



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL

GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL

LÍDIO CAMPOS GIORDANI

**DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO PARA CONTROLE
DE ENCHENTES EM FORTALEZA/CE.**

FORTALEZA

2016

LÍDIO CAMPOS GIORDANI

**DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO PARA CONTROLE
DE ENCHENTES EM FORTALEZA/CE.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Graduação em
Engenharia Ambiental, da Universidade
Federal do Ceará, para obtenção do título de
bacharel em Engenharia Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da
Silva.

FORTALEZA

2016

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Ciências e Tecnologia

-
- G421d Giordani, Lídio Campos.
Dimensionamento de reservatório de detenção para controle de enchentes em Fortaleza / Lídio Campos Giordani. – 2016.
59 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Curso de Engenharia Ambiental, Fortaleza, 2016.
Orientação: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.
1. Drenagem urbana. 2. Inundações. 3. Engenharia ambiental. I. Título.

Este trabalho foi submetido como parte dos requisitos para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Ambiental, outorgado pela Universidade Federal do Ceará, e encontrar-se-á à disposição dos interessados na Biblioteca Central da referida Universidade.

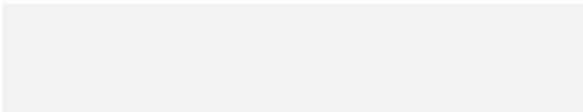
A citação de qualquer trecho desse Trabalho é permitida, desde que feita de acordo com as normas da ética científica.


Lídio Campos Giordani

Apresentado em: 12/02/2016

Banca Examinadora:


Prof. Dr. Francisco Osório Enéas da Silva. (Orientador)
Universidade Federal do Ceará


Prof.ª Dr.ª Ticiane Marinho de Carvalho Studart
Universidade Federal do Ceará


Prof.ª Dr.ª Andréa Pereira Cysne
Instituto Federal do Ceará

AGRADECIMENTOS

À minha família, mãe, pai e irmã, por serem os alicerces da minha vida. Devo absolutamente tudo que sou e que conquistei a vocês.

À Nicole, pelo amor, carinho, companheirismo e motivação. Sem sombra de dúvidas, você faz de mim uma pessoa muito melhor.

Ao meu orientador e professor, Francisco Osny Enéas da Silva, pelo tempo e atenção concedidos durante a realização deste trabalho, por todo conhecimento compartilhado e pelo entusiasmo pela ciência, que inspira e contagia.

Às professoras Ticiania Marinho de Carvalho Studart e Andréa Pereira Cysne, pela disposição para participar desta banca examinadora.

A todo o corpo docente do curso de Engenharia Ambiental, do primeiro ao último semestre.

A todos os colegas de curso, com quem dividi uma das melhores épocas da minha vida, por todos os momentos tristes, felizes, difíceis e gloriosos pelos quais passamos.

A todos os meus amigos, por estarem sempre presentes e por me proporcionarem tantos momentos de felicidade.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste ciclo. Muito obrigado.

RESUMO

O presente trabalho trata do desenvolvimento de uma metodologia para dimensionamento de um reservatório de retenção para controle de enchentes, a nível de lote, no município de Fortaleza/CE. Foi escolhida uma área de estudo que apresentasse real potencial de desenvolvimento urbano, e dentro dela considerou-se a construção de um empreendimento fictício. Em seguida, considerando as variações dos parâmetros da sub-bacia devido à impermeabilização, foram determinadas as vazões de pico de pré e pós-desenvolvimento, através do método racional, e seus respectivos hidrogramas. A vazão de pico de pré-desenvolvimento obtida foi cerca de 2,3 vezes menor que a vazão de pico de pós-desenvolvimento, ficando evidente a amortização de um hidrograma em relação ao outro. O volume do reservatório de retenção foi calculado considerando que a vazão de pós-desenvolvimento deveria ser sempre inferior à vazão de pré-desenvolvimento, resultando em um volume de reservação numericamente igual à área entre os hidrogramas. Uma análise comparativa entre o volume de reservação obtido em Fortaleza e os que seriam obtidos em outros municípios brasileiros, segundo suas próprias metodologias, considerando o mesmo empreendimento, indicou que a metodologia desenvolvida apresentava resultados satisfatórios.

Palavras-chave: reservatório de retenção, controle de enchentes, vazão de pré-desenvolvimento, vazão de pós-desenvolvimento.

ABSTRACT

This paper aims to develop a sizing methodology of a detention reservoir for flood control, on lot level, in Fortaleza/CE. A sample área with real potential for urban development was chosen, and inside it was considered the construction of a fictitious enterprise. Then, considering the changes in the watershed parameters due to the waterproofing, it were evaluated peak discharge of pre- and post-development through the rational method, and their respective hydrographs. The pre-development peak discharge obtained was about 2,3 times lower than the post-development peak discharge, evidencing the amortization between the hydrograms. The reservoir volume was calculated assuming the post-development discharge should always be less than the pre-development discharge, resulting in a capacity of reservation numerically equal to the area between the hydrograms. A comparative analysis between the capacity of reservation obtained in Fortaleza and the ones that would be obtained in other brazilian cities, according to their own methodologies, considering the same enterprise, indicated that this methodology had satisfactory results.

Keywords: detention reservoir, flood control, pre-development discharge, post-development, discharge.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Bacia hidrográfica como um sistema hidrológico.....	14
Figura 2: Corte transversal de uma bacia.	15
Figura 3: Hidrograma de um curso d'água.	16
Figura 4: Esboço de uma bacia hidrográfica, indicando o percurso mais longo a ser percorrido por uma gota d'água, num tempo t_c ou tempo de concentração.....	20
Figura 5: Comparação entre hidrogramas de escoamento afluente e efluente a um reservatório de detenção.	24
Figura 6: Ilustração esquemática dos conceitos de canalização x reservação.	24
Figura 7: Planta de situação: delimitação da área de estudo e pontos de referência, município de Fortaleza/CE.	28
Figura 8: Análise da área de estudo com o auxílio do software AutoCAD Civil 3D.....	29
Figura 9: Hidrograma triangular isósceles, baseado no método racional.....	34
Figura 10: Sobreposição dos hidrogramas a e b, com $t_{c,b} > t_e$. Área hachurada é o volume de reservação proposto.	36
Figura 11: Sobreposição dos hidrogramas a e b, com $t_{c,b} < t_e$. Área hachurada é o volume de reservação proposto.	36
Figura 12: Sobreposição dos hidrogramas a e b, com o controle baseado apenas em $Q_a < Q_{p,b}$. Área hachurada é o volume de reservação proposto.	38
Figura 13: Curvas IDF para vários períodos de retorno.	41
Figura 14: Análise do tipo de cobertura da área de estudo.....	43
Figura 15: Sobreposição dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento da área de estudo.....	46
Figura 16: Volume de reservação (área hachurada).	47
Figura 17: Volume de reservação (área hachurada).	49
Figura 18: Trecho da Lei N° 13.276/2002 do município de São Paulo.....	52
Figura 19: Trecho do Decreto N° 176/2007 do município de Curitiba.	53
Figura 20: Trecho da Lei Complementar N° 4.724/2015 do município de Teresina.	54
Figura 21: Aumento do pico de cheia por efeito de uma bacia de detenção.	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Conceito de canalização x reservação.	22
Tabela 2: Valores do coeficiente de escoamento superficial C.	33
Tabela 3: Valores dos volumes de reservação calculados segundo a metodologia específica de cada município.	55

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Determinação dos parâmetros físicos da sub-bacia em estudo, com o auxílio dos softwares Google Earth Pro e AutoCAD Civil 3D.	30
Quadro 2: Determinação dos parâmetros físicos da sub-bacia em estudo, com o auxílio dos softwares Google Earth Pro e AutoCAD Civil 3D.	30
Quadro 3: Valores de intensidade de chuva x tempo de duração para vários Tr.	40
Quadro 4: Determinação dos Ci de cada fração de área.	43
Quadro 5: Cálculo de C, utilizando-se a equação (3.4).	44

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Objetivos.....	13
1.2	Organização do trabalho	13
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1	Conceitos hidrológicos	14
2.1.1	<i>Bacia hidrográfica</i>	14
2.1.2	<i>Precipitação</i>	15
2.1.3	<i>Hidrograma</i>	16
2.1.4	<i>Período de retorno</i>	16
2.1.5	<i>Chuvas intensas</i>	18
2.1.6	<i>Tempo de concentração</i>	20
2.2	Conceitos de drenagem urbana	21
2.2.1	<i>Medidas não convencionais</i>	21
2.2.2	<i>Canalização x Reservação</i>	21
2.2.3	<i>Detenção dos escoamentos</i>	23
3	METODOLOGIA	26
3.1	Caracterização da área de estudo	26
3.2	Equação de chuvas intensas	30
3.3	Tempo de concentração da sub-bacia	31
3.4	Vazão de pico através do método racional	32
3.5	Hidrograma simplificado baseado no método racional	34
3.6	Volume do reservatório de detenção	35
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	40
4.1	Cálculo da chuva de projeto.....	40
4.2	Cálculo da vazão de pico de pré-desenvolvimento.....	42

4.3	Cálculo da vazão de pico de pós-desenvolvimento	44
4.4	Análise dos hidrogramas e cálculo do volume de reservação.....	46
4.5	Análise comparativa entre volumes de reservação obtidos em diferentes municípios brasileiros	51
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	56
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59

1 INTRODUÇÃO

O acelerado processo de urbanização que vem ocorrendo desde o início da segunda metade do século XX, principalmente em países em desenvolvimento, grupo do qual o Brasil faz parte, é o principal motivo do agravamento dos problemas relacionados a inundações nas cidades, aumentando a frequência e o nível das cheias. Isto se deve à impermeabilização excessiva das bacias hidrográficas urbanas e à ocupação inadequada dos espaços urbanos. Adicionalmente, a inexistência de Planos Diretores de Drenagem Urbana em grande parte das cidades brasileiras, que visem abordar os problemas de drenagem de uma forma mais holística, e a falta de mecanismos legais e administrativos eficientes, que busquem uma gestão e controle corretos do processo de urbanização, contribuem para o agravamento do problema. (FCTH, 1999).

O aumento das áreas urbanizadas e, conseqüentemente, impermeabilizadas, ocorreu a partir de zonas mais baixas, próximas às várzeas dos rios ou à beira-mar (CANHOLI, 2005). Esse sentido de urbanização é bastante lógico, tendo em vista a necessidade de interação da população com os recursos hídricos, utilizados como fonte de alimentos, fonte de água para consumo e também como via de transporte. A problemática com relação a isso deve-se ao fato de que os sistemas tradicionais de drenagem urbana consistem basicamente em coletar a água precipitada e transportá-la o mais rápido possível para jusante, através de canalizações. Entretanto, conforme discutido, a forte consolidação da urbanização em áreas mais baixas, torna difícil ou mesmo inviável a implementação de novos ou adequação dos sistemas existentes de forma a compatibilizar toda a vazão. À vista disso, fica clara a necessidade de buscar soluções estruturais que aprimorem os conceitos já disseminados ou que forneçam alternativas baseadas em outros princípios.

Canholi (2005) aponta que os conceitos “inovadores” mais adotados para a readequação ou o aumento da eficiência hidráulica dos sistemas de drenagem visam ao retardamento dos escoamentos, no sentido de aumentar os tempos de concentração e reduzir as vazões máximas; amortecer picos e reduzir volumes de enchentes por meio da retenção/detenção em reservatórios; e conter, na medida do possível, o escoamento no próprio local da precipitação, através da melhoria das condições de infiltração.

O presente trabalho busca exatamente apresentar uma alternativa diferente aos conceitos tradicionais de sistemas de drenagem, por meio da adoção de dispositivo de detenção de escoamentos.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo determinar uma metodologia de cálculo para um reservatório de detenção, a nível de lote, de um empreendimento fictício em Fortaleza, através da análise dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento urbano. Baseado nos resultados obtidos, pretende-se fazer uma comparação entre os valores encontrados para Fortaleza e os valores que, dado o mesmo empreendimento, seriam encontrados em outros municípios, segundo as metodologias previstas para cada um deles. Com isso pretende-se verificar a consistência do resultados obtidos e analisar se a metodologia desenvolvida proporciona em um dimensionamento econômico e eficaz.

1.2 Organização do trabalho

O presente trabalho foi organizado em cinco capítulos.

O capítulo I é referente à introdução, aos objetivos e à organização do trabalho.

O capítulo II trata-se da fundamentação teórica, trazendo conceitos fundamentais de Hidrologia e de Drenagem Urbana.

O capítulo III apresenta a metodologia de desenvolvimento do trabalho, explicando detalhadamente de que maneira foram utilizados os conceitos apresentados no capítulo II para a realização de um cálculo satisfatório de um reservatório de detenção.

O capítulo IV mostra os resultados obtidos com o desenvolvimento do trabalho, trazendo algumas discussões acerca dos valores encontrados.

O capítulo V traz as conclusões do trabalho e sugestões para estudos posteriores.

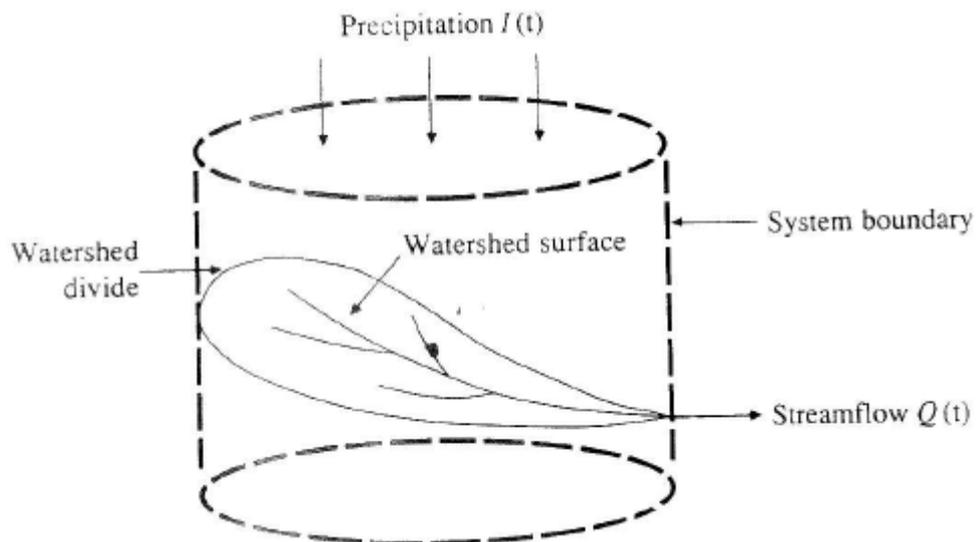
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Conceitos hidrológicos

2.1.1 *Bacia hidrográfica*

Bacia hidrográfica ou bacia de contribuição de uma seção de um curso d'água é a área geográfica coletora de água da chuva que, escoando pela superfície do solo, atinge a seção considerada (PINTO et al, 1976).

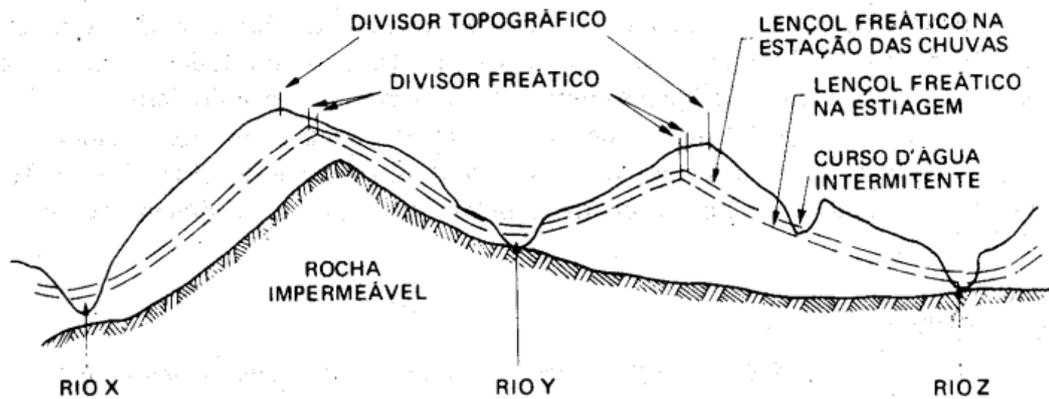
Figura 1: Bacia hidrográfica como um sistema hidrológico.



Fonte: Chow, Maidment e Mays, 1988.

Existe uma discussão acerca de qual seria a escolha mais adequada para os divisores de uma bacia hidrográfica, visto que temos três possibilidades para tal: divisor topográfico, divisor freático e divisor geológico. Dadas as dificuldades de se delimitar um traçado com base no substrato geológico ou com base nos níveis freáticos, limita-se a bacia hidrográfica da região que se queira estudar com base nas curvas de nível referentes àquela área, ou seja, através do divisor topográfico.

Figura 2: Corte transversal de uma bacia.



Fonte: Villela, 1975.

Assim, como bem destacam Viessmann, Harbaugh e Knapp (1972), podemos dizer que a bacia hidrográfica é uma área definida topograficamente, drenada por um curso d'água ou um sistema conectado de cursos d'água, dispondo de uma simples saída para que toda vazão efluente seja descarregada.

2.1.2 Precipitação

Segundo Studart (2010), a precipitação é o processo pelo qual a água volta à superfície terrestre através da condensação do vapor d'água contido na atmosfera. Há vários tipos diferentes de precipitação, tais como chuva, neve, granizo, orvalho, etc.

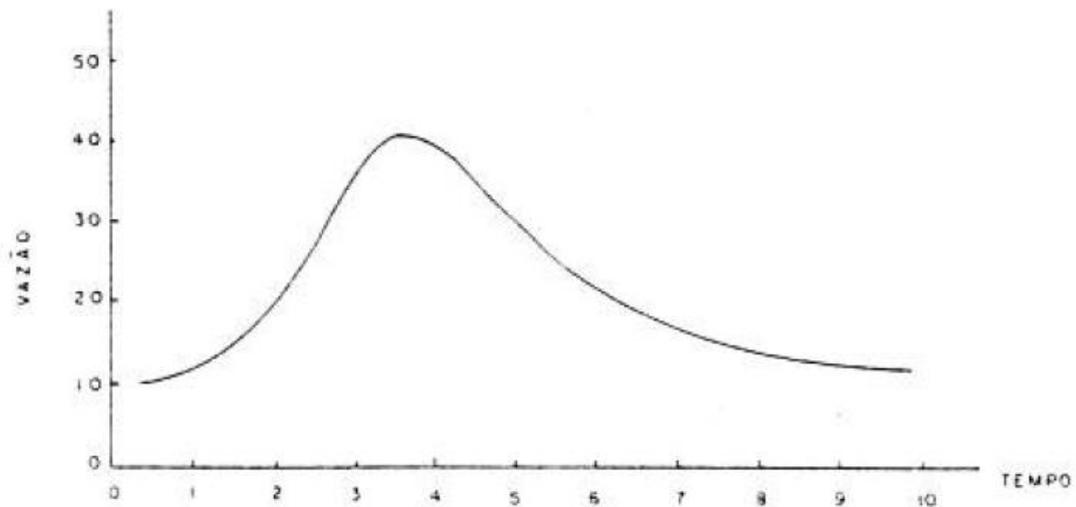
Devido às características climatológicas da nossa área de estudo e também ao fato de que apenas a água em seu estado líquido tem relevância para estudos de drenagem, trataremos neste trabalho apenas de precipitações relativas a chuvas.

Encontra-se muito comumente, também, o termo **precipitação efetiva**, que é a fração da precipitação total que gera escoamento superficial.

2.1.3 Hidrograma

Chama-se hidrógrafa ou hidrograma o gráfico de *vazão x tempo*, dada uma seção ou um ponto de controle.

Figura 3: Hidrograma de um curso d'água.



Fonte: Wilken, 1978.

A vazão é representada no eixo das ordenadas, normalmente em m^3/s ou l/s , e o tempo, no eixo das abcissas, normalmente em minutos ou horas, dependendo do tamanho da bacia hidrográfica associada.

2.1.4 Período de retorno

O conceito de período de retorno é uma consequência direta da definição de **frequência de ocorrência** de um evento. Em Física, esse conceito é introduzido relativamente cedo e indica o *número de vezes que algo acontece ou se repete em um dado intervalo de tempo*. Por exemplo, um motor de carro funcionando a uma frequência de 2000 rpm (rotações por minuto) indica que, a cada minuto, o eixo de manivelas do carro realiza 2000 rotações. Se, ao invés da quantidade de rotações por minuto, estivéssemos interessados em saber quanto tempo leva para que ocorra uma rotação, bastaria que tomássemos o inverso de 2000, ou seja, $1/2000$ minutos ($0,0005$ minutos = $0,03$ segundos = 3 centésimos de segundo). Em Física, chamamos este valor

de período. Dependendo do que se queira, é mais interessante analisar a mesma informação de uma maneira ou de outra.

Analogamente, em Hidrologia, trabalha-se com a frequência de ocorrência de um evento chuvoso excepcional, tendo em vista a necessidade de saber a **probabilidade** deste acontecer novamente. Esse conceito é de total importância quando se trata de projetos de barragens, dimensionamento de canais, obras de desvio de águas pluviais ou quaisquer outras obras de drenagem.

Analisando-se uma série de dados de chuva, observa-se a quantidade de vezes m que um evento é igualado ou superado em um dado intervalo de tempo n , de tal sorte que:

$$F = \frac{m}{n} \quad (2.1a) \quad \text{Método Califórnia}$$

ou

$$F = \frac{m}{n+1} \quad (2.1b) \quad \text{Método de Kimbal}$$

Onde:

F – probabilidade de ocorrência de um evento (adimensional);

m – quantidade de vezes que um evento é igualado ou superado (adimensional);

n – intervalo de tempo considerado para análise (anos);

Da mesma forma como abordado no primeiro parágrafo deste item, define-se como **tempo de recorrência** ou **período de retorno** (T_r) o período de tempo médio em que determinado evento é igualado ou superado pelo menos uma vez (VILLELA e MATTOS, 1975), ou:

$$T_r = \frac{1}{F} \quad (2.2)$$

Onde:

T_r – período de retorno (anos);

F – probabilidade da ocorrência de um evento (adimensional);

Ainda segundo Villela e Mattos (1975), para períodos de retorno bem menores que o número de anos de observação, o valor de F fornece uma boa estimativa para a probabilidade de ocorrência do evento em questão. Entretanto, para grandes períodos de retorno, a frequência de ocorrência deve ser ajustada a alguma função probabilística teórica, de modo a fornecer cálculos mais consistentes da probabilidade.

2.1.5 Chuvas intensas

Para o dimensionamento de estruturas hidráulicas, deve-se determinar a **chuva de maior intensidade** que se pode esperar que ocorra com uma dada frequência. A utilização prática desse dados requer que se estabeleça uma relação analítica entre as grandezas características de uma precipitação, quais sejam, a intensidade, a duração e a frequência (STUDART, 2010).

A partir de registros de pluviógrafos, estabelecendo-se para cada duração de chuva as máximas intensidades, obtém-se uma **equação de chuva**, que apresenta-se no seguinte formato:

$$i = \frac{C}{(t + t_0)^n} \quad (2.3)$$

Onde:

i – intensidade da precipitação (mm/h);

T_r – período de retorno (anos);

t – duração da chuva (min);

k , m , t_0 e n – parâmetros empíricos específicos de cada localidade.

Entretanto, muitos autores procuram relacionar o parâmetro C com o período de retorno, T_r , através de uma equação do tipo:

$$C = k \cdot T_r^m \quad (2.4)$$

Apresentando, finalmente, a equação (2.3), só que de forma mais completa:

$$i = \frac{k \cdot T_r^m}{(t + t_0)^n} \quad (2.5)$$

Segundo Villela e Mattos (1975), para a determinação dos parâmetros da equação (2.5), lançam-se em coordenadas logarítmicas as séries das intensidades médias máximas (i) em função do intervalo de duração (t), unindo-se os valores com o mesmo período de retorno (T_r), obtém-se uma família de curvas paralelas.

Analisando essas curvas verifica-se que, para cada período de retorno determinado, a intensidade decresce à medida que o intervalo de duração cresce, e que a família de curvas apresenta uma curvatura finita com concavidade voltada para baixo. Daí, marcando-se como abscissas não as durações, mas estas acrescidas de uma constante convenientemente escolhida, consegue-se gerar uma série de pontos que se ligam através de uma reta, aproximadamente. Por meio de tentativas, o valor que, somado à duração t , melhor ajustar os pontos segundo uma reta, deve ser tomado como a constante t_0 .

As curvas intensidade-duração são assim transformadas em retas paralelas, tendo por equação geral:

$$\log i = \log C - n \log(t + t_0) \quad (2.6)$$

Os parâmetros angular n e linear $\log C$ podem ser determinados pelo método dos mínimos quadrados. Observa-se que $\log C$ varia com o período de retorno, T_r . Lançando-se os valores desse parâmetro em função de T_r , em coordenadas logarítmicas, pode-se também determinar os parâmetros k e m , da equação (2.4), através do método dos mínimos quadrados:

$$\log C = \log K + m \log(T_r) \quad (2.7)$$

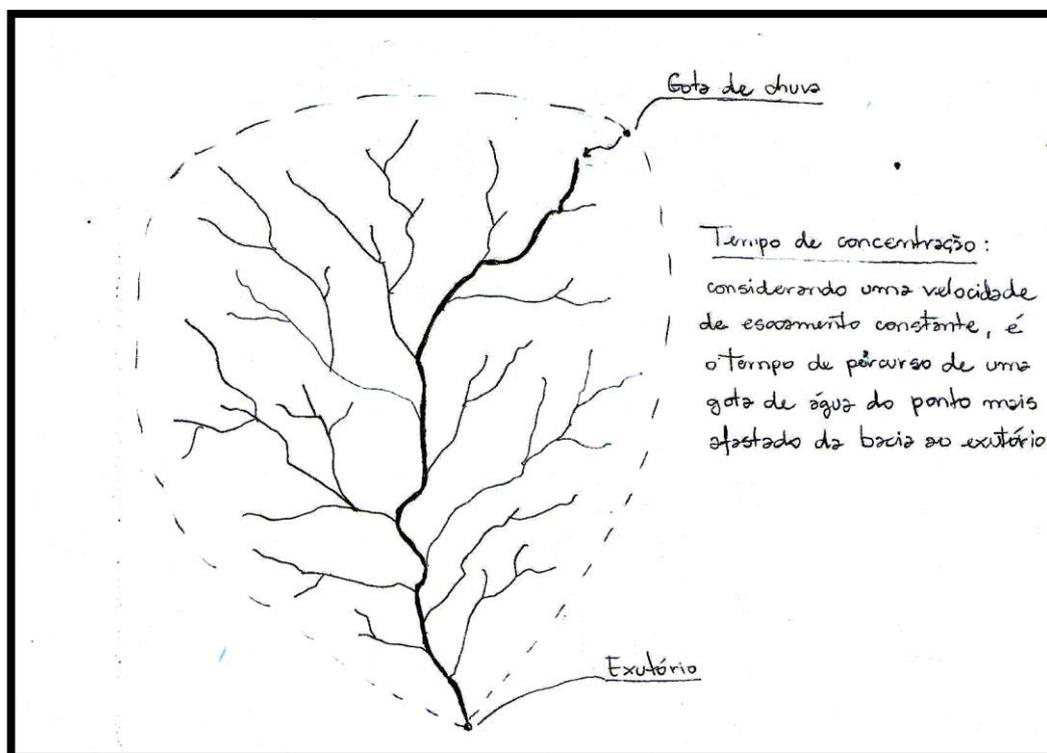
Uma vez determinados todos os parâmetros, pode-se escrever a equação (2.5), que representa a relação intensidade-duração-frequência, válida apenas para a região onde se coletaram os dados (VILLELA e MATTOS, 1975).

2.1.6 Tempo de concentração

De acordo com Pinto et al. (1976), o tempo de concentração relativo a uma seção de um curso de água é o tempo contabilizado a partir do início da precipitação para que toda a bacia hidrográfica correspondente passe a contribuir, em vazão, na seção em estudo. Seria o tempo correspondente ao da trajetória da gota d'água que leve mais tempo para atingir a seção.

É importante conhecer o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica ou de uma área em estudo, uma vez que, para chuvas que durem menos que o tempo de concentração, o volume de água que caiu em um ponto mais afastado da seção de controle só chegará a ela depois que o volume de água que caiu em um ponto mais próximo já tenha escoado. Entretanto, para chuvas com duração igual ou maior que o tempo de concentração, quando o volume de água que caiu sobre uma região mais distante chegar à seção de controle, ainda haverá volumes de água de seções mais próximas chegando à seção, o que incorre em picos de cheia.

Figura 4: Esboço de uma bacia hidrográfica, indicando o percurso mais longo a ser percorrido por uma gota d'água, num tempo t_c ou tempo de concentração.



Fonte: Elaborada pelo autor.

2.2 Conceitos de drenagem urbana

2.2.1 *Medidas não convencionais*

Em drenagem urbana, entende-se como medidas não convencionais todo tipo de estruturas, obras, dispositivos ou mesmo conceitos diferenciados de projetos, cuja utilização ainda não esteja disseminada (CANHOLI, 2005). Dentre as medidas não convencionais mais frequentemente adotadas, destacam-se aquelas que visam incrementar o processo de infiltração, retardar o fluxo nas calhas dos córregos e rios ou **reter/deter os escoamentos em reservatórios**. Esta última será a medida estudada e desenvolvida neste trabalho.

2.2.2 *Canalização x Reservação*

A ideia por trás das soluções de retenção/detenção dos escoamentos é construir estruturas que armazenem a água precipitada, amortecendo os picos de vazão de saída, tentando dessa forma minimizar o problema na fonte em vez de transferi-lo para jusante.

Walesh (1989), classificou as diretrizes gerais de projeto de drenagem urbana em “conceito de canalização” e “conceito de reservação”. A tabela 1 faz uma análise comparativa entre os dois conceitos.

Tabela 1: Conceito de canalização x reservação.

CARACTERÍSTICA	CANALIZAÇÃO	RESERVAÇÃO
Função	Remoção rápida dos escoamentos	Contenção temporária para subseqüente liberação
Componentes principais	Canais abertos/galerias	Reservatórios a superfície livre Reservatórios subterrâneos Retenção subsuperficial
Aplicabilidade	Instalação em áreas novas Construção por fases Ampliação de capacidade pode se tornar difícil (centros urbanos)	Áreas novas (em implantação) Construção por fases Áreas existentes (à superfície ou subterrâneas)
Impacto nos trechos de jusante (quantidade)	Aumenta significativamente os picos das enchentes em relação à condição anterior Majores obras nos sistemas de jusante	Áreas novas: podem ser dimensionadas para impacto zero (Legislação EUA) Reabilitação de sistemas: podem tornar vazões a jusante compatíveis com capacidade disponível
Impacto nos trechos de jusante (qualidade)	Transporta para o corpo receptor toda carga poluente afluente	Facilita remoção de material flutuante por concentração em áreas de recirculação dos reservatórios e dos sólidos em suspensão, pelo processo natural de decantação
Manutenção/operação	Manutenção em geral pouco frequente (pode ocorrer excesso de assoreamento e de lixo) Manutenção nas galerias é difícil (condições de acesso)	Necessária limpeza periódica Necessária fiscalização Sistemas de bombeamento requerem operação/manutenção Desinfecção eventual(insetos)
Estudos hidrológicos/hidráulicos	Requer definição dos picos de enchente	Requer definição dos hidrogramas(volumes das enchentes)

Segundo Canholi (2005), o conceito de canalização definido por Walesh (1989) refere-se à prática convencional exercida por décadas no mundo todo, inclusive no Brasil, voltada à implantação de canais e galerias de concreto, à retificação do traçado natural de rios e córregos, ao aumento de declividades de fundo, entre outras intervenções, cujo objetivo é promover o rápido afastamento dos volumes de água precipitados, através do aumento da velocidade dos escoamentos.

Entretanto, em grande parte das bacias afetadas por inundações, verifica-se que a ocupação urbana desenvolveu-se de jusante para montante, seja em cidades litorâneas (do mar para o centro), seja em cidades não-litorâneas (de perto dos rios para longe).

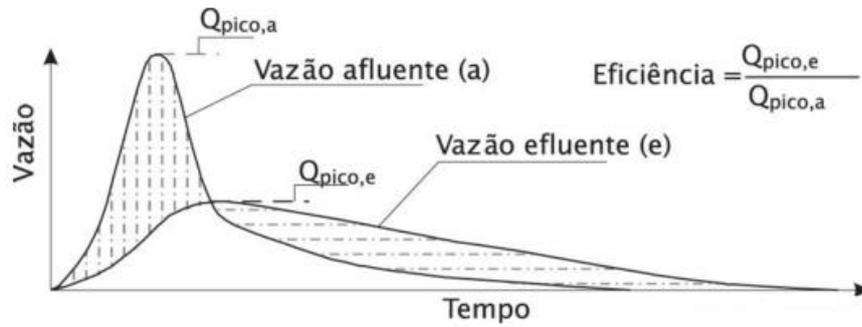
Dessa forma, a ideia inicial de canalização parece não ser ideal, visto que os picos de vazão só tendem a aumentar, à medida que as cidades se desenvolvem, tornando muito difícil ou até mesmo inviável o controle dos volumes de deflúvio, pela própria presença da urbanização, já bastante consolidada nas áreas mais baixas, próximas ao mar ou aos rios e córregos.

2.2.3 Detenção dos escoamentos

Na opinião de Canholi (2005), as obras e os dispositivos aplicados a fim de favorecer a reservação dos escoamentos representam o conceito mais significativo e de maior aplicação no campo das medidas inovadoras em drenagem urbana.

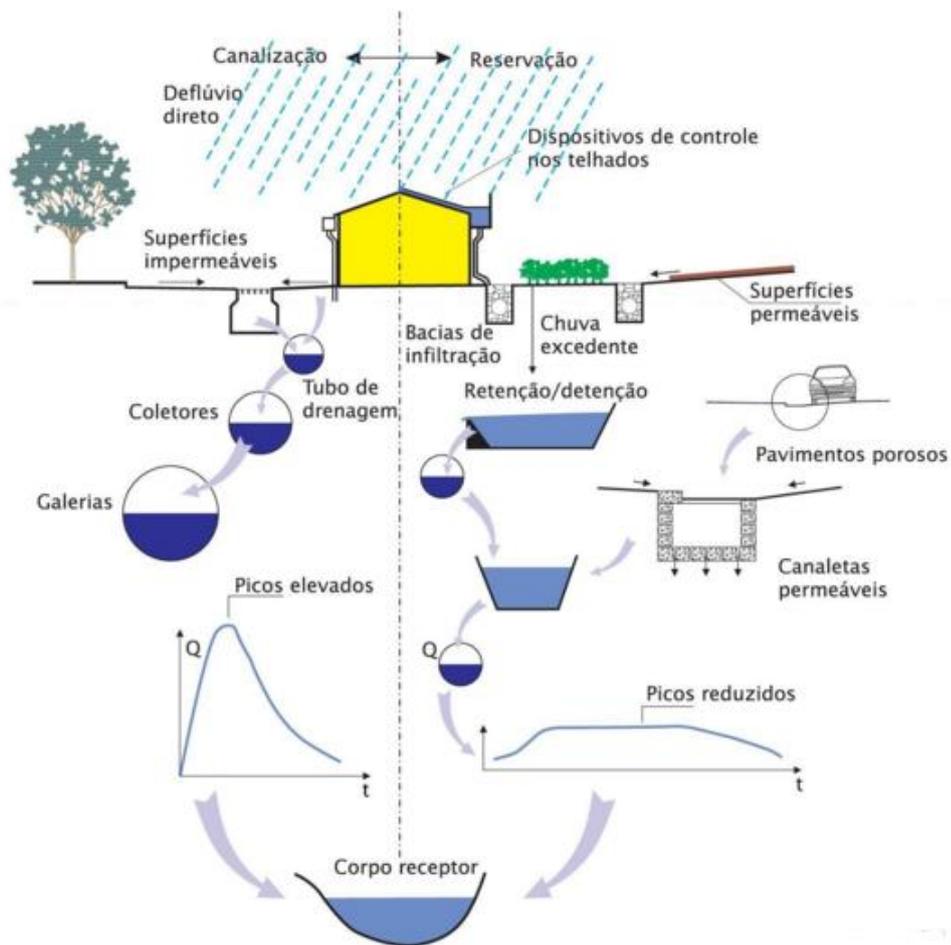
A figura 5 mostra a ideia por trás desse tipo de solução, que é a redução do picos das enchentes, através do amortecimento das ondas de cheia. Já a figura 6 contém uma ilustração dos principais dispositivos empregados segundo o conceito de reservação, na fonte e a jusante, e os seus efeitos na redução dos picos dos deflúvios, comparados ao conceito de canalização.

Figura 5: Comparação entre hidrogramas de escoamento afluente e efluente a um reservatório de detenção.



Fonte: Canholi, 2005.

Figura 6: Ilustração esquemática dos conceitos de canalização x reservação.



Fonte: Braga, 1994.

Ainda nesse contexto, Canholi (2005) divide as obras e os dispositivos de reservação em dois grupos principais, de acordo com a sua localização no sistema de drenagem: **contenção à jusante** e **contenção na fonte**.

A **contenção a jusante**, como o nome já sugere, refere-se às obras de reservação em um ponto mais a jusante, ou seja, em um ponto mais afastado de onde a gota de chuva caiu originalmente, sendo o volume a ser reservado uma soma de várias vazões afluentes de vários pontos da área submetida ao deflúvio. Por esse motivo, as obras relativas a essa modalidade de contenção, essencialmente reservatórios, são normalmente de maior porte.

Esses reservatórios podem, ainda, ser classificados quanto à sua posição no sistema de drenagem. Reservatórios *on-line* são aqueles que estão concatenados à linha principal do sistema de drenagem; reservatórios *off-line* são aqueles que estão fora a linha principal, fazendo-se necessário um desvio ou *by-pass* dos escoamentos.

A **contenção na fonte** consiste em obras e dispositivos localizados próximos aos locais onde os escoamentos são gerados. Evidentemente, por armazenar volumes menores de água, esses tipos de dispositivos tendem a ser de menor porte, em comparação aos dispositivos de contenção a jusante.

Ainda, neste caso, pode-se pontuar a mudança de responsabilidade quanto ao controle de escoamento, que essencialmente deixa de ser exclusiva do poder público ou do órgão responsável pela drenagem urbana, passando a ser também do proprietário do lote, seja residencial ou comercial.

Esse tipo de contenção vai desde dispositivos que facilitam a infiltração e percolação da água, a dispositivos que detém o volume que outrora escoaria (pequenos reservatórios ou bacias para armazenamento temporário de águas pluviais).

No presente trabalho, será abordada uma medida de contenção na fonte, através do desenvolvimento de um modelo de dimensionamento para bacias de detenção a nível de lote.

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização da área de estudo

O primeiro passo tomado para o desenvolvimento do presente trabalho foi a escolha e caracterização da área de estudo. Vislumbrando a tendência nas leis relativas à drenagem urbana e entendendo a implantação de reservatórios de detenção a nível de lote (retenção na fonte) como uma alternativa plausível, decidiu-se procurar uma área da cidade que apresentasse real potencial para desenvolvimento.

Atualmente, percebe-se um desejo cada vez maior das pessoas em “fugir” dos grandes conglomerados urbanos, onde situações de estresse acabam sendo inevitáveis, devido ao trânsito intenso de veículos, poluição sonora, poluição visual por excesso de edifícios, temperaturas mais elevadas devido ao fenômeno da ilha de calor, etc. Nesse sentido, a região sul de Fortaleza vem sendo, há alguns anos, uma opção para essa parte da população que procura por uma área um pouco mais descentralizada. Podendo ser entendida a partir da Universidade de Fortaleza (UNIFOR), seguindo pela CE-040, passando pelo Shopping Via Sul e indo até a Messejana, a região sul de Fortaleza definitivamente é uma das mais procuradas, senão a mais, dentre as áreas de potencial desenvolvimento do município. Lá já se encontram diversas opções de lazer, como shopping centers, bares e restaurantes, diversos supermercados, academias, consultórios médicos, colégios, faculdades, além de ser a região mais próxima das praias do litoral leste do estado e ainda fornece diversas opções de rotas alternativas para as pessoas que precisam ir a regiões mais centrais ou mais conturbadas da cidade (Centro, Praia do Futuro, Aeroporto, etc.).

Com base em todo o exposto, escolheu-se a região sul da cidade para região de estudo, mais especificamente, uma região localizada entre os bairros Edson Queiroz e Água Fria. Esta região possui vários lotes vazios e, certamente, em breve será tomada por empreendimentos residenciais, comparando-se ao crescimento urbano consolidado de regiões adjacentes.

Assim, delimitou-se uma área de estudo (Figura 7) passível de ser comprada por alguma empresa para construção de um loteamento. Esta área delimitada funciona, também, como a sub-bacia hidrográfica do lote, a partir da qual poderão ser extraídos parâmetros necessários (como área, comprimento do maior talvegue, diferença máxima de cota, tempo de concentração) para o cálculo da vazão de escoamento superficial.

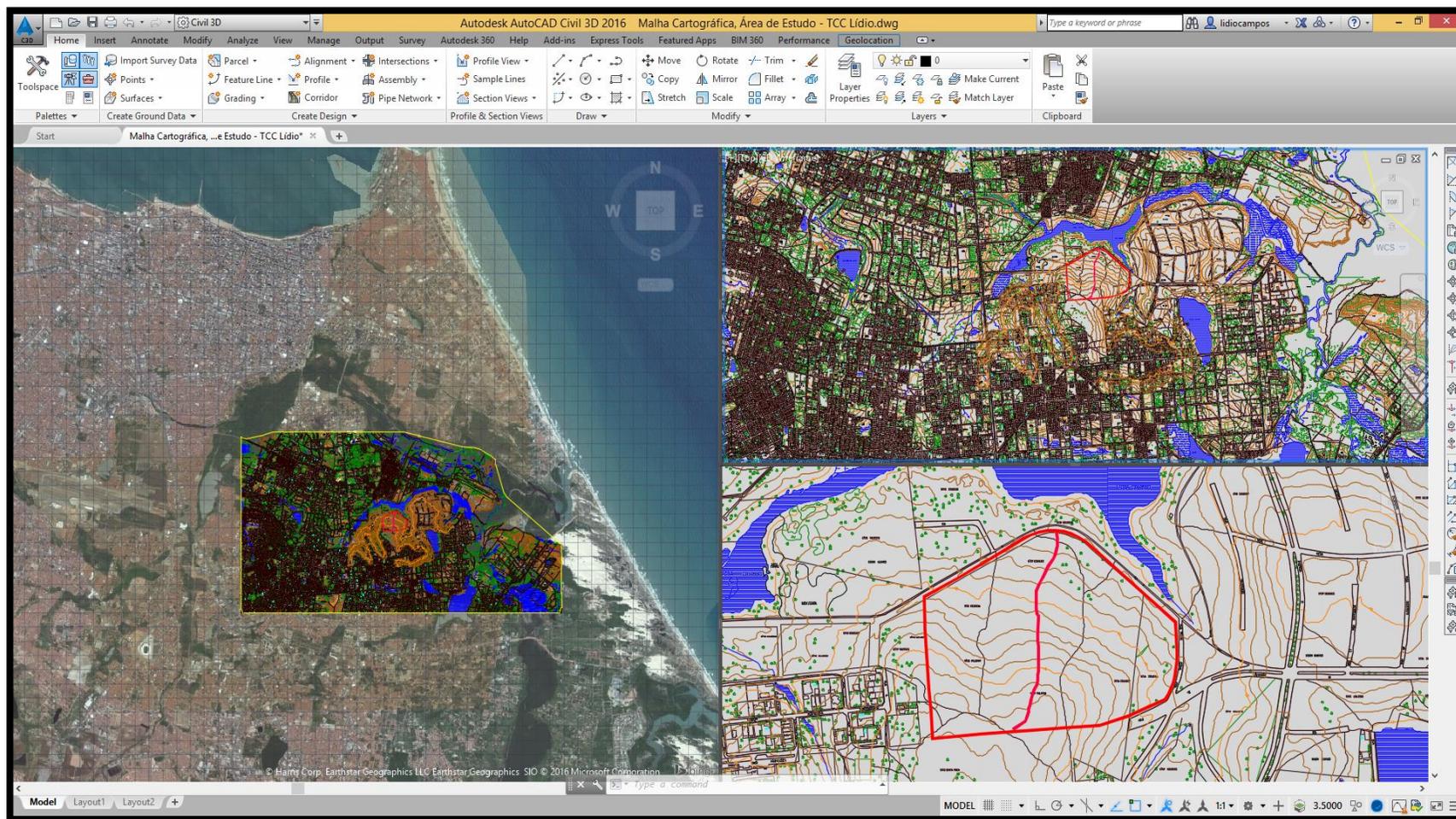
Portanto, doravante, assumiu-se como fato que será esse o tipo de empreendimento construído na área de estudo delimitada. Com isso, tornar-se-á possível o dimensionamento do reservatório de detenção, segundo a metodologia que será adotada e explicada nos próximos itens.

Figura 7: Planta de situação: delimitação da área de estudo e pontos de referência, município de Fortaleza/CE.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 8: Análise da área de estudo com o auxílio do software AutoCAD Civil 3D.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com o auxílio dos softwares Google Earth Pro e AutoCAD Civil 3D, foram analisados e determinados todos parâmetros físicos da sub-bacia em questão, que serão essenciais para os cálculos relativos ao dimensionamento do reservatório de detenção.

Quadro 1: Determinação dos parâmetros físicos da sub-bacia em estudo, com o auxílio dos softwares Google Earth Pro e AutoCAD Civil 3D.

Área da sub-bacia	0,19 km ²
Perímetro da sub-bacia	1.65 km

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 2: Determinação dos parâmetros físicos da sub-bacia em estudo, com o auxílio dos softwares Google Earth Pro e AutoCAD Civil 3D.

Comprimento do Talvegue	L	0.451	km
Declividade do Talvegue	S	0.02481	m/m
Fração de Área Impermeável	A _i	0.1216	-

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2 Equação de chuvas intensas

Uma vez definida a área do empreendimento, o primeiro passo a ser dado é determinar qual evento chuvoso será levado em consideração para o dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem (no caso deste trabalho, um reservatório de detenção).

Para tanto, será utilizada neste trabalho a equação de chuvas para Fortaleza de Silva, Palácio Jr. e Campos (2013), que é a equação de chuvas mais recentemente desenvolvida para o município em questão. Tal equação foi determinada segundo método que descrevemos no item 2.5, de tal sorte que:

$$i = \frac{2345,29 \cdot T_r^{0,173}}{(t + 28,31)^{0,904}} \quad (3.1)$$

Onde:

I – intensidade da precipitação (mm/h);

T_r – período de retorno (anos);

t – duração da chuva (min).

A **chuva de projeto** será calculada com base na equação acima, para um período de retorno adotado (um valor de T_r satisfatório para uma obra de microdrenagem) e uma duração de chuva igual ao tempo de concentração da sub-bacia determinada.

3.3 Tempo de concentração da sub-bacia

Para o cálculo da precipitação total, utiliza-se a chuva de projeto, que é baseado, conforme já discutido, numa duração da chuva t como sendo igual ao tempo de concentração t_c da sub-bacia delimitada, que incorreria na pior situação de cheia possível.

O tempo de concentração será determinado pela equação apresentada por Schaake, Geyer e Knapp (1967), dada por:

$$t_c = \frac{4,968 \cdot L^{0,24}}{S^{0,16} \cdot A_i^{0,26}} \quad (3.2)$$

Onde:

t_c – tempo de concentração (min);

L – comprimento do talvegue (km);

S – declividade (m/m);

A_i – fração de área impermeável (adimensional).

3.4 Vazão de pico através do método racional

Segundo Canholi (2009), o método racional, muito utilizado em estudos de Hidrologia, é tradicionalmente usado para cálculo de vazões de pico de pequenas áreas urbana (menores que 1 km²), com tempos de concentração inferiores a 20 minutos. Dessa forma, supõe-se que a precipitação é considerada constante, tanto na sua distribuição superficial (pequenas áreas) quanto temporal (pequenas durações).

A vazão de pico Q_p para uma dada duração de chuva excedente (igual ao tempo de concentração t_c , conforme já discutido) é calculada através da equação:

$$Q_p = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad (3.3)$$

Onde:

Q_p – vazão de pico (m³/s);

C – coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

i – intensidade da chuva (mm/h);

A – área em estudo (km²).

Os valores para o coeficiente de escoamento superficial encontram-se na tabela 2 a seguir. Os valores são estimados considerando o uso do solo e o período de retorno da chuva de projeto.

Tabela 2: Valores do coeficiente de escoamento superficial C.

USO DO SOLO	PERÍODO DE RETORNO (anos)			
	2-10	25	50	100
Sistema viário				
Vias pavimentadas	0,75 - 0,85	0,83 - 0,94	0,90 - 0,95	0,94 - 0,95
Vias não pavimentadas	0,60 - 0,70	0,66 - 0,77	0,72 - 0,84	0,75 - 0,88
Áreas industriais				
Pesadas	0,70 - 0,80	0,77 - 0,88	0,84 - 0,95	0,88 - 0,95
Leves	0,60 - 0,70	0,66 - 0,77	0,72 - 0,84	0,75 - 0,88
Áreas comerciais				
Centrais	0,75 - 0,85	0,83 - 0,94	0,90 - 0,95	0,94 - 0,95
Periféricas	0,55 - 0,65	0,61 - 0,72	0,66 - 0,78	0,69 - 0,81
Áreas residenciais				
Gramados planos	0,10 - 0,25	0,11 - 0,28	0,12 - 0,30	0,13 - 0,31
Gramados íngremes	0,25 - 0,40	0,28 - 0,44	0,30 - 0,48	0,31 - 0,50
Condomínios c/ lotes >300m ²	0,30 - 0,40	0,33 - 0,44	0,36 - 0,48	0,31 - 0,50
Residências unifamiliares	0,45 - 0,55	0,50 - 0,61	0,54 - 0,66	0,56 - 0,69
Uso misto - denso	0,50 - 0,60	0,55 - 0,66	0,60 - 0,72	0,63 - 0,75
Prédios/conjunto de apartamentos	0,60 - 0,70	0,66 - 0,77	0,72 - 0,84	0,75 - 0,88
Playground/Praças	0,40 - 0,50	0,44 - 0,55	0,48 - 0,60	0,50 - 0,63
Áreas rurais				
Áreas agrícolas	0,10 - 0,20	0,11 - 0,22	0,12 - 0,24	0,13 - 0,25
Solo exposto	0,20 - 0,30	0,22 - 0,33	0,24 - 0,36	0,25 - 0,38
Terrenos montanhosos	0,60 - 0,80	0,66 - 0,88	0,72 - 0,95	0,75 - 0,95
Telhados	0,80 - 0,90	0,90	0,90	0,90

Fonte: Canholi, 2005.

O coeficiente de escoamento superficial C , neste estudo, será determinado através de uma média ponderada de alguns valores retirados da tabela 2. Serão considerados diferentes tipos de uso do solo para diferentes frações da área total, ou seja, um C diferente associado a cada fração da área, sendo a soma dessas frações de área, evidentemente, a área total da sub-bacia em questão. Dessa forma, espera-se encontrar um valor de C que represente com maior precisão o tipo de solo da área de estudo e seu consequente impacto no cálculo da vazão de pico.

$$C = \frac{\sum_i C_i A_i}{A_t} \quad (3.4)$$

Onde:

C – coeficiente de deflúvio ponderado (adimensional);

i – contador de áreas consideradas (adimensional);

C_i – coeficiente de deflúvio para uma fração de área considerada (adimensional);

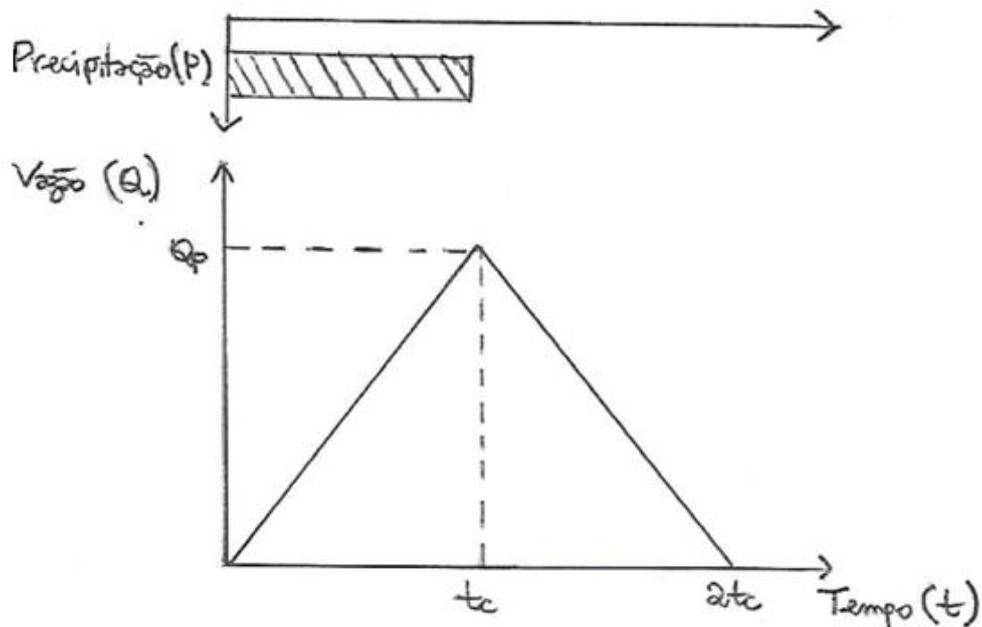
A_i – fração de área (m^2 ou ha ou km^2);

A – área total (m^2 ou ha ou km^2).

3.5 Hidrograma simplificado baseado no método racional

Existem diversas metodologias para a elaboração de um hidrograma de projeto. Uma delas é tomar como ponto máximo a vazão de pico calculada através do método racional, associada com o tempo de duração de precipitação igual a t_c . Em seguida, traça-se uma reta ascendente, da origem ao ponto (t_c, Q_p) , e uma reta descendente, do ponto (t_c, Q_p) ao ponto $(2t_c, 0)$. Dessa forma, considera-se que a vazão aumenta e diminui a uma mesma taxa, levando um tempo t_c para alcançar seu valor máximo e levando mais um tempo t_c para se exaurir. A figura 9 a seguir ilustra exatamente esse comportamento.

Figura 9: Hidrograma triangular isósceles, baseado no método racional.



Este tipo de hidrograma será utilizado para determinação das relações *vazão x tempo* da sub-bacia em estudo.

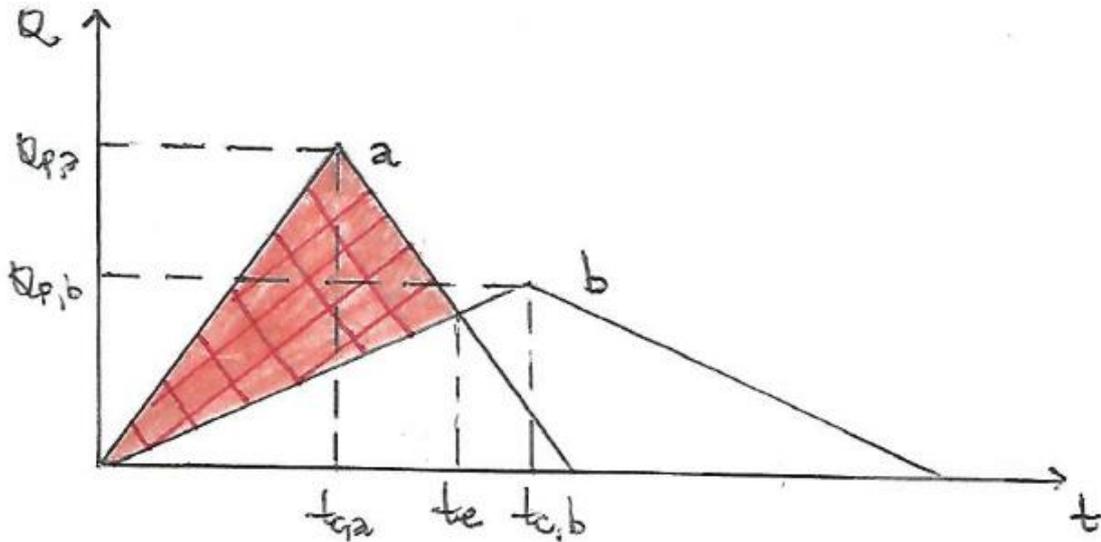
3.6 Volume do reservatório de detenção

Para o cálculo do volume do reservatório de detenção, será analisada a sobreposição dos dois hidrogramas de projeto: o hidrograma “*a*”, referente à situação final, quando a área já foi sujeita à impermeabilização, gerando uma vazão de pós-desenvolvimento; e o hidrograma “*b*”, referente à situação inicial, quando a área está sob condições naturais, gerando uma vazão de pré-desenvolvimento.

Partindo do princípio de **controle de vazão na fonte**, em que a vazão de pós-desenvolvimento **não pode exceder** a vazão de pré-desenvolvimento, pode-se entender que o **hidrograma *a* não deveria, em momento algum, estar acima do hidrograma *b***. Evidentemente, isso não acontece, tendo em vista que o hidrograma *b* sempre estará amortizado (ou seja, achatado, com um pico de vazão menor) em relação ao hidrograma *a*, devido ao aumento da taxa de impermeabilização.

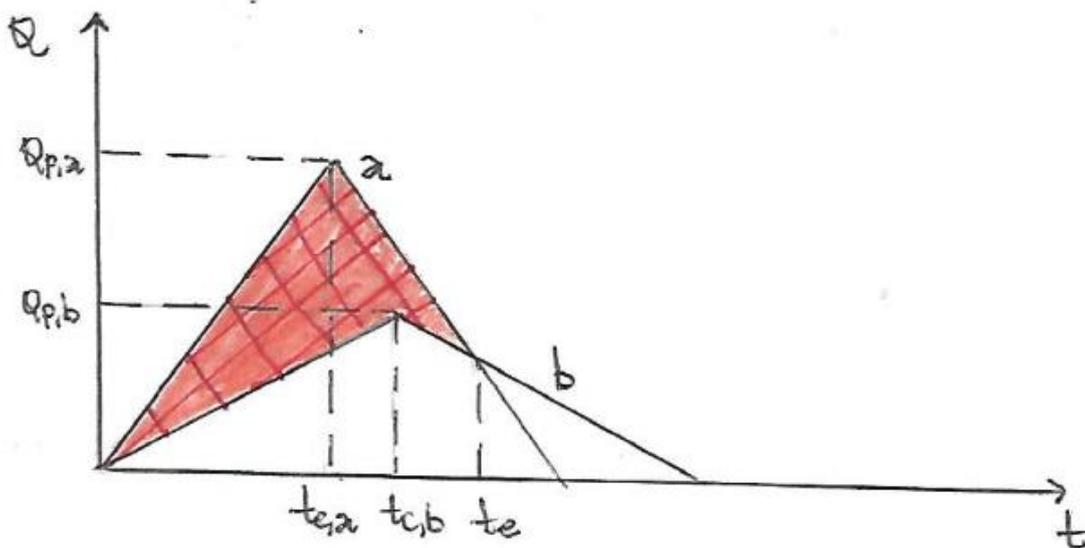
Sendo assim, para que um reservatório de detenção possa fazer com que a vazão de pós-desenvolvimento não ultrapasse a vazão de pré-desenvolvimento, **o volume de reservação deve ser pelo menos igual ao volume de reservação perdido devido às ações de impermeabilização**. As figuras 10 e 11 permitem um entendimento mais claro acerca desses conceitos.

Figura 10: Sobreposição dos hidrogramas a e b, com $t_{c,b} > t_e$. Área hachurada é o volume de reservação proposto.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 11: Sobreposição dos hidrogramas a e b, com $t_{c,b} < t_e$. Área hachurada é o volume de reservação proposto.



Fonte: Elaborada pelo autor.

De maneira geral, pode-se calcular o valor do volume de reservação através da integração da área entre os hidrogramas:

$$V_s = A = \int_0^{t_e} [Q_a(t) - Q_b(t)] dt \quad (3.5)$$

Onde:

V_s – volume requerido de reservação;

A – área entre os gráficos;

$Q(t)$ – vazão em função do tempo ;

t – tempo;

t_e – instante de tempo onde o ramo descendente do hidrograma “a” se encontra com o hidrograma “b”.

Para utilizar a equação (3.5), o ponto inicial é perceber que os hidrogramas triangulares são formados por duas retas, uma no ramo ascendente e outra no ramo descendente, cujas equações são

$$Q(t) = \frac{Q_p}{t_c} t, \text{ para o ramo ascendente. (3.6)}$$

e

$$Q(t) = -\frac{Q_p}{t_c} t + 2 Q_p, \text{ para o ramo descendente. (3.7)}$$

Onde:

$Q(t)$ – vazão em função do tempo ;

Q_p – vazão de pico ;

t – tempo;

t_c – tempo de concentração(min).

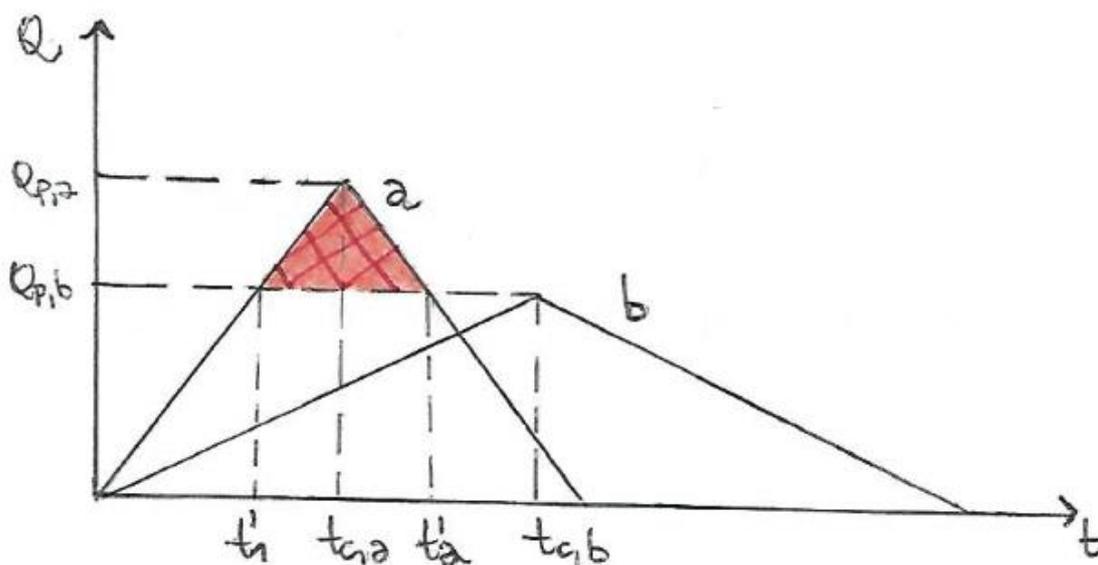
Integrando essas equações, consegue-se calcular o valor exato da diferença das áreas entre os hidrogramas, que é exatamente o valor do volume do reservatório de detenção a ser determinado.

A correta utilização das equações (3.5), (3.6) e (3.7) fornece o volume de reservação necessário para obter a **condição original de efluência** da sub-bacia em estudo, onde a vazão de pós-desenvolvimento **nunca** supera a vazão de pré-desenvolvimento, exatamente como ilustrado nas figuras 10 e 11.

Outra metodologia para o cálculo do volume de reservação pode ser baseada na premissa do controle da vazão de pós-desenvolvimento ser relativo apenas à vazão de **pico** de pré-desenvolvimento, e não à vazão de pré-desenvolvimento em si. Ou seja, não é necessário que o volume de reservação seja compatível com todos os momentos em que $Q_a > Q_b$, mas apenas quando $Q_a > Q_{p,b}$. Esse raciocínio incorre em volumes de reservação consideravelmente menores, o que é bom, do ponto de vista econômico.

A figura 12 a seguir traz esse conceito e mostra como os volumes podem ser reduzidos, em relação ao método anterior.

Figura 12: Sobreposição dos hidrogramas a e b, com o controle baseado apenas em $Q_a < Q_{p,b}$. Área hachurada é o volume de reservação proposto.



O cálculo do volume de reservação segundo essa metodologia é simplesmente:

$$V_s = \frac{(Q_{p,a} - Q_{p,b}) \cdot (t'_2 - t'_1)}{2} \quad (3.8)$$

Onde:

$Q_{p,a}$ – vazão de pico de pós-desenvolvimento;

$Q_{p,b}$ – vazão de pico de pré-desenvolvimento;

t'_1 – instante de tempo em que a vazão de pós-desenvolvimento assume o mesmo valor da vazão de pico de pré-desenvolvimento (ramo ascendente);

t'_2 – instante de tempo em que a vazão de pós-desenvolvimento assume o mesmo valor da vazão de pico de pré-desenvolvimento (ramo descendente).

Neste trabalho, serão utilizadas as metodologias referentes às equações (3.5) e (3.8) para a determinação do volume do reservatório de detenção da área em estudo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Cálculo da chuva de projeto

Para determinação da chuva de projeto, são necessários dois parâmetros: o tempo de concentração da sub-bacia e o período de retorno da chuva de projeto.

O **tempo de concentração** será calculado, conforme mencionado no item 3.3, através da equação de Schaake:

$$t_c = \frac{4,968 \cdot L^{0,24}}{S^{0,16} \cdot A_i^{0,26}} = \frac{4,968 \cdot 0,451^{0,24}}{0,0248^{0,16} \cdot 0,1216^{0,26}} \cong \mathbf{12,83 \text{ min}}$$

O quadro 3 a seguir traz alguns valores de *intensidade de chuva x tempo de duração*, calculados através da equação (3.1) para vários tempos de duração t e para vários períodos de retorno T_r .

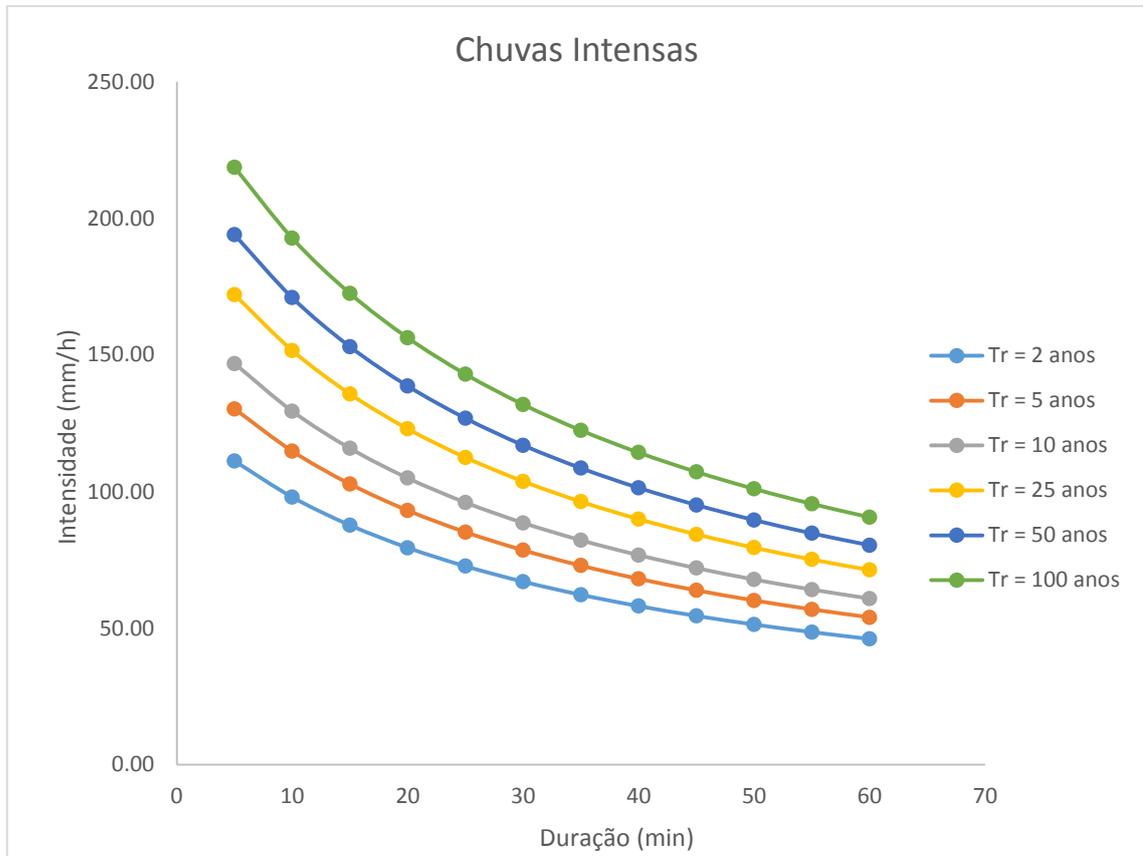
Quadro 3: Valores de intensidade de chuva x tempo de duração para vários T_r .

Tabela de <i>Intensidade x Tempo de duração</i>												
Período de retorno T_r (anos)	Duração da chuva (min)											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	111.14	97.94	87.66	79.42	72.65	67.00	62.19	58.06	54.47	51.32	48.52	46.03
5	130.23	114.76	102.72	93.06	85.13	78.50	72.88	68.04	63.83	60.13	56.86	53.94
10	146.82	129.38	115.80	104.91	95.98	88.50	82.16	76.70	71.96	67.79	64.10	60.81
25	172.04	151.61	135.70	122.93	112.46	103.71	96.27	89.88	84.32	79.44	75.12	71.26
50	193.96	170.92	152.98	138.60	126.79	116.92	108.54	101.33	95.06	89.56	84.69	80.34
100	218.67	192.70	172.47	156.25	142.94	131.82	122.37	114.24	107.17	100.97	95.47	90.57

Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir dos valores constantes na tabela 2, traçam-se os gráficos das curvas de chuvas intensas, também calculados para vários períodos de retorno T_r , como ilustra a figura 13.

Figura 13: Curvas IDF para vários períodos de retorno.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Neste trabalho, como em diversos projetos de microdrenagem, adotar-se-á para o cálculo da chuva de projeto a curva IDF de **período de retorno $T_r = 10$ anos**.

Assim, tomando o valor de t_c obtido e considerando o período de retorno de 10 anos, aplicando-se a equação (3.1), obteve-se o valor da intensidade da **chuva de projeto** (mm/h), a saber:

$$i = \frac{2345,29 \cdot T_r^{0,173}}{(t + 28,31)^{0,904}} = \frac{2345,29 \cdot 10^{0,173}}{(12,83 + 28,31)^{0,904}} \cong \mathbf{121,31 \text{ mm/h}}$$

4.2 Cálculo da vazão de pico de pré-desenvolvimento

A vazão de pré-desenvolvimento nada mais é que a vazão de escoamento produzida pela área em questão antes da construção do empreendimento. Para a determinação da **vazão de pico de pré-desenvolvimento**, utilizaremos a equação 3.3 (método racional), sendo necessário determinar os valores do **coeficiente de escoamento superficial, da intensidade da chuva de projeto e da área da sub-bacia**.

O **coeficiente de escoamento superficial** será determinado segundo metodologia descrita ao final do item 3.4. Para tanto, foram adotadas 2 tipos de superfícies diferentes, baseados nas descrições contidas na tabela 2: **solo exposto** e **vias pavimentadas**. Pela análise visual da imagem de satélite obtida, acreditou-se que “solo exposto” era o que melhor representava o aspecto da vegetação em questão, que mostrou-se medianamente arbustiva e com algumas áreas gramadas.

Para as quadras que apresentavam maior quantidade de arbustos e uma presença um pouco mais marcante de gramíneas, adotou-se a classificação **solo exposto, C = 0,20** (áreas contornadas em verde). Para as quadras que praticamente já não apresentavam arbustos, a grama já era bem escassa e o solo começava a aparecer descoberto/nu, adotou-se a classificação **solo exposto, C = 0,30** (áreas contornadas em marrom). Para a área relativa às vias, foi adotada a classificação **vias pavimentadas, C = 0,85**. O período de retorno é o mesmo já adotado no item 4.1, $T_r = 10$ anos.

Figura 14: Análise do tipo de cobertura da área de estudo.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Dessa forma, determinou-se a área referente a cada tipo de superfície adotada e calculou-se o coeficiente de escoamento superficial ponderado C , conforme consta nos quadros 4 e 5.

Quadro 4: Determinação dos C_i de cada fração de área.

Uso do solo	C_i	A_i (m ²)
Solo exposto (contorno verde)	0.20	110890
Solo exposto (contorno marrom)	0.30	54499
Vias pavimentadas	0.85	23104

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 5: Cálculo de C, utilizando-se a equação (3.4).

$\sum C_i A_i$	58166.1
A_t (m ²)	188493
C_p	0.31

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base nos valores de intensidade de chuva de projeto (121,31 mm/h), área da sub-bacia (0,19 km²) e coeficiente de escoamento superficial (0,31), determinou-se o valor da **vazão de pico de pré-desenvolvimento**, através da equação 3.3:

$$Q_p = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} = \frac{0,31 \cdot 121,31 \cdot 0,19}{3,6} = 1,96 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.3 Cálculo da vazão de pico de pós-desenvolvimento

A vazão de pico de pós-desenvolvimento também será calculada através do método racional (equação 3.3). Contudo, tanto a chuva de projeto quanto o coeficiente de escoamento superficial devem ser reavaliados, devido às alterações na superfície do terreno da área de estudo.

Inicialmente, será recalculado o tempo de concentração da área do loteamento, através da fórmula de Schaake. O único parâmetro que sofrerá alteração será o A_i , fração de área impermeável, para o qual será adotado um valor de 0,80. Este valor, na verdade, está abaixo da média para uma área de alta taxa de impermeabilização, como um loteamento residencial. Entretanto, considerando que a área para o empreendimento é relativamente grande, haveria uma maior facilidade em se preservar/construir áreas verdes. Portanto, acredita-se que 0,80 é um valor consistente para a fração de área impermeável.

O **novo tempo de concentração**, então, será de:

$$t_c = \frac{4,968 \cdot L^{0,24}}{S^{0,16} \cdot A_i^{0,26}} = \frac{4,968 \cdot 0,451^{0,24}}{0,0248^{0,16} \cdot 0,80^{0,26}} \cong 7,86 \text{ min}$$

Com isso, mantendo o período de retorno de 10 anos, pode-se determinar o valor da **intensidade da nova chuva de projeto**:

$$i = \frac{2345,29 \cdot T_r^{0,173}}{(t + 28,31)^{0,904}} = \frac{2345,29 \cdot 10^{0,173}}{(7,86 + 28,31)^{0,904}} \cong \mathbf{136,29 \text{ mm/h}}$$

Ainda determinando os valores modificados dos parâmetro, deve-se determinar o novo valor para o coeficiente de escoamento superficial. Analisando a tabela 2, adotou-se um **novo C = 0,65**.

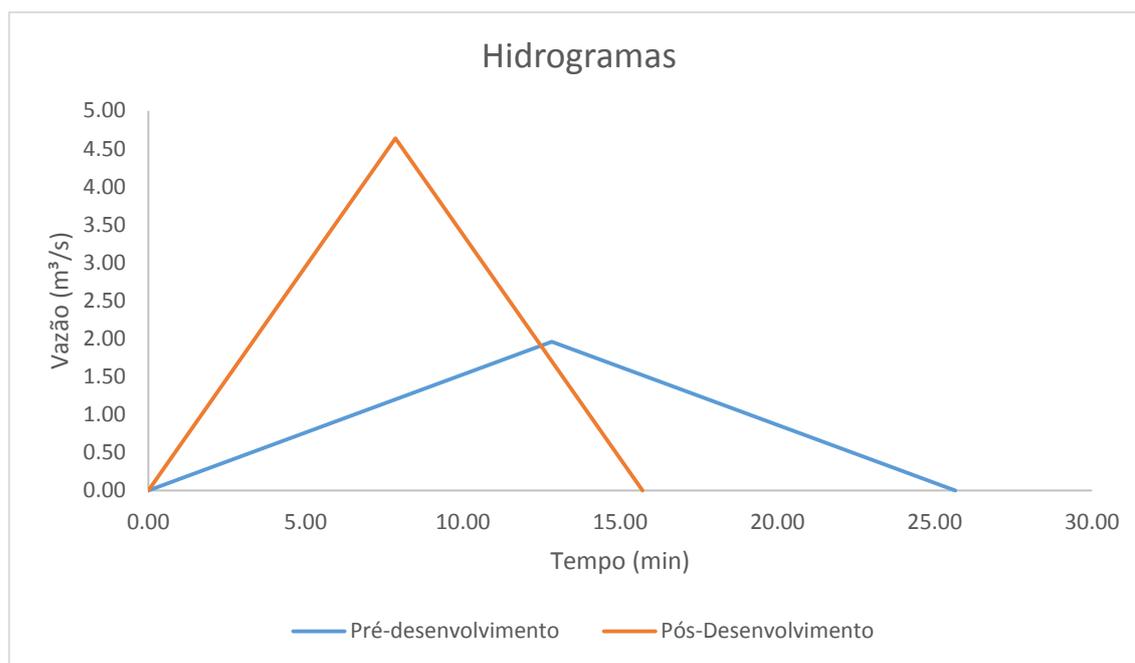
Dessa forma, a **vazão de pico de pós-desenvolvimento** será:

$$Q_p = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} = \frac{0,65 \cdot 136,29 \cdot 0,19}{3,6} = \mathbf{4,64 \text{ m}^3/\text{s}}$$

4.4 Análise dos hidrogramas e cálculo do volume de reservação

Mediante os valores encontrados nos itens 4.3 e 4.4, foram traçados os hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento da área de estudo, conforme mostra a figura 14.

Figura 15: Sobreposição dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento da área de estudo.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Pode-se perceber claramente que os hidrogramas apresentaram o comportamento esperado. O hidrograma azul, de pré-desenvolvimento, apresenta uma amortização em relação ao hidrograma laranja, de pré desenvolvimento.

Isso indica que o evento de chuva intensa, caso ocorresse na área de estudo antes da construção do empreendimento, geraria vazões menores ao longo do tempo, alcançando um valor máximo de vazão (pico) cerca de 12,8 minutos após o início da chuva.

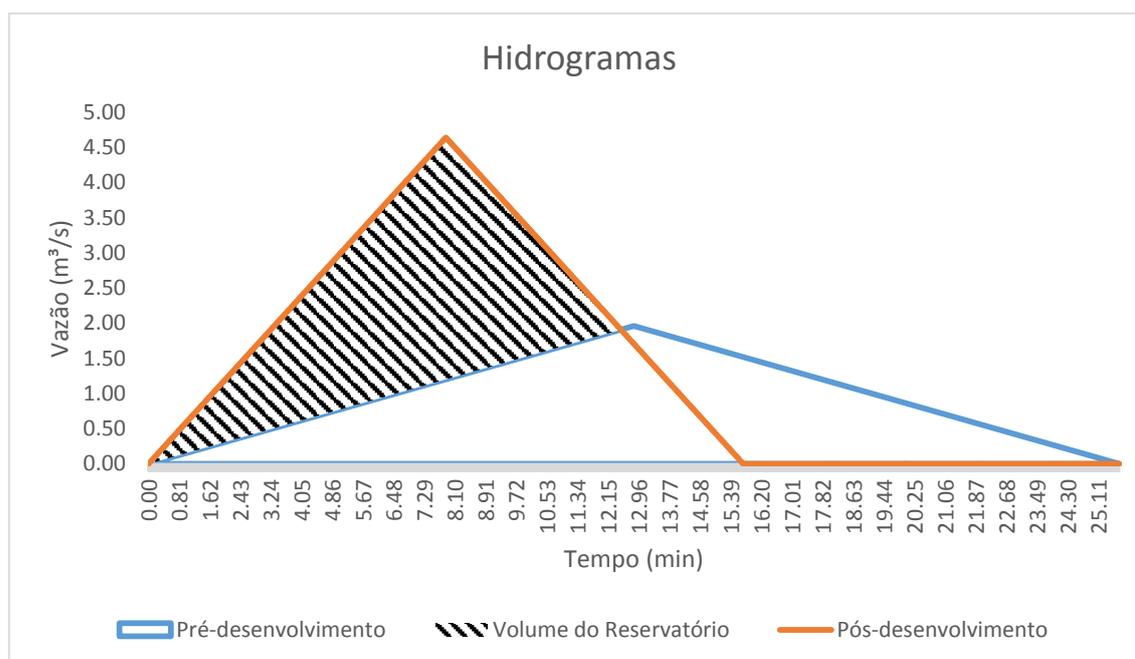
Já num evento de chuva intensa ocorrendo na mesma área, agora após a construção do empreendimento (e conseqüente impermeabilização), a vazão aumentaria com o tempo a uma taxa bem mais elevada, gerando volumes de escoamento superficial bem mais elevados. Além disso, a nova vazão de pico alcança um valor cerca de 2,3 vezes maior que a vazão de pico

anterior, chegando a esse valor em um intervalo de tempo bem inferior (aproximadamente 7,9 minutos).

Finalmente, após a análise dos hidrogramas, será calculado o volume de reservação necessário para a contenção de enchentes. É importante lembrar que serão calculados dois volumes: o **volume de reservação 1**, V_{s1} , considerando a necessidade de captar toda a vazão excedente à vazão natural de pré-desenvolvimento; e o **volume de reservação 2**, V_{s2} , considerando a necessidade de captar apenas a vazão excedente à vazão de pico de pré-desenvolvimento.

Para o cálculo de V_{s1} , observe-se a figura 16 e sua semelhança com a figura 10 apresentada no item 3.6.

Figura 16: Volume de reservação (área hachurada).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Determinando as equações da reta dos hidrogramas “a” (laranja) e “b” (azul), conforme indicado nas equações 3.6 e 3.7:

$$Q_a = \frac{4,64}{7,86} t, \text{ ramo ascendente.}$$

$$Q_a = -\frac{4,64}{7,86} t + 9,28, \text{ ramo descendente.}$$

e

$$Q_b = \frac{1,96}{12,83} t, \text{ ramo ascendente.}$$

$$Q_b = -\frac{1,96}{12,83} t + 3,92, \text{ ramo descendente.}$$

Para determinar o instante de tempo t_e em que os hidrogramas se cruzam, basta igualar as equações do ramo descendente do hidrograma “a” e do ramo ascendente do hidrograma “b”, acima determinadas, de tal sorte que:

$$t_e = 12,49 \text{ min}$$

Tomando como base a equação (3.5), serão calculadas duas integrais, uma de $t = 0$ a **7,86 minutos** e outra de **$t = 7,86$ minutos a $t = 12,49$ minutos**. Dessa forma, obtém-se:

$$\int_{t=0}^{7,86} \left[\left(\frac{4,64}{7,86} t \right) - \left(\frac{1,96}{12,83} t \right) \right] \cong 13,51 \frac{m^3}{s} \cdot \text{min}$$

$$\int_{t=7,86}^{12,49} \left[\left(-\frac{4,64}{7,86} t + 9,28 \right) - \left(\frac{1,96}{12,83} t \right) \right] \cong 7,96 \frac{m^3}{s} \cdot \text{min}$$

Finalmente, o volume de reservação 1 V_{s1} será dado pela soma das áreas calculadas pela integração, fazendo-se a correção de minutos para segundos:

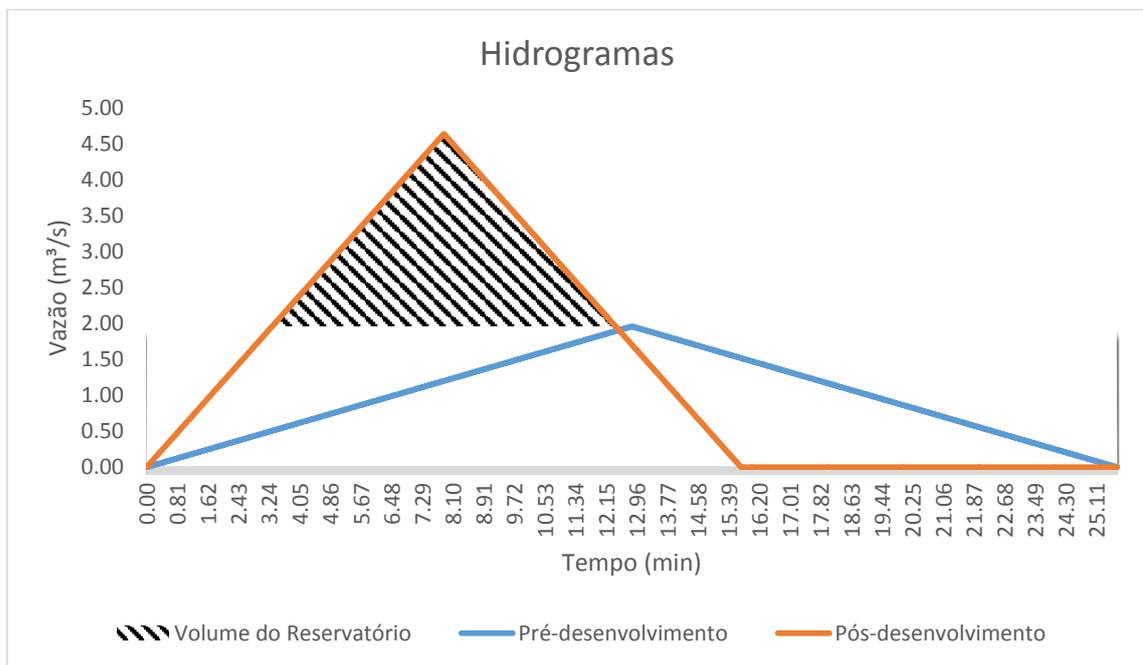
$$V_{s1} = \left(13,51 \frac{m^3}{s} \cdot \text{min} + 7,96 \frac{m^3}{s} \cdot \text{min} \right) \cdot \left(\frac{60 s}{1 \text{ min}} \right) = \mathbf{1288,2 m^3}$$

Pode-se adotar, então, um reservatório de detenção de 20 m x 20 m, com 3,5 m de profundidade, de tal sorte que:

$$V_{s1} = 20 m \cdot 20 m \cdot 3,5 m = \mathbf{1400 m^3}$$

Agora, será calculado o volume de reservação 2, V_{s2} , considerando a necessidade de captar apenas a vazão excedente à vazão de pico de pré-desenvolvimento. Observe-se, para tanto, a figura 17 e sua semelhança com a figura 12 apresentada no item 3.6.

Figura 17: Volume de reservação (área hachurada).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para o cálculo do volume V_{s2} , faz-se uso da equação (3.8):

$$V_{s2} = \frac{(Q_{p,a} - Q_{p,b}) \cdot (t'_2 - t'_1)}{2}$$

É necessário determinar a **base do triângulo hachurado**, dada por $t'_2 - t'_1$, que são os instantes de tempo em que a vazão de pós desenvolvimento assume o mesmo valor da vazão de pico de pré-desenvolvimento.

Assim:

$$t'_1 = 3,32 \text{ min}$$

$$t'_2 = 12,40 \text{ min}$$

Logo:

$$V_{s2} = \frac{(4,64 - 1,96)[m^3/s] \cdot (12,40 - 3,32)[min] \cdot \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min}}}{2} = 730,03 \text{ m}^3$$

Pode-se adotar, então, um reservatório de detenção de 15 m x 15 m, com 3,5 m de profundidade, de tal sorte que:

$$V_{s2} = 15 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m} = 787,5 \text{ m}^3$$

Os valores encontrados apresentam-se bem destoantes, sendo V_{s1} praticamente o **dobro** de V_{s2} . Uma rápida observação nos gráficos que mostram os volumes de reservação (figuras 15 e 16) de ambas metodologias já indicava que este resultado era de se esperar, uma vez que um reservatório projetado para assegurar que $Q_a < Q_b$ deve, de fato, ser consideravelmente maior que um reservatório projetado para assegurar apenas que $Q_a < Q_{p,b}$.

Considerando a segurança, em termos de controle de vazão, de ambos os reservatórios, a escolha pelo reservatório V_{s1} é evidente. Note-se, ainda, que o reservatório V_{s1} apresentou dimensões $20 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$, enquanto que o reservatório V_{s2} apresentou dimensões $15 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$. Para um empreendimento deste porte, estas diferenças de 5 m em cada um dos

lados são completamente irrisórias, frente ao benefício em adotar-se a metodologia que garante uma vazão de pós-desenvolvimento sempre menor que a vazão de pré-desenvolvimento.

Mediante o exposto, entende-se que não há benefício algum em adotar-se o reservatório V_{s2} , **sendo sugerida, portanto, a adoção do reservatório de detenção V_{s1} .**

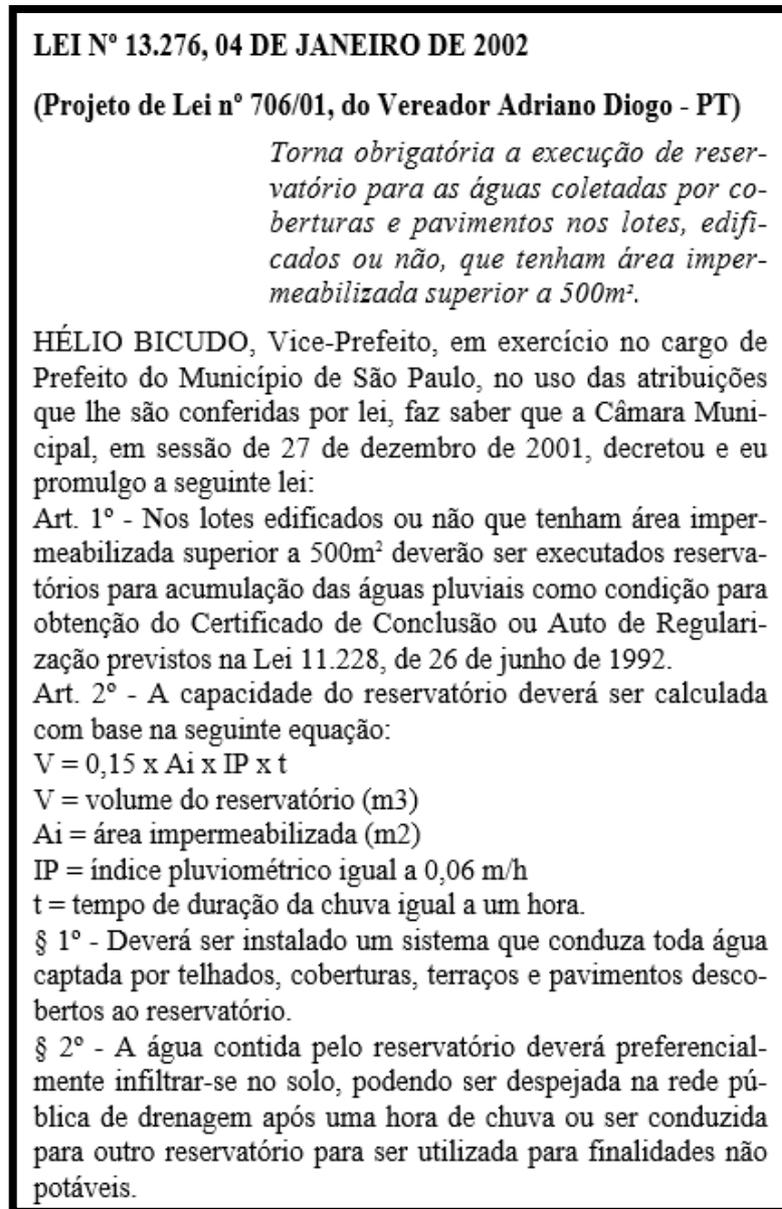
4.5 Análise comparativa entre volumes de reservação obtidos em diferentes municípios brasileiros

Para uma verificação de consistência dos resultados, será feita uma comparação entre o **volume de reservação obtido**, segundo a metodologia apresentada no presente trabalho, e os **volumes de reservação que seriam obtidos**, considerando um empreendimento de mesmo porte a ser construído em outras cidades, portanto segundo a metodologia específica de cada município.

São Paulo/SP

No município de São Paulo, a Lei nº 13.276 torna obrigatória a execução de reservatórios de detenção para empreendimentos cuja área impermeável ultrapasse 500 m².

Figura 18: Trecho da Lei Nº 13.276/2002 do município de São Paulo.



Fonte: Diário Oficial do Município de São Paulo, 2002.

Dessa forma, para o cálculo do volume do reservatório de detenção, seria utilizada a equação:

$$V = 0,15 \cdot A_i \cdot IP \cdot t$$

O valor da área impermeabilizada do empreendimento é de:

$$A_i = 80\% \cdot 188493 \text{ m}^2 = 150794,4 \text{ m}^2$$

Então, o volume do reservatório seria de:

$$V = 0,15 \cdot 150794,4 \cdot 0,06 \cdot 1 = 1357,15 \text{ m}^3$$

Curitiba/PA

No município de Curitiba, o Decreto Nº 176 dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias.

Figura 19: Trecho do Decreto Nº 176/2007 do município de Curitiba.

§2.º Para o dimensionamento do volume do reservatório de retenção onde houver redução da taxa de permeabilidade:

a) de 25% (vinte e cinco por cento) até 15% (quinze por cento) será considerada a área total impermeabilizada no lote;

b) abaixo de 15% (quinze por cento) será considerada para cálculo a área total do terreno, devendo ser mantido o paisagismo no recuo obrigatório do alinhamento predial, exceto nas Zonas de Serviço onde é esse facultado.

§3.º Serão consideradas impermeáveis, além das edificações, as áreas destinadas a piscinas, acessos de veículos, estacionamentos descobertos e canchas descobertas, esses independente do tipo de revestimento do piso. No caso de acessos de veículos em habitações unifamiliares isoladas ou em série será admitido canteiro central entre rodas permeável.

Art. 6.º Os reservatórios de retenção deverão ser dimensionados para cada caso, podendo ser instaladas nas próprias áreas dos imóveis ou interligadas de forma a acumular as vazões das áreas adjacentes.

§1.º O dimensionamento do volume necessário para o reservatório de retenção deverá ser calculado mediante a aplicação da seguinte fórmula:

$$V = K \times I \times A$$

Onde:

V= volume do reservatório

K= constante dimensional = 0,20

I= intensidade da chuva = 0,080m/h

A= área prevista no §2.º, do artigo 5.º, deste decreto.

Fonte: Diário Oficial do Município de Curitiba, 2007.

Dessa forma, para o cálculo do volume do reservatório de retenção, seria utilizada a equação:

$$V = K \cdot I \cdot A$$

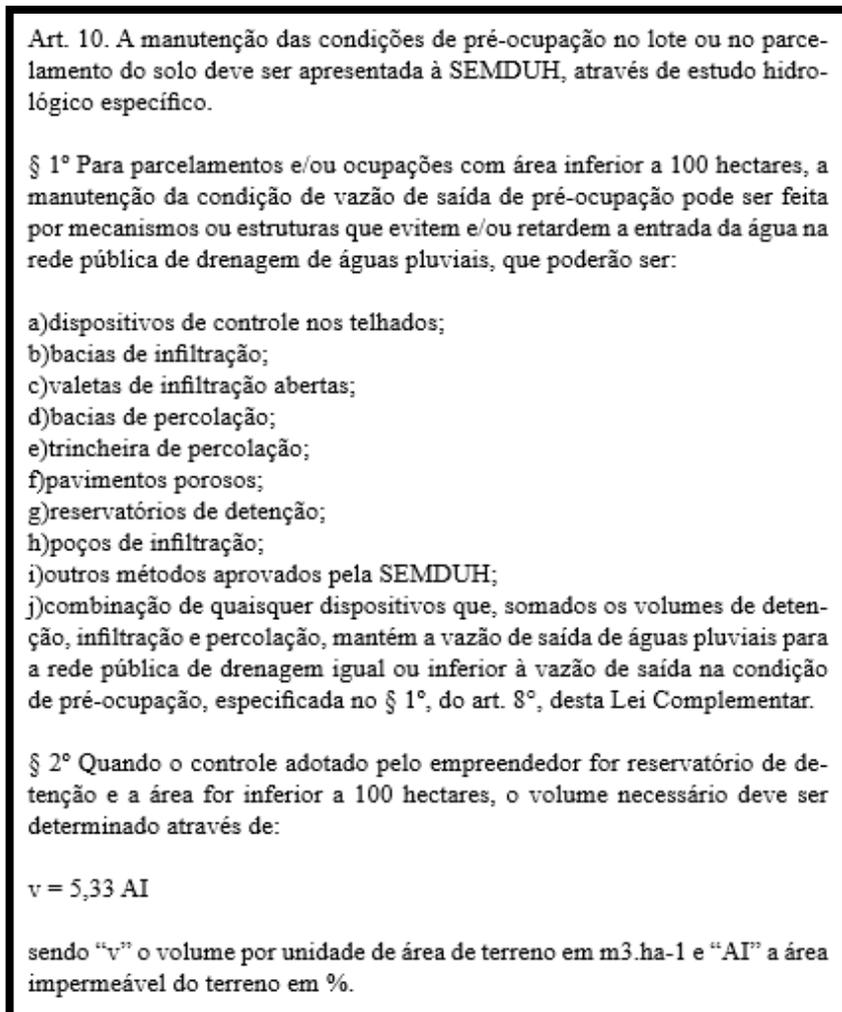
Logo, o volume do reservatório seria de:

$$V = 0,20 \cdot 0,08 \cdot 150794,4 = 2412,71 \text{ m}^3$$

Teresina/PI

No município de Teresina, a Lei Complementar Nº 4.724 define as diretrizes para a regulação do controle dos impactos da drenagem urbana de novos empreendimentos na drenagem pluvial pública.

Figura 20: Trecho da Lei Complementar Nº 4.724/2015 do município de Teresina.



Dessa forma, para o cálculo do volume do reservatório de detenção, seria utilizada a equação:

$$v = 5,33 \cdot AI$$

Logo, o volume do reservatório seria de:

$$V = 5,33 \cdot AI \cdot A_{total} = 5,33 \cdot 80 \cdot 18,85 = \mathbf{8037,64 m^3}$$

Tabela 3: Valores dos volumes de reservação calculados segundo a metodologia específica de cada município.

MUNICÍPIO	VOLUME DE RESERVAÇÃO (m ³)
Fortaleza/CE	1288.20
São Paulo/SP	1357.15
Curitiba/PA	2412.71
Teresina/PI	8037.64

Fonte: Elaborada pelo autor.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Foi possível constatar o efeito direto da impermeabilização de uma área nos valores do escoamento superficial. Após uma estimativa de aumento de área impermeabilizada, o tempo de concentração da sub-bacia em estudo diminuiu de **12,83** para **7,86** minutos, o que fez com que a vazão de pós-desenvolvimento atingisse seu valor de pico bem antes do que a vazão de pré-desenvolvimento, além deste ser **cerca de 2,3 maior** que o pico anterior. Isso gerou em um volume de deflúvio excedente, que foi armazenado no reservatório de detenção.

Visando à minimização dos impactos devido a grandes volumes de deflúvio, recomenda-se a utilização de alguns dispositivos e métodos que facilitem a infiltração da água da chuva, tais como telhados verdes, valetas verdes, bacias de percolação, pavimentos porosos, manutenção e revitalização de áreas não impermeabilizadas, etc.

Percebeu-se também a tendência das legislações referentes à drenagem urbana em apresentar uma única equação pré-fixada para dimensionamento reservatórios de detenção, levando em consideração somente a **área impermeabilizada**. Esta ideia é louvável e benéfica, no sentido que procura simplificar e uniformizar a legislação, fazendo com que todos os empreendimentos sigam um mesmo padrão de dimensionamento.

Entretanto, analisando os cálculos realizados no presente trabalho, percebe-se a grande influência que sofre o dimensionamento quando se modificam alguns parâmetros da sub-bacia em estudo, tais como **tempo de concentração, declividade média, coeficiente de escoamento superficial**, além da própria fração de **área impermeabilizada**. Levando isso em consideração, presume-se que **não é interessante pré-fixar uma equação de dimensionamento** para todos os reservatórios de detenção de um município, uma vez que empreendimentos diferentes, de tamanhos diferentes e com características naturais da sub-bacia diferentes geram vazões diferentes e, conseqüentemente, volumes de reservação necessários diferentes. Fazer uma amarração de que todos os empreendimentos devem seguir uma metodologia única, que considera constante vários parâmetros hidrológicos fundamentais, gera um dimensionamento **ineficiente e antieconômico**.

Isso pode ser analisado observando-se a tabela 3, constante no item 4.5, que calculou o volume de reservação que seria necessário, **para um mesmo empreendimento**, segundo a metodologia adotada por cada município.

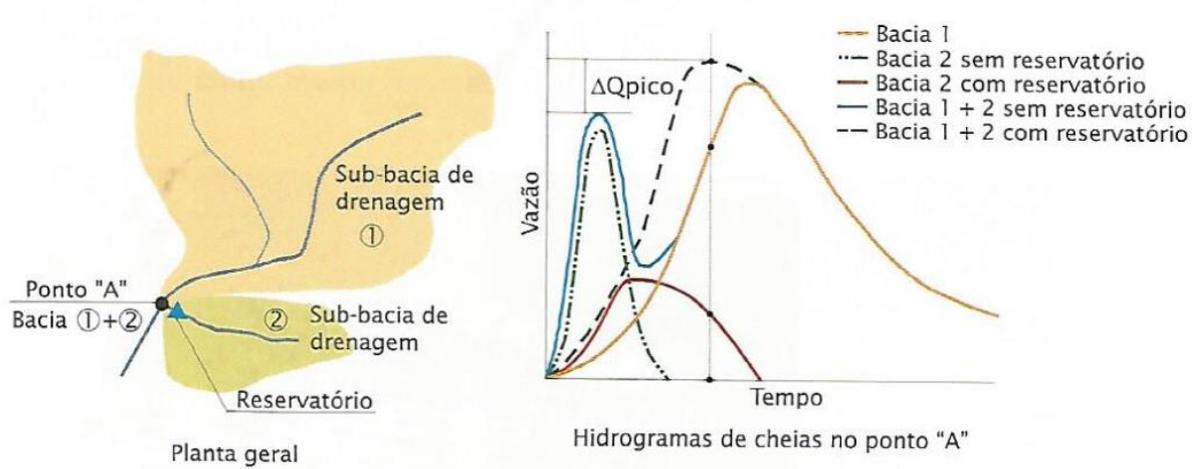
Comparando-se os volumes de reservação calculados para Fortaleza e São Paulo, percebe-se que os valores calculados são bastante semelhantes. A comparação entre os município de Fortaleza e Curitiba já foi mais destoante, sendo o volume calculado em Curitiba cerca de duas vezes maior que o calculado em Fortaleza. Quando comparados os volumes calculados em Fortaleza e em Teresina, encontra-se o um valores extremamente diferentes, com o volume calculado em Teresina sendo mais de seis vezes maior que o calculado em Fortaleza.

Diferentes metodologias para diferentes municípios (e consequentes volumes de reservação diferentes) são compreensíveis, haja vista os diferentes regimes hidrológicos de cada município; entretanto, por maiores que fossem essas diferenças hidrológicas, isso de forma alguma deveria resultar em volumes de reservação tão discrepantes, como o caso comparativo entre Fortaleza e Teresina. Este valores calculados sugerem exatamente o que foi discutido quanto a adotar uma mesma equação para todos os empreendimentos.

Dessa forma, uma continuação do presente trabalho pode ser voltada à criação de um **manual para dimensionamento de reservatórios de detenção** a nível de lote para o município de Fortaleza, considerando essa variabilidade que diferentes empreendimentos podem apresentar, como diferentes tipos, diferentes tamanhos e, por vezes, adoção de medidas de controle de escoamento, tais como as que foram sugeridas ao final do segundo parágrafo deste item.

Um último ponto a ser considerado consta de uma verificação quanto à eficiência do sistema de reservatórios de detenção. Segundo Canholi (2005), existe uma possibilidade de ocorrer, ao contrário do que se pretende, um **aumento dos picos de cheia a jusante**, após a implantação de um ou mais reservatórios de detenção. Isso pode ocorrer ou não, dependendo do comportamento das vazões em função do tempo. Este efeito fica muito claro na figura 21, adaptada por Canholi (2005), que mostra um caso em que seria possível o agravamento dos picos a jusante.

Figura 21: Aumento do pico de cheia por efeito de uma bacia de detenção.



Fonte: Debo, 1989.

Assim, uma outra possível continuação deste trabalho poderia consistir em uma análise dos efeitos combinados de aflúncias simultâneas de reservatórios de detenção, verificando a possibilidade de um aumento dos picos de cheia, quando da adoção dessa medida para controle de enchentes no espaço urbano.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRAGA, B. D. F. **Gerenciamento urbano integrado em ambiente tropical**. In: SEMINÁRIO DE HIDRÁULICA COMPUTACIONAL APLICADA A PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA, 1994, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABRH, 1994.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 302 p.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied Hydrology**. McGraw-Hill, 1988. 572 p.

CURITIBA. Decreto nº 176, de 27 de março de 2007. Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias. **Diário Oficial do Município de Curitiba**, Curitiba, PA. nº 24, 2007. 40 p.

DEBO, T. N. **Smaller detention storage. Its design and use**. Public Works, PUWOA, v.120, p.71-72, 1989.

FCTH – FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. **Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo**. São Paulo, 1999, 289 p.

PINTO, Nelson L. de Sousa et al. **Hidrologia Básica**. São Paulo: Edgard Blücher, 1976. 278 p.

SÃO PAULO. Lei nº 13.276, de 5 de janeiro de 2002. Torna obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não,

que tenham área impermeabilizada superior a 500 m². **Diário Oficial do Município de São Paulo**, São Paulo, SP. 2002.

SCHAAKE, J. C., GEYER, J. C., KNAPP, J. W. **Experimental examination of the rational method**. Journal of Hydraulics Division, ASCE, vol. 93, No. HY6. 1967.

SILVA, F. O. E.; PALÁCIO JR, F. F. R.; CAMPOS, J. N. B. Equação de chuvas para Fortaleza-CE com dados do pluviógrafo da UFC. **Revista DAE**, São Paulo, n. 192, p.48-59, ago. 2013. Quadrimestral.

STUDART, Ticiania Marinho de Carvalho. **Apostila de Hidrologia Aplicada**. 2015.

TERESINA. Lei Complementar nº 4.724, de 3 de junho de 2015. Define as diretrizes para regulação relativa a controle dos impactos da drenagem urbana de novos empreendimentos e inundações ribeirinhas, na drenagem pluvial pública, e dá outras providências. **Diário Oficial do Município de Teresina**, Teresina, PI. nº 1.767, 2015. 124 p.

VISSMAN, J. W.; HARBAUGT, T. E. e KNAPP. J. W. **Introduction to Hydrology**. New York: Intext educational, 1972. 415 p.

VILLELA, Swami M.; MATTOS, Arthur. **Hidrologia aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill, 1975. 245 p.

WALESH, S. G. **Urban surface water management**. New York. 1989.

WILKEN, Paulo Sampaio. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo, SP: CETESB, 1978. 477p.