



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NATAN YURI GOMES VIEIRA

**MÉTODO DE PULS PARA ANÁLISE DA VAZÃO SIMULADA EM
RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO**

Palmas/TO

2019

NATAN YURI GOMES VIEIRA

**MÉTODO DE PULS PARA ANÁLISE DA VAZÃO SIMULADA EM
RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO**

Trabalho de Graduação submetido ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins, UFT, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Henrique Barreto.

Palmas/TO

2019

NATAN YURI GOMES VIEIRA

**MÉTODO DE PULS PARA ANÁLISE DA VAZÃO SIMULADA EM
RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO**

Trabalho de Graduação submetido ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins, UFT, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado pela seguinte banca examinadora:

Prof. Henrique Barreto (Orientador)
Universidade Federal do Tocantins

Prof. Alesi Teixeira Mendes
Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos – ITPAC Porto Nacional

Eng. Pedro Henrique Gomes de Mattos
Ergasia Engenharia Ltda

Palmas/TO

2019

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por não ter me deixado desistir dos meus objetivos, e que me iluminou nessa jornada, à minha esposa Gabriela Malvezzi e aos meus filhos Enrico e Benício.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por toda a força que me deu, por guiar meu caminho e por nunca desistir de mim. A minha esposa que sempre acreditou no meu potencial e me deu de presente dois filhos lindos, Enrico e Benício.

A minha mãe e minha vó que sempre estiveram do meu lado, nos momentos difíceis até as alegrias dessa jornada, pelo carinho e cuidado durante toda minha vida. Ao meu pai pelo apoio durante a faculdade.

Agradeço ao professor Henrique Barreto, meu orientador, pela atenção, orientações e conselhos, gentilmente, dados no desenvolvimento desta pesquisa, por sempre acreditar na minha capacidade e ser um incentivador. Ao meu amigo e coorientador professor Alesi Teixeira Mendes, por sempre me apoiar e nunca desistir de mim.

À todos vocês, os meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

Uma dificuldade em se avaliar o comportamento do escoamento em reservatórios está na análise da dinâmica da vazão efluente. A dependência entre o volume armazenado e a vazão efluente é, geralmente, adotada como solução tradicional, mas existem métodos gráficos derivados dessa compressão que auxiliam no entendimento dessa dinâmica. Deste modo, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento da vazão por meio do Método de Puls em uma simulação de implantação de reservatório de retenção de águas pluviais. O RD foi dimensionado na rotatória da Avenida NS-10 com a LO-21 e apresentou eficiência de 42,2% para o amortecimento da vazão de pico.

Palavras-chave: reservatórios de retenção; modelagem hidrológica; amortecimento de vazão.

ABSTRACT

One difficulty in evaluating the flow behavior in reservoirs is the analysis of the effluent flow dynamics. The dependence between the stored volume and the effluent flow is usually adopted as a traditional solution, but there are graphical methods derived from this compression that help in the understanding of this dynamics. Thus, the objective of this work is to analyze the flow behavior by means of the Puls Method in a simulation of implantation of rainwater storage reservoir. The RD was dimensioned at the NS-10 Avenue with LO-21 and showed an efficiency of 42.2% for the peak flow damping.

Keywords: detention reservoirs; hydrological modeling; flow damping.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ciclo hidrológico.....	15
Figura 2 – Hidrograma.	20
Figura 3 – Área de estudo.....	29
Figura 4 – Confrontações LO-21.....	30
Figura 5 – Topografia LO-21.	31
Figura 6 – Rotatória da LO-21 com a NS-10.	32
Figura 7 – Área operativa.	37
Figura 8 – Área de contribuição na LO-21.....	39
Figura 9 – Talvegue considerado no projeto.	40
Figura 10 – Perfil topográfico.	40

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Tipo de drenagem.	22
Tabela 2 – Vantagens e desvantagens das bacias de detenção.	24
Tabela 3 – Coeficientes de escoamento segundo uso do solo.	42
Tabela 4 – Características do tubo de saída.	43
Tabela 5 – Volume de detenção pelo Método SCS.	43
Tabela 6 – Parâmetros adotados para composição do hietograma.	44
Tabela 7 – Características do reservatório.	45
Tabela 8 – Vazões afluentes e efluentes.	74
Tabela 9 – Grupo e características do solo.	82
Tabela 10 – Condições do solo em relação a situação do mesmo.	82
Tabela 11 – Limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e período de crescimento.	82
Tabela 12 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.	82

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Hidrograma afluente.....	44
Gráfico 2 – Curva volume x $f_1(Q+2S/\Delta t)$	45
Gráfico 3 – Curva vazão x $f_1(Q+2S/\Delta t)$	45
Gráfico 4 – Hidrogramas afluente e efluente.	74

LISTAS DE ABREVIACÕES

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

ANA – Agência Nacional da Águas

BD – Bacia de Detenção

BH – Bacia Hidrográfica

BL – Boca de Lobo

BMPs – Boas Práticas de Manejo

CH – Ciclo Hidrológico

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

IA – Impactos Ambientais

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

LENHS – Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento

MDT – Modelo Digital de Terreno

MR – Método Racional

PMSB – Plano Municipal de Saneamento Básico

PMSBP – Plano Municipal de Saneamento Básico de Palmas

RD – Reservatório de Detenção

SICRO – Sistema de Custos Referenciais de Obras

SIG – Sistema de Informação Geográfica

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

SWMM – *Storm Water Management Model* (Modelo de Gestão de Drenagem Urbana)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS	14
1.1.1	Objetivo Geral	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	CONCEITOS RELACIONADOS À HIDROLOGIA APLICADA	15
2.1.1	Ciclo Hidrológico	15
2.1.2	Chuvvas intensas e a equação IDF	16
2.1.3	Escoamento Superficial	19
2.2	DRENAGEM URBANA	21
2.2.1	Classificação da drenagem urbana	22
2.3	RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO	23
2.3.1	Tipos de reservatórios	24
2.3.2	Dimensionamento de reservatórios de detenção	25
3	METODOLOGIA	28
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	28
3.1.1	Localização da área de estudo	29
3.1.2	Topografia	30
3.1.3	Rotatória LO-21 com a NS-10 e uso do solo	31
3.2	DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO	32
3.2.1	Método SCS (Soil Conservation Service)	32
3.2.2	Geometria do reservatório	36
3.3	ANÁLISE DA EFICIÊNCIA	38
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	39
4.1	ÁREA DE ESTUDO/CONTRIBUIÇÃO	39
4.2	PARÂMETROS DE PROJETO	41
4.3	VOLUME DE DETENÇÃO	42
4.4	DESEMPENHO DO RESERVATÓRIO	43
5	CONCLUSÃO	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76
	ANEXOS	81

1 INTRODUÇÃO

A água é um elemento abundante e presente em praticamente todo o planeta Terra. Contudo, apesar da abundância a água do planeta não está integralmente disponível para uso. O montante disponível para uso do homem corresponde a 100 mil km³, que representa apenas 0,3 % do total de recurso de água doce do planeta. Além disso, nem todo esse percentual encontra-se na superfície, nos rios e lagos, já que essa água é também a principal fonte de abastecimento dos mananciais subterrâneos (SANTOS et al., 2001; RAUCCI; POLETTE, 2001).

As mudanças que ocorrem no estado físico da água lhe conferem uma constante e permanente circulação, transferindo-se para os diferentes meios físicos e a esse fenômeno denominamos: ciclo hidrológico (SANTOS et al., 2001). A dinâmica desse ciclo é mantida principalmente pela energia térmica solar que eleva por evaporação a água acumulada na superfície terrestre e pela gravidade responsável por precipitar a água que condensa na atmosfera. No entanto, os ambientes naturais sofrem constantes mudanças por conta das intervenções antrópicas. O processo de urbanização está comumente associado a substituição dos ambientes naturais, que possuem suas particularidades, por ambientes construídos que modificam as cadeias do ciclo hidrológico como, por exemplo, o direcionamento das águas pluviais e dos esgotos para os corpos d'água adjacentes aos canais de drenagem aumentando o movimento de águas superficiais. Outra alteração antrópica é o aumento excessivo da impermeabilização dos solos que diminui a infiltração e por consequência intensifica os processos de escoamento superficial (TUNDISI, 2003; BENINI; MENDIONDO, 2015).

Segundo Leopold (1968 apud TUCCI; MENDES, 2006) a impermeabilização dos solos e a condução do escoamento por meio de condutos e canais, causas diretas do processo de urbanização, aumentam as vazões médias de cheia em até 7 vezes. Uma vez alterada a cobertura vegetal da superfície o ambiente altera o seu ciclo hidrológico, dentre as principais alterações destacam-se: aumento do escoamento superficial devido a redução da infiltração no solo; aumento das vazões máximas de cheia uma vez que os condutos pluviais para o escoamento superficial tornam mais rápido o deslocamento das águas, antecipando os picos; rebaixamento do lençol freático; e redução da evapotranspiração devido à substituição da cobertura natural (TUCCI; MENDES, 2006).

A cidade tocantinense de Palmas passou por um processo de urbanização desordenada, com uma expressiva expansão da zona urbana para regiões onde inicialmente não haveria crescimento da cidade. Logo, grande parte do solo da região foi impermeabilizado e a falta de

um Plano Diretor específico para a drenagem pluvial urbana acarretou no surgimento de um problema que gera grande desconforto na cidade durante os períodos chuvosos (PALMAS, 2014b).

Por consequência da impermeabilização do solo, decorrente da urbanização acelerada, como também de obras de ocupação urbana que saturam o potencial de escoamento dos corpos hídricos urbanos Palmas tem sofrido com as enchentes, e numa escala menor os alagamentos, por conta do aumento do escoamento superficial e a cobertura de redes de drenagem deficientes. A rede de drenagem do município é sobrecarregada pela expansão urbana e quase inteiramente superficial. Os terrenos impermeabilizados dos imóveis construídos lançam suas águas pluviais nas vias de circulação e quando se alia isso ao aumento do número de ruas e avenidas asfaltadas também amplia o escoamento superficial, confirmando a sobrecarga da rede de drenagem (PALMAS, 2014b).

Diferente do que ocorre com os setores de abastecimento de água e esgoto sanitário de Palmas, a gestão e gerenciamento do setor de Drenagem Urbana não é de responsabilidade de um órgão ou setor técnico que apresente autonomia administrativa e financeira, sendo assim a competência é dada a Secretaria Municipal de Infraestrutura e Serviços Públicos através da Superintendência de Obras gerando uma certa fragilidade político-institucional no contexto da administração municipal (PALMAS, 2014b).

De acordo com Lopes e Souza (2012) os principais problemas enfrentados no município têm a ver com: a deficiência ou a inexistência de macro e de micro drenagem em avenidas e em algumas quadras; as dimensões inadequadas e a falta de limpeza das bocas de lobo (BL); as condições de descargas inadequadas de águas pluviais; o lançamento de águas pluviais de imóveis edificados direto sobre vias públicas; e a falta de um plano diretor específico para a drenagem pluvial urbana (LOPEZ; SOUZA, 2012).

O uso de bacias de retenção é uma das alternativas propostas no PMSBP para reverter a situação da drenagem urbana no município, como medida compensatória (PALMAS, 2014b). Segundo Tucci et al (1995 apud COELHO, 2010) as bacias de retenção são dispositivos de reservação que tem por objetivo, minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

A proposta deste trabalho é analisar o comportamento da vazão por meio do Método de Puls em uma simulação de implantação de reservatório de retenção de águas pluviais na área de uma rotatória da cidade de Palmas e atestar a sua eficiência por meio de modelagens hidrológicas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar a eficiência em amortecer a vazão de pico de um reservatório de detenção de águas pluviais por meio do Método de Puls.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar um reservatório de detenção para armazenamento temporário das precipitações, por meio do método SCS;
- Analisar a eficiência do reservatório por meio do Método de Puls.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITOS RELACIONADOS À HIDROLOGIA APLICADA

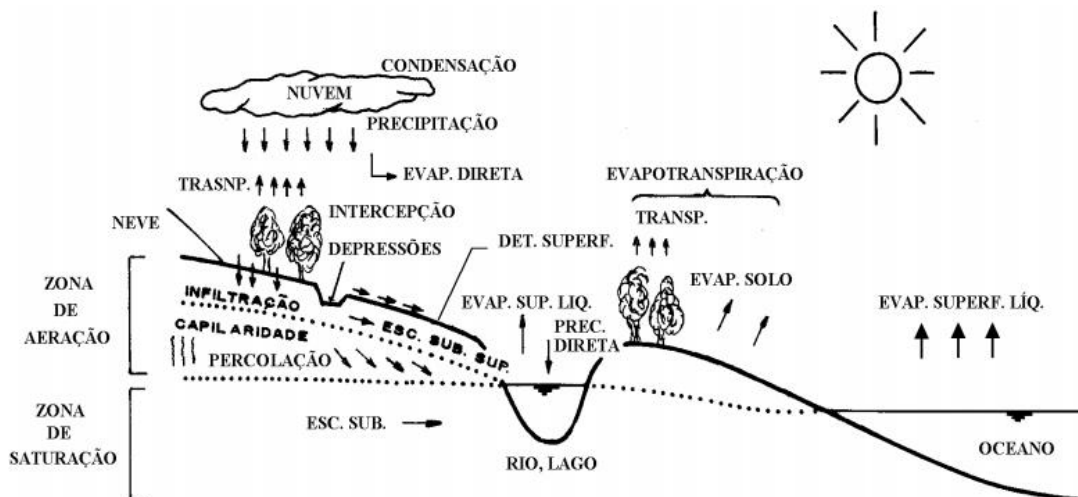
2.1.1 Ciclo Hidrológico

Segundo Tucci (2002, p. 35) o ciclo hidrológico “é o fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre e a atmosfera, impulsionado fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e à rotação terrestre”. Esses componentes dinamizam esse ciclo, justamente por garantirem as mudanças dos estados físicos da água. A energia térmica solar é responsável por elevar a água presente na superfície terrestre para a atmosfera por meio da evaporação, a força dos ventos obriga os vapores d’água a migrarem para os continentes, e a força da gravidade é a responsável tanto pela precipitação como pela infiltração e o deslocamento das massas de água (TUNDISI, 2003).

Embora, às vezes, pareça apenas uma sequência simplista de processos, o ciclo da água, na realidade, corresponde a um importante conjunto de fases que representam os diversos caminhos através dos quais a água circula na natureza (LOPES et al., 2007).

A Figura 1 ilustra o conjunto de fases da água durante o ciclo hidrológico.

Figura 1 – Ciclo hidrológico.



Fonte: Marques, 2011.

Há além dos condicionantes naturais outro fator de grande relevância que influencia o ciclo hidrológico, a intervenção humana. As alterações que homem provoca na natureza interferem diretamente no ciclo da água. Por exemplo, o uso dos reservatórios, que geram vastos

espelhos d'água, alteram a ocorrência dos vapores atmosféricos, o desmatamento que interfere no processo de evapotranspiração, a impermeabilização dos solos que modifica as características de infiltração dos solos impedindo o abastecimento dos lençóis freáticos (PASCHOAL, 2012).

O uso indevido da água também se configura numa intervenção antrópica negativa para o ciclo hidrológico. Essa intervenção não se dá apenas em relação a quantidade, mas também em termos da sua qualidade. A água utilizada pelo homem é devolvida aos mananciais, geralmente em má qualidade, quando não recebe o devido tratamento prévio podendo promover a degradação da qualidade dos meios que receberão esse afluyente (SILVA, 2012).

Embora o ciclo hidrológico como característica geral pode ser entendido com um sistema hidrológico fechado. Todavia, os subsistemas onde esse processo ocorre são abertos e abundantes; e dentre as regiões de grande relevância prática para a realização das análises do ciclo da água destacam-se as Bacias Hidrográficas (BH), justamente por propiciarem aplicações simplificadas do balanço hídrico que permitem avaliações dos componentes do ciclo hidrológico numa região hidrologicamente definida (CARVALHO; SILVA, 2006).

Segundo Barrella (2001) a BH pode ser definida como um conjunto de terras drenadas por um rio e seus afluentes, formada nas regiões mais altas do relevo por divisores de água, onde as águas das chuvas, ou escoam superficialmente formando os riachos e rios, ou infiltram no solo para formação de nascentes e do lençol freático. A BH desempenha um importante papel hidrológico de transformar uma entrada de volume concentrada no tempo, a precipitação, em uma saída de água, o escoamento, de forma mais distribuída no tempo (MARQUES, 2011).

2.1.2 Chuvas intensas e a equação IDF

A precipitação é o fenômeno caracterizado pela queda da água proveniente do meio atmosférico para a superfície terrestre. Apesar de o termo fazer referência a água em qualquer estado físico, somente a chuva e a neve contribuem significativamente para os totais de precipitação. Por conta das características tropicais no Brasil a absoluta maioria da precipitação cai sob a forma de chuva, os percentuais chegam a mais de 99% (AYOADE, 1986; SANTOS et al., 2001).

E por conta desse seu caráter quase absoluto na realidade brasileira, neste trabalho ao se referir à precipitação trata-se de chuva. Segundo Pedrazzi (2004 apud PALOSCHI, 2013) as grandezas características das medidas pluviométricas são: a altura pluviométrica, a duração e a intensidade da precipitação. Como no Brasil praticamente toda precipitação é em forma de

chuva, convencionalmente, mede-se a precipitação, pontualmente, por meio de aparelhos chamados pluviômetros e pluviógrafos (SANTOS et al., 2001).

Segundo Kobiyama, Checchia e Silva (2005, p. 112) “a precipitação raramente é uniforme sobre uma bacia hidrográfica. Variações na intensidade e na altura total precipitada ocorrem do centro às regiões periféricas da chuva. Entretanto, a maioria dos estudos hidrológicos necessita de estimativas da precipitação média sobre a área”. Os principais métodos utilizados para a estimativa da precipitação média são de acordo com Kobiyama, (2011): o método da média aritmética, o método de Thiessen e o método das isoietas.

O conhecimento e a análise dos dados de vazão máxima são de suma importância na elaboração de projetos de obras hidráulicas. E umas das alternativas para a obtenção da vazão de projeto na falta de dados históricos de vazão ou mesmo quando se apresentam em menor quantidade, é fazer um estudo de chuvas intensas da região. Esse estudo é realizado com base em dados pontuais, coletados em pluviógrafos específicos de determinada região, que permitem a composição de uma equação do tipo intensidade-duração-frequência (IDF), ou, equação de chuvas intensas (GARCIA et al., 2011).

Segundo Silva Neto et al. (2016, p. 1147) “o conhecimento da equação de chuvas intensas possibilita a aplicação de modelos matemáticos para estimativa de parâmetros como o tempo de concentração e a distribuição temporal da precipitação”. A utilização de curvas de IDF é uma das ferramentas mais utilizadas na prática de engenharia de recursos hídricos. Tais relações já têm sido empregadas por volta da década de 30 e desde os anos 60 são realizados estudos que envolvem a distribuição geográfica das chuvas intensas em vários países desenvolvidos, onde são confeccionados mapas que fornecem as intensidades e alturas de precipitação (GOULART et al., 1992; KOUTSOYIANNIS et al., 1998 apud DAMÉ et al. 2005).

As curvas IDF são determinadas a partir de dados de chuva obtidos de pluviogramas e conforme apresenta Bertoni e Tucci (2001) o desenvolvimento dessas curvas envolve os seguintes passos:

- a) Interpretação do pluviograma de cada chuva e cálculo da intensidade máxima de precipitação para cada duração; b) Formação das séries de intensidades máximas de chuva e análise de frequência de cada uma dessas séries; c) Construção de uma tabela ou de um gráfico, fornecendo a estimativa da intensidade máxima de chuva, em função de cada duração anteriormente definida e de períodos de retorno arbitrariamente estabelecidos; d) Obtenção da equação que represente analiticamente a relação IDF, caso se pretenda uma análise mais refinada (BERTONI; TUCCI, 2001 apud DAMÉ et al. 2005, p. 17-18).

Segundo Gonçalves (2011) as análises dos dados que compõem as curvas IDF são obtidos por meio de análises estatísticas de séries de dados pluviógrafos para uma determinada duração e certo tempo de retorno. E de acordo com a autora essas análises podem ter dois enfoques:

Na análise estatística das séries de chuva podem ser seguidos dois enfoques: o uso de séries anuais ou séries de duração parcial, dependendo do tamanho da série e do objetivo do estudo. As séries de duração parcial são utilizadas se a extensão da série disponível consiste em poucos anos (menor que 12 anos) e para tempos de retorno inferiores a 5 anos. Já a utilização das séries anuais está baseada na seleção das maiores precipitações anuais para uma determinada duração. A depender da discretização temporal das medidas do aparelho, em geral são escolhidas as seguintes durações: 5, 10, 15, 30 e 60 minutos, bem como 1, 2, 4, 6, 12, 18 e 24 horas (GONÇALVES, 2011, p. 6).

A metodologia usualmente adotada consiste na realização de determinados passos. O primeiro deles é selecionar as precipitações máximas anuais nos dados no pluviógrafo para cada duração. Em seguida se deve ajustar a distribuição teórica de probabilidade de cada uma das séries de valores máximos, geralmente as distribuições que melhor se ajustam são as de tipo: normal, log-normal, Gumbel e log Pearson tipo III. Depois de ajustadas as séries se determina a intensidade da precipitação por meio da razão entre a precipitação e sua duração.

No entanto, apesar do vasto uso dessa técnica existem ainda algumas dificuldades que são constantemente enfrentadas, principalmente, no que diz respeito a inexistência da equação para diversas localidades onde é necessária a realização de estudo, e o exaustivo trabalho de análise, interpretação e codificação de grande quantidade de dados (GARCIA et al., 2011).

Silva Neto et al. (2016, p. 1147) complementa essa ideia sobre os obstáculos no uso da metodologia afirmando que “a dificuldade que se apresenta na obtenção das equações de chuvas intensas está na baixa densidade de pluviógrafos bem como no tamanho das séries desses dados”. E de acordo com Tucci et al. (1995 apud DAMÉ et al., 2005) as obras hidráulicas construídas em regiões onde os dados climatológicos são dispersos, como nos países subdesenvolvidos, tem sua qualidade diretamente afetada acarretando como consequência em obras super ou subdimensionadas, o que em via de regras se constitui em desperdício financeiro e possibilitando inclusive a perda de vidas humanas em caso de colapsos.

No Brasil os dados pluviográficos não são facilmente encontrados e não existem em muitas regiões, ao contrário do que acontece com os dados pluviométricos que são abundantes. Diante disso Damé et al. (2011, p. 24) afirma que “é preciso desenvolver metodologias de estimativas de curvas IDF, em locais que possuam pouco ou nenhum dado pluviográfico”. E também Mello et al.:

Desta forma, além dos ajustes da equação intensidade-duração-frequência para as estações meteorológicas providas de dados pluviográficos, torna-se de fundamental importância ajustar uma metodologia que possibilite a determinação desta equação a partir de dados pluviométricos, em função da maior disponibilidade de estação e maior tempo de observações (MELLO et al., 2001 apud GARCIA et al., 2011, p. 576).

Algumas metodologias brasileiras foram desenvolvidas para se utilizar dos registros pluviométricos para a obtenção de valores para chuvas de menor duração. Dentre os métodos desenvolvidos destacam-se: o método de desagregação de chuvas de 24 h e o método de Bell. Outra importante consideração sobre as equações IDF é que elas não são estáticas no tempo, ou seja, essas equações devem ser atualizadas ao longo do tempo; o que implica na importância de um procedimento prático para calculá-las (OLIVEIRA et al., 2008; SILVA; ARAÚJO, 2013).

2.1.3 Escoamento Superficial

Segundo Carvalho e Silva (2006) o estudo do escoamento superficial talvez seja para o engenheiro a mais importante das fases do CH, justamente, por tratar da ocorrência e transporte da água na superfície terrestre, uma vez que a maior parte dos estudos hidrológicos envolvam o aproveitamento da água superficial e a proteção quanto os efeitos gerados pelo deslocamento da água.

Porto, Zahed Filho e Marcellini (1999, p. 1) definem o escoamento superficial como “o processo do ciclo hidrológico do ciclo hidrológico do deslocamento das águas na superfície da Terra, ou seja, representa o fluxo sobre a superfície do solo das bacias hidrográficas e pelos seus múltiplos canais”.

Entende-se como escoamento superficial todo o excesso de precipitação que após a precipitação desloca-se livremente pela superfície do terreno. Durante a precipitação parte da água infiltra o solo e parte escoam pela superfície pode, entretanto, ocorrer que mesmo a parcela de água que infiltrou no solo, posteriormente, torne-se a fonte de um novo escoamento caso aflore na superfície (VILLELA; MATTOS, 1975 apud KOBAYAMA; CHECCHIA; SILVA, 2005).

Sobre como o escoamento superficial acontece temos que:

[...] da precipitação que atinge o solo, parte fica retida quer seja em depressões quer seja como película em torno de partículas sólidas. Quando a precipitação já preencheu as pequenas depressões do solo, a capacidade de retenção da vegetação foi ultrapassada e foi excedida a taxa de infiltração, começa a ocorrer o escoamento superficial. Inicialmente, formam-se pequenos filetes que escoam sobre a superfície do solo até se juntarem em corredeiras, canais e rios. O escoamento ocorre sempre de um ponto mais alto para outro mais baixo, sempre das regiões mais altas para as

regiões mais baixas até o mar (UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA, 2005, p. 55).

De acordo com Kobiyama, Checchia e Silva (2005) os fatores que influenciam o escoamento superficial dividem-se por conta de suas naturezas climáticas e fisiográficas, além das consequências advindas da implantação de obras hidráulicas e da cobertura vegetal. Os fatores de natureza climáticas são a intensidade, duração da precipitação e a precipitação antecedente, já as de natureza fisiográficas são a área, a forma, a permeabilidade, a capacidade de infiltração e a topografia.

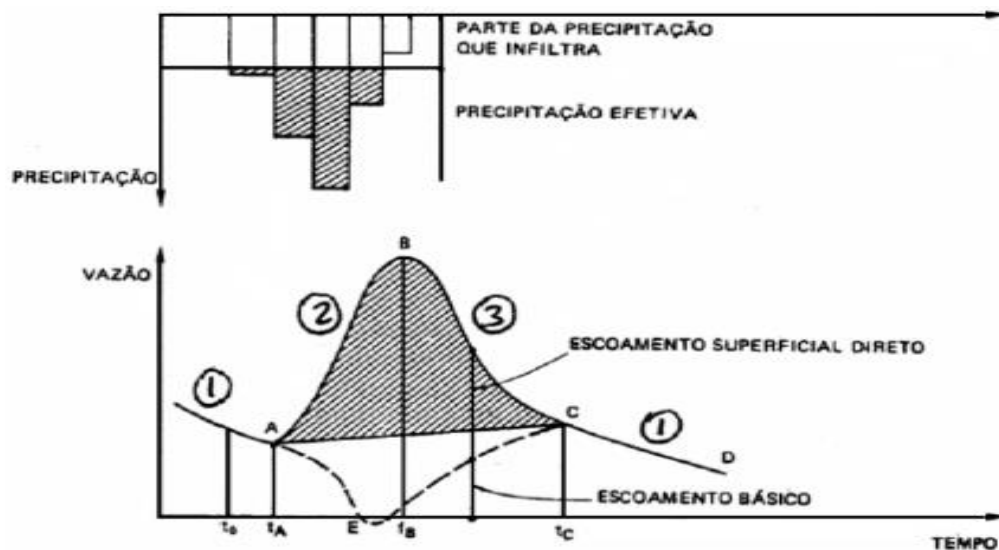
Ainda quanto a definição do hidrograma temos que:

É a variação da vazão na seção de saída da bacia hidrográfica como resposta à precipitação no tempo e no espaço sobre a bacia hidrográfica. [...] O escoamento superficial representa a maior parte do escoamento durante o período chuvoso, esgotando-se à medida que se aproxima o final das precipitações. O escoamento subterrâneo é o que garante a vazão no rio durante o período de estiagem. O hidrograma representa a integração de todos os processos do ciclo hidrológico que ocorreu entre precipitação e vazão, na bacia hidrográfica (TUCCI; MENDES, 2006, p. 23).

O hidrograma típico, aquele produzido por uma chuva intensa apresenta uma curva com um pico único. Entretanto, os hidrogramas podem apresentar picos múltiplos se houver variações abruptas na intensidade da chuva, uma sequência de chuvas intensas, ou mesmo, uma recessão anormal do escoamento subterrâneo (PORTO; ZAHED FILHO; MARCELLINI, 1999).

A Figura 2 apresenta um exemplo de hidrograma.

Figura 2 – Hidrograma.



Fonte: Kobiyama, Checchia e Silva, 2005.

Um importante parâmetro se tratando de escoamento superficial é o Coeficiente de Escoamento Superficial, ou coeficiente de *runoff*. Esse coeficiente é determinado por meio da razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado. Quando se conhece o coeficiente de *runoff* para uma determinada chuva intensa de uma certa duração, é possível determinar o escoamento superficial de outras precipitações de intensidades diferentes, desde que a duração seja a mesma (CARVALHO; SILVA, 2006).

É possível obter a estimativa do escoamento superficial através de dados de chuva. A vazão máxima de escoamento pode ser estimada, por exemplo, pelo método racional, que engloba todos os processos em apenas um coeficiente, o coeficiente de *runoff* (*C*). Esse método racional é muito utilizado na determinação da vazão máxima para bacias pequenas, com áreas menores que 2 km² (UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA, 2005).

2.2 DRENAGEM URBANA

O sistema urbano de drenagem pode ser conceituado como o conjunto de elementos que compõem a infraestrutura para a realização da coleta, transporte e lançamento dos efluentes pluviais que escoam na superfície. Contudo, o sistema de drenagem possui mais do que dispositivos de transporte de água, ele também é composto por uma série de medidas que tem por finalidade mitigar os danos causados pelas inundações e prevenir a população dos riscos decorrentes da urbanização (PINTO; PINHEIRO, 2006).

No entanto, por muitos anos no Brasil a compreensão a respeito da drenagem urbana era vista de modo muito limitado e simplista, idealizado na busca de um sistema hidráulicamente mais eficiente. Essa ideia baseava-se em uma visão antinatural onde as águas urbanas deveriam ser totalmente drenadas para fornecer uma aparência mais saudável ou higiênica às cidades (SOUZA, 2013).

Essa abordagem radical e centrada na perspectiva de conduzir rapidamente as águas urbanas para fora das cidades resultou em constantes e impactantes conflitos entre o planejamento das cidades e o desenvolvimento de sistemas de drenagem que não prejudicassem o meio ambiente. De forma muito comum, e inclusive até hoje, é possível notar cidades que ignoraram as características naturais dos cursos d'água e desenvolveram seus espaços urbanos em áreas de várzeas naturalmente alagadiças. Esses problemas de planejamento geram uma gama de outros problemas tipicamente urbanos, como por exemplo, o lançamento dos esgotos em corpos hídricos, e o aumento na concentração de sedimentos (SOUZA, 2013).

Deste modo, o conceito de drenagem urbana precisou evoluir para um ideal mais abrangente. Souza, Moraes e Borja apresentam uma visão muito mais desenvolvida sobre a drenagem urbana:

Numa perspectiva moderna, o sistema de drenagem deve ser visto como um dos componentes do espaço urbano, uma vez que é impossível dissociá-lo da infraestrutura das cidades. O sistema de drenagem de águas pluviais compõe a paisagem urbana, promovendo sua valorização (quando bem integrada ao urbanismo) ou sua degradação (quando o sistema de drenagem está degradado). Neste sentido, seu conceito deve ser ampliado, não estando representado apenas pelos elementos de infraestrutura (SOUZA; MORAES; BORJA, 2013, p. 163).

Os IA decorrentes da drenagem urbana estão diretamente associados às práticas de uso do solo e da forma pela qual a infraestrutura urbana é planejada e regida. No Brasil ainda há atrasos e déficits na integração e planejamento no que diz respeito ao saneamento ambiental. Falta ainda na maioria dos municípios o desenvolvimento de um Plano Diretor de Drenagem Urbana, como componente de aplicação de medidas e ações integradas de abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana, gestão do resíduo sólido e drenagem urbana (PEREIRA, F. L. et al, 2005).

2.2.1 Classificação da drenagem urbana

Os sistemas de drenagem poder ser divididos em micro e macrodrenagem. A microdrenagem é o conjunto de dispositivos que coletam as águas pluviais no início do escoamento, como os bueiros, as bocas de lobo, poços de visita e tubulações secundárias de menor diâmetro. A macrodrenagem, por sua vez, é composta pelo conjunto de galerias de águas pluviais e canais, sejam eles naturais ou artificiais, que recebem os grandes volumes de água coletadas na microdrenagem (PEREIRA, F. L. et al, 2005).

A Tabela 1 apresenta a distinção entre os tipos de drenagem.

Tabela 1 – Tipo de drenagem.

MICRODRENAGEM	MACRODRENAGEM
São estruturas que conduzem as águas do escoamento superficial para as galerias ou canais urbanos.	São dispositivos responsáveis pelo escoamento final das águas pluviais provenientes do sistema de microdrenagem urbana.
É constituída pelas redes coletoras de águas pluviais, poços de visita, sarjetas, bocas-de-lobo e meios-fios.	É constituída pelos principais talvegues, fundos de vales, cursos d'água, independente da execução de obras específicas e tampouco da localização de extensas áreas urbanizadas, por ser o escoadouro natural das águas pluviais.

Fonte: Pinto e Pinheiro (2006).

Os sistemas de drenagem urbana são desenvolvidos como forma de prevenir as inundações, principalmente, nas áreas sujeitas a alagamentos. Todavia as enchentes são fenômenos naturais dos regimes hidráulicos, e muitas das vezes as cidades não possuem um sistema de drenagem eficiente, o que torna necessário o uso de dispositivos compensatórios que auxiliem na diminuição dos picos de vazão. Uma das alternativas é a implantação de reservatórios que amortecem os picos de cheia. Esses reservatórios a depender de suas características podem ser implantados tanto como alternativas na macrodrenagem como na microdrenagem (PINTO; PINHEIRO, 2006; NAKAZONE, 2005).

2.3 RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

A BH possui uma capacidade natural de armazenamento das águas precipitadas, principalmente, por meio da infiltração no solo e da interceptação pela vegetação. Todavia, com o avanço das regiões urbanizadas a capacidade de armazenamento é reduzida proporcionalmente ao aumento do grau de impermeabilização da bacia, situação que gera a necessidade de adoção de medidas de compensação que auxiliem o armazenamento da água, como por exemplo, a utilização dos reservatórios de detenção (RD), também conhecidos como bacias de detenção (BD) (COELHO, 2010).

RD são dispositivos compensatórios de controle de águas pluviais que funcionam retardando o tempo de concentração e abrandando o pico dos hidrogramas de saída, produzindo assim uma compensação na perda da capacidade de armazenamento de terrenos que foram impermeabilizados (ARBOIT, 2014).

Para Tucci et al (1995 apud COELHO, 2010) as BD possibilitam equilibrar o impacto sofrido pela BH em sua capacidade natural de armazenamento minimizando os impactos hidrológicos no clico da água da bacia. E de acordo com Canholi (2005) os RD tem a finalidade principal de reduzir os picos de enchentes, fomentando o amortecimento das ondas de cheia, por meio do armazenamento de uma parcela do volume de água que escoar após as precipitações.

A Tabela 2 apresenta um resumo das principais vantagens e desvantagens na utilização dos RD.

Tabela 2 – Vantagens e desvantagens das bacias de retenção.

VANTAGENS	DESvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Pode atender a eventos chuvosos de diferentes intensidades; • Podem ser usadas onde a reserva de água subterrânea é vulnerável; 	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa remoção de poluentes; • A profundidade de retenção pode ser limitada pela diferença de nível entre entrada e saída.
<ul style="list-style-type: none"> • Projeto e construção simples; • Pode ter funções complementares; 	
<ul style="list-style-type: none"> • Fácil manutenção. 	

Fonte: Adaptado de Coelho (2010).

Os RD podem ser implantados tanto como alternativas na macrodrenagem como na microdrenagem, além de também serem utilizados em loteamentos e lotes. Quando se planeja adotar RD na macrodrenagem, de forma geral, é importante que esse planejamento seja concebido tendo em vista os planos diretores de macrodrenagem urbana (NAKAZONE, 2005).

2.3.1 Tipos de reservatórios

Existem diferentes tipos de reservatórios e os termos mais comumente utilizados para se referir a cada um deles pode gerar certa confusão: reservatórios de retenção e reservatórios de armazenamento. Os reservatórios de retenção são bacias acumulativas “secas”, ou seja, esse tipo de reservatório permanece vazio durante determinado período. Eles armazenam as águas que escoam durante a precipitação apenas temporariamente. Diferente dos reservatórios de armazenamento que funcionam como mecanismo “molhado” possuindo uma lâmina d’água permanente, característica que lhe confere a aparência de um lago. Esse tipo de reservatório pode ainda, possuir funcionalidades adicionais tratamento da água, infiltração, irrigação, combate a incêndios, paisagismo, recreação e lazer (COELHO, 2010).

Além disso, como acrescentam Zahed Filho et al. (2014) os RD apresentam, geralmente, tempo de armazenamento de curto prazo, usualmente, esvaziam em menos de um dia. O pico de vazão de saída é amainado até atingir um valor inferior ao de entrada, logo o volume de água descarregada é igual ao afluente, apenas distribuído em um tempo maior. Outra característica importante é o fato de a área seca poder ser utilizada para fins recreativos.

Os RD podem ainda ser divididos em outras categorias. As formas mais usuais de reservatórios de retenção no Brasil, são os subterrâneos ou cobertos e os reservatórios a céu aberto. Os reservatórios cobertos são os, geralmente, empregados em zonas urbanas

densamente ocupadas, onde não há a possibilidade de implantação de reservatório a céu aberto. Normalmente a cobertura destes reservatórios, possibilita a utilização do espaço para atividades públicas ou privadas. Já os reservatórios céu aberto são os que armazenam água apenas durante eventos de chuva e podem ser construídos com fundo impermeabilizado, por exemplo, em concreto possibilitando a utilização de seu espaço nos períodos secos como quadras esportivas ou áreas de lazer (ABCP, 2013).

Quanto à sua configuração em relação ao curso d'água os RD são classificados como on-line ou off-line:

Os reservatórios de detenção podem ser classificados quanto à sua configuração em relação ao curso d'água. Geralmente, a escolha de configuração de um reservatório, em série ou em paralelo, é condicionada pela disponibilidade de área para a construção da estrutura. Em regiões mais densamente ocupadas de uma bacia, a disponibilidade de área normalmente é restrita, nestes casos, usualmente se opta por construir um reservatório em paralelo que pode armazenar volumes maiores, uma vez que o fundo do reservatório pode ser mais profundo que o leito do córrego. Neste caso, comumente há a necessidade de utilização de bombas para o esvaziamento do reservatório, o que encarece a implantação, operação e manutenção da estrutura. Já em regiões periféricas, cabeceiras de bacias ou bacias pouco urbanizadas, é usual a utilização de reservatórios em série (ABCP, 2013, p. 6).

Segundo Coelho (2010 p. 26) “os RD on-line são implantados na linha principal do sistema, recebendo todo o escoamento gerado a montante e restituindo-o de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem continuamente, normalmente por gravidade”. Já os reservatórios off-line, recebem a água através de canais ou vertedores, sendo implantados em áreas laterais disponíveis e atuando na função de redirecionar as vazões excedentes que são pré-determinadas no curso d'água (NAKAZONE, 2005; COELHO, 2010).

2.3.2 Dimensionamento de reservatórios de detenção

O primeiro passo a ser tomado no dimensionamento de um reservatório de detenção é definir de forma clara qual o objetivo de implantação da estrutura. A eficiência do RD está diretamente ligada ao objetivo que se espera dela uma vez que essa estrutura pode atender a diferentes demandas, como por exemplo, controlar o escoamento com propósito de evitar alagamentos com determinados períodos de retorno ou controlar a erosão dos cursos d'água a jusante. Logo, na fase de planejamento é indispensável a tomada de decisão consciente e precisa (SILVA, 2009).

As metodologias mais tradicionais de dimensionamento de reservatórios de armazenamento são em sua essência baseados nos volumes a serem contidos para um período

de retorno previamente determinado e na capacidade de drenagem dos sistemas a jusante do reservatório que limitam por sua vez as vazões máximas de saída para a redução dos volumes de pico do escoamento superficial (NAKAZONE, 2005). Além disso, Zahed Filho (2005, p. 19) aponta que “o dimensionamento é feito por tentativas, sendo que a dimensão ótima é aquela que considere os custos de construção e os custos sociais e econômicos relacionados às desapropriações e impactos ambientais gerados na vizinhança”.

O cálculo de dimensionamento envolve simulações matemáticas de amortecimento de cheias, os chamados *routing*, onde os dados de entrada são obtidos por meio do hidrograma de projeto, as características físicas do reservatório, como níveis d’água máximo e mínimo admissíveis e a curva da estrutura de controle de saída. Os produtos obtidos das formulações desses parâmetros é o hidrograma de vazões efluentes, os níveis d’água atingidos na saída da bacia de detenção e o volume armazenado (COELHO, 2010 apud CANHOLI, 2005).

De acordo com Arboit (2014) é comum que os reservatórios sejam dimensionados por procedimentos que compreendam três etapas:

- Determinação da vazão limite de saída do reservatório;
- Determinação do volume de detenção;
- Dimensionamento do reservatório e das estruturas de descarga.

O Método Racional é o mais utilizado e difundido para a determinação da vazão máxima de saída, frequentemente utilizado em pequenas bacias, com áreas inferiores a 2 km². No Método Racional admite-se alguns princípios básicos, dentre eles: considera-se a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração (t_c); e adota-se um coeficiente único de perdas C , que é estimado por meio das características físicas da bacia. Embora esse método seja o mais difundido essa vazão também pode ser determinada de acordo com o Plano Diretor de Drenagem Urbana Municipal (ARBOIT, 2014).

Para a determinação do volume de armazenamento, atualmente, existem diversas metodologias; e a literatura fornece grande quantidade de modelos desenvolvidos e seus critérios utilizados o que permite a comparação de métodos. Justamente, por conta da variedade de métodos ainda não há um consenso sobre uma metodologia universal que seja vista pelos projetistas e pelas agências responsáveis como a melhor. Como a geometria do reservatório e a composição dos dispositivos de estrada e saída dependem da situação a fixação de um padrão único é trabalhoso e pode causar incompatibilidades de projeto para projeto. No entanto, os avanços na tecnologia computacional proporcionaram um avanço no entendimento e análise do

ciclo hidrológico urbano. Por meio dos modelos computacionais de simulação passou a ser possível e desenvolver projetos de sistemas de drenagem tendo em vista a dinâmica do CH e da BH, permitindo análise de cenários atuais e futuros (NAKAZONE, 2005; ARBOIT, 2014).

Além disso, cabe ao projetista determinar as estruturas de entrada e saída do escoamento. Geralmente, os dispositivos de entrada dos reservatórios são vertedouros, que podem ser frontais ou laterais, sendo os laterais os mais comuns. As estruturas de saída do reservatório afetam diretamente a vazão efluente da bacia e a sua escolha depende do hidrograma efluente desejado, podendo ser adotado um tipo de estrutura ou uma combinação delas. Existe uma gama maior de estruturas de saída, dentre as quais pontua-se: os extravasores tipo orifício, que são pequenos orifícios e tubulações curtas cujo comprimento possa ser admitido como igual a zero; galeria de fundo com controle de entrada, onde o escoamento é limitado pelas características hidráulicas da entrada da galeria, inferior a capacidade de vazão do seu trecho jusante; galeria de fundo com controle de saída, onde o escoamento é limitado pelas características hidráulicas de saída da galeria onde o escoamento no seu interior pode ocorrer à seção plena (afogado) ou parcialmente cheio (livre); extravasores de soleira livre, estruturas que podem ter seções com diferentes formatos (retangular, triangular ou trapezoidal) e paredes delgadas ou espessas; e a tomada vertical perfurada, que consiste num tubo vertical perfurado com espaçamento uniforme entre as aberturas (COELHO, 2010).

3 METODOLOGIA

Nesse capítulo está apresentado o detalhamento das atividades desenvolvidas para a análise de viabilidade proposta no presente trabalho. A metodologia para elaboração do projeto foi dividida em quatro etapas listadas a seguir:

1. Caracterização da área de estudo;
2. Dimensionamento do reservatório;
3. Análise da eficiência.

Os itens a seguir discriminam cada uma das etapas de composição realizadas.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Um dos objetivos dos planejadores da cidade de Palmas era evitar a ocorrência de vazios urbanos na cidade adotando um crescimento controlado e dividido em fases. O Plano Diretor da cidade foi implantado obedecendo critérios técnicos e ambientais, principalmente prezando para que essa implantação se desse num território que não impactasse a natureza existente. Logo, a região escolhida foi um plano inclinado, visando a facilidade de fornecimento de serviços públicos básicos como o abastecimento de água e o escoamento pluvial (SILVA, 2010).

O mapa da cidade parece formar uma malha ortogonal, e numa escala mais reduzida as quadras possuem arquitetura mais livre apresentado variações de uma para outra. A circulação respeita um sistema hierárquico de avenidas principais: as “LO”, avenidas paralelas à Avenida Juscelino Kubitschek, atravessando a cidade no sentido Leste-Oeste e as “NS”, avenidas paralelas à Avenida Teotônio Segurado, cortando a cidade no sentido Norte-Sul. As duas principais avenidas da capital são a Avenida Teotônio Segurado e a Avenida JK, ambas dividindo a cidade e convergindo para o Palácio do Araguaia. Dentro das quadras a circulação se dá pelas alamedas, ruas em grande parte arborizadas e com faixas largas (SILVA, 2010).

Ao analisar a arquitetura da capital é possível notar maior preocupação com os aspectos estéticos do que com os funcionais. Por conta disso, percebe-se as consequências dessa preocupação estética em outras esferas como, por exemplo, no trânsito. Em Palmas existem poucos semáforos para controle do tráfego e assim o trânsito é controlado por rotatórias,

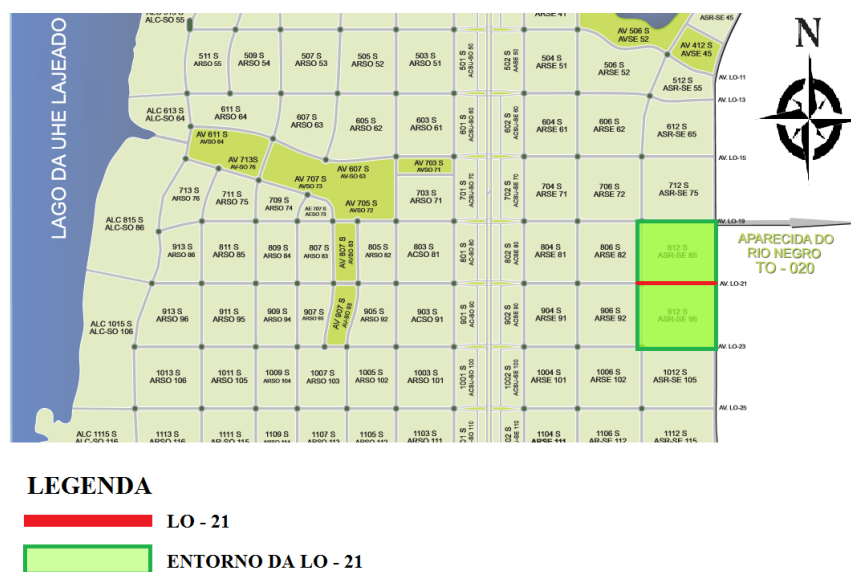
grandes áreas ociosas que em sua maioria pouco contribuem a arborização da cidade (SILVA, 2010; MOURA, 2011).

Contrariando as expectativas com relação ao crescimento organizado a cidade sofreu uma ocupação descontrolada o que impossibilitou, dentre outras coisas, o aproveitamento racional e econômico de toda a infraestrutura dos serviços públicos. No que diz respeito a drenagem urbana a capital Tocantinense apresenta deficiência ou inexistência de macro e de microdrenagem em avenidas e em algumas quadras; falta de manutenção sistemática do sistema de micro e macrodrenagem, condições de descargas inadequadas de águas pluviais, causando erosão e assoreamento dos cursos d'água; lançamento de águas pluviais de imóveis diretamente sobre vias públicas; falta de um plano diretor específico para a drenagem pluvial urbana; falta de pavimentação em algumas quadras o que além dos transtornos aos moradores aumenta o carreamento de sedimentos para os dispositivos de drenagem ao longo da cidade (SOUSA, 2015; PALMAS, 2014b).

3.1.1 Localização da área de estudo

A área objeto desse estudo é a avenida LO-21 e as quadras localizadas em seu entorno. Essa avenida localiza-se no Plano Diretor Sul da cidade e de acordo com a Lei n° 386, de 17 de fevereiro de 1993, que dispõe sobre a divisão da área urbana de Palmas, faz parte das áreas destinadas à comércio e serviço vicinal. A Figura 3 apresenta o trecho estudado.

Figura 3 – Área de estudo.



Fonte: Adaptado de GEOPalmas.

Esse trecho é confrontado ao norte pela quadra 812 Sul e ao sul pela quadra 912 Sul, pela rodovia estadual TO-050 à leste e pela NS-10 conforme apresenta a Figura 4.

Figura 4 – Confrontações LO-21.



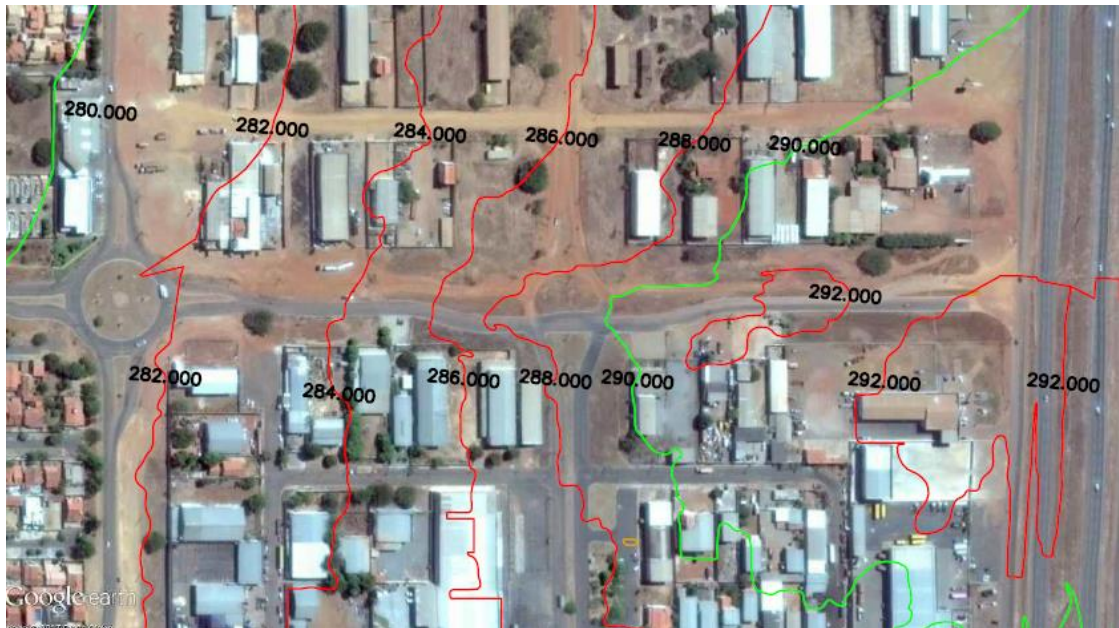
Fonte: Adaptado do Google Earth.

É possível atestar por meio da imagem acima que as quadras que cercam a LO-21 são bastante adensadas, no entanto, apresentam pouquíssima arborização e a quadra 812 Sul não é pavimentada. Essas características são muito relevantes para a determinação de parâmetros como o Coeficiente de Runoff.

3.1.2 Topografia

Como a cidade de Palmas foi executada em uma área de planície as suas declividades são pequenas. A característica topográfica da cidade apresenta as cotas mais altas nas áreas próximas a Serra de Lajeado que diminuem gradativamente a medida que se aproximam do Rio Tocantins.

Figura 5 – Topografia LO-21.



Fonte: Adaptado do Google Earth.

A Figura 5 mostra que a topografia da LO-21 apresenta declividades no sentido Leste-Oeste, e com uma amplitude de pouco mais de 10 metros. A configuração das quadras e da avenida obriga a água que escoar nessa região a passar pela Rotatória da LO-21 com a NS-10.

3.1.3 Rotatória LO-21 com a NS-10 e uso do solo

A rotatória estudada para a implantação do RD é a rotatória da LO-21 com a NS-10. Por essa rotatória escoar grande parte do escoamento da LO-21 em direção ao Rio Tocantins. Todavia, é preciso considerar que Palmas possui uma diretriz que regulamenta o uso das Áreas Públicas Municipais para implantação de equipamentos urbanos e comunitários, o Projeto de Lei Complementar nº 14, de 07 de novembro de 2006, que dispõe sobre a política urbana do município de Palmas, onde devem ser consideradas as diretrizes mínimas de: ter no mínimo 50% de área permeável no terreno; e na aprovação do seu projeto arquitetônico, é exigido projeto ambiental-paisagístico, visando ao sombreamento e à integração da vegetação com o ambiente construído. A Figura 6 apresenta a rotatória estudada.

Figura 6 – Rotatória da LO-21 com a NS-10.



Fonte: Google Earth.

A rotatória possui pouquíssima arborização, e as árvores presentes não são caracterizadas como espécies endêmicas, raras ou ameaçadas de extinção e, portanto, espécies imunes à corte de acordo com a Declaração de Imunidade de Corte da Lei nº 12.651 de 2012.

3.2 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO

O projeto de dimensionamento de um RD acontece em fases que se estendem desde a de planejamento até a execução e manutenção. A escolha do método de dimensionamento é de suma importância para a escolha e execução eficiente do reservatório. A literatura apresenta vários métodos gráficos, semianalíticos e numéricos para a determinação da estimativa do volume necessário de um RD. Neste trabalho foi utilizado o Método SCS.

3.2.1 Método SCS (Soil Conservation Service)

O método do *Soil Conservation Service* (SCS) foi desenvolvido nos Estados Unidos pelo Departamento de Agricultura com base em análises aplicadas em várias bacias hidrográficas norte-americanas. Trata-se de um método de distribuição temporal, geralmente, aplicado em áreas que variam de 2 km² a 5.000 km², baseado no conceito do hidrograma

unitário. Apesar de ser mais aplicado nos EUA existem adaptações dessa metodologia, por exemplo, para o Estado de São Paulo de modo que é possível utilizá-lo em outras regiões do país (HOEPFNER, 2007; TOMAZ, 2013).

A aplicação desse método foi dividida em duas etapas: a separação do escoamento e o cálculo do hidrograma.

3.2.1.1 Separação do escoamento superficial

A parcela da precipitação que contribui para o escoamento superficial é chamada de precipitação efetiva, ou de precipitação excedente. Essa precipitação é a diferença entre a precipitação total e as perdas de iniciais de precipitação, que são causadas pelos processos de interceptação, infiltração, armazenamento em depressões do solo, evaporação e evapotranspiração. Logo, o escoamento superficial potencial é o resultado dessa diferença entre a precipitação e as perdas iniciais que ocorrem até o encharcamento da superfície (HOEPFNER, 2007).

Quando as perdas iniciais são superiores a precipitação total, ou seja, quando toda precipitação é interceptada ou infiltra no solo, não há escoamento. Em contrapartida quando a precipitação total é superior as perdas iniciais é possível obter o valor do escoamento. Essas perdas iniciais são comumente adotadas como em um percentual de 20%, esse valor foi obtido por meio de estudos empíricos (PORTO 1995 apud HOEPFNER, 2007).

Tomando por base essas considerações o escoamento pode ser obtido pelas seguintes equações.

$$I_a = \frac{S}{5} \quad (1)$$

Onde I_a é o valor das perdas iniciais e S é o parâmetro de armazenamento, que representa o volume de retenção potencial máximo (mm). Esse parâmetro é obtido pela Equação 2.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2)$$

O parâmetro CN apresentado nessa equação é número de curva. O valor de CN depende do tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo e da umidade antecedente. No método do

SCS os grupos hidrológicos de solos se dividem em quatro categorias e as condições de umidade antecedente do solo em três. Essas classificações são apresentadas no Anexo A (PORTO, 1995).

Portanto, unindo as equações anteriores o escoamento potencial é o obtido por meio da Equação 3.

$$Pe = \frac{(P - Ia)}{P + 0,8S} \quad (3)$$

Em que P é a precipitação total (mm).

Neste trabalho foram aplicados os valores de número de curva referentes às áreas urbanizadas, levando em consideração os seus tipos de ocupação do solo. Como a área de estudo é caracterizada por tipos de solos variados e com múltiplos usos foi necessário a realização de uma média ponderada para obtenção do CN correspondente à área estudada. Além disso, foi adotado que os solos que recebem a contribuição da região estudada são tipo D, ou seja, possuem elevada capacidade de escoamento.

3.2.1.2 Cálculo do hidrograma

O hidrograma do SCS é adimensional, onde as vazões e seus respectivos tempos de ocorrência são apresentados como frações da vazão de pico do hidrograma (Q_p) e do tempo relativo à ocorrência desta vazão (t_p) (PORTELA, 2006).

O tempo de pico do hidrograma é obtido pela Equação 4.

$$tp = \frac{t}{2} + tr \quad (4)$$

Onde:

t = duração da precipitação (horas);

t_r = tempo de retardo (horas).

O tempo de retardo, por sua vez, pode ser obtido pela Equação 5.

$$tr = 0,6 \times tc \quad (5)$$

Onde t_c é o tempo de concentração em horas. Por fim, a vazão afluyente (Q_a) é obtida por meio da Equação 6.

$$Q_a = \frac{2,08 \times A}{t_p} \quad (6)$$

Onde:

Q_a = vazão afluyente (m^3/s);

A = área da bacia hidrográfica (km^2);

t_p = tempo de pico (horas).

E por meio do hidrograma unitário triangular do SCS é possível obter o hidrograma unitário curvilíneo, uma vez que, apresentam porcentagem do volume de cheia no ramo ascendente semelhante (PORTELA, 2006; HOEPFNER, 2007).

3.2.1.3 Cálculo do tempo de duração da chuva de projeto

A chuva crítica ou chuva de projeto é aquela que produz o maior volume de detenção. Como define Franco (2014, p. 1) a chuva crítica é “aquela cuja combinação de intensidade e duração para um dado tempo de retorno, gera o máximo de volume de detenção na bacia, para uma vazão efluente definida”. Esse volume máximo de detenção ocorre no momento em que a vazão afluyente é igual a vazão efluente.

Para se obter o tempo de duração da chuva crítica (t) é necessário relacionar dois conceitos: o de intensidade efluente e o de chuva crítica, que também pode ser entendida como uma chuva intensa.

A intensidade efluente (i_s) é obtida pela Equação 7.

$$i_s = \frac{Q_e}{C \times A} \times 3,6 \quad (7)$$

Onde (i_s) é a intensidade efluente equivalente (mm/h); Q_e é a vazão efluente (m^3/s); A é a área (km^2).

Por meio da Equação 8 é possível obter o tempo de duração da chuva crítica para Palmas.

$$t = \sqrt[0,702]{\frac{749,97 \times T^{0,104}}{i_s}} - 9 \quad (8)$$

Onde T é o tempo de retorno como já dito anteriormente adotado como 10 anos; e t é o tempo de duração da chuva (min).

3.2.1.4 Cálculo do volume de detenção

O volume de detenção é o total a ser armazenado após o início do escoamento e representa a diferença do volume afluente, a entrada, do reservatório e o volume efluente, ou seja, o volume que conduzido à rede de microdrenagem. Neste projeto admitiu-se a vazão efluente mantém-se constante, ou mantém-se ou igual a afluente caso seja menor.

O volume de detenção será a diferença ente o volume afluente e o volume efluente. Esses volumes por sua vez, são o produto das vazões Q_a e Q_e pelo tempo de duração da chuva (t).

$$V_d = (Q_a \times t \times 60) - (Q_e \times t \times 60) \quad (9)$$

Como o tempo de duração da chuva é dado em minutos multiplicou-se ambos os volumes por 60 para obter o volume de detenção em m^3 .

3.2.2 Geometria do reservatório

A geometria escolhida para o reservatório foi circular para aproveitar melhor a área disponível da rotatória. O dimensionamento do RD foi realizado com base na escolha da geometria, na limitação da área disponível na rotatória e pela limitação da profundidade de escavação. O ponto chave nesse dimensionamento então foi analisar se, dentro das limitações para implantação, o volume de detenção comportaria a demanda do escoamento. A rotatória possui uma área total de pouco mais de $3.893 m^2$, no entanto, nem toda área foi escolhida para implantação. Pensando em garantir mais segurança aos usuários das avenidas e na execução do

reservatório foi determinado um afastamento interno de 2,0 metros do limite da rotatória para a área que denominaremos aqui como operativa.

A Figura 7 apresenta o afastamento e a área operativa delimitada.

Figura 7 – Área operativa.



Fonte: Acervo Pessoal.

Assim a área para implantação do RD possui 3.463,70 m². A profundidade máxima de escavação inicialmente determinada foi de 2,0 metros. Para otimização do volume de detenção o reservatório será executado em gabião, assim dispensando o uso de taludes laterais acentuados.

De acordo com Chuquimuni (2005, p. 34) os gabiões são estruturas “modulares com formas variadas, confeccionados a partir de telas metálicas em malha hexagonal preenchidos com blocos de rocha de granulometria adequada e costurados juntos, formando estruturas flexíveis destinadas à solução de problemas geotécnicos”.

A utilização de gabiões possui uma série de vantagens a principal delas, talvez, seja a economia de execução dada a simplicidade de construtiva e de manutenção, e a não necessidade de mão de obra especializada. No que diz respeito aos aspectos estruturais os gabiões são elementos bastante flexíveis e permitem que a estrutura se acomode aos recalques diferenciais sem que ocasione danos sérios a estrutura do muro. Além disso, são estruturas permeáveis e drenantes, favorecendo assim a minimização dos empuxos hidrostáticos sobre o muro e a malha

de arame galvanizado garante a geometria do sólido formando um conjunto capaz de absorver os empuxos horizontais e transmiti-los ao solo (CHUQUIMUNI, 2005).

As características drenantes do gabião só tem a contribuir com o RD, no entanto, para evitar o carreamento de partículas no dimensionamento da estrutura foi implantada uma manta geotêxtil entre a parede do gabião e o solo.

3.3 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA

A eficiência do RD foi atestada pelos resultados obtidos na comparação dos escoamentos pelos hidrogramas de pré e pós-implantação. O hidrograma muda com a implantação do dispositivo de amortecimento, pois retarda a vazão de pico e assim os seus valores sofrem uma atenuação decorrente da regulagem dos dispositivos de extravasão.

O comportamento do escoamento foi observado através do Método Puls que conforme Tucci (1998, p. 136) “é um dos métodos mais conhecidos para a simulação do escoamento em reservatório”. O método se baseia na equação da continuidade concentrada, sem contribuição lateral e estabelecendo uma relação entre a reservação e a vazão do reservatório, considerando a linha de água horizontal.

O cálculo é realizado por meio da Equação 10.

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (10)$$

Onde I e I_{t+1} são as vazões de entrada no RD no tempo t e $t+1$; Q_t e Q_{t+1} são as vazões de saída do RD no tempo t e $t+1$; e S e S_{t+1} o armazenamento também nos tempos t e $t+1$. Essa equação faz relação com outras duas equações que representam o armazenamento e a vazão do reservatório.

$$Q = f(S) \quad (11)$$

$$Q = f1\left(Q + \frac{2S}{\Delta t}\right) \quad (12)$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Embora não seja apresentado de modo explícito nos objetivos deste trabalho o propósito principal desta pesquisa é apresentar uma análise que seja relevante não apenas para a Universidade Federal do Tocantins, mas para a sociedade que mora no município de Palmas.

4.1 ÁREA DE ESTUDO/CONTRIBUIÇÃO

No desenvolvimento da pesquisa foi encontrada uma dificuldade bastante relevante com relação a área de contribuição. Embora a área de estudo estivesse bem definida e caracterizada não havia levantamentos topográficos das proximidades da Avenida LO-21 na Secretaria de Infraestrutura de Palmas impossibilitando a divisão fiel dos fluxos de escoamento nos terrenos. O levantamento topográfico é essencial para os projetos de drenagem, pois por meio deles são definidos os divisores freáticos que delimitarão as áreas de contribuição para cada BL e conseqüentemente para cada PV.

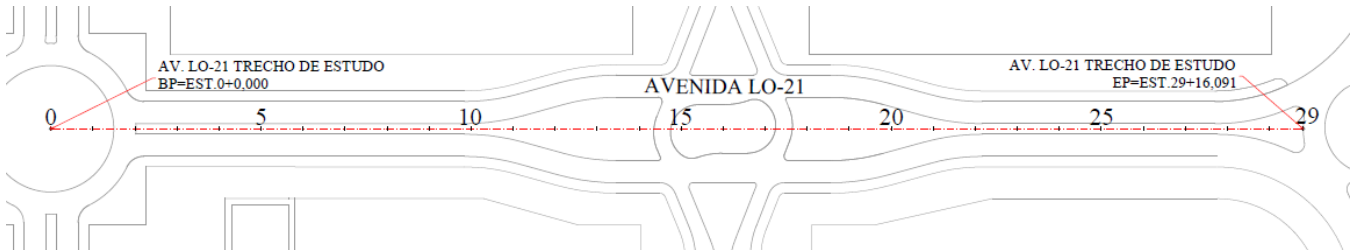
A área de contribuição foi delimitada considerando que toda a região selecionada contribuía diretamente no escoamento da Avenida LO-21. Essa extrapolação apesar de exagerar a contribuição da área permite desenvolver o projeto para uma situação mais crítica. A Figura 8 apresenta a área de contribuição delimitada e adotada nesse estudo. A área total foi de 222.191,04 m², pouco mais de 22 hectares.

Figura 8 – Área de contribuição na LO-21.



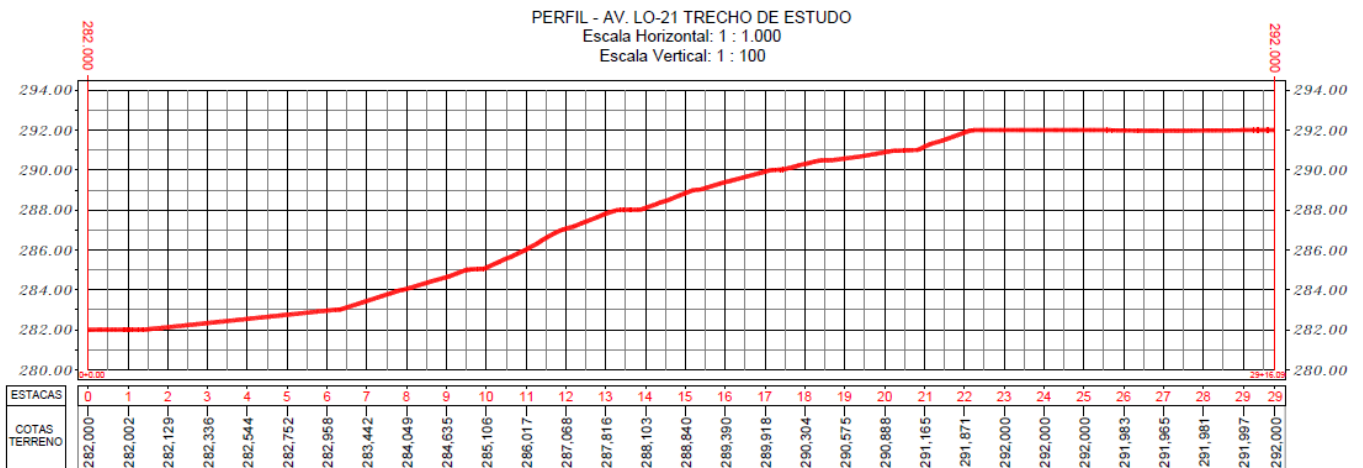
O fluxo do escoamento na Avenida LO-21 é direcionado diretamente para a rotatória onde será implantado o RD e o comprimento do talvegue é justamente o comprimento do trecho estudado. O comprimento desse talvegue é de 596 metros, conforme apresenta a Figura 9.

Figura 9 – Talvegue considerado no projeto.



Para Tucci e Mendes (2006, p. 19) “as características principais da bacia hidrográfica são a área de drenagem, o comprimento do rio principal, declividade do rio e a declividade da bacia”. Essa compreensão é similar para as sub e microbacias, uma vez que esses fatores estão diretamente associados ao comportamento do escoamento. Assim, foi também obtido e analisado o perfil topográfico desse trecho da Avenida LO-21 conforme apresenta a Figura 10.

Figura 10 – Perfil topográfico.



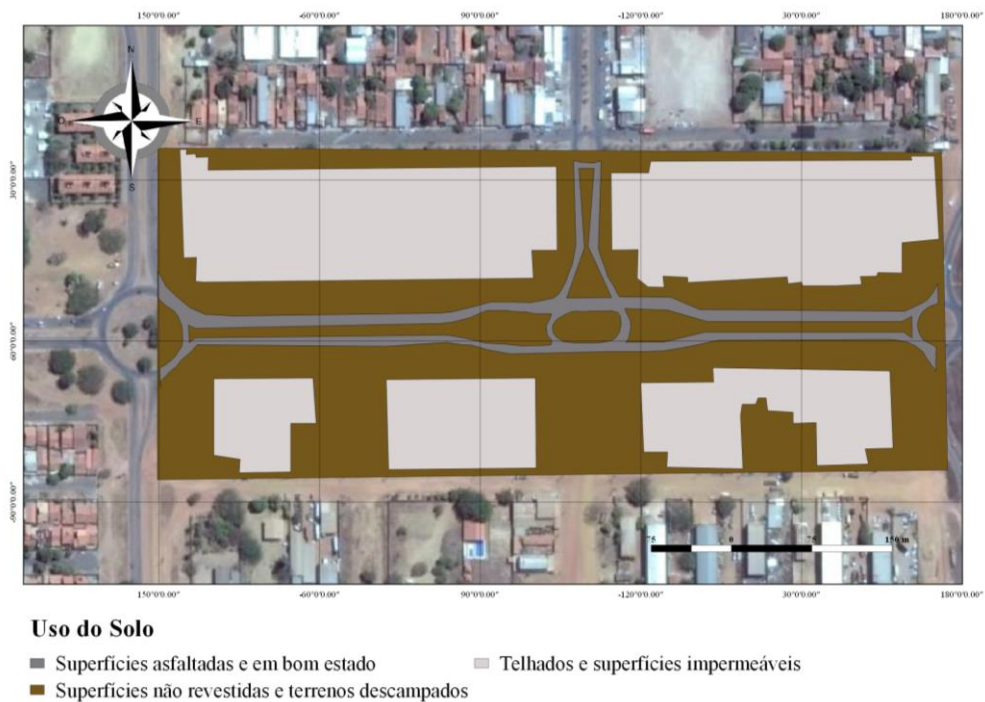
A Avenida LO-21 intercepta a Avenida NS-10 na conta 282; e a amplitude desse trecho é de 10 metros, pois o estaqueamento lançado começa na interceptação e acaba na estaca 29+16,09 metros na cota 292. Assim a inclinação média do trecho é de 0,017 m/m, ou 1,70%.

4.2 PARÂMETROS DE PROJETO

Antes de apresentar os valores do volume de retenção para cada um dos métodos inicialmente serão expostos os resultados e parâmetros adotados de acordo com o apontado na metodologia e tomando como fundamento a morfologia da área de estudo e no regime hidrológico de Palmas discriminados nos itens anteriores.

Em posse das características geográficas e topográficas da região de estudo coube a determinação das características de uso e ocupação do solo para o desenvolvimento dos estudos e análises do escoamento. O tipo de ocupação de solo está diretamente associado a eficiência ou deficiência do sistema de drenagem urbano, uma vez que as bacias mais impermeabilizadas possuem escoamentos mais volumosos por conta da impermeabilização do solo. O Mapa 1 apresenta o uso do solo da área de contribuição.

Mapa 1 – Uso do solo.



Depois de definidos os usos do solo e a sua área foi possível determinar o valor dos coeficientes de escoamento a serem utilizados em cada um dos métodos descritos na metodologia.

Tabela 3 – Coeficientes de escoamento segundo uso do solo.

Características da superfície	Área (m ²)	Área (ha)	Percentual	Valor de CN	Valor de C
Telhados e superfícies impermeáveis	102.036,62	10,20	46%	98	0,80
Superfícies asfaltadas e em bom estado; Superfícies asfaltadas	16.592,52	1,66	7%	98	0,90
Superfícies não revestidas e terrenos descampados; Arruamentos e estradas de terra	103.561,90	10,36	47%	87	0,20
Total	222.191,04	22,22	100%	93	0,53

Conforme apresentado acima o uso do solo da região estudada foi classificado nos três tipos mais predominantes. O entorno da LO-21 apresenta predominância urbana, de caráter comercial e industrial, que resulta em uma área considerável sendo impermeabilizada por telhados. Além disso, essas quadras não são inteiramente pavimentadas existe muito terreno descampado onde o solo não possui cobertura vegetal, fatores que colaboram para o aumento do escoamento superficial.

Conforme apresentado na metodologia esse parâmetro é o tempo em que toda a bacia contribui em um dado ponto, e seu valor é uma relação do comprimento do talvegue e da amplitude da bacia. O valor obtido para o t_c equivale a 12,92 minutos, e por questões de praticidade esse valor foi adotado com sendo 13 minutos.

O Método SCS se utiliza de um valor de precipitação total para estabelecer o escoamento e o valor adotado foi de 151,3 mm, que equivale a precipitação mensal máxima registrada em Palmas nos últimos 30 anos na estação pluviométrica 1047001 da ANA. O tempo de duração da precipitação máxima pelo Método SCS o tempo de duração equivale a 30,64 minutos. Os valores dos tempos de duração da chuva máxima para os dois primeiros métodos foi praticamente o mesmo, e isso justifica no fato de as equações fundamentais dessas metodologias serem muito semelhantes.

4.3 VOLUME DE DETENÇÃO

O volume de detenção está diretamente relacionado a vazão efluente. E as vazões efluentes estão diretamente associadas as características da tubulação de saída escolhida para o RD. A tubulação escolhida para conduzir o efluente para a rede de drenagem foi de concreto com 1,0 m de diâmetro, admitindo-o em bom estado de conservação ($\eta = 0,013$).

O valor da vazão efluente é obtido por meio da equação de Manning. Onde os parâmetros adotados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Características do tubo de saída.

Tubo adotado (m)	1,00
Ac - Área da seção molhada da manilha (m²)	0,67
R - Raio hidráulico (m)	0,30
y/d	0,8
Q	4,43
I - Declividade (m/m)	0,01
η - Coeficiente de rugosidade de Manning	0,013

Em síntese o volume de detenção é a diferença entre o volume afluente e o volume efluente, que por sua vez são produto das vazões afluentes e efluentes pelo tempo de duração da chuva. Assim os valores obtidos para os volumes de detenção em cada um dos métodos são apresentados a seguir.

Tabela 5 – Volume de detenção pelo Método SCS.

S - Parâmetro de Armazenamento (mm)	Ia - Perdas Iniciais (mm)	Pe - Precipitação efetiva (mm)	Qe - Vazão efluente (m³/s)	Is - Intensidade efluente (mm/h)	Qa - Vazão afluente (m³/s)	td - Tempo de duração (min)	Vd - Volume de detenção (m³)
19,49	3,90	0,88	2,34	71,97	3,55	30,64	2223,47

O valor adotado nesse projeto para o dimensionamento do RD foi total de reservação de 2223,47 m³.

4.4 DESEMPENHO DO RESERVATÓRIO

Conforme mencionado na metodologia essa etapa foi desenvolvida por meio do Método de Puls para o escoamento em reservatório. No entanto, antes de elaborar os hidrogramas afluente e efluente foi necessário desenvolver outras análises preliminares. A primeira dessas análises foi a do hietograma de projeto.

O hietograma foi desenvolvido levando em consideração a chuva crítica para Palmas para precipitações com duração determinada.

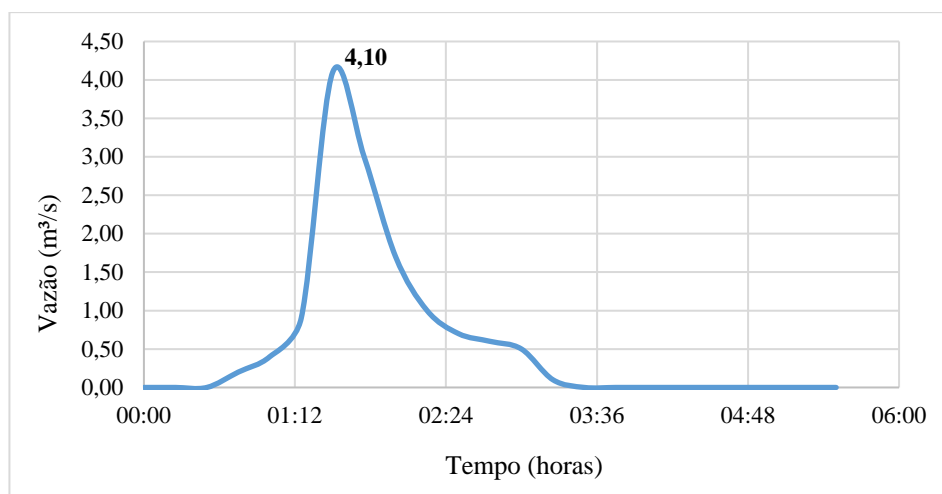
Tabela 6 – Parâmetros adotados para composição do hietograma.

t - Duração da chuva (min)	i - Intensidade chuva crítica (mm/h)	p - precipitação (mm)	px - precipitação excedente (mm)	pe - precipitação efetiva (mm)
0	203,78	0,00	0,00	0,00
15	102,36	2,21	0,11	2,10
30	72,80	2,60	0,18	2,42
45	57,93	3,22	0,84	2,38
60	48,77	4,33	2,00	2,33
75	42,48	7,05	4,50	2,55
90	37,85	25,59	21,34	4,25
105	34,28	10,81	9,93	0,88
120	31,43	5,32	4,98	0,34
135	29,10	3,68	3,47	0,21
150	27,14	2,87	2,72	0,15
165	25,48	2,39	2,27	0,12
180	24,04	2,06	1,96	0,10

O hietograma foi desenvolvido pelo Método dos Blocos Alternados, que deriva das relações de chuvas intensas e que atribui em cada intensidade do hietograma um mesmo período de retorno.

A partir dos valores de escoamento obtidos foi possível determinar o escoamento superficial da LO-21. Esse escoamento é justamente o hidrograma afluente que representa a condição da sub-bacia sem a implantação do RD.

Gráfico 1 – Hidrograma afluente.



Como o cálculo do hietograma foi desenvolvido para uma chuva crítica de Palmas o valor do escoamento crítico foi de 4,1 m³/s para um tempo de retorno de 10 anos. O reservatório

foi dimensionado considerando a vazão afluyente de 3,44 m³/s, logo nessa condição o RD estaria utilizando a sua borda-livre.

O Método de Puls relaciona o volume do reservatório a sua vazão de descarga. Como a descarga do RD será por meio de um tubo seu valor é obtido por meio da equação de Manning.

Tabela 7 – Características do reservatório.

cota (m)	volume (m ³)	vazão de descarga (m ³ /s)	fl(Q+2S/Δt) (m ³ /s)	cota (m)	volume (m ³)	vazão de descarga (m ³ /s)	fl(Q+2S/Δt) (m ³ /s)
280,415	0,00	0,00	0,00	281,215	2526,32	2,37	7,98
280,515	315,79	0,05	0,75	281,315	2842,11	2,37	8,69
280,615	631,58	0,21	1,61	281,415	3157,90	2,37	9,39
280,715	947,37	0,47	2,58	281,515	3473,69	2,37	10,09
280,815	1263,16	0,81	3,62	281,615	3789,48	2,37	10,79
280,915	1578,95	1,20	4,71	281,715	4105,27	2,37	11,49
281,015	1894,74	1,61	5,82	281,815	4421,06	2,37	12,19
281,115	2210,53	2,00	6,91	281,915	4736,85	2,37	12,90

O hidrograma efluente é resultado da relação entre as curvas das funções das Equações 11 e 12.

Gráfico 2 – Curva volume x fl(Q+2S/Δt).

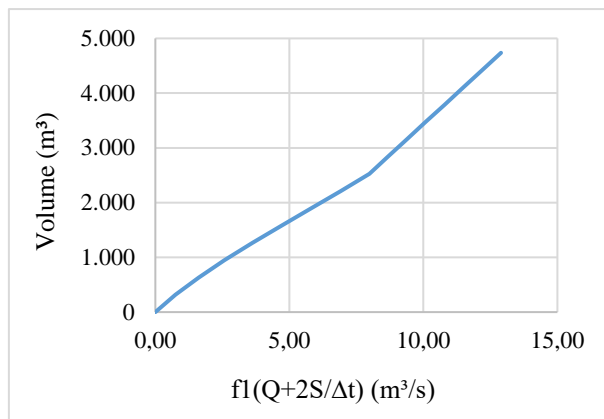
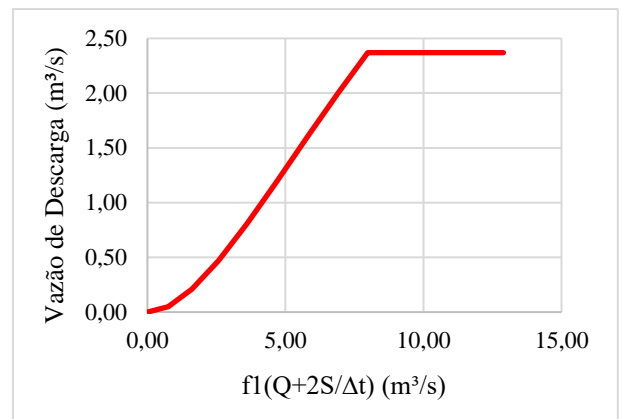


Gráfico 3 – Curva vazão x fl(Q+2S/Δt).



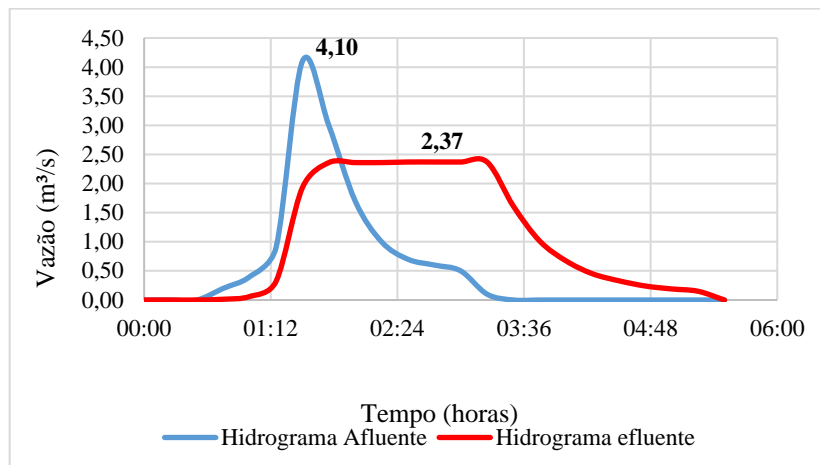
A função que determina o escoamento efluente considera que no decorrer da precipitação haverá uma vazão Q somada a um volume de reservação S, que é multiplicado por dois e dividido pelo intervalo de tempo Δt de projeto. A partir de um valor de reserva inicial se obtém pela relação das curvas acima o valor do volume e da vazão efluente para cada período. O volume inicial adotado foi de 0 (zero) assumindo que o reservatório está vazio antes do início da precipitação.

Tabela 8 – Vazões afluentes e efluentes.

Δt	qa - vazão afluente (m ³ /s)	v - volume (m ³)	qe - vazão efluente (m ³ /s)	Δt	qa - vazão afluente (m ³ /s)	v - volume (m ³)	qe - vazão efluente (m ³ /s)
00:00	0,00	0,00	0,00	03:00	0,50	1997,9	2,37
00:15	0,00	0,00	0,00	03:15	0,10	1903,4	2,37
00:30	0,00	0,00	0,00	03:30	0,00	1891,9	1,61
00:45	0,20	84,21	0,01	03:45	0,00	1431,2	1,01
01:00	0,40	330,48	0,06	04:00	0,00	1129,56	0,67
01:15	0,90	770,53	0,32	04:15	0,00	924,58	0,45
01:30	4,10	814,56	1,93	04:30	0,00	774,82	0,33
01:45	3,00	998,21	2,36	04:45	0,00	667,39	0,24
02:00	1,70	1298,96	2,36	05:00	0,00	583,84	0,19
02:15	1,00	1492,95	2,36	05:15	0,00	514,08	0,15
02:30	0,70	2023,5	2,37	05:30	0,00	0,00	0,00
02:45	0,60	2001,9	2,37	05:45	0,00	0,00	0,00

É possível observar que nas condições propostas no período entre 2h e 2h30min o RD trabalharia próximo a sua capacidade máxima, contudo dentro do valor definido para a borda-livre. Com os valores das vazões afluentes e efluentes no tempo obtemos o hidrograma que representa o comportamento do escoamento na sub-bacia após a implantação do RD.

Gráfico 4 – Hidrogramas afluente e efluente.



Conforme é possível notar o RD atenua o pico de vazão crítico e distribui o escoamento mais uniformemente no decorrer do tempo. A parte mais alta do hidrograma efluente está constante em 2,37 m³/s por conta da característica do dispositivo extravasor. O RD proposto nesse projeto apresentou uma eficiência de 42,2% para o amortecimento da vazão de pico.

5 CONCLUSÃO

O reservatório dimensionado possui uma capacidade de reservar 2223,47 m³, e eficiência de 42,2% para o amortecimento da vazão de pico. Essa proposta de implantação se restringiu ao problema da Avenida LO-21, no entanto a gestão da drenagem urbana deve buscar integrar os sistemas de todo município, de modo que a ideia ou o conceito dessa implantação pode ser aplicado em outros pontos críticos de Palmas.

O cenário ideal para a infraestrutura de drenagem urbana de Palmas é que conforme indica Tucci (2000) se busque desenvolver um Plano Diretor de Drenagem Urbana que preze preservar as áreas de infiltração naturais ou artificiais; regular os volumes de escoamento; e repensar o espaço urbano através de projetos paisagísticos adequados.

Contudo, enquanto vivemos no cenário real, onde as medidas tomadas têm principalmente caráter corretivo e paliativo, conforme apontam os resultados desse projeto, a implantação de RD é uma alternativa eficiente para reduzir o escoamento superficial a jusante, evitando problemas como enchentes e inundações nas avenidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AYOADE, J. O. **Introdução à climatologia para os trópicos**. São Paulo: DIFEL, 1986.
- BARBOSA, D. C.; LIMA, M. B. Arquitetura bioclimática: recomendações apropriadas para Palmas/TO. In: JORNADA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E EXTENSÃO DO IFTO, 1.; 18-19 out. 2012, Palmas: IFTO, 2010. 143 p. **Anais eletrônicos...** Disponível em: < <http://www.ifto.edu.br/jornadacientifica/wp-content/uploads/2010/12/17-ARQUITETURA-B.pdf> >. Acesso em: 29 ago. 2017.
- BARRELLA, W. et al. As relações entre as matas ciliares os rios e os peixes. In: RODRIGUES, R.R.; LEITÃO FILHO; H.F. (Ed.). **Matas ciliares: conservação e recuperação**. 2.ed. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2001.
- BENINI, R. M., MENDIONDO, E. M. Urbanização e Impactos no Ciclo Hidrológico na Bacia do Mineirinho. **Floresta e Ambiente**, v. 22, n. 2, p. 211-222, 2015.
- BRASIL. IBGE. Cidades. Tocantins: Palmas. Disponível em: < <http://cod.ibge.gov.br/5SE> >. Acesso em: 29 ago. 2017.
- BRIGHENTI, T. M. **Modelagem hidrológica e avaliação de diferentes métodos de calibração para o modelo SWAT**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.
- CARVALHÊDO, W. S. **Palmas – TO: uma análise da segregação socioespacial na cidade planejada**. 2011. 154 p. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Programa de Pós-Graduação em Geografia, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2011.
- CARVALHO, D. F. de; SILVA, L. D. B. **Apostila de Hidrologia**. 2006. Disponível em: < <http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/leonardo/downloads/APOSTILA/HIDRO-Cap3-BH.pdf> >. Acesso em: 06 abr. 2017.
- CHUQUIMUNI, R. A. A. **Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra**. 2005. 165 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontífice Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.
- COELHO, G. A. **Utilização de bacias de retenção em planos diretores de macrodrenagem**. 2010. 85 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.
- DAMÉ, R. C. F. et al. Análise do impacto de um evento de precipitação ocorrido na cidade de Pelotas/RS. **Revista de Ciências Agro-Ambientais**, Alta Floresta, v.3, p.15-25, 2005.
- FREITAS, T. P. F. A influência da vegetação no clima urbano na cidade de Palmas – TO: contribuições ao conforto ambiental urbano. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 16., 2016, São Paulo. **Anais...** Porto Alegre: ANTAC, 2016.

- FRANCO, E. J. **Dimensionamento de bacias de detenção das águas pluviais com base no método racional**. 155 p. Monografia (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.
- FRITZEN, M.; BINDA, A. L. Alterações no ciclo hidrológico em áreas urbanas: cidade, hidrologia e impactos no ambiente. **Ateliê Geográfico**, Goiânia, v. 5, n. 3, p. 239-254, 2011.
- GARCIA, S. S. et al. Determinação da equação intensidade duração-frequência para três estações meteorológicas do Estado de Mato Grosso. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v. 15, n. 6, p. 575–581, 2011.
- GOMES, H. P. et al. (Coord.). **Manual e Programa do SWWM - Modelo de Gestão de Drenagem Urbana**. Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento Universidade Federal da Paraíba, UFPB, João Pessoa, Brasil. 2012.
- GONÇALVES, L. S. **Relações intensidade-duração-frequência com base em estimativas de precipitação por satélite**. 2011. 135 p. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- HOEPFNER, A. C. **Estudo comparativo entre vazões de pico estimadas pelo método racional e pelo método do SCS para a bacia hidrográfica do Rio Bom Retiro em Joinville-SC**. 2007. 57 p. Dissertação (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- KOBIYAMA, M. **Curso de capacitação em hidrologia e hidrometria para conservação de mananciais**. ed. 3. Florianópolis: UFSC/CTC/ENS/LabHidro, 2011. 242p.
- KOBIYAMA, M.; CHECCHIA, T.; SILVA, R.V. **Princípios de Hidrologia e Hidráulica**. Florianópolis: UFSC/CTC/ENS, 2005. 151 p. (Apostila para Curso de Especialização em gestão de Recursos Hídricos).
- LOPES, L. R. et al.; Interceptação e ciclagem de nutrientes em floresta de Encosta na Amazônia central. In: **I Simpósio de Recursos Hídricos do Norte e Centro-Oeste**, Cuiabá, 2007.
- LOPES, R. C.; SOUZA, L. B. A questão das inundações em Palmas (TO), segundo a percepção de moradores e usuários: contribuição ao processo preventivo por meio da educação ambiental. **Interface (Porto Nacional)**, n. 5, p. 35-48, 2012.
- MARCUZZO, F. F. N.; GOULARTE, E. R. P. Caracterização do Ano Hidrológico e Mapeamento Espacial das Chuvas nos Períodos Úmido e Seco do Estado do Tocantins. **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 6, n. 1, p.91-99, 2013.
- MARINHO FILHO, G. M. et al. Modelos hidrológicos: conceitos e aplicabilidades. **Revista de Ciências Ambientais**. Canoas, v.6, n. 2, p. 35- 47, 2012.
- MARQUES, F. A. **Apostila do curso de Hidrologia Aplicada**. Palmas – TO. 2011.
- MOURA, G. M. G. de. **Problemática Ambiental e Estrutura de Gestão em Palmas (TO)**. 2011. 114 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade Alves Faria, Goiânia, 2011.
- OLIVEIRA, L. F. C. et al. Métodos de estimativa de precipitação máxima para o Estado de Goiás. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 12, p. 620-625, 2008.

PALMAS, Prefeitura Municipal de. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Palmas – TO**. Anexo III ao Decreto nº 700, de 15 de janeiro de 2014. v. I: Considerações Iniciais. Palmas. 2014a.

PALMAS, Prefeitura Municipal de. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Palmas – TO**. Anexo III ao Decreto nº 700, de 15 de janeiro de 2014. v. III: Drenagem Urbana. Palmas. 2014b.

PALMAS, Prefeitura Municipal de. **Projeto de lei complementar nº 14, de 07 de novembro de 2006**. Dispõe sobre a política urbana do município de Palmas. Palmas, TO, 2006.

PALOSCHI, R. A. **Aplicação do programa r na classificação de áreas associadas à produtividade da soja e variáveis agrometeorológicas por meio de agrupamento FUZZY**. 2013. 69 p. Dissertação (Graduação no Curso Superior de Tecnologia em Análise e Desenvolvimento de Sistemas) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Medianeira, 2013.

PASCHOAL, R. S. **Usos da água e necessidades de tratamento para consumo humano**. 2012. 56 p. Dissertação (Graduação em Engenharia) – Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2012.

PAZ, A. R. **Hidrologia Aplicada**. Disciplina do curso de Engenharia de Bioprocessos e Biotecnologia. Universidade Estadual do Rio Grande do Sul. Caxias do Sul, 2004. (Apostila).

PEREIRA, F. L. et al. **Política de Drenagem Urbana no Brasil**. Água em Ambientes Urbanos. Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2005. (Apostila).

PEREIRA, S. B. **Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação para a Região de Dourados, MS**. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. Dourados: Embrapa Agropecuária Oeste, 2007. 18 p.

PINTO, et al. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: Edgar Blücher, 1998.

PINTO, L. H.; PINHEIRO, S. A. **Orientações básicas para drenagem urbana**. Fundação Estadual do Meio Ambiente. Belo Horizonte: FEAM, 2006.

PIRES, J. S. R.; SANTOS, J. E. dos; DEL PRETTE, M. E. A Utilização do Conceito de Bacia Hidrográfica para a Conservação dos Recursos Naturais. In: SCHIAVETTI, A., CAMARGO, A. F.M. **Conceitos de bacias hidrográficas: teorias e aplicações**. Editora Ilhéus, Ba: Editus, 2002. p. 17-35.

PORTELA, M. M. **Modelação Hidrológica**. Instituto Superior Técnico. Lisboa, 2006.

PORTO, R. L. L.; ZAHED FILHO, K.; MARCELLINI, S. S. **Escoamento Superficial**. Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 1999. (Apostila).

PORTO, R. M. Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Detenção. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8 n.3, p. 135-149, jul./set. 2003.

RAUCCI, G. D.; POLETTE, M. Subsídios para análise da capacidade de suporte da praia central de balneário Camboriú – SC. In: **XIV Semana Nacional de Oceanografia Rio Grande – RS**. Livro de síntese do evento citado: Furg, p. 117-118, 2001.

SANTOS, I. dos. et al. **Hidrometria aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, 2001.

SANTOS, L.L. **Modelos Hidráulicos-Hidrológicos: Conceitos e Aplicações**. Revista Brasileira de Geografia Física. Recife, v. 2, n. 3, p. 01-19, 2009.

SILVA JUNIOR, G. P.; DALL’AGNOL, G.; BARROS, M. G. V. **Bacia de detenção como medida mitigadora para redução do escoamento pluvial**. 2015. 72 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

SILVA NETO, V. L. et al. Relação intensidade-duração-frequência (IDF) para precipitação extrema em Guaraí – TO. **Enciclopédia Biosfera**, Centro Científico Conhecer - Goiânia, v. 13, n. 23, p. 1146-1154, 2016.

SILVA, G. M. **Interferência humana no ciclo hidrológico**. 2012. Disponível em: < <http://biogilmendes.blogspot.com.br/2012/04/interferencia-humana-no-ciclo.html> >. Acesso em: 06 abr. 2017.

SILVA, M. K. **Modelo para pré-dimensionamento de bacias de detenção para controle da poluição difusa das águas pluviais no município de Porto Alegre**. 2009. 88 p. Dissertação (Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

SILVA, S. R. ; ARAÚJO, G. R. de S. Algoritmo para Determinação da Equação de Chuvas Intensas. **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 6 n. 5, p. 1371-1383, 2013.

SILVA, V. C. P. **Palmas, a última capital projetada do século XX: uma cidade em busca do tempo**. [online]. São Paulo: Editora UNESP; São Paulo: Cultura Acadêmica, 2010. 294 p.

SOUSA, R. M. A expansão urbana do plano diretor de Palmas: uma análise jurídica acerca da disputa do espaço urbano em Palmas/TO. **Vertentes do Direito**, [S.l.], v. 2, n. 2, p. 40-66, dez. 2015.

SOUZA, V. C. B. 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.

SOUZA, V. C. B.; MORAES, L. R. S.; BORJA, P. C. Déficit na drenagem urbana: buscando o entendimento e contribuindo para a definição. **Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais**, v. 1, n. 2, p. 162-175, 2013.

TEIXEIRA, C. A. **Apostila de Hidrologia Aplicada**. 2010. 133f. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2010.

TEODORO, V. L. I. et al. O conceito de bacia hidrográfica e a importância da caracterização morfométrica para o entendimento da dinâmica ambiental local. **Revista Uniara**, n. 20, p. 136-155, 2007.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. 1. ed. [S.l.]: Editora Navegar, 2002.

TOMAZ, P. **Capítulo 10**: Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção. Curso de Manejo de Águas Pluviais. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2010. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_reservatorios/capitulo10.pdf >. Acesso em: 04 jul. 2017.

TOMAZ, P. **Capítulo 38**: Método do SCS. Curso de Manejo de Águas Pluviais. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2013. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_metodo_calculos_vazao/capitulo38.pdf >. Acesso em: 17 set. 2017.

TONELLO, K.C. **Análise hidroambiental da bacia hidrográfica da cachoeira das Pombas, Guanhões, MG**. 2005. 69 p. Tese (Doutorado em Ciências Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005.

TUCCI, C. E. M.; MENDES, C. A. **Avaliação ambiental integrada de bacia hidrográfica**. Ministério do Meio Ambiente. SQA. – Brasília: MMA, 2006.

TUCCI, C.E.M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: UFRGS, 1998.

TUCCI, C.E.M. Águas Urbanas. In: TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J. C. **Inundações Urbanas na América do Sul**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 1.ed. 2003.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia**: ciência e aplicação. 3ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH. 2002.

TUNDISI, J. G. **Ciclo hidrológico e gerenciamento integrado**. Cienc. Cult. São Paulo, vol. 55, n. 4, p. 31-33, 2003.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA (UFBA). **Escoamento Superficial**. Grupo de Recursos Hídricos, Departamento de Hidráulica e Saneamento, UFBA, 2005. (Apostila de Hidrologia).

VILELA, S. M. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil. 1985.

VIOLA, H. **Gestão de águas pluviais em áreas urbanas**: o estudo de caso da cidade do Samba. 2008. 384 p. Dissertação. (Mestrado em Ciência em Planejamento Energético) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

ZAHED FILHO, K. et al. **Fascículo 5: Medidas de Armazenamento Artificial e Facilitadores de Infiltração para Controle de Inundações Urbanas**. Coleção Águas Urbanas. Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 2012. (Apostila).

ANEXOS

ANEXO A – TABELAS DE CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Tabela 9 – Grupo e características do solo.

Grupo	Características
A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%. Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
B	Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial. Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
C	Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade. Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo.
D	Solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados. Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Fonte: Adaptado de Tomaz, 2013.

Tabela 10 – Condições do solo em relação a situação do mesmo.

Condição do solo	Situação do solo
I	Solo seco.
II	Condição normal das tabelas do número CN.
III	Solo úmido, solo está saturado.

Fonte: Tomaz, 2013.

Tabela 11 – Limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e período de crescimento.

Condição do solo	Chuva antecedente de 5 dias em milímetros	
	Período latente	Período de crescimento
I	< 12,7mm	<35,56mm
II	12,7mm a 27,94mm	35,56mm a 53,34mm
III	> 27,94mm	> 53,34mm

Fonte: Tomaz, 2013.

Tabela 12 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.

Utilização ou cobertura do solo	Grupo de solos			
	A	B	C	D
Parques de estacionamentos, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: Adaptado de Tomaz, 2013.