptada do t apresentado por Correia (1983)

(10) Adaptada do t apresentado por Pfafstetter (1976)

(11) Adaptada do t apresentado por Pinto *et al.* (1976)

(12) Adaptada do t apresentado por Mello (1973)

(13) Adaptada do t apresentado por Garcez (1967)

(14) Adaptada do t apresentado por Shaaake *et al.* (1967)

(15) Adaptada do t 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 apresentado por 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 SCS e, portanto, são adimensionais. O termo S_{SCS} representa o armazenamento de acordo com o método SCS, e é dado por $(25400/CN)/254$ (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).

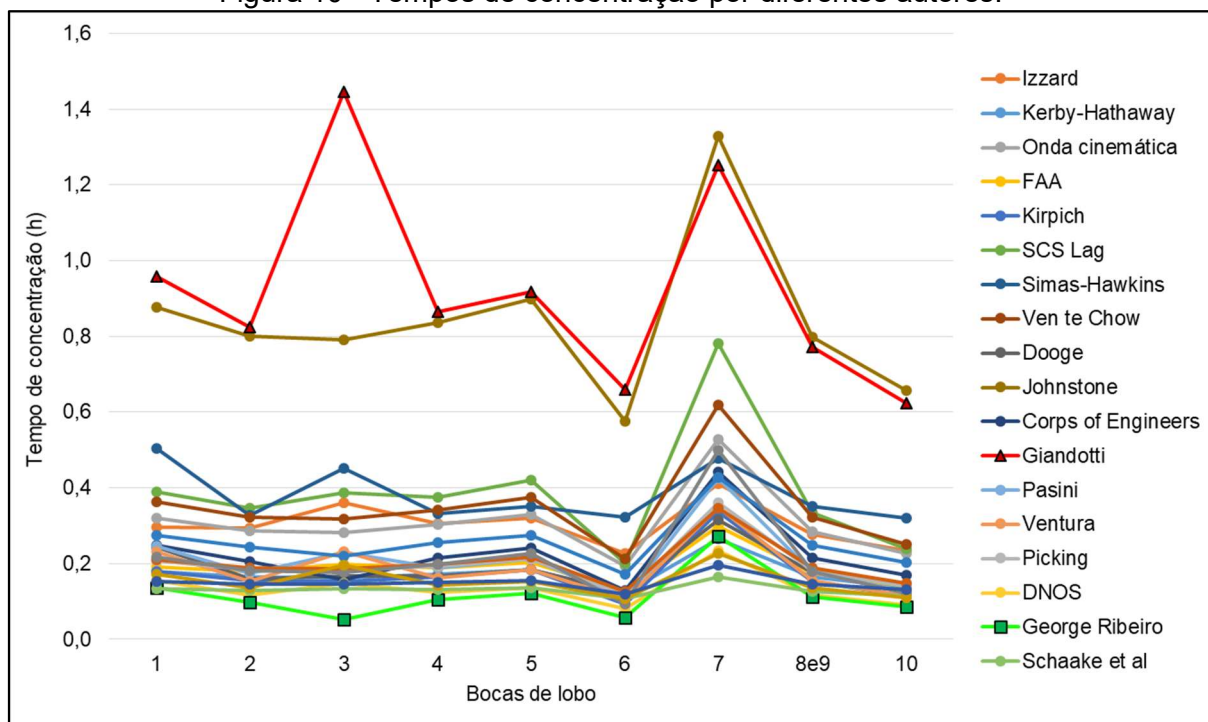
Os critérios A_{imp} e p representam frações de áreas impermeáveis e de mata, respectivamente (logo variam de 0 a 1). Por fim, o fator ϕ representa o fator de condutância e conforme apresentado por Kibler (1982), é adimensional.

Conforme referência de 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.*

Assim, aplicando 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 10), destacando tempos médio de 0,1 a 0,5 horas, ou seja, 30 minutos. Os maiores valores de t_c foram obtidos utilizando a equação de Giandotti, e os menores utilizando a equação de George Ribeiro.

Figura 10 - Tempos de concentração por diferentes autores.



Fonte: próprio autor.

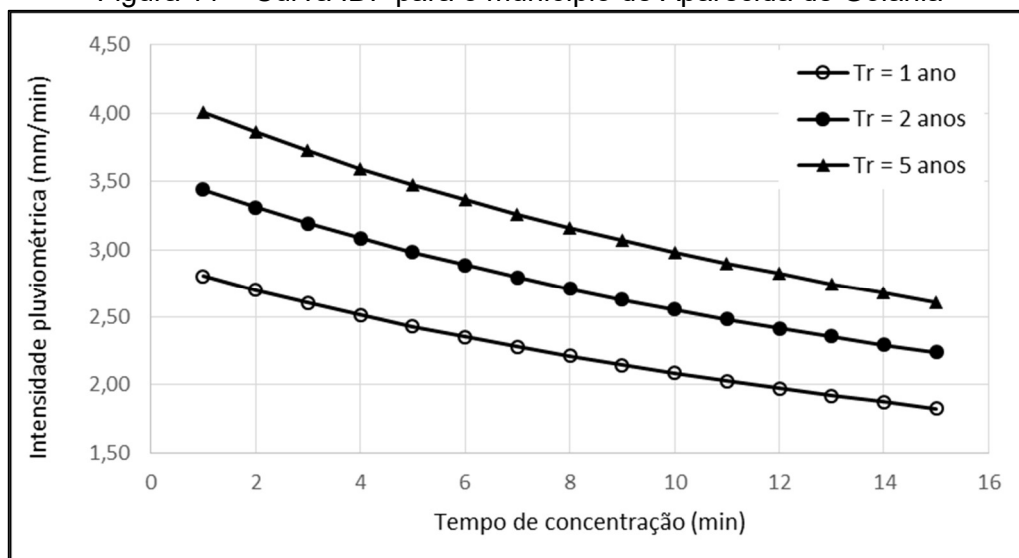
3.5. Período de retorno

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 tempos de retorno 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) pontua que sistemas de microdrenagem devem ser dimensionados para períodos de retorno entre 2 e 10 anos, enquanto sistemas de macrodrenagem, de maiores dimensões, devem ser dimensionados com períodos de retorno de 25 a 100 anos. De maneira convergente, Tucci (2007) indica que se adota normalmente, para projetos de microdrenagem, período de retorno de 2 a 10 anos.

A Figura 11 ilustra como a escolha de maiores períodos de retorno causa incremento na intensidade pluviométrica a ser considerada em projetos de drenagem, o que aumenta diretamente o volume a ser drenado, consequentemente as dimensões dos equipamentos de drenagem e os custos para a execução do projeto.

Figura 11 – Curva IDF para o município de Aparecida de Goiânia



Fonte: próprio autor

Dada a inexistência de plano diretor de drenagem urbana no município de Aparecida de Goiânia, este estudo será fundamentado nos critérios exigidos pela prefeitura de Goiânia através da lei municipal 9.511/2014.

A Tabela 3 apresenta o período de retorno que deve ser utilizado para projetos de microdrenagem com área menor que 1.000.000,00m² (um milhão de metros quadrados) conforme artigo 15, I da lei municipal 9.511/2014 de Goiânia.

Tabela 3 - Período de retorno para tipo de estrutura pluvial

Tipo de estrutura pluvial	T _R (anos)
Galerias	2
Bueiros	10
Pontes	25
Canal Pluvial	10

Fonte: adaptado lei municipal 9.511/2014.

3.6. Intensidade pluviométrica (curva IDF)

Para determinação das vazões de projeto, utilizou-se as equações IDF (Intensidade-Duração-Frequência) proposta por Costa e Prado (2002) para o município de Aparecida de Goiânia.

A Equação 1 é válida para 1 ano ≤ T_R ≤ 8 anos, enquanto a Equação 2 possui validade para 8 anos < T_R ≤ 100 anos.

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

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

em que *i* é a intensidade da chuva (mm min⁻¹), *t* é o tempo de concentração (minutos), T_R é o período de retorno em anos; B₁, B₂; *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 e Prado (2002), para o município de Aparecida de Goiânia, estado de Goiás, *b*=0,96253; *c*=23,908, B₁=53,1178 e B₂=60,1433.

Para o presente artigo foram feitas as 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 $\gamma=0,09$.

3.7. Coeficiente de escoamento superficial

Conforme descrito por Menezes Filho (2012), o coeficiente de escoamento superficial (também conhecido como coeficiente de deflúvio ou coeficiente de “*runoff*”), 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 de a intensidade da chuva também influenciar este coeficiente, esta 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. Temos, portanto, que 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.

A equação do método racional expressa a máxima vazão em uma seção da bacia a partir de características físicas desta.

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

onde Q é a vazão na seção em estudo ($L \, s^{-1}$); 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).

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.

4.1. Bocas de lobo

As bocas de lobo do setor Serra Dourada 3ª etapa são do tipo boca de lobo 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:

$$Q = 1,7Ly^{3/2} \quad (4)$$

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 um fator de redução para a capacidade de esgotamento em função da declividade das sarjetas, obstrução por detritos e irregularidades do pavimento próximo às sarjetas. A Tabela 4 apresenta os fatores aplicáveis em função da 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 SMDU (2012).

A Tabela 5 relaciona os fatores de redução aplicáveis em função da redução da capacidade de esgotamento devido ao acúmulo de detritos.

Tabela 5 - Fatores de redução da capacidade de esgotamento das bocas de lobo

Localização nas sarjetas	Tipo de boca de lobo	Fator de redução
Ponto baixo	Simples	0,8
Ponto baixo	Com grelhas	0,5
Ponto baixo	Combinada	0,65
Ponto intermediário	Simples	0,8
Ponto intermediário	Grelha longitudinal	0,6
Ponto intermediário	Grelha transversal, ou longitudinal com barras transversais	0,5

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 boca de lobo da área de estudo (setor Serra Dourada 3ª 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

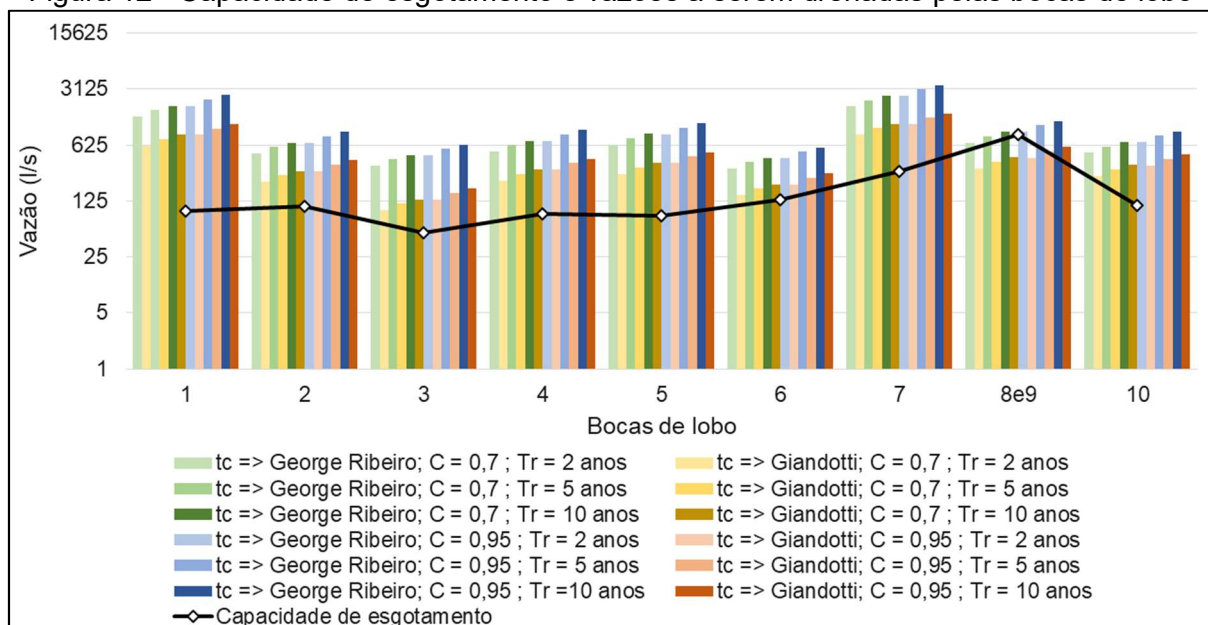
Boca de lobo	Área (m²)	L (m)	y (m)	$Q = 1,7Ly^{3/2}$ (m³ s⁻¹)	Fator de redução		Capacidade Esgotamento (l s⁻¹)
					Escoamento sarjeta	Obstrução boca de lobo	
1	55.126	1,50	0,15	0,14814	0,8	0,8	94,8106
2	17.823	1,68	0,15	0,16592	0,8	0,8	106,1879
3	11.414	1,27	0,15	0,12543	0,5	0,8	50,1706
4	19.056	1,36	0,15	0,13471	0,8	0,8	86,2145
5	23.961	1,30	0,15	0,12839	0,8	0,8	82,1692
6	10.557	2,06	0,15	0,20345	0,8	0,8	130,2066
7	91.619	2,18	0,25	0,46325	0,8	0,8	296,4800
8e9	25.034	6,30	0,25	1,33875	0,8	0,8	856,8000
10	17.734	1,74	0,15	0,17184	0,8	0,8	109,9803

Fonte: próprio autor.

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, mesmo considerando: o maior tempo de concentração (Giandotti), e os menores tempo de retorno e coeficiente de escoamento superficial (com exceção da boca de lobo 8e9), conforme apresentado na Figura 12.

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 12 - Capacidade de esgotamento e vazões a serem drenadas pelas bocas de lobo



Diante dos dados apresentados pela Figura 12, 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 bocas de lobo 8e9.

4.2. Galerias de águas pluviais (GAP)

Para as verificações hidráulicas das galerias de águas pluviais (GAP) foi necessário comparar a vazão afluente em cada poço de visita (PV) com a vazão que as tubulações entre eles são capazes de conduzir (vide Figura 3, página 6).

A vazão afluente 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 a montante		
	Bocas de lobo	PVs	Outros
9	BL. 1	-	shopping Aparecida
10	BL. 2 e BL. 3	9	-
11	BL. 4 e BL. 5	10	-
12	BL. 6 e BL. 7	11	-
13	BLs. 8 e 9	12	-
14	BL. 10	13	-
15	-	14	-

Fonte: próprio autor.

A Tabela 8 apresenta a vazão afluente 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 (m³/s)					
	C = 0,7 $T_r = 2$ anos	C = 0,7 $T_r = 5$ anos	C = 0,7 $T_r = 10$ anos	C = 0,95 $T_r = 2$ anos	C = 0,95; $T_r = 5$ anos	C = 0,95 $T_r = 10$ 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: próprio autor.

A fim de manter a estruturação comparativa estabelecida no tópico 3.4, foi também avaliado o comportamento do sistema para os maiores tempos de concentração obtidos, ou seja, equação proposta por Giandotti (Tabela 9).

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

Trecho (PVs)	Vazão afluyente (m³/s)					
	C = 0,7 $T_r = 2$ anos	C = 0,7 $T_r = 5$ anos	C = 0,7 $T_r = 10$ anos	C = 0,95 $T_r = 2$ anos	C = 0,95; $T_r = 5$ anos	C = 0,95 $T_r = 10$ anos
9 - 10	1,2588	1,5174	1,7147	1,7084	2,0594	2,3270
10 - 11	1,5731	1,8964	2,1429	2,1350	2,5737	2,9082
11 - 12	2,0730	2,4989	2,8237	2,8133	3,3914	3,8322
12 - 13	3,0639	3,6934	4,1735	4,1581	5,0125	5,6640
13 - 14	3,3836	4,0789	4,6090	4,5921	5,5356	6,2551
14 - 15	3,6409	4,3889	4,9594	4,9412	5,9564	6,7306

Fonte: próprio autor.

A vazão suportada pelas tubulações pode ser determinada pela equação da continuidade (Equação 5), sendo:

$$Q = v \cdot A_m \quad (5)$$

onde 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).

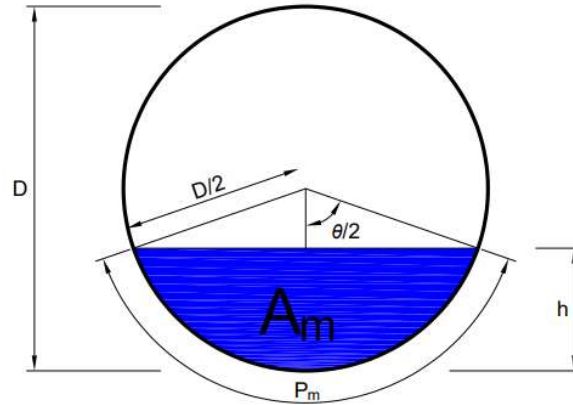
A velocidade do fluido dentro da tubulação pode ser obtida a partir da Equação 6 de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{i} \quad (6)$$

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 13 representa os elementos geométricos e parâmetros hidráulicos da seção transversal das tubulações.

Figura 13 – Seção transversal com características geométricas (conduto livre)



Fonte: próprio autor.

A partir da Figura 13 pode-se constatar geometricamente que:

$$A_m = \frac{D^2(\theta - \sin\theta)}{8} \quad (7)$$

É válido destacar que a Equação 7 apenas é aplicável para valores do ângulo central θ entre 0° e 265° (0 a 4,625 rad), o que é equivalente a 84% da seção transversal preenchida pelo fluido ($h/D=0,84$)

Como P_m é igual ao produto de θ e $D/2$, para seções tubulares tem-se:

$$R_h = \frac{D(\theta - \sin\theta)}{4\theta} \quad (8)$$

Menezes Filho (2007) destaca 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 apresentado por Menezes Filho (2012):

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

A partir da Equação 9 constata-se que:

$$\theta = 2 \arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right) \quad (10)$$

Assim, foi possível desenvolver planilha de verificação/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)	Área molhada (m^2)	Perímetro Molhado (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade (m/s)	Vazão suportada (m^3/s)
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: próprio autor

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)	Área molhada (m^2)	Perímetro Molhado (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade (m/s)	Vazão suportada (m^3/s)
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

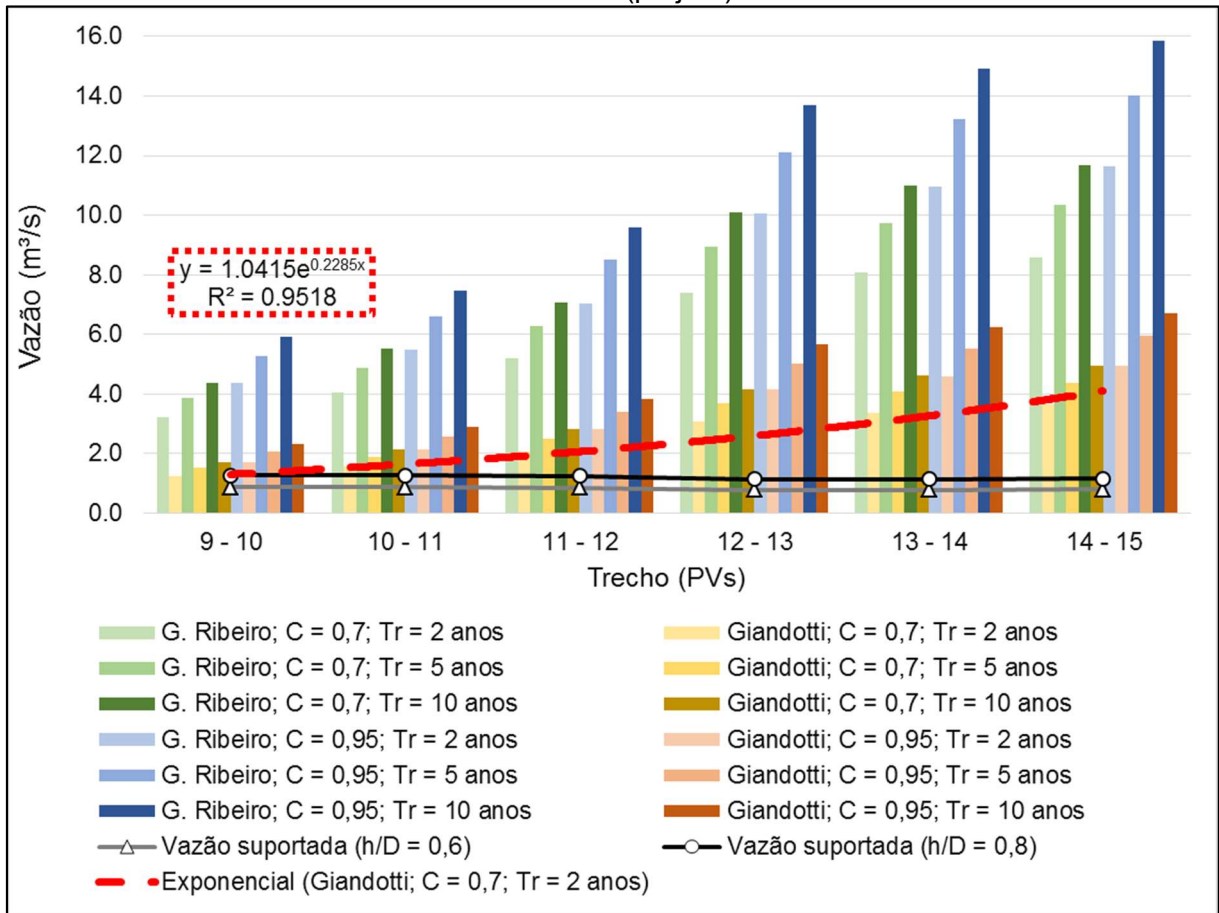
Fonte: Próprio autor.

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 14).

Diante dos dados apresentados pela Figura 14 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 fornecido pela prefeitura municipal).

Figura 14 – Vazões geradas (trechos entre PVs) e vazão suportada pelas tubulações existentes (projeto)



Fonte: próprio autor.

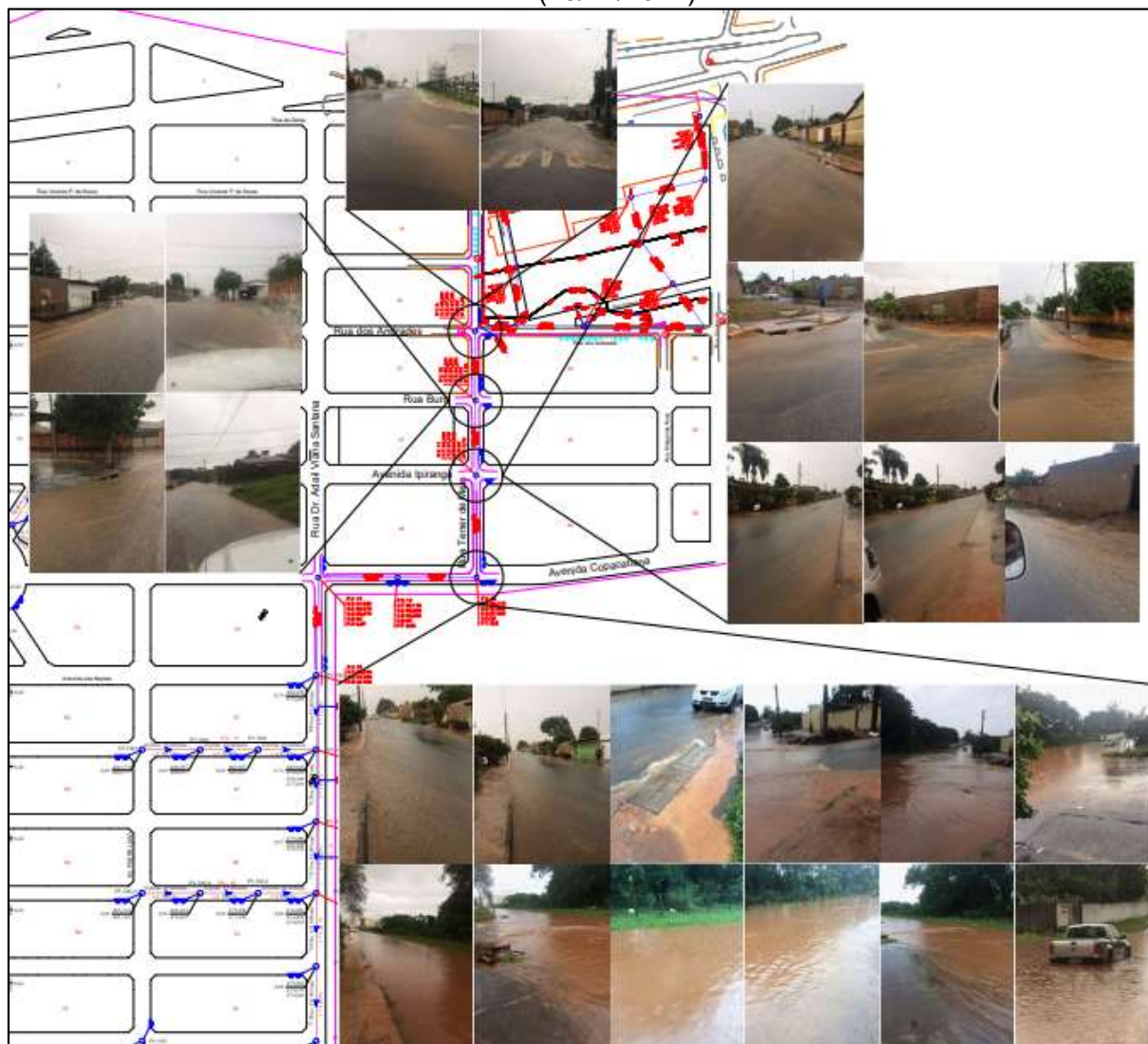
A curva vermelha (Figura 14) representa a linha de tendência aplicada ao cenário menos rigoroso (maior t_c pela fórmula de Giandotti, $C = 0,7$ e $T_R = 2$ anos), apresentando o crescimento gradativo das vazões geradas de montante para jusante.

4.3. Cenário regional de falhas

A realização de visitas *in loco* durante evento de precipitação convectiva, de alta intensidade e curta duração possibilitam 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 os registros e auxiliou durante as visitas *in loco* nos dias de eventos chuvosos.

A Figura 15 ilustra alguns eventos ocorridos na área de estudo, no dia 29 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 15 – Registros dos diversos pontos inundáveis na região de estudo em eventos de chuva (29/12/2017).



))Fonte: próprio autor.

O cenário regional de falhas constatado pode estar associado à diferença temporal de construção da rede compreendida entre os PVs 9 a 15 (datado de meados de 2015), enquanto o restante do sistema de drenagem pluvial da região é anterior a 2010 (Prefeitura de Aparecida de Goiânia, 2017).

5. PROPOSIÇÃO DE MEDIDAS CORRETIVAS

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

Para redimensionamento das bocas de lobo, foi utilizada proposta de adequação que consiga suportar o limite inferior dos cenários avaliados (t_c pela fórmula de Giandotti, $C = 0,7$ 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 bocas de lobo 1, 5 e 7. Para as bocas de lobo 2, 3, 4, 6 e 10 propõem-se a duplicação da capacidade de esgotamento. A Tabela 12 apresenta os resultados deste cenário de redimensionamento.

Tabela 12 – Redimensionamento das bocas de lobo (cenário proposto)

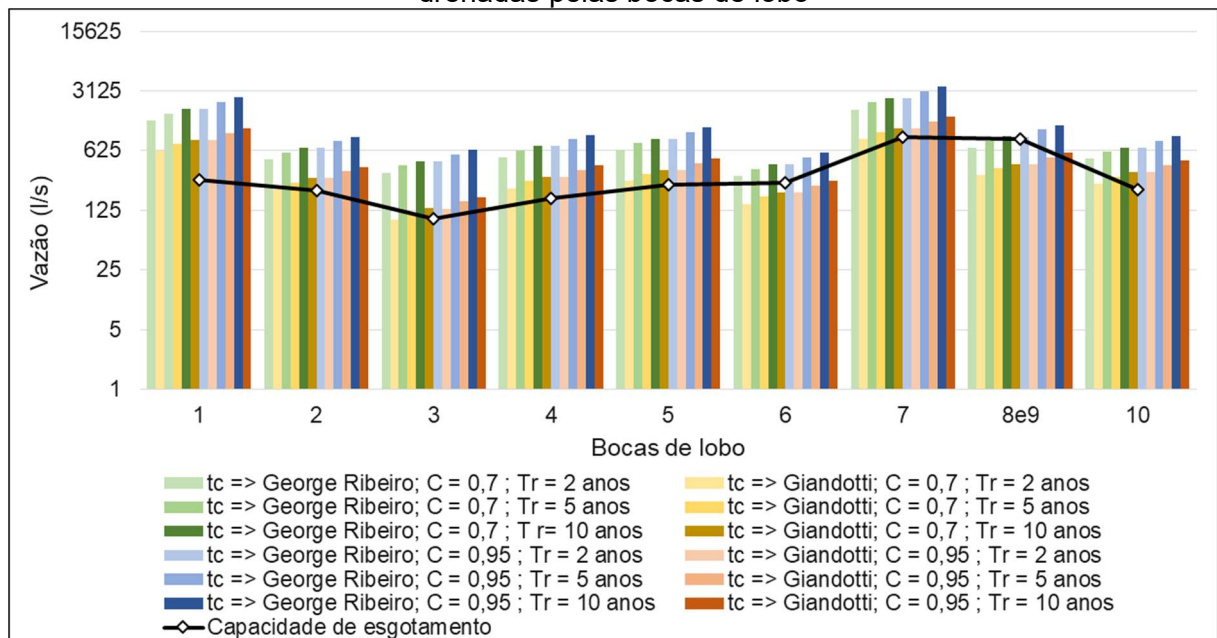
Boca de lobo	Construído		Proposto		Vazão (m³/s) $t_c = \text{Giandotti}$ $C = 0,7$ $T_r = 2 \text{ anos}$
	Comprimento Soleira (m)	Capacidade de esgotamento (l/s)	Comprimento Soleira (m)	Capacidade de esgotamento (l/s)	
1	1,50	94,811	4,50	284,432	617,128
2	1,68	106,188	3,36	212,376	218,039
3	1,27	50,171	2,54	100,341	96,320
4	1,36	86,214	2,728	172,429	226,302
5	1,30	82,169	3,90	246,508	273,545
6	2,06	130,207	4,12	260,413	148,984
7	2,18	296,480	6,54	889,440	841,894
8e9	6,30	856,800	6,30	856,800	319,763
10	1,74	109,980	3,48	219,961	257,227

Fonte: próprio autor.

Percebe-se pela Tabela 12 que as bocas de lobo 1, 2, 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 2.999,202 l s⁻¹, ou seja, o sistema teria capacidade de transportar 243,497 l s⁻¹ a mais do que o esperado no cenário avaliado.

A Figura 16 apresenta comparativo das vazões afluentes e a capacidade de esgotamento redimensionada para as bocas de lobo.

Figura 16 - Capacidades de esgotamento redimensionadas (Tabela 12) e vazões a serem drenadas pelas bocas de lobo



Fonte: próprio autor.

Para as GAPs foi proposta revisão do dimensionamento (novos diâmetros) conforme apresentado na Tabela 13.

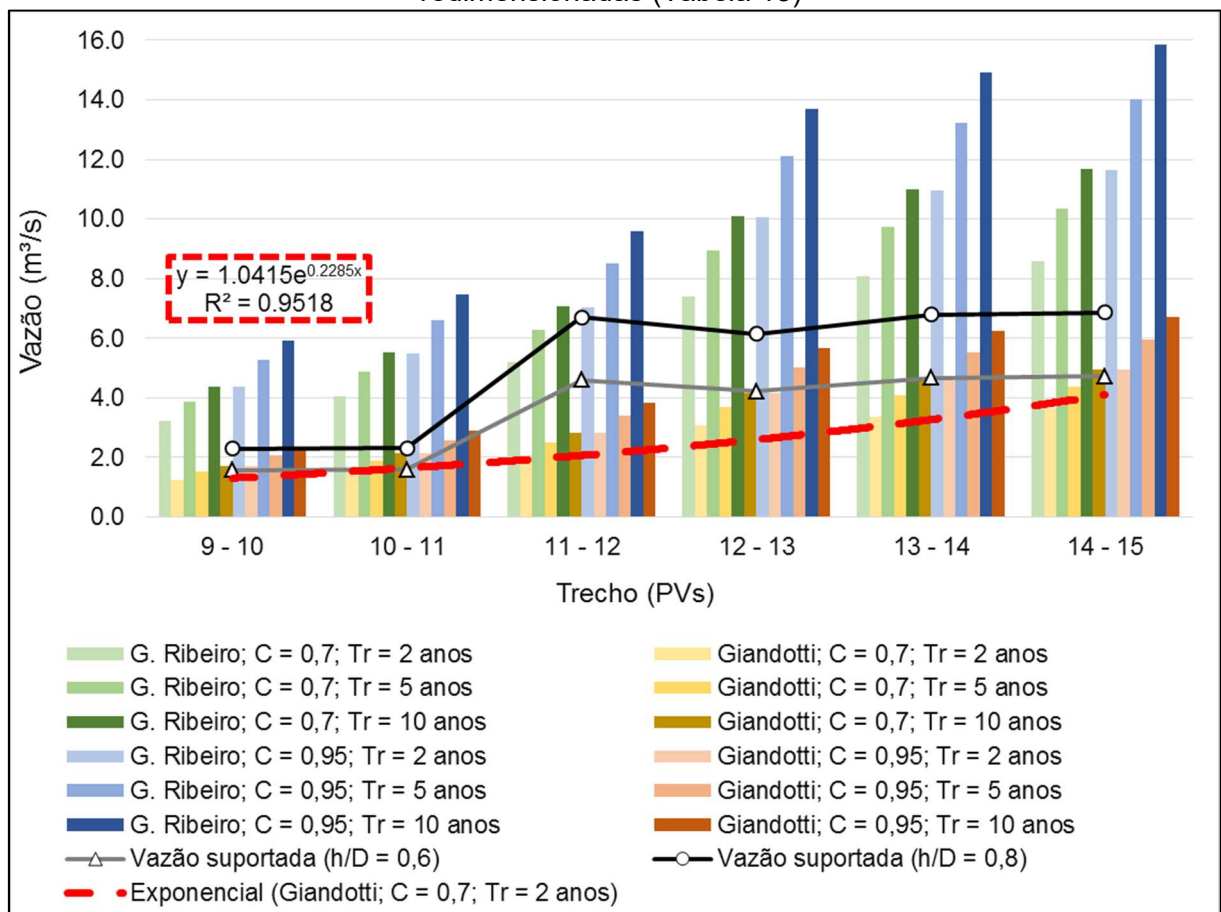
Tabela 13 – Cenário proposto (redimensionamento) das GAPs.

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: próprio autor.

Verifica-se pela Figura 17 que as novas vazões, agora com as tubulações redimensionadas, são suportadas para condições de projeto onde $h/D = 0,6$, maiores tempos de concentrações (Giandotti), T_R entre 2 e 5 anos e coeficiente de escoamento superficial de 0,7, 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 17 – Vazões geradas (trechos entre PVs) e vazão suportada pelas tubulações redimensionadas (Tabela 13)



Fonte: próprio autor.

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 boca de lobo 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 boca de lobo 7, o que reduziria consideravelmente a área a ser drenada.

6. CONCLUSÕES

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, 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 20 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 especifique 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).

REFERÊNCIAS

COSTA, A. R. da; PRADO, L. de A. **Espacialização de equações de chuva no cerrado goiano e sul do Estado do Tocantins**. Anais XXXI CONBEA-Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola da SBEA. Anais em CD, Salvador, BA, 2002.

COSTA, A. R. da; SIQUEIRA, E.Q. de; MENEZES FILHO, F. C. M.de. Águas pluviais urbanas: curso básico de hidrologia urbana. **Guia do profissional em treinamento-Recenseamento-Brasília**, p. 1-133, 2007.

GOIÂNIA (cidade). 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, 2014. Disponível em

<https://www.goiania.go.gov.br/html/gabinete_civil/sileg/dados/legis/2014/lo_20141215_000009511.pdf>. Acesso em Novembro de 2018.

GOLDENFUM, J. A.; TASSI R.; MELLER, A.; ALLASIA, D. G.; SILVEIRA, A. L. **Challenges for the sustainable urban stormwater management in developing countries: from basic education to technical and institutional issues**. In: CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE (NOVATECH), 6, 2007, Lyon. Anais Lyon: GRAIE, 2007.

GONÇALVES, M.; POLIDORO, M.; SILVA, D. F. **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. Proc. II Seminário de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul, 2009.

KIBLER, D. F. Desk-Top Methods for Urban Stormwater Calculation. **Urban stormwater hydrology**, p. 87-135, 1982.

MCCUEN, R. H.; WONG, S. L.; RAWLS, W. J. **Estimating urban time of concentration**. Journal of hydraulic Engineering, v. 110, n. 7, p. 887-904, 1984.

MELLO, A. J. Q. de. **Rios e chuvas do Brasil**. Novos métodos e tabelas de hidrologia. Curitiba, PR (Brazil). 1973. 122 p.

MENEZES FILHO, F. C. M. de; COSTA, A. R. da. **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, v. 4, n. 1, 2012.

PINTO, N. L. de S.; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A. Hidrologia básica. In: **Hidrologia básica**. Edgard Blucher: São Paulo, p. 278, 1976.

SILVEIRA, A. L. L. da. **Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS, n. 1, v. 10, 2005.

SMDU. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos, v. 3. São Paulo, SP, 2012.

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

TOMAZ, Plínio. Curso de manejo de águas pluviais. **Guarulhos: Plíneo Tomaz**, 2010. Disponível em < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/livro_calculos/capitulo05.pdf> Acesso em Novembro/2018.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da drenagem urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, RS, n. 1, v. 7, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia ciência e aplicação**. 3 ed. Porto Alegre, RS: Editora da UFRGS/ABRH, 2004.

TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas**. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, v. 11, 2007.

WANIELISTA, M; KERSTEN, R.; EAGLIN, R. **Hydrology: Water quantity and quality control**. 2 ed. New York. John Wiley and Sons, 1997.