

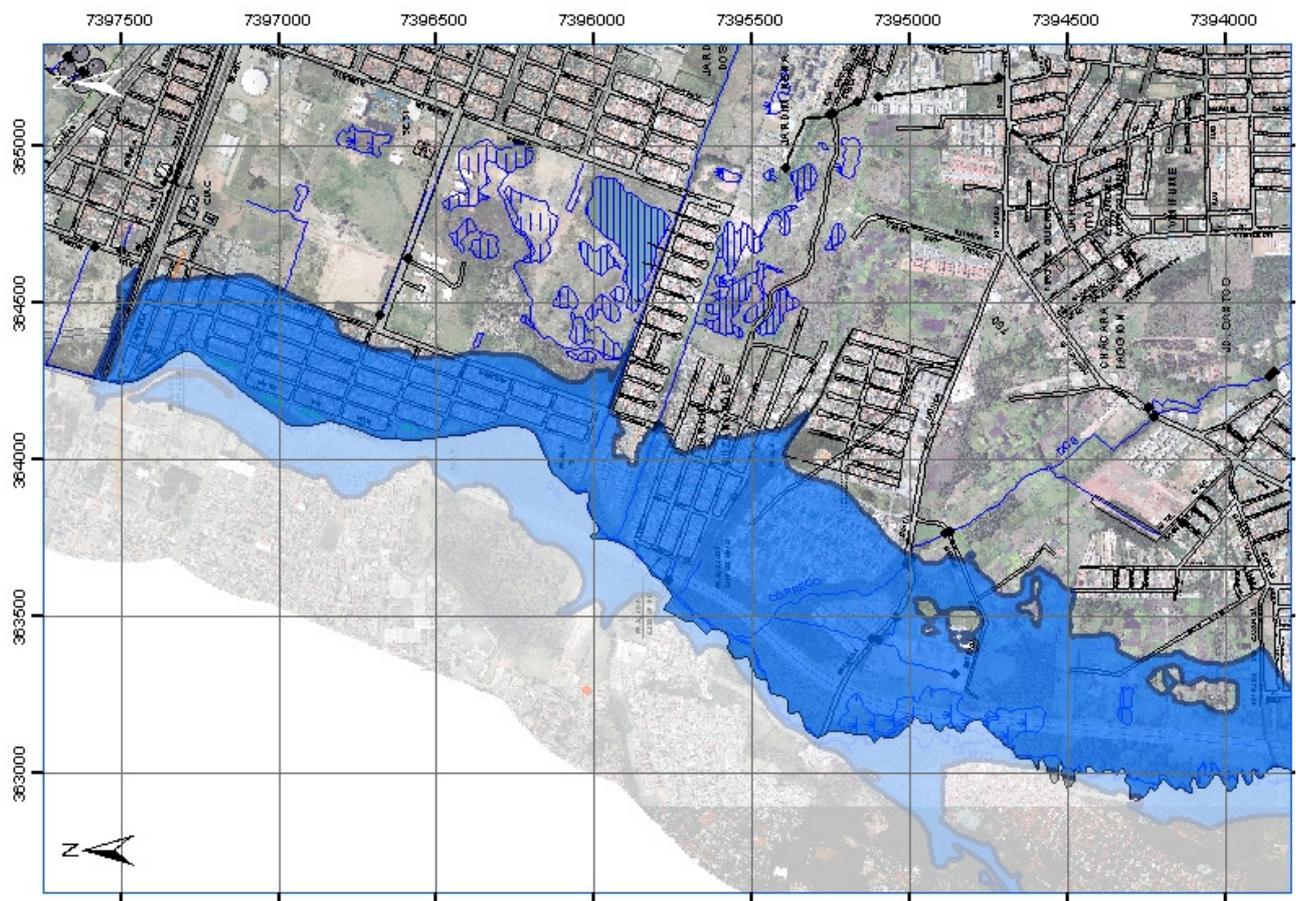


## PREFEITURA DE SUZANO

Objeto: <b>ELABORAÇÃO DO PLANO MUNICIPAL DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE SUZANO/SP</b>					
Emitente CONSÓRCIO IEME BRASIL – BASE			Contrato nº. 176/2018		
			Resp. Técnico Marco Juliani	CREA 0600532810 ART 28027230181244517	
Documento: PRODUTO 40 MANUAL DE MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS DO MUNICÍPIO DE SUZANO			Código: PT.40	Rev. 0	
			Emissão 30 /09 /2022	Folha 1	de 50
Documentos de Referência TERMO DE CONTRATO 176/2018 E ANEXOS EDITAL DE CONCORRÊNCIA Nº 001/2018 E ANEXOS TERMO DE REFERÊNCIA E ANEXOS					
Rev.	Resp. Téc./ Emitente	SMPUH - Aprovação	Rev.	Resp. Téc./ Emitente	SMPUH - Aprovação

# PLANO DE MACRODRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS - SUZANO

## Manual de Drenagem Urbana



Setembro 2022

## Índice

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>5</b>
<b>2. CRITÉRIOS DE PROJETO – ELEMENTOS CONCEITUAIS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA</b>	<b>5</b>
2.1. Sistema de Drenagem	5
2.2. Escoamento e Condições de Projeto	5
2.3. Risco e Incerteza	6
2.4. Alternativas de Controle da Drenagem Pluvial	9
<b>3. PRECIPITAÇÃO, VAZÃO E HIDROGRAMA DE PROJETO</b>	<b>10</b>
3.1. Conceitos	11
3.2. Precipitação de Projeto para Drenagem – CURVAS IDF	12
3.3. Vazão de Projeto para Drenagem – MÉTODO RACIONAL	17
3.3.1. Coeficiente de Escoamento	18
3.3.2. Intensidade de Precipitação	18
3.3.3. Tempo de Retorno	18
3.3.4. Tempo de Duração da Chuva (Tempo de base)	19
3.4. Vazão de Projeto para Drenagem – MÉTODO SCS	19
3.4.1. Distribuição Espacial e Coeficientes de Abatimento	19
3.4.2. Distribuição Temporal	21
3.4.3. Vazão de Projeto utilizando HUT do SCS	21
<b>4. PROJETOS DE REDES PLUVIAIS DE MICRODRENAGEM</b>	<b>25</b>
4.1. Dados Necessários	26

4.2.	Configuração do Sistema de Drenagem	27
4.2.1.	Critérios para o traçado da rede pluvial	27
4.2.2.	Componentes da rede hidráulica	30
4.2.2.1.	Capacidade de Condução Hidráulica de Ruas e Sarjetas	30
4.2.2.2.	Cálculo da Capacidade da Rede Pluvial	32
4.2.3.	Controle da Vazão por Amortecimento – Reservatórios	38
4.2.3.1.	Características e Funções dos Reservatórios	39
4.2.3.2.	Volume do Reservatório	42
4.2.3.3.	Disposição da Detenção	43
4.2.3.4.	Elementos Hidráulicos da Detenção	45
<b>5.</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>49</b>

*Imagem da Capa: Envoltórias de Profundidades no Rio Guaió*

## 1. INTRODUÇÃO

Dentro dos estudos elaborados no Plano Diretor de Drenagem Urbana, foi desenvolvido um manual para orientar os profissionais que planejam e projetam a drenagem urbana, bem como as diretrizes para a ocupação de áreas ribeirinhas.

Os objetivos principais deste manual são as definições dos seguintes critérios:

- Variáveis hidrológicas dos projetos de drenagem urbana na cidade de Suzano;
- Alguns elementos hidráulicos;
- Aspectos de ocupação urbana relacionados com a drenagem urbana;
- Critérios de avaliação e controle do impacto da qualidade da água.

Este manual orienta, mas não obriga a utilização dos critérios aqui estabelecidos. Os únicos elementos limitantes são os da legislação pertinente. Cabe ao projetista desenvolver seus projetos dentro do conhecimento existente sobre o assunto, do qual este manual é apenas uma parte.

## 2. CRITÉRIOS DE PROJETO – ELEMENTOS CONCEITUAIS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA

### 2.1. Sistema de Drenagem

Os sistemas de drenagem são classificados como de microdrenagem e de macrodrenagem, sendo:

- A **microdrenagem** é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais nos loteamentos ou na rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado.
- A **macrodrenagem** envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. A macrodrenagem abrange áreas superiores a 3 km<sup>2</sup> ou 300 ha, sendo que esses valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações. Este tipo de sistema deve ser projetado para acomodar precipitações superiores às da microdrenagem com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

### 2.2. Escoamento e Condições de Projeto

O escoamento num curso d'água depende de vários fatores que podem ser agregados em dois conjuntos:

- **Controles de Jusante:** definem a declividade da linha de água. Os controles de jusante podem ser estrangulamentos do curso d'água devido a pontes, aterros, mudança de seção, reservatórios, oceano. Esses controles reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento.
- **Controles Locais:** definem a capacidade de cada seção do curso d'água de transportar uma quantidade de água. A capacidade local de escoamento depende da área da seção, da largura, do perímetro e da rugosidade das paredes. Quanto maior a capacidade de escoamento, menor o nível de água.

O escoamento pode ser considerado em regime permanente ou não permanente. O escoamento permanente é utilizado para projeto, geralmente com as vazões máximas previstas para um determinado sistema hidráulico. O regime não-permanente permite conhecer os níveis e vazões ao longo do rio e no tempo, representando a situação real. Geralmente uma obra hidráulica que depende apenas da vazão máxima é dimensionada para condições de regime permanente e verificada em regime não-permanente.

### 2.3. Risco e Incerteza

Ao coletar os dados referentes às características de um grupo de objetos, indivíduos ou processos, é muitas vezes impossível ou impraticável observar todo o grupo, especialmente se ele for muito grande. Neste caso, deve-se examinar apenas uma parte do grupo, chamada amostra. Assim, a população compõe a totalidade do grupo em estudo, da qual a amostra é apenas uma pequena parte.

Se uma amostra é representativa de uma população, conclusões importantes sobre a população podem ser inferidas da análise da amostra. Porém, diferenças entre as características da amostra e da população sempre podem ocorrer. A incerteza é definida como a diferença entre as estatísticas (média, desvio padrão e outras) observadas em uma amostra e os valores reais (normalmente desconhecidos) destas estatísticas para a população.

O **risco** de uma vazão ou precipitação é entendido neste manual como a probabilidade ( $p$ ) de ocorrência de um valor igual ou superior num ano qualquer. O tempo de retorno ( $TR$ ) é o inverso da probabilidade ( $p$ ) e representa o tempo, em média, que este evento tem chance de se repetir:

$$TR = \frac{1}{p}$$

Equação 1

Assim, o tempo de retorno de 10 anos significa que, em média, a cheia pode se repetir a cada 10 anos ou em cada ano tem 10% de chance de ocorrer.

O risco ou a probabilidade de ocorrência de uma precipitação ou vazão igual ou superior num determinado período de n anos é:

$$P_n = 1 - (1 - p)^n \quad \text{Equação 2}$$

A probabilidade ou o tempo de retorno é calculado com base na série histórica observada no local. Para o cálculo da probabilidade, as séries devem ser representativas e estacionárias no tempo. Quando a série é representativa, os dados existentes permitem calcular corretamente a probabilidade. A série é *estacionária* quando as alterações na bacia hidrográfica não produzem mudanças significativas no comportamento da mesma e, em consequência, nas estatísticas das vazões do rio.

Em projeto de áreas urbanas, como haverá alterações na bacia, o risco adotado se refere à ocorrência de uma determinada precipitação e não necessariamente da vazão resultante, que é consequência da precipitação em combinação com outros fatores da bacia hidrográfica. Desta forma, quando não for referenciado de forma específica neste texto, o risco citado é sempre o da precipitação envolvida.

O risco adotado para um projeto define a dimensão dos investimentos envolvidos e a segurança quanto a enchentes. A análise adequada envolve um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos. No entanto, esta prática é inviável devido o custo do próprio estudo para pequenas áreas. Desta forma, devem ser adotados os períodos de retorno adotados conforme a Instrução Técnica DPO nº 11 de 30/05/2017:

Tabela 1 – Tempo de Retorno para projetos de canalizações e travessias (FONTE: DAEE)

Localização	TR (anos)
Zona rural	25*
Zona urbana ou de expansão urbana	100
* Em projetos de canalizações ou de travessias de maior importância ou porte, independentemente de sua localização, recomenda ser adotado o mínimo de 100 anos para o período de retorno.	



Tabela 2 – Tempo de Retorno para projetos de barragens (FONTE: DAEE)

Maior Altura do Barramento H (m)	TR (anos) Região de Influência a Jusante	
	Sem risco para habitações ou pessoas	Com risco para habitações ou pessoas
$H \leq 5$	100	500
$5 < H \leq 10$	500	1.000
$H > 10$	1.000	10.000

Tabela 3 – Tempo de Retorno para projetos de microdrenagem (FONTE: SUDERHSA)

Característica	Intervalo (anos)	Valor recomendado (anos)
Residencial	2 - 5	2
Comercial	2 - 5	2
Áreas de prédios públicos	2 - 5	2
Áreas comerciais e Avenidas	2 - 10	2
Aeroporto	5 - 10	5

O projetista deve procurar analisar adicionalmente o seguinte:

- Escolher o limite superior do intervalo da tabela quando implicar em grandes riscos de interrupção de tráfego, prejuízos materiais, potencial interferência em obras de infraestrutura como subestações elétricas, abastecimento de água, armazenamento de produtos danosos quando misturado com água e hospitais;
- Quando existir risco de vida humana deve-se definir um programa específico de defesa civil e alerta para a área de risco em questão.

#### 2.4. Alternativas de Controle da Drenagem Pluvial

As medidas de controle da drenagem urbana devem possuir dois objetivos básicos: controle do aumento da vazão máxima e melhoria das condições ambientais.

As medidas de controle do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em:

1. Distribuída ou Na Fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios, nas cabeceiras das bacias;

2. Na Microdrenagem: é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um parcelamento ou mesmo mais de um parcelamento, para áreas inferiores a 2 km<sup>2</sup>;
3. Na Macrodrenagem: é o controle sobre áreas acima de 2 km<sup>2</sup> ou dos principais rios urbanos.

As principais medidas de controle são:

- **Aumento da infiltração:** através de dispositivos como pavimentos permeáveis, valas de infiltração, planos de infiltração, entre outros. Estas medidas contribuem para a melhoria ambiental, reduzindo o escoamento superficial das áreas impermeáveis. Este tipo de medida é aplicada somente na fonte.
- **Armazenamento:** o armazenamento amortece o escoamento, reduzindo a vazão de pico. O reservatório urbano pode ser construído na escala de lote, microdrenagem e macrodrenagem. Os reservatórios de lotes são usados quando não é possível controlar na escala de micro ou macrodrenagem, já que as áreas já estão loteadas. Os reservatórios de micro e macrodrenagem podem ser de detenção, quando são mantidos a seco e controlam apenas o volume. O reservatório é de retenção quando é mantido com lâmina de água e controla também a qualidade da água, mas exige maior volume. Os reservatórios de detenção também contribuem para a redução da qualidade da água, se parte do volume (primeira parte do hidrograma) for mantida pelo menos 24 horas na detenção.

### 3. PRECIPITAÇÃO, VAZÃO E HIDROGRAMA DE PROJETO

Neste item são descritas as metodologias sugeridas para a obtenção das precipitações e vazões de projeto a serem utilizadas para o dimensionamento das redes pluviais de drenagem e dos dispositivos de controle:

- Para os projetos de redes pluviais de microdrenagem, é utilizado um bloco de chuva único, obtido diretamente das curvas IDF definidas para o município de Suzano;
- A vazão de projeto é obtida pelo Método Racional;
- Para os projetos de redes pluviais de macrodrenagem, é necessário utilizar uma chuva de projeto variável, ao longo do tempo, conforme metodologia a ser sugerida. O hidrograma de projeto é obtido a partir desta chuva de projeto, pela aplicação de modelos de transformação chuva-vazão. Neste texto, é apresentado o Modelo do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS, 1957).

### 3.1. Conceitos

A precipitação é o principal dado hidrológico de entrada utilizado no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. A expressão *precipitação de projeto* identifica a precipitação que é definida com o objetivo de gerar um hidrograma ou vazão de projeto para determinada obra hidráulica. Os primeiros fundamentos referem-se aos conceitos de precipitação natural e precipitação de projeto.

A precipitação natural é uma sequência cronológica de eventos de chuva que podem ser caracterizados, um a um, pelas seguintes variáveis (unidades usuais entre parêntesis):

- Lâmina precipitada:  $P$  (mm);
- Duração  $D$  (min);
- Intensidade Média Precipitada:  $i_{méd} = P/D$  (mm/h);
- Lâmina máxima  $P_{máx}$  (mm) da sequência de intervalos de tempo  $\Delta t$  que discretizam  $D$ ;
- Intensidade máxima:  $i_{máx} = P_{máx}/\Delta t$  (mm/h);
- Tempo em que ocorre  $P_{máx}$  ou  $i_{máx}$  dentro da duração  $D$ .

A precipitação de projeto é, por sua vez, um evento crítico de chuva construído artificialmente com base em características estatísticas da chuva natural e com base em parâmetros de resposta da bacia hidrográfica. Estas características estatísticas e parâmetros são levados em conta com a definição de dois elementos básicos (unidades usuais entre parêntesis):

- Período de Retorno:  $TR$  da precipitação de projeto (anos);
- Duração crítica:  $D_{crítica}$  do evento (min).

O aposto de projeto significa que está associado à precipitação de projeto um período de retorno que foi pré-estabelecido conforme a importância da obra. Por convenção, atribui-se à vazão de projeto ou ao hidrograma de projeto calculado com base nesta precipitação, o período de retorno desta.

A duração crítica é outro elemento indispensável à definição das precipitações de projeto, pois ela deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua com o escoamento superficial, o que equivale a dizer que a precipitação efetiva (parcela da precipitação total que gera escoamento superficial) deve ter duração igual ao tempo de concentração da bacia contribuinte.

As precipitações de projeto podem ser constantes ou variadas ao longo de sua duração. A precipitação de projeto constante é normalmente aplicada a projetos de microdrenagem (áreas menores que 2 km<sup>2</sup>) definida para aplicação do Método Racional. A precipitação de projeto variada no tempo (hietograma de projeto, onde as lâminas de precipitação variam de  $\Delta t$  para  $\Delta t$  ao longo da duração D) é adequada para projetos de redes pluviais de macrodrenagem (áreas superiores a 2 km<sup>2</sup>), a partir da aplicação de um Hidrograma Unitário.

Em termos práticos, para uma precipitação de projeto constante considera-se a duração igual ao tempo de concentração da bacia. Para um hietograma de projeto a duração deve ser maior que o tempo de concentração, pois este deveria ser o tempo de duração apenas de sua parcela efetiva.

As precipitações de projeto consideradas acima são normalmente determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) das precipitações sobre a bacia contribuinte. Expressas sob forma de tabelas ou equações, as curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. Pode-se obter uma lâmina ou altura de precipitação, multiplicando-se a intensidade dada pela IDF pela sua correspondente duração.

Os tipos de precipitação de projeto sugeridas deste Manual são aplicáveis em casos comuns de projeto. Em casos especiais, pode ser necessária a aplicação de outros tipos de precipitação de projeto, como sequências cronológicas históricas ou sintéticas de chuva ou mesmo tormentas de projeto obtidas com técnicas consagradas do método da precipitação máxima provável (PMP).

As precipitações de projeto deste manual têm uma dimensão pontual que é aplicada ao centro geométrico da bacia. Em outras palavras, a precipitação máxima pontual correspondente à bacia estudada deve ser aplicada no seu centro geométrico e uma técnica de espacialização deve ser aplicada para obtenção da precipitação média em toda a bacia.

A vazão de projeto segue as mesmas condicionantes da precipitação: na microdrenagem, é definida pela aplicação do Método Racional a uma precipitação constante no tempo; na macrodrenagem, define-se um hidrograma de projeto a partir da aplicação de um Hidrograma Unitário a uma precipitação de projeto variada no tempo.

### **3.2. Precipitação de Projeto para Drenagem – CURVAS IDF**

A precipitação é medida de forma pontual pois as áreas de captação dos pluviógrafos e pluviômetros são reduzidas (são usuais 200 e 400 cm<sup>2</sup>) em relação às áreas abrangidas por este fenômeno meteorológico. Mesmo com informações de radares meteorológicos, a única fonte de

dados quantitativos de precipitação, são as informações pontuais dos pluviômetros e pluviógrafos. Os dados pluviométricos e pluviográficos constituem, portanto, a fonte indispensável de informação para qualquer chuva de projeto.

No município de Suzano existem quatro estações meteorológicas do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) que podem fornecer os dados de precipitação horárias.

Tabela 4 – Postos Pluviométricos utilizados do CEMADEN

Nome	Código	Início	Fim
Jd. Amazonas (355250201A)	355250201A	2014	-
Tabamarajoara	355250202A	2014	-
Jardim Lincoln	355250203A	2014	-
Rio Tietê	355250225H	2017	-

	Estações situadas no interior das bacias hidrográficas - Zona Sul
	Estações situadas no interior das bacias hidrográficas - Zona Norte

Toda definição de uma chuva de projeto começa pelo estudo da chuva pontual e para este ser realizado são necessários registros pluviográficos (dados de chuva com intervalos menores que 1 hora). Em regiões com apenas dados pluviométricos diários é preciso transferir parâmetros pluviográficos (geralmente coeficientes de desagregação da precipitação diária) dos pluviógrafos mais próximos.

Em locais com informações pluviográficas, os dados são sintetizados na forma de relações de intensidade-duração-frequência, comumente chamadas de curvas IDF.

A curva IDF de determinado local fornece a intensidade da chuva (mm/h, por exemplo) para uma dada duração e período de retorno. A maioria dos métodos que estabelecem chuvas de projeto em todo o mundo baseiam-se na curva IDF.

O município de Suzano foi dividido em Região Norte e Região Sul, onde se nota a grande diferença climática entre as regiões. A parte norte se refere à região mais urbanizada, que está ao norte da linha da **Barragem de Taiapuêba**. A região sul é menos urbanizada, mas recebe maior influência das chuvas orográficas advindas do oceano, com isso, a frequência de chuvas e intensidades são maiores.

As equações de chuva estão na Tabela 5.

Tabela 5 – Equações IDFs para a região de Suzano

<b>NORTE</b>	$i \text{ (mm/h)} = \frac{2697,96 \times (TR^{0,1304})}{(t+19,8912)^{0,9007}}$	Para $t < 240$ min ou 2h	Equação 3
	$i \text{ (mm/h)} = \frac{2004,705 \times (TR^{0,1434})}{(t-4,1325)^{0,8684}}$	Para $240 \text{ min} \leq t < 1440 \text{ min}$ ou $2h \leq t < 24h$	Equação 4
<b>SUL</b>	$i \text{ (mm/h)} = \frac{3159,148 \times (TR^{0,1327})}{(t + 19,8233)^{0,8991}}$	Para $t < 240$ min ou 2h	Equação 5
	$i \text{ (mm/h)} = \frac{2358,635 \times (TR^{0,1458})}{(t-4,1903)^{0,8681}}$	Para $240 \text{ min} \leq t < 1440 \text{ min}$ ou $2h \leq t < 24h$	Equação 6

Onde:

- $i$  : intensidade de precipitação (mm/h);
- TR: período de retorno (anos);
- $t$  : duração da precipitação (min)

Apesar do dado inicial ser em minutos, a intensidade final é dada em milímetros por hora. Caso seja necessário determinar a intensidade por mm/min, basta dividir o resultado por 60. Deve-se ter muito cuidado na manipulação da intensidade, pois pode gerar erros grosseiros se não houver esta conversão. A seguir são apresentadas as plotagens das curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) do município de Suzano.

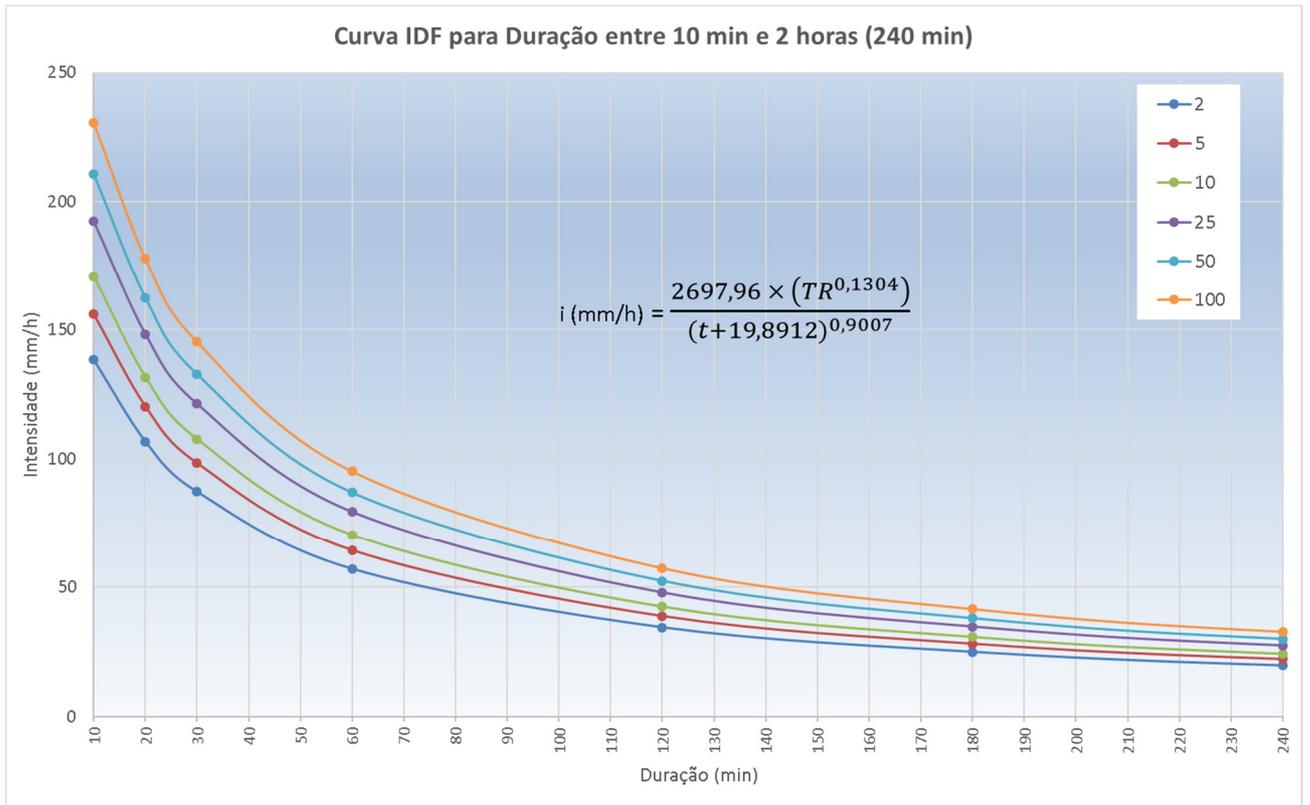


Figura 1 – Curva IDF da região Norte de Suzano para duração entre 10 min e < 2h

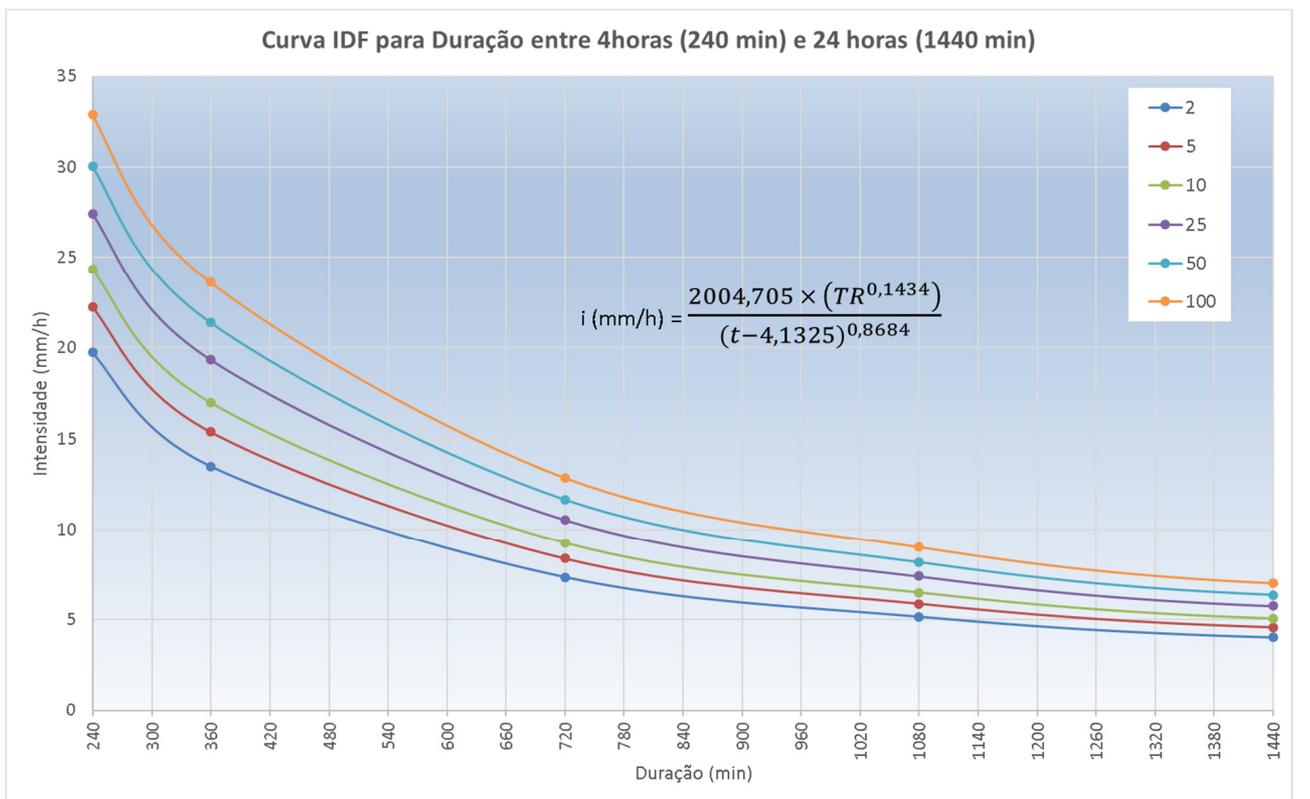


Figura 2 – Curva IDF da região Norte de Suzano para duração entre 2h min e 24h

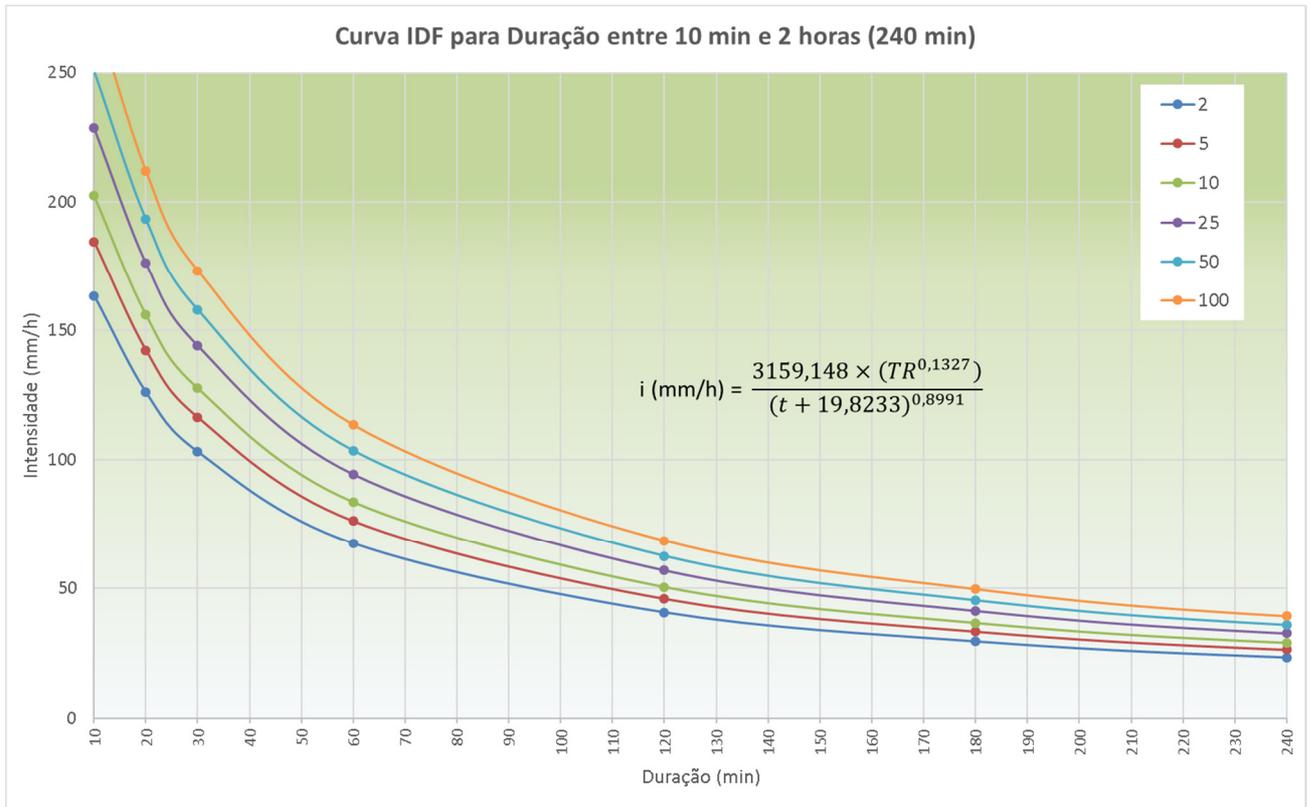


Figura 3 – Curva IDF da região Sul de Suzano para duração entre 10 min e < 2h

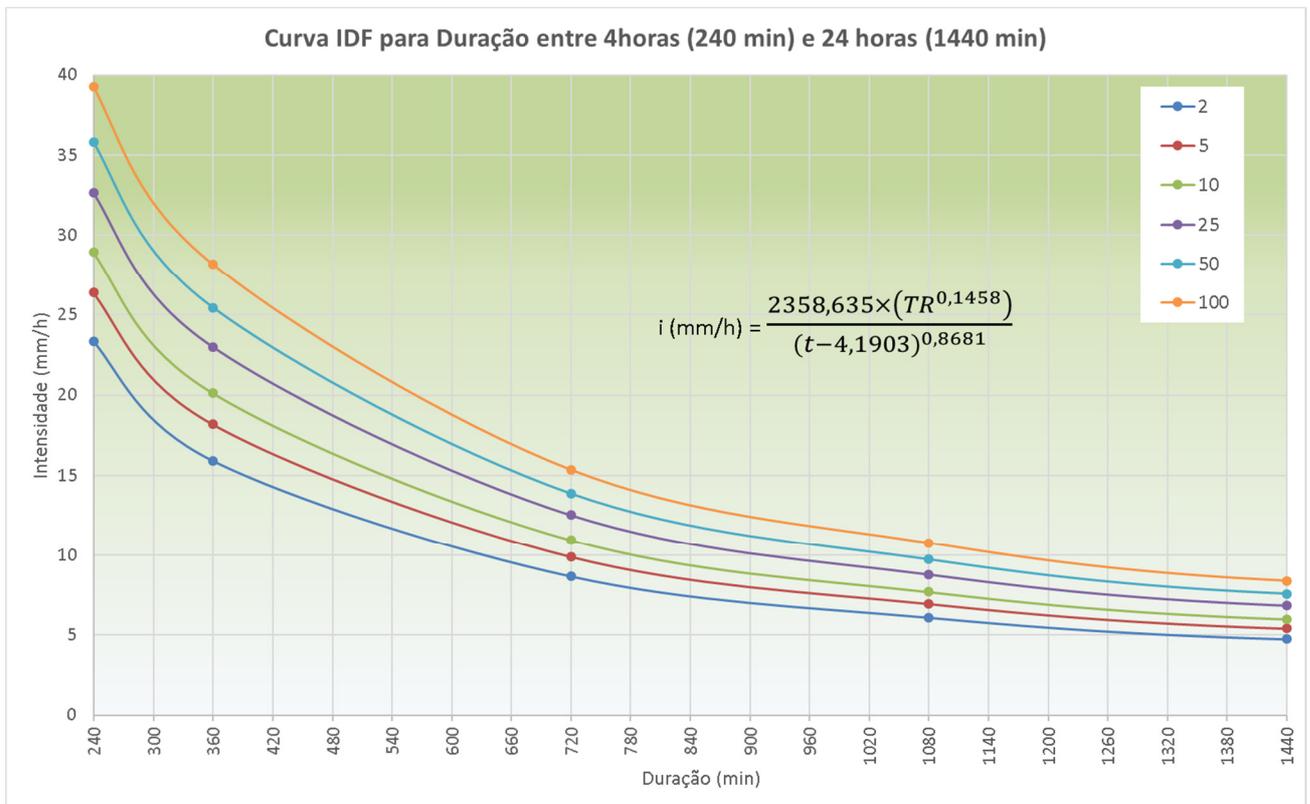


Figura 4 – Curva IDF da região Sul de Suzano para duração entre 2h e 24h

### 3.3. Vazão de Projeto para Drenagem – MÉTODO RACIONAL

O método racional será utilizado apenas para as porções de área do empreendimento que não são controladas por MCs (controle na fonte). Para as porções de áreas controladas por MCs, há duas alternativas:

- No caso de MCs compostas por dispositivos de infiltração, a água é retirada do sistema pluvial, com todo escoamento superficial infiltrando no solo. Assim, a área controlada terá contribuição nula para a rede de drenagem.
- No caso de MCs compostas por dispositivos de armazenamento, o escoamento superficial é retardado, amortecendo seu pico. Assim, será adotada uma vazão específica de 27 l/(s.ha), que deverá ser adicionada nos pontos devidos, conforme a configuração do sistema.

O método racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas (< 2 km<sup>2</sup>). Os princípios básicos dessa metodologia são:

- A duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que essa condição aconteça, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade;
- Adota-se um coeficiente único de perdas, denominado C, estimado com base nas características da bacia;
- Não avalia a distribuição temporal das vazões, mas pode estimar o volume de cheia

A equação do modelo é definida por:

$$Q_{max} = 0,278 \cdot C \cdot i_{max} \cdot A \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

- $Q_{m\acute{a}x}$  = vazão máxima (em m<sup>3</sup>/s);
- C: coeficiente de escoamento médio superficial ponderado;
- $i_{m\acute{a}x}$  = máxima intensidade da precipitação (em mm/h);
- A = área da bacia contribuinte não controlada por MCs (em km<sup>2</sup>).

### 3.3.1. Coeficiente de Escoamento

O coeficiente de escoamento (C) utilizado no método racional depende das seguintes características:

- Solo;
- Cobertura;
- Tipo de Ocupação;
- Tempo de Retorno;
- Intensidade da Precipitação.

Os valores do coeficiente C para as superfícies urbanas são apresentados na Tabela 6. Para os tempos de retorno utilizados na microdrenagem, não existe variação desse coeficiente. A variação com a intensidade da precipitação também não é considerada, já que é uma das premissas do método.

Tabela 6 – Valores de Coeficiente de Escoamento (C) para superfícies urbanas (FONTE: SUDERHSA)

Tipo de Superfície	Valor Recomendado	Faixa de Variação
Concreto, asfalto e telhado	0,95	0,90 - 0,95
Paralelepípedo	0,70	0,58 - 0,81
Blockets	0,78	0,70 - 0,89
Concreto e asfalto poroso	0,03	0,02 - 0,05
Solo compactado	0,66	0,59 - 0,79
Matas, parques e campos de esporte	0,10	0,05 - 0,20
Gramma solo arenoso	0,10	0,08 - 0,18
Gramma solo argiloso	0,20	0,15 - 0,30

### 3.3.2. Intensidade de Precipitação

A máxima intensidade da precipitação (imáx) é obtida a partir das curvas IDF (curvas de Intensidade-Duração-Freqüência) de Suzano apresentadas nas equações Equação 3 a Equação 6.

### 3.3.3. Tempo de Retorno

O tempo de retorno utilizado na drenagem varia de dois a vinte e cinco anos, conforme definido nas Tabelas Tabela 1, Tabela 2, Tabela 3. De uma forma geral, para a microdrenagem, recomenda-se

a adoção de período de retorno de 2 anos (exceto no caso de aeroportos, quando o valor recomendado é de 5 anos).

### 3.3.4. Tempo de Duração da Chuva (Tempo de base)

Neste método, supõe-se o tempo de duração da chuva (t) igual ao tempo de concentração da bacia (tc). O tempo de concentração pode ser calculado pela fórmula de Kirpich.

$$tc = 57 \cdot \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Equação 8

Onde:

- tc = tempo de concentração (em min);
- L: comprimento do curso d'água principal da bacia (em km);
- H = diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e o exutório (em m).

Sugere-se que o tempo de duração da chuva para aplicação do método racional seja limitado a um valor mínimo de 10 min. Assim, em pequenas bacias, quando se obtiverem valores menores que 10 min, deve-se adotar  $t = tc = 10$  min.

## 3.4. Vazão de Projeto para Drenagem – MÉTODO SCS

Este método é recomendado para bacias com áreas superiores a 2 km<sup>2</sup>. Nestes casos, a natural variabilidade espacial e temporal da chuva não pode ser desconsiderada. A seguir, são sugeridas metodologias para levar em conta a distribuição espaço-temporal da chuva na determinação de precipitações de projeto.

### 3.4.1. Distribuição Espacial e Coeficientes de Abatimento

A precipitação natural possui grande variabilidade espacial mesmo numa pequena área de alguns quilômetros quadrados.

A variabilidade espacial da precipitação natural dificilmente segue um padrão físico identificável. Além disso, essa variada configuração espacial muda rapidamente com os intervalos de tempo sucessivos do evento chuvoso. Em suma, há normalmente durante a ocorrência de uma chuva, uma grande quantidade de núcleos de precipitação que nascem, crescem, deslocam-se e

desaparecem sobre a área de passagem da chuva, o que impede a emergência de uma estrutura espacial estável.

Isto é contornado com a abordagem estatística porque ela consegue extrair uma estrutura de correlação espacial dos eventos chuvosos no entorno do ponto de máxima precipitação, com base em hipóteses estatísticas. Silveira (1996) sugere uma expressão para o coeficiente de abatimento (redução) radial da precipitação em função da área ao redor do ponto de maior intensidade. A expressão obtida é dada a seguir.

$$K_A = 1 - 0,25 \cdot \frac{\sqrt{A}}{\beta}$$

Equação 9

Onde:

- $K_A$  = Coeficiente de abatimento (entre 0 e 1);
- $A$  = Área (em  $\text{km}^2$ );
- $\beta$  = Distância teórica onde a correlação espacial se anula (variável com a duração do evento), em que Silveira (1996) sugere o uso da seguinte expressão empírica para  $\beta$ :

$$\beta = 6,82 \cdot t^{0,215}$$

Equação 10

Onde:

- $t$  = Duração da chuva (em min).

O uso do coeficiente de abatimento  $K_A$  possibilita corrigir, pela área da bacia, a altura ou intensidade média de precipitação dada por uma IDF válida para esta bacia. Alternativamente, possibilita desenhar isoietas concêntricas no entorno da precipitação máxima dada pela IDF, arbitrariamente posicionada no centro geométrico da bacia.

Recomenda-se aplicar o abatimento em estudos de macrodrenagem para bacias com área superior a  $10 \text{ km}^2$ .

### 3.4.2. Distribuição Temporal

A exemplo do que acontece espacialmente, a precipitação natural possui também grande variabilidade temporal durante um evento chuvoso e de evento para evento. Assim, também a variabilidade temporal da precipitação natural dificilmente segue um padrão formal identificável, ou seja, os hietogramas que se sucedem no tempo são diferentes uns dos outros.

A consideração da variabilidade temporal nas chuvas de projeto depende do método hidrológico utilizado. O Método Racional, por exemplo, considera a chuva de projeto com intensidade constante em toda a sua duração, retirada diretamente da curva IDF. Já métodos como os baseados em hidrogramas unitários, exigem que a chuva de projeto incorpore uma variabilidade temporal.

Para estes casos, os métodos mais consagrados são aqueles que atribuem uma distribuição arbitrária temporal para chuvas de projeto. O objetivo é obter, para determinado período de retorno, alturas de chuva a intervalos de tempo discretos e iguais, cuja soma (dos intervalos) é a duração crítica, ou simplesmente a duração total do hietograma de projeto. Recomenda-se uma precisão de minuto para os intervalos. Toleram-se pequenos arredondamentos tanto para a duração total do hietograma quanto para os intervalos de tempo, de modo que a soma destes resulte, com precisão de minuto, exatamente no valor da referida duração total.

Sugere-se considerar intervalos entre 5 e 10 minutos em hietogramas com duração total de até 2 horas. Para durações maiores que 2 horas recomenda-se utilizar intervalos entre 10 e 20 min.

Recomenda-se dois métodos:

- O Método dos Blocos Alternados constrói o hietograma de projeto a partir da curva IDF em blocos alternados, mas tem a desvantagem de posicionar o pico de chuva sempre de forma centralizada. Mais detalhes poderão ser obtidos em Tucci (2003) [1];
- O Método de Huff (1967) classifica as precipitações em quatro grupos, com durações divididas em quatro partes iguais para cada. Mais detalhes poderão ser obtidos em Tucci et.al. (2003) [2].

### 3.4.3. Vazão de Projeto utilizando HUT do SCS

A vazão de projeto é obtida pela transformação de precipitação em vazão. A precipitação pode ser de projeto ou, eventualmente, uma precipitação observada.

Para áreas de contribuição superiores a 4 km<sup>2</sup>, ou em situações onde seja necessário o conhecimento da distribuição temporal das vazões e o volume da cheia, é sugerido o uso do Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS, 1957). Este modelo foi proposto para bacias rurais e adaptado a bacias urbanas, sendo estruturado para efetuar estimativa das vazões para bacias sem dados, com base nas características do solo e ocupação.

No modelo HUT-SCS, o hidrograma unitário é considerado um triângulo

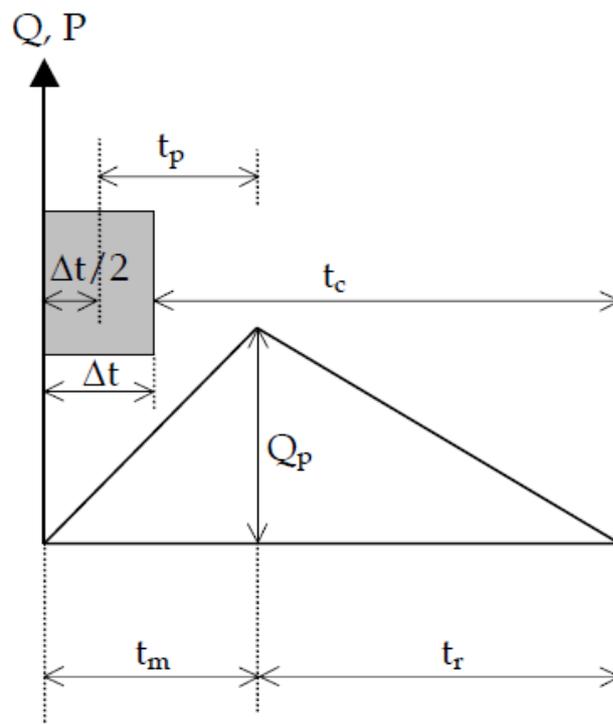


Figura 5 – Hidrograma Triangular do Soil Conservation Service (FONTE: [1])

A equação da vazão máxima do hidrograma triangular é dada por:

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot A}{t_m}$$

Equação 11

Onde:

- $Q_p$  = vazão de pico do hidrograma unitário triangular (em m<sup>3</sup>/s);
- $A$  = área da bacia contribuinte (em km<sup>2</sup>);
- $t_m$  = tempo de máxima vazão (tempo de pico), contado do início da precipitação (em h), onde:

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6 \cdot t_c$$

Equação 12

Onde:

- $\Delta t$  = intervalo de tempo de simulação, obtido a partir da precipitação (em horas);
- $t_c$  = tempo de concentração (em horas).

Os autores adotaram  $t_p = 0,6 t_c$ ;  $t_r = 1,67 t_p$ ;  $t_b = t_m + t_r$  e  $\Delta t = t_p/5$  com base na observação de várias bacias.

A precipitação efetiva (ou seja, a precipitação que gera escoamento superficial, a ser aplicada ao Hidrograma Unitário Triangular, descrito acima) pode ser obtida pelo Método CN, desenvolvido pelo SCS a partir de informações de bacias hidrológicas em diversas regiões dos Estados Unidos.

Trata-se de um método empírico para determinar a precipitação efetiva,  $P_{ef}$ , em função da precipitação total,  $P$ . Os autores verificaram que, em média, as perdas iniciais representavam 20% da capacidade máxima  $S$ , obtendo a formulação:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S}$$

Equação 13

Esta equação é válida para  $P > 0,2 \cdot S$ .

Quando  $P < 0,2 \cdot S$ , a vazão  $Q = 0$ . Para determinar a capacidade máxima da camada superior do solo  $S$ , os autores relacionaram esse parâmetro da bacia com um fator CN pela seguinte expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Equação 14

Esta expressão foi obtida em unidades métricas, a partir da equação original, em unidades inglesas, que estabelece o valor de CN numa escala de 1 a 99. Esta escala retrata as condições de cobertura e solo, variando desde uma cobertura muito impermeável (limite inferior) até uma cobertura completamente permeável (limite superior). Esse fator foi tabelado para diferentes tipos de solo e cobertura conforme apresentado na .

Tabela 7, onde as classes de utilização do solo seguem a definição de Setzer e Porto (1979) [3] e Sartori (2005) [4], na qual indicam o Grupo Hidrológico C para todo o município de Suzano, predominantemente em ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e CAMBISSOLO HÁPLICO.

Tabela 7 – Valores de CN para Bacias Urbanas e Suburbanas

Utilização ou Cobertura do Solo		Grupo C	
Zonas cultivadas:	sem conservação do solo	88	
	com conservação do solo	78	
Pastagens ou terrenos baldios:	más condições	86	
	boas condições	74	
Prado em boas condições		71	
Bosques ou zonas florestais:	cobertura ruim	77	
	cobertura boa	70	
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios (boas condições)	com relva em mais de 75% da área	74	
	com relva de 50 a 75% da área	79	
Zonas comerciais e de escritórios		94	
Zonas industriais		91	
Zonas residenciais:	Lotes de (m <sup>2</sup> )	% média impermeável	
	<500	65	90
	1000	38	83
	1300	30	81
	2000	25	80
	4000	20	79
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.		98	
Arruamentos e estradas:	asfaltadas e com drenagem pluvial	98	
	paralelepípedos	89	
	terra	87	

O hidrograma resultante é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por:

$$Q_t = \sum_{i=1}^t (P e f_i \times h_{t-i+1}) \text{ para } t < k$$

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^t (P_{ef_i} \times h_{t-i+1}) \text{ para } t \geq k$$

Equação 15

Onde:

- $Q_t$  = vazão de saída da bacia (em  $m^3/s$ );
- $P_{ef}$  = precipitação efetiva no intervalo de tempo (mm);
- $k$  = número de ordenadas do hidrograma unitário, que pode ser obtido por  $k = n - m + 1$ , onde  $m$  é o número de valores de precipitação e  $n$  é o número de valores de vazões do hidrograma
- $h$  = ordenadas do hidrograma unitário triangular ( $m^3/s/mm$ )

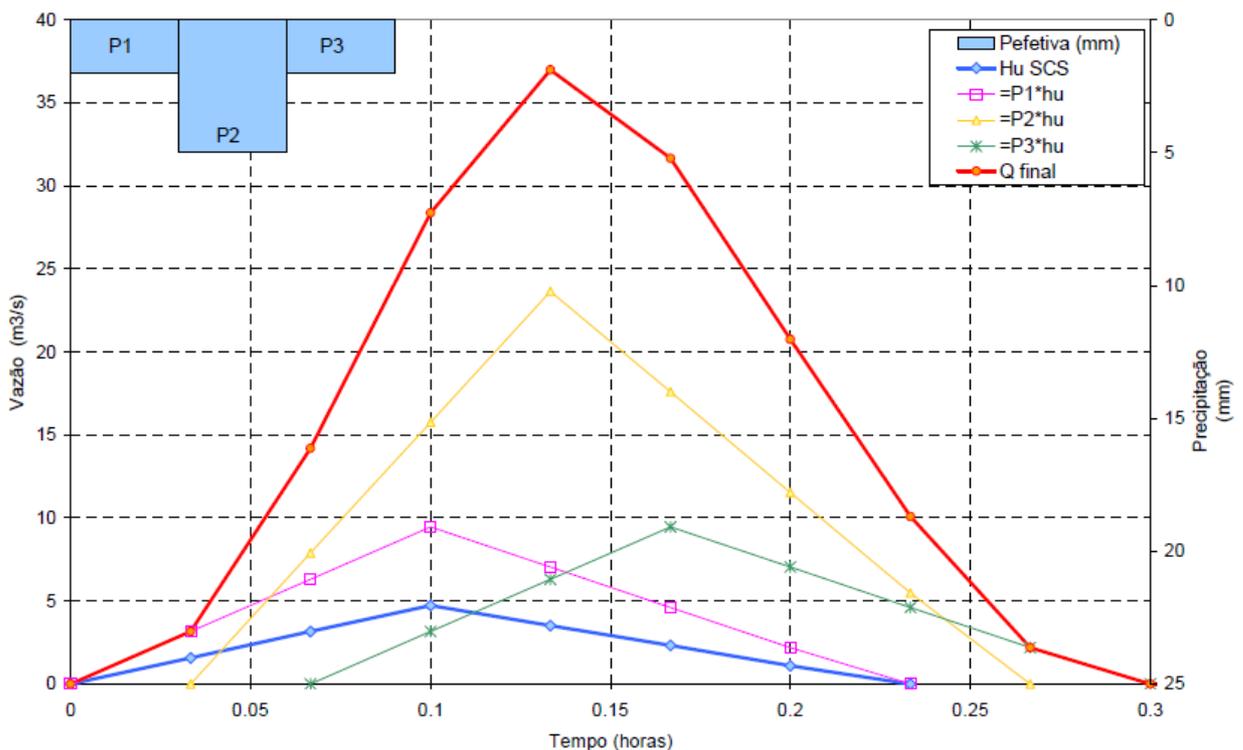


Figura 6 – Convolução do hidrograma unitário do SCS (FONTE: IPH-UFRGS [5])

#### 4. PROJETOS DE REDES PLUVIAIS DE MICRODRENAGEM

Neste item serão apresentados os procedimentos utilizados em projetos de redes de microdrenagem urbana, definida como sistema de condutos pluviais em áreas com até 4 km<sup>2</sup>, juntamente com o controle da vazão em reservatórios de detenção ou retenção.

O dimensionamento de uma rede de pluviais será baseado nas seguintes etapas:

- Subdivisão da área e traçado;
- Identificação de áreas controladas e não-controladas por MCs (controle na fonte);
- Determinação das vazões que afluem à rede de condutos;
- Dimensionamento da rede de condutos;
- Dimensionamento das medidas de controle

Inicialmente serão tratados os elementos físicos do projeto, das definições e dos procedimentos para cálculo da vazão através do Método Racional, do dimensionamento hidráulico da rede e da(s) detenção(ões) do sistema de drenagem.

#### **4.1. Dados Necessários**

Os principais dados necessários à elaboração de um projeto de rede pluvial de **microdrenagem** são os seguintes:

**Mapas:** Os principais mapas necessários ao estudos são os seguintes:

- Mapa de situação da localização da área dentro do município;
- Planta geral da bacia contribuinte: escalas 1:5.000 ou 1:10.000, juntamente com a localização da área de drenagem. No caso de não existir planta plani-altimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;
- Planta planialtimétrica da área do projeto na escala 1:2.000 ou 1:1.000, com pontos cotados nas esquinas e em pontos notáveis.

**Levantamento Topográfico:** O nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudança de direção e mudança de greides das vias públicas.

**Cadastro:** de redes existentes de esgotos pluviais ou de outros serviços que possam interferir na área de projeto de drenagem.

**Urbanização:** seleção dos seguintes elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor, abrangendo:

- Tipo de ocupação das áreas (residências, comércio, praças, etc.);
- Porcentagem de área impermeável projetada de ocupação dos lotes;
- Ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia

**Dados relativos ao curso de água receptor**, abrangendo:

- Indicações sobre o nível de água máximo do rio que irá receber o lançamento final;
- Levantamento topográfico do local de descarga final

Adicionalmente, em função da configuração a ser definida será necessário o levantamento de áreas específicas para detenção do escoamento.

## **4.2. Configuração do Sistema de Drenagem**

A concepção do sistema é a fase mais importante do projeto, pois definirá as linhas básicas do traçado das redes, localização dos poços de visita e bocas de lobo, e pontos de lançamento no sistema de drenagem. A primeira atividade será o lançamento da rede básica principal sobre o arruamento da área, utilizando os elementos topográficos disponíveis e a rede de drenagem existente.

Para estudar a configuração da drenagem é necessário realizar um processo interativo com o projetista do arranjo urbanístico da área, principalmente para que se obtenha um melhor aproveitamento das áreas de detenção ou retenção, de acordo com a filosofia de projeto da área. O sistema de galerias deve ser planejado de forma integrada, proporcionando a todas as áreas, condições adequadas de drenagem.

É fundamental que a configuração do sistema de drenagem leve em consideração a possibilidade de implantação das obras em etapas, de modo a atender prioritariamente as áreas já definidas, ou de maneira preventiva, áreas a serem edificadas.

### **4.2.1. Critérios para o traçado da rede pluvial**

A rede coletora deverá ser lançada em planta baixa (escala 1:2.000 ou 1:1.000), de acordo com as condições naturais do escoamento superficial. Algumas regras básicas para o traçado da rede são as seguintes:

- Os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente assinalados nas plantas;
- As áreas controladas por MCs (controle na fonte) deverão ser claramente identificadas;

- Os trechos em que o escoamento se dê apenas pelas sarjetas deverão ficar identificados por meio de setas;
- O posicionamento das galerias pluviais será feito sempre que possível no eixo das vias públicas, analisando-se a sua locação a partir das interferências já existentes com outras canalizações de serviços públicos. O recobrimento mínimo deverá ser de 0,60 m;
- O sistema coletor, em uma determinada via, poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas de lobo de ambos os passeios;
- A solução mais adequada, em cada via pública será estabelecida, economicamente, em função da sua largura e condições de pavimentação;
- O amortecimento do escoamento será realizado nas áreas baixas junto à drenagem principal. Deve-se procurar localizar a área de amortecimento junto à saída do sistema projetado;
- Preferencialmente, os sistemas de detenções deverão estar integrados de forma paisagística na área. Neste caso, poderá ser necessário utilizar detenções ou retenções internas ao parcelamento na forma de lagos permanentes ou secos integrados ao uso previsto para a área;
- O projeto deverá estabelecer a área máxima impermeável de cada lote do parcelamento, além das áreas comuns;
- No caso de rede sob o passeio, será localizada se possível a 1/3 da largura do passeio, a contar da guia ou meio-fio.

As posições das redes podem ser visualizadas na Figura 7 a seguir. No caso de galerias circulares, conduzindo as águas pluviais para canais principais ou cursos d'água receptores, as redes deverão contar com diâmetro mínimo de **0,40 m**. No desenvolvimento do projeto, deverão ser adotados diâmetros comerciais correntes usualmente iguais a: 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20; 1,50; 1,80 e 2,00 m.

Os critérios principais de projeto são os seguintes:

- As galerias pluviais serão projetadas para funcionamento a seção plena com a vazão de projeto. A velocidade máxima admissível será determinada em função do material a ser empregado na rede. Para tubo de concreto, a **velocidade máxima** admissível será de **5,0 m/s** e a **mínima** de **0,75 m/s**, para evitar o assoreamento;
- Nos casos em que a declividade do terreno for muito grande, pode-se admitir velocidades de até 7 m/s, desde que sejam verificadas as alturas de carga nos poços de queda. Esta verificação deverá ser feita da seguinte maneira:

$$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Equação 16

Onde:

- Q = vazão em m<sup>3</sup>/s;
- Cd = coeficiente de descarga entre Cd = 0,67 a 0,70 (adimensional);
- A = área de saída (m<sup>2</sup>); e
- H = altura da lâmina (a partir do centro da seção em metros)

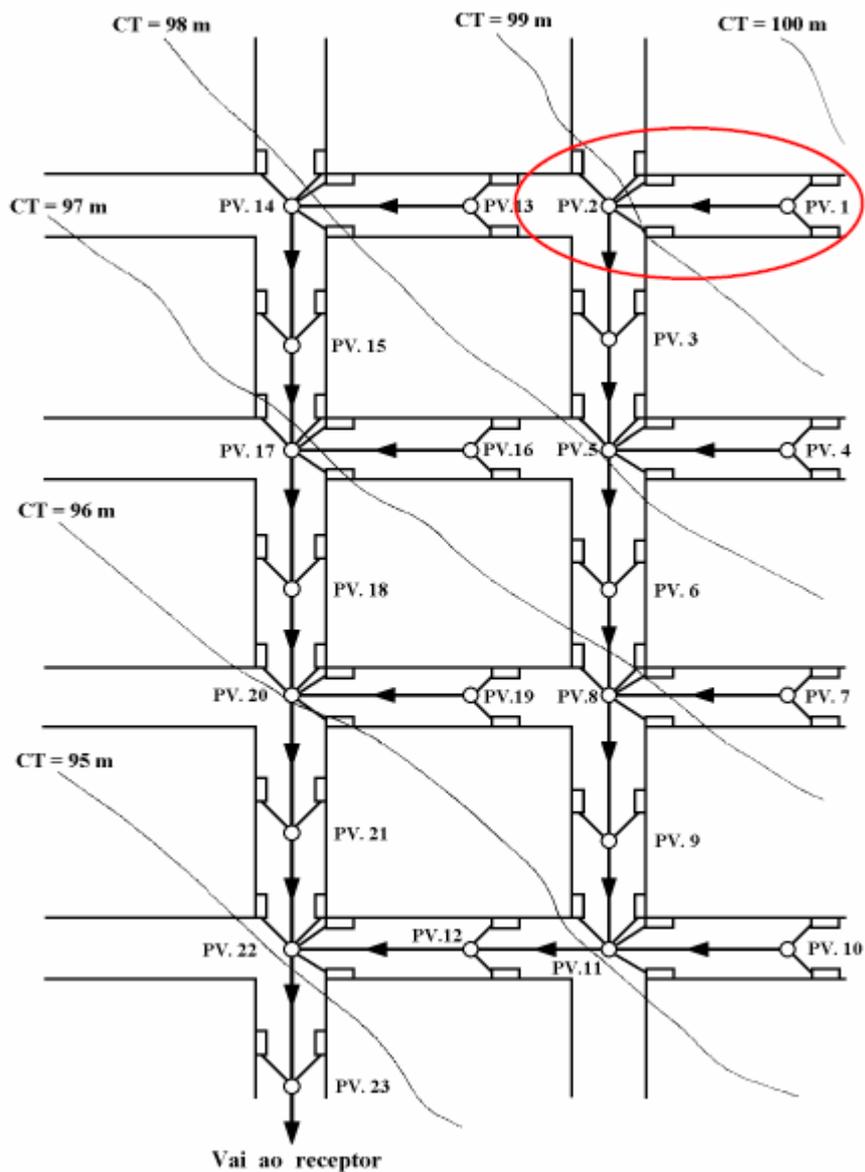


Figura 7 – Traçado da Rede Pluvial (FONTE: IPH-UFRGS [5])

- O recobrimento mínimo da rede deverá ser de 0,60 m, quando forem empregadas tubulações sem estrutura especial. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;
- Nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, a partir da montante, como indicado na Figura 8.

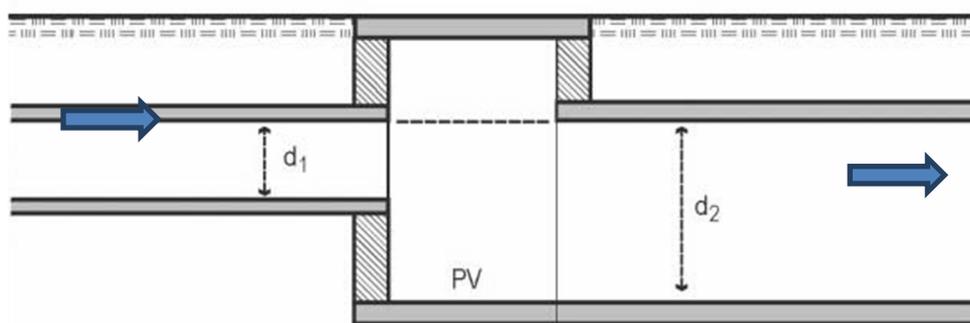


Figura 8 – Alinhamento dos condutos (FONTE: adaptado de SUDERHSA [6])

## 4.2.2. Componentes da rede hidráulica

### 4.2.2.1. Capacidade de Condução Hidráulica de Ruas e Sarjetas

As águas, ao caírem nas áreas urbanas, escoam inicialmente pelos terrenos até chegarem às ruas. Sendo as ruas abauladas (declividade transversal) e tendo inclinação longitudinal, as águas escoarão rapidamente para as valas ou sarjetas e, ruas abaixo. Se a vazão for excessiva ocorrerá: (i) alagamento e seus reflexos; (ii) inundação de calçadas; (iii) velocidades exageradas, com erosão do pavimento.

A capacidade de condução da rua, da vala ou da sarjeta pode ser calculada a partir de duas hipóteses:

- A água escoando por toda a calha da rua e;
- A água escoando somente pelas sarjetas.

Para a primeira hipótese, admitem-se a declividade da rua (seção transversal) mínimo de 2% e a altura de água na sarjeta  $h_1 = 0,15$  m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade mínimo

também de 2% e  $h_2 = 0,10$  m. O dimensionamento hidráulico pode ser obtido pela “Equação de Manning”, derivada da Equação de Chezy.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Equação 17

Onde:

- Q = Vazão máxima que escoar na vala/sarjeta (em m<sup>3</sup>/s);
- A = Área molhada do conduto (m<sup>2</sup>);
- Rh = raio hidráulico do conduto ( $Rh = A_m / P_m$ , onde  $A_m$  é a área molhada e  $P_m$  é o perímetro molhado, em metros);
- S = declividade do fundo do conduto (m/m);
- n = coeficiente de rugosidade (Tabela 11).

Tabela 8 – Valores do Coeficiente de Rugosidade de Manning (n) (FONTE: Adaptado de SUDERHSA [6])

Características		n
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura		0,30 - 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30 cm de altura		0,30 - 0,060
Galerias de concreto pré-moldado com bom acabamento		0,011 - 0,014
Sarjetas	moldado no local com formas metálicas simples	0,012 - 0,014
	moldado no local com formas de madeira	0,015 - 0,020
	asfalto suave	0,013
	asfalto rugoso	0,016
	concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
	concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
	pavimento de concreto	0,014 - 0,016
Pedras		0,016
PEAD		0,010

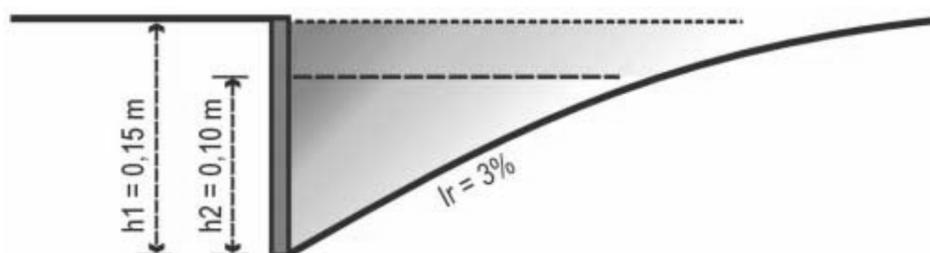


Figura 9 – Seção típica da sarjeta

**Fatores de redução da capacidade de escoamento:** As capacidades de escoamento anteriormente citadas podem, segundo alguns autores, sofrer redução no valor calculado, a fim de aproximar o resultado teórico das limitações existentes nos casos reais.

No caso das sarjetas, uma vez calculada a capacidade teórica, multiplica-se o seu valor por um fator de redução, que leva em conta a possibilidade de obstrução de sarjetas de pequenas declividade por sedimentos. Na

Tabela 9, são apresentados valores recomendados de fatores de redução.

Tabela 9 – Fatores de redução de escoamento das sarjetas (FONTE: DAEE/CETESB, 1980 [7])

Declividade da Sarjeta (%)	0,4	1 a 3	5	6	8	10
Fator de Redução	0,5	0,8	0,5	0,4	0,27	0,2

#### 4.2.2.2. Cálculo da Capacidade da Rede Pluvial

**Bocas de Lobo:** Devem captar e conduzir as vazões superficiais para as galerias. Nos pontos mais baixos do sistema viário, deverão ser colocadas com vistas a se evitar a criação de zonas mortas com alagamentos e águas paradas. podem ser classificadas em três grupos principais: bocas ou ralos de guias; ralos de sarjetas (grelhas) e ralos combinados. Cada tipo inclui variações quanto às depressões (rebaixamento) em relação ao nível da superfície normal do perímetro e ao seu número (simples ou múltipla).



a) Boca-de-Lobo de Guia

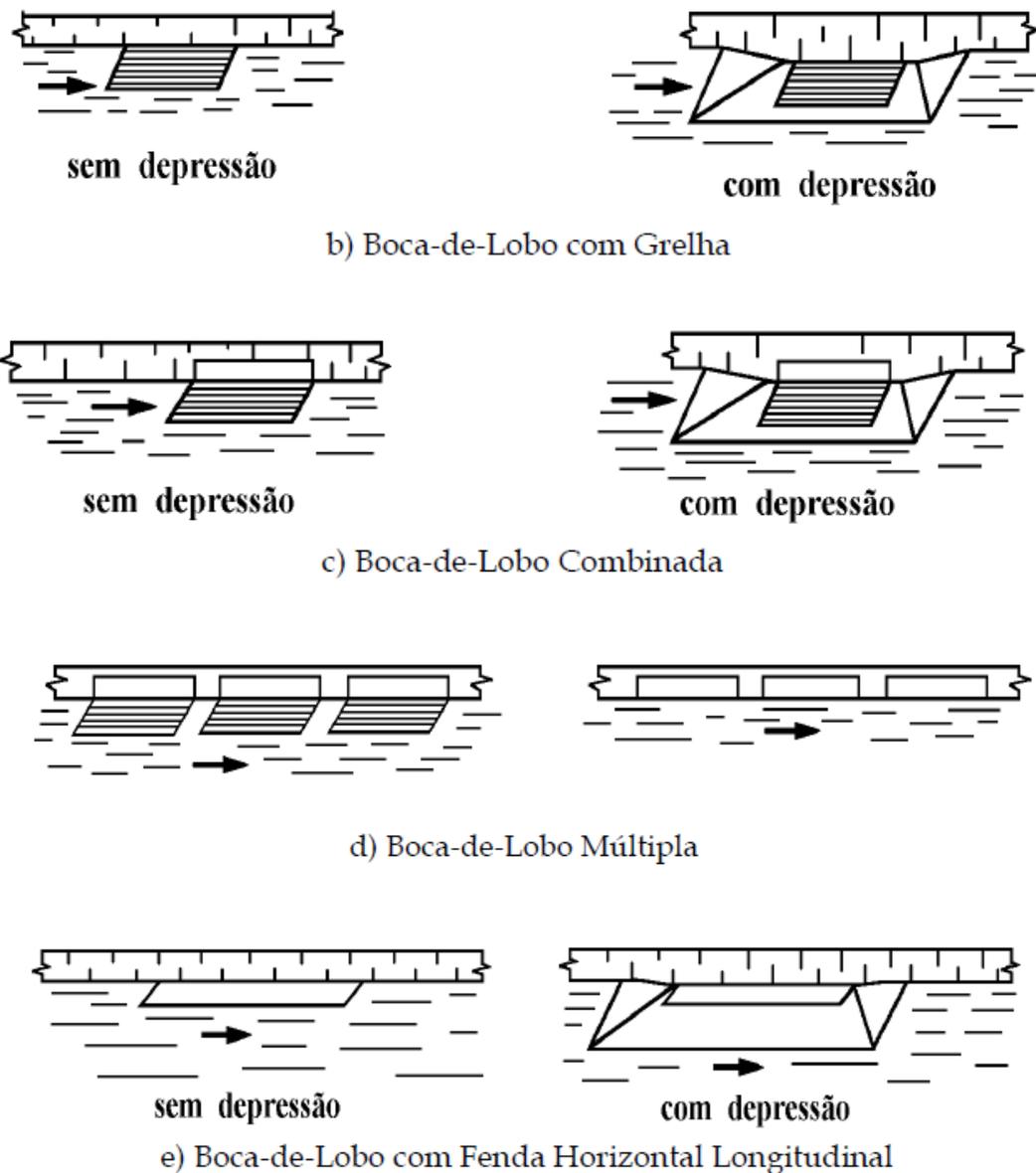


Figura 10 – Tipos de bocas de lobo. (FONTE: DAEE / CETESB [7])

A localização das bocas de lobo deve considerar as seguintes recomendações:

- Em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- Devem estar localizados nos pontos baixos da quadra, a montante das esquinas;
- As canalizações de ligação entre bocas-de-lobo e destas aos poços de vista deverão ter diâmetro de **0,40 m** e declividade mínima de 15 %. Quando não existir possibilidade dessas ligações serem feitas diretamente, as bocas de lobo deverão ser ligadas em caixas de ligações acopladas ao coletor;

- Recomenda-se adotar um espaçamento máximo de **50 m** entre as bocas de lobo, caso não seja analisada a capacidade de escoamento da sarjeta, visando evitar o escoamento superficial em longas extensões das ruas;
- A melhor solução para a instalação de bocas de lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- Não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, pelos seguintes motivos:
  - Os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial;
  - As torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam, como resultante, um escoamento de velocidade em sentido contrário ao da afluência para o interior da boca de lobo.
- A capacidade de engolimento da boca-de-lobo é função do greide da rua, da forma da seção transversal da depressão junto à captação, das aberturas tanto laterais como verticais, da existência de defletores etc.;
- A verificação da vazão de projeto com a capacidade de engolimento, poderá ser determinada através de ábacos, como apresentado na figura. É conveniente considerar um excesso a ser transferido para a boca-de-lobo seguinte, da ordem de até 30 % da vazão de captação, condição admitida como adequada.

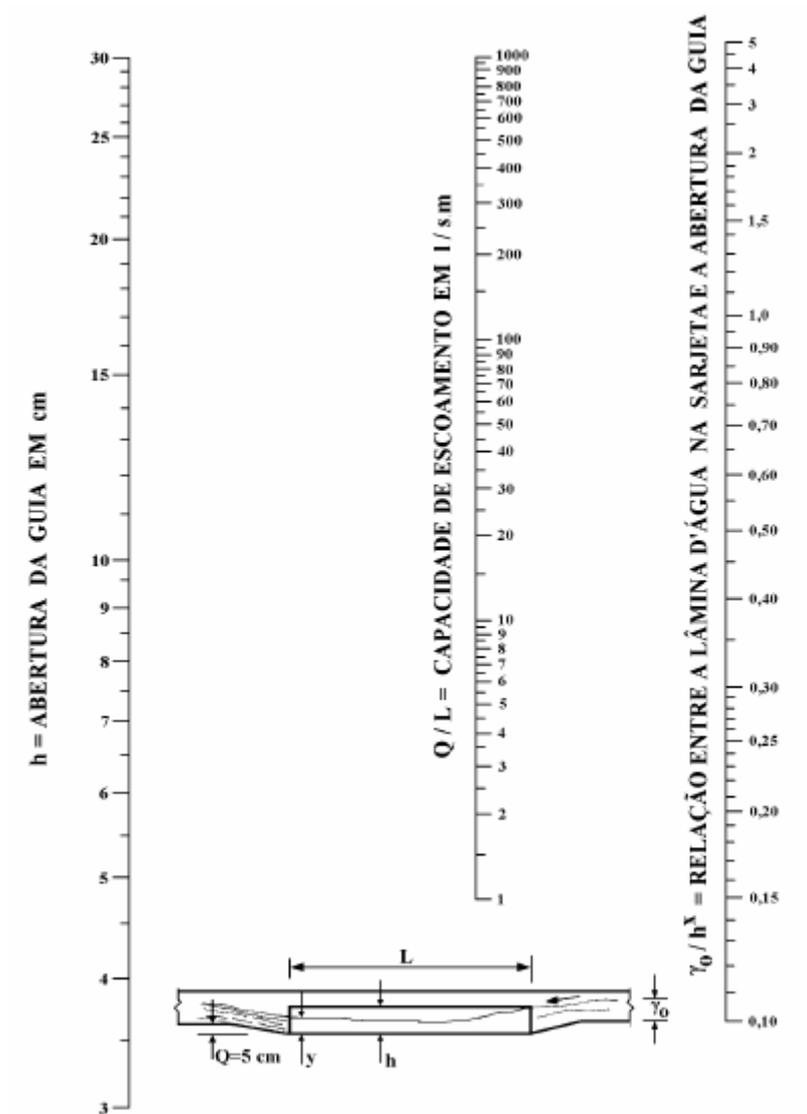
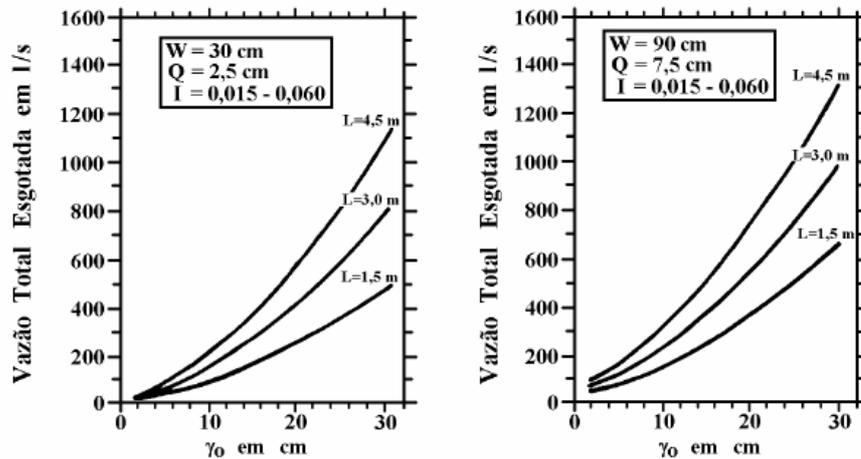


Figura 11 – Capacidade de esgotamento das bocas de lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (FONTE: DAEE / CETESB [7])



Onde:  $W$  = largura da depressão em m;  $a$  = altura da depressão em m;  $I$  = declividade transversal do leito carroçável em m/m.

Figura 12 – Capacidade de engolimento (FONTE: DAEE / CETESB [7])

A capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo é menor que a calculada devido a vários fatores, entre os quais: obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e alinhamento real. Na Tabela 10 são propostos alguns coeficientes de redução para estimar-se essa redução.

Tabela 10 – Fatores de redução de escoamento para bocas de lobo (FONTE: DAEE/CETESB, 1980 [7])

Localização na sarjeta	Tipo de Boca-de-lobo	% Permitida sobre o Valor Teórico
<b>Ponto Baixo</b>	de guia	80
	com grelha	50
	combinada	65
<b>Ponto Intermediário</b>	de guia	80
	grelha longitudinal	60
	grelha transversal ou longitudinal com barras transversais	50
	combinadas (grelha longitudinal)	66
	combinadas (grelha com barras transversais)	55

**Poços de Visita:** Objetivam a mudança de direção das galerias e o acesso e inspeção às canalizações e de modo a mantê-las em bom estado de funcionamento. A locação dessas instalações deve considerar as seguintes recomendações:

- Pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade, junções de galerias e mudança de diâmetro;
- O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na Tabela 11. Quando a diferença de nível entre o tubo afluente e o efluente for superior a 0,70 m, o poço de visita será denominado de queda;
- Trechos longos, de maneira que a distância entre dois poços de visita consecutivos fique no máximo em torno de 120 m, para facilitar a limpeza e inspeção das galerias.

Esses poços podem ser aproveitados como caixas de recepção das águas das bocas-de-lobo, suportando no máximo quatro junções. Para maior número de ligações ou quando duas conexões tiverem que ser feitas numa mesma parede, deve-se adotar uma caixa de coleta não visitável para receber estas conexões (caixa de ligação – vide em DNIT [8]).

A fim de evitar velocidades excessivas nas galerias, onde a declividade do terreno é muito alta, devem ser previstos poços de queda.

Tabela 11 – Espaçamento dos Poços de Visita (FONTE: DAEE/CETESB, 1980 [7])

Diâmetro ou altura do conduto	0,30 m	0,50 - 0,90 m	> 1,0 m
Espaçamento	120 m	150 m	180 m

**Caixa de ligação:** As caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas-de-lobo intermediárias ou para evitar-se a chegada, em um mesmo poço de visita, de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciam-se por não serem visitáveis. Na Figura 13 são apresentados exemplos de localização de caixa de ligação.

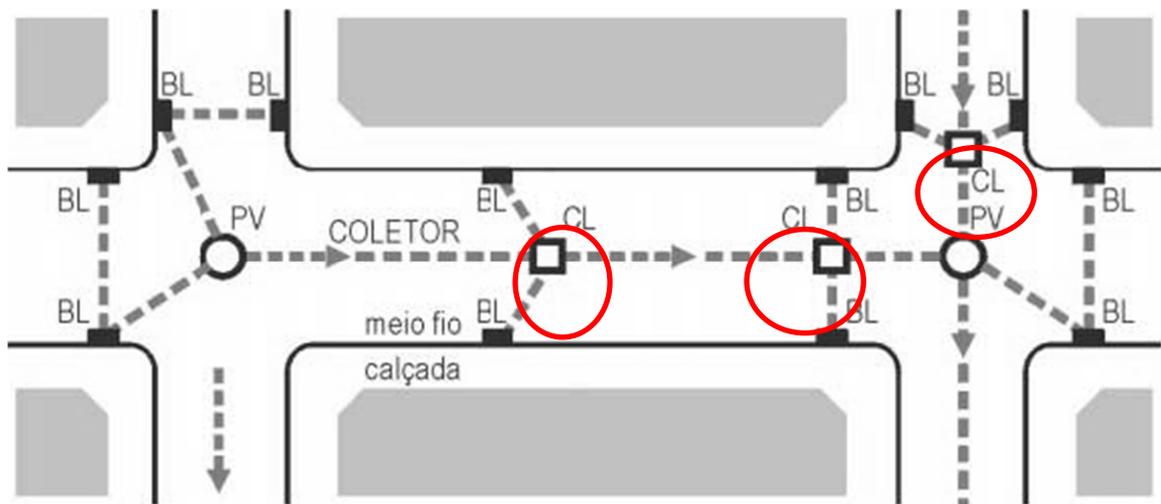


Figura 13 – Locações das caixas de ligação em destaque (FONTE: SUDERHSA [6])

**Galerias:** O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning. O cálculo depende do coeficiente de rugosidade e do tipo de galeria adotado. Para galerias circulares, adota-se:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Equação 18

Onde:

- Q = Vazão máxima que escoar na galeria (em m<sup>3</sup>/s);
- D = Diâmetro do conduto (m);
- S = declividade do fundo do conduto (m/m);
- n = coeficiente de rugosidade (Tabela 11).

#### 4.2.3. Controle da Vazão por Amortecimento – Reservatórios

A medida de controle de escoamento na microdrenagem tradicionalmente utilizada consiste em drenar a área desenvolvida através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho urbano.

A impermeabilização e o sistema de canalizações pluviais produzem aumento na vazão máxima e no escoamento superficial. Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido a jusante, ou pelo menos minimizado, utiliza-se o amortecimento do volume gerado, através de

dispositivos como tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou enterrados, entre outros. Essas medidas são denominadas de controle a jusante (*downstream control*).

O objetivo das medidas de controle a jusante é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

Esse controle tem as seguintes vantagens e desvantagens:

- Vantagens: custos reduzidos, se comparados a muitos controles distribuídos e custo menor de operação e manutenção;
- Desvantagens: dificuldade de achar locais adequados, custo de aquisição da área e necessidade de reservatórios de grande porte, que geralmente enfrentam oposição por parte da população do entorno.

É importante ressaltar que, embora este item trate principalmente de reservatórios, outras MCs também podem ser utilizadas para amortecimento do volume gerado em loteamentos

#### 4.2.3.1. Características e Funções dos Reservatórios

Os reservatórios de detenção são utilizados de acordo com o objetivo do controle desejado. ASCE (1985) [9] menciona que as instalações de detenção desse tipo que tiveram maior sucesso foram as que se integraram a outros usos, como a recreação, já que a comunidade, no seu cotidiano, usa esse espaço de recreação. Portanto, é desejável que o projeto desse sistema esteja integrado ao planejamento do uso da área.

Esses dispositivos podem ser utilizados para:

- **Controle da vazão máxima:** Este é o caso típico de controle dos efeitos de inundação sobre áreas urbanas. O reservatório é utilizado para amortecer o pico a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e mantendo as condições de vazão pré-existente na área desenvolvida.
- **Controle do volume:** Normalmente, esse tipo de controle é utilizado quando o escoamento de esgoto sanitário e pluvial são transportados por condutos combinados ou quando o sistema de drenagem recebe a água de uma área sujeita a contaminação. Como a capacidade de uma estação de tratamento é limitada, é necessário armazenar o volume para que possa ser tratado. O reservatório também é utilizado para a deposição de sedimentos e depuração da qualidade da água, mantendo seu volume por mais tempo dentro do reservatório. **O tempo de detenção**, que é a diferença entre o centro de

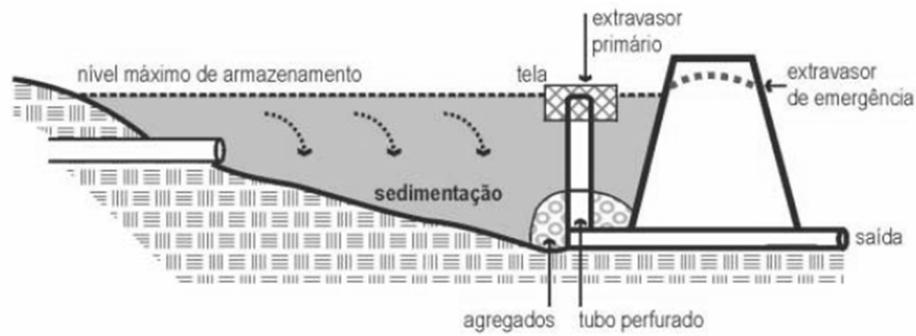
gravidade do hidrograma de entrada e o de saída, é um dos indicadores utilizados para avaliar a capacidade de depuração do reservatório.

- **Controle de material sólido:** Quando a quantidade de sedimentos produzida é significativa, esse tipo de dispositivo pode reter parte dos sedimentos para que sejam retirados do sistema de drenagem.

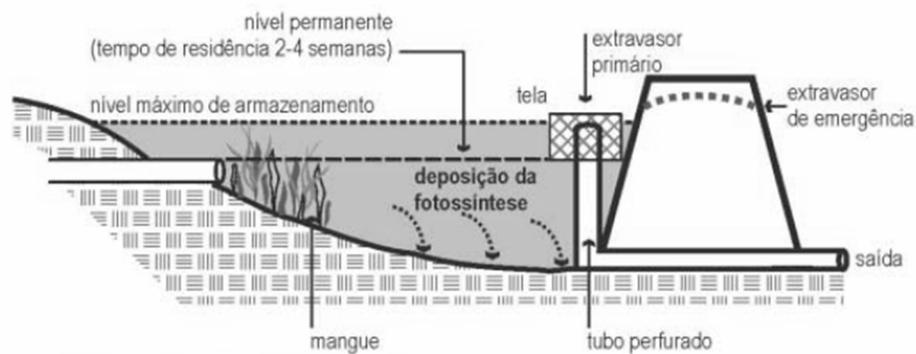
Estes reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (retenção), ou secarem após o seu uso durante uma chuva intensa, para serem utilizados em outras finalidades (detenção).

A vantagem da manutenção da lâmina de água e do conseqüente volume morto é que não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água. O seu uso integrado, junto a parques, pode permitir um bom ambiente recreacional e ainda ser utilizado para outras finalidades.

Uma prática comum consiste em dimensionar uma área com lâmina de água para escoar uma cheia frequente, como a de dois anos, e planejar a área de extravasamento com paisagismo e campos de esporte para as cheias acima da cota referente ao risco mencionado. Quando a mesma ocorrer, será necessário realizar apenas a limpeza da área atingida, sem maiores danos a montante ou a jusante.



**a. RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO**



**b. RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO**

Figura 14 – Reservatórios para controle de material sólido (FONTE: SUDERHSA [6])

Na Figura 14 são apresentados, de forma esquemática, o reservatório mantido seco (detenção), o reservatório com lâmina de água e de múltiplo uso (retenção). Os reservatórios ou bacias de detenção mantidas secas são os mais utilizados em outros países. São projetados principalmente para controle da vazão, com esvaziamento de até seis horas e com pouco efeito sobre a remoção de poluentes. Aumentando-se a detenção para 24 a 60 h, poderá haver melhora na remoção de poluentes. Esse tipo de dispositivo retém uma parte importante do material sólido.

Os reservatórios de retenção com lâmina de água permanente são mais eficientes no controle de poluentes. Nos reservatórios que se mantêm secos, mas que estão ligados diretamente à drenagem, existe uma seção menor para o escoamento durante as estiagens. Este tipo de reservatório pode ter um fundo natural, escavado ou de concreto. Os reservatórios em concreto são mais caros, mas permitem paredes verticais, com aumento de volume. Isso é útil onde o espaço tem um custo alto.

Localização: Os reservatórios podem ser abertos ou enterrados, de acordo com as condições para sua localização. Em locais onde o espaço seja reduzido ou que seja necessário manter-se uma superfície superior integrada com outros usos, pode-se utilizar reservatórios subterrâneos; no

entanto, o custo desse tipo de solução é superior ao dos reservatórios abertos. Outras Medidas de Controle a Montante (MC's) também podem ser utilizadas.

Quando a drenagem utiliza a folga de volume do sistema para amortecimento, ele é chamado de **in line**. No caso em que o escoamento é transferido para a área de amortecimento, após atingir uma certa vazão, o sistema é denominado **off line**.

A localização depende dos seguintes fatores:

- Em áreas muito urbanizadas, a localização depende da disponibilidade de espaço e da capacidade de interferir no amortecimento. Se existe espaço somente a montante, que drena pouco volume, o efeito será reduzido;
- Em áreas a serem desenvolvidas, deve-se procurar localizar o reservatório nas partes de pouco valor, aproveitando as depressões naturais ou parques existentes. Um bom indicador para a localização são as áreas naturais que formam pequenos lagos antes do seu desenvolvimento.

O dimensionamento dos reservatórios envolve as seguintes etapas:

- Determinação do volume;
- Caracterização espacial do reservatório;
- Dimensionamento hidráulico dos dispositivos de saída

#### 4.2.3.2. Volume do Reservatório

Uma expressão aproximada do volume máximo de acumulação necessário em uma bacia de detenção pode ser dada por:

$$V = (22,48 \cdot \sqrt{C} \cdot TR^{0,129} - 1,21 \cdot \sqrt{q_s})^2$$

Equação 19

Onde:

- V = Volume de acumulação (em m<sup>3</sup>/ha);
- C = Coeficiente de Escoamento (entre 0 e 1);
- TR = Período de Retorno (em anos);
- q<sub>s</sub> = Vazão de saída em l/s/ha. Para a RMC, q<sub>s</sub> = 27 l/(s·ha).

Quando o reservatório também é utilizado para controle da qualidade da água, deve-se estimar o volume adicional do reservatório em função do tempo previsto de manutenção de parte do volume dentro do sistema.

#### **4.2.3.3. Disposição da Detenção**

Nos trechos em que não existe separador absoluto da rede de drenagem com relação à rede cloacal, o controle da qualidade da água não pode ser realizado por uma detenção aberta. Neste caso, a detenção é projetada para receber somente o excedente da capacidade de descarga do sistema de galerias e/ou canais e funciona off-line. Durante a estiagem o escoamento que é transportado pelo sistema de drenagem é uma combinação de esgoto sanitário com a contribuição natural da bacia.

Este mesmo dispositivo pode funcionar como um vertedor lateral ou com uma galeria ou canal, extravasando para a área de detenção a partir de uma vazão, conforme a Figura 16. Estes são sistemas de detenção in-line, mas que funcionam como o anterior. Existem grandes variações destes dispositivos em função dos condicionantes locais de capacidade de escoamento para a jusante, volume e afluência ao sistema.

As detenções também podem ser projetadas para reter sempre a parte inicial da inundação do pluvial com o objetivo de melhorar os condicionantes de qualidade da água e sedimentos, além de amortecer o volume excedente visando o controle de volume. Este tipo de dispositivo é denominado de Detenção Estendida porque mantém a água da primeira parte da cheia, que contém maior contaminação, por um período de 6 a 40 horas no reservatório.

Além deste sistema, existem dispositivos denominados de Retenção que são reservatórios com lâmina de água, projetados para melhorar a qualidade da água da drenagem afluente em função do tempo de residência do volume dentro do reservatório. Estes dispositivos têm seu volume acrescido, com relação ao amortecimento pico, visando o atendimento das condições de qualidade da água.

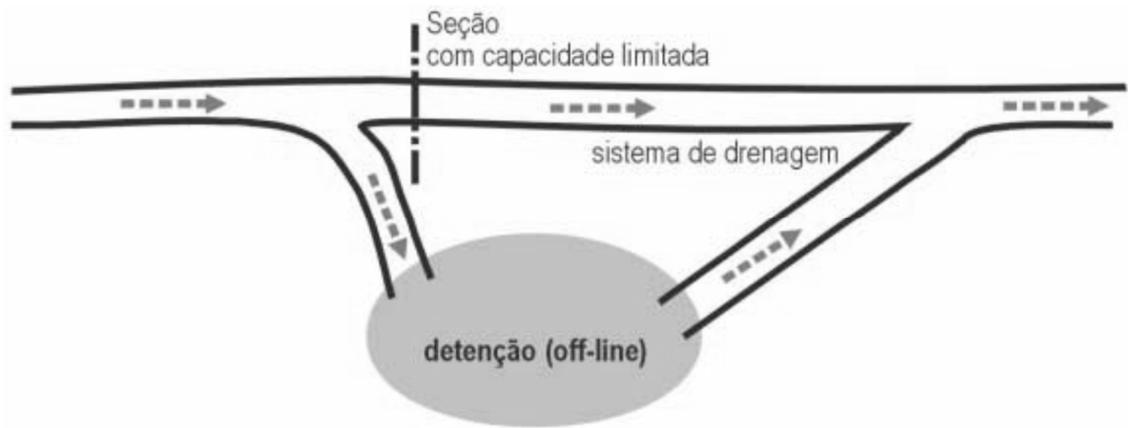


Figura 15 – Uso da detenção para amortecimento da vazão para volume superior à capacidade de escoamento na seção (FONTE: SUDERHSA [6])

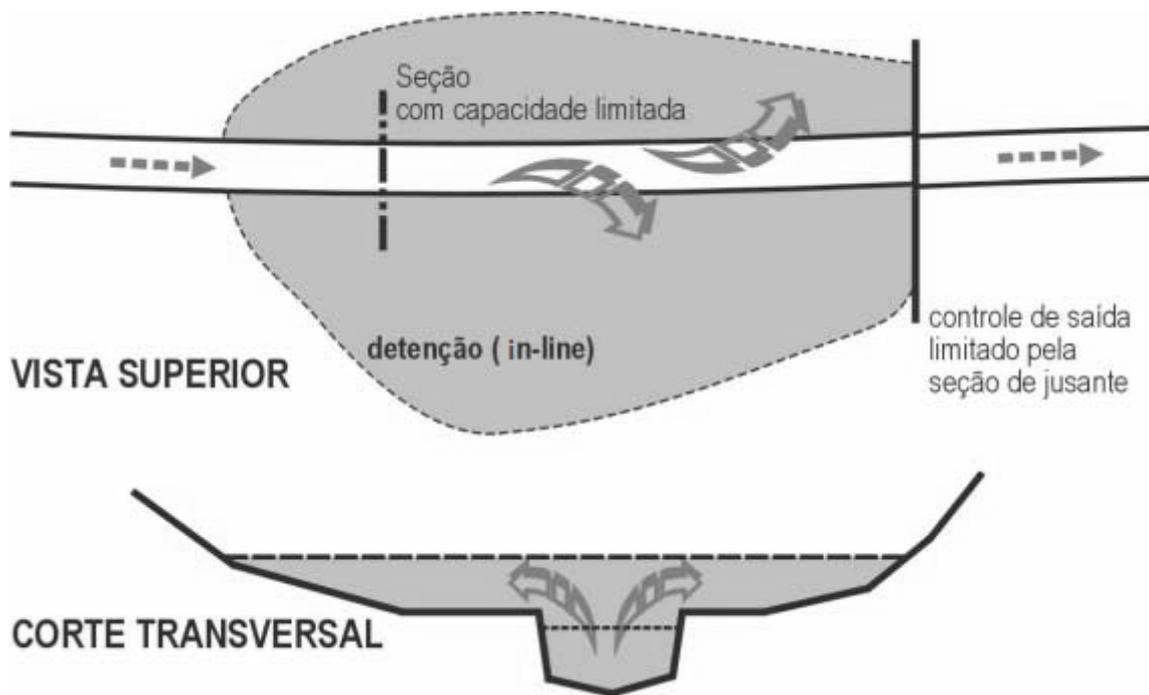


Figura 16 – Detenção ao longo do sistema de drenagem com controle de saída limitado pela seção de jusante (FONTE: SUDERHSA [6])

#### 4.2.3.4. Elementos Hidráulicos da Detenção

As saídas de fluxo das bacias de detenção são reguladas por dispositivos hidráulicos fixos, tais como: vertedores, orifícios, condutos de fundo e reguladores móveis, automáticos ou de controle remoto. O principal problema dos dispositivos de saída é a manutenção, pois há entupimentos devido ao material sólido e ao vandalismo sobre os equipamentos hidráulicos. Por exemplo, os vertedores triangulares tendem a criar entupimento na parte inferior do V.

**Orifício:** O funcionamento do orifício depende da carga acima dele e do seu afogamento a jusante. O dimensionamento desse tipo de saída da barragem de detenção pode ser realizado como bueiro. A vazão de orifícios é obtida por:

$$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Equação 20

Onde:

- $Cd$  é o coeficiente de escoamento. Esse valor é, muitas vezes, adotado entre 0,6 e 0,7;
- $A$  é a área da seção de escoamento (em metros);
- $h$  é a diferença entre o nível de água e o centro da seção de escoamento, em metros.

Essa equação é utilizada para o escoamento sem afogamento a jusante.

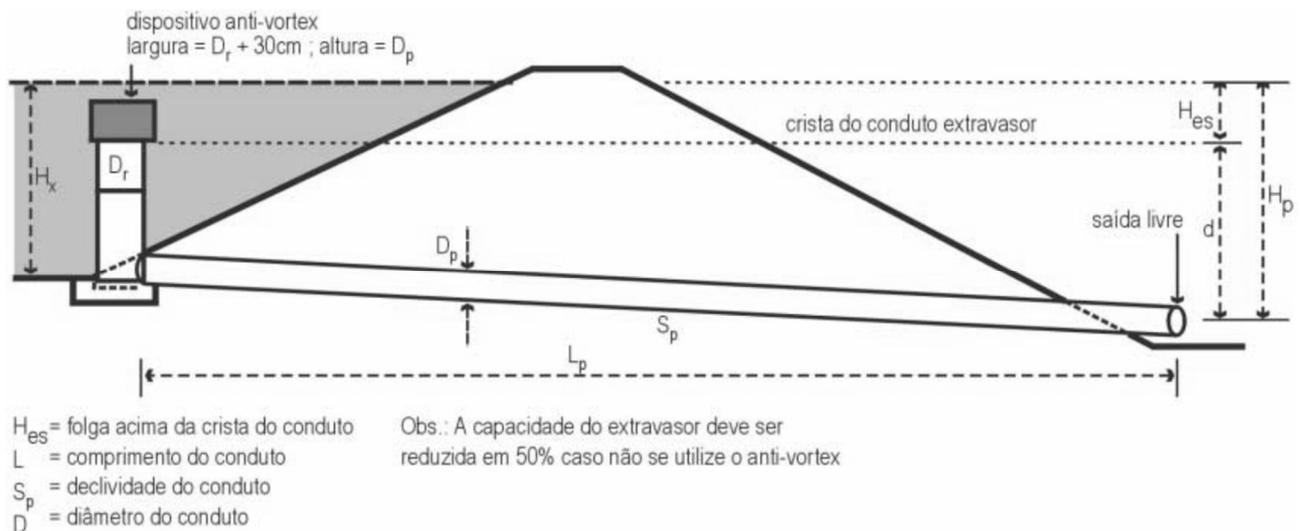


Figura 17 – Orifício e conduto (FONTE: SUDERHSA [6])

**Conduto:** A vazão pelo conduto é obtida por:

$$Q = A \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + k + k_e + k_c l}}$$

Equação 21

Onde:

- Q = Vazão em m<sup>3</sup>/s;
- A = Área do conduto em m<sup>2</sup>;
- k<sub>e</sub> = Coeficiente de entrada, que pode ser adotado igual a 0,5
- H = Carga efetiva (Figura 17), em m, que pode ser estimada por:

$$H = H_m + S_o \cdot L - 0,5 \cdot D$$

Equação 22

Onde:

- H<sub>m</sub> = A diferença de nível entre a cota inferior do conduto e o nível de água na entrada (em m);
- S<sub>o</sub> = Declividade do conduto (em m/m);
- L = Comprimento do conduto (em m);
- D = Diâmetro (m);
- k<sub>c</sub> = Coeficiente do conduto, no qual:

$$k_c = \frac{38,5 \cdot n^2}{D^{1,33}}$$

Equação 23

Onde:

- D = Diâmetro (m);
- n = 0,013 para concreto
- k = coeficiente da grade, em que:

$$k = 1,45 - 0,45 \cdot m - m^2$$

Equação 24

Onde:

- $m = \text{área entre as grades} / \text{área total}$ . Na Figura 18 é apresentada a relação utilizada para dimensionamento da área das grades de acordo com o diâmetro dos condutos

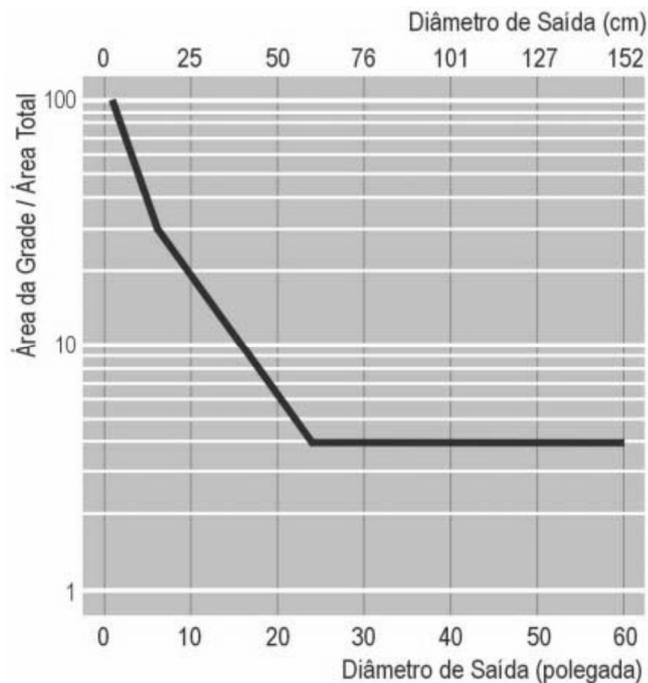


Figura 18 – Relação entre área de grades e diâmetro de condutos

**Vertedores de emergência:** Os vertedores de emergência são, geralmente, de parede espessa, com borda livre de 30 a 60 cm acima da cota máxima de projeto. A equação utilizada é:

$$Q = Cd \cdot L \cdot h^{3/2}$$

Equação 25

Onde:

- $Cd$  = coeficiente para vertedores de parede espessa, que varia entre 1,55 e 1,71 m, sendo o mais frequente 1,66;
- $L$  = largura do vertedor (em m);
- $h$  = diferença entre o nível de água e a cota da soleira do vertedor (em m)

O dimensionamento pode ser realizado com base nas seguintes etapas:

1. Defina a cota  $z_o$  e determine o volume  $V_o$  correspondente à curva cota x volume;
2. Calcule  $V_t = V_o + V_s$ . Com base em  $V_t$ , determine a cota correspondente ao nível d'água;

3. Determine as características do orifício, ou vertedor, para a vazão de projeto correspondente a  $V_s$ ;
4. Determine o diâmetro do conduto para essa mesma vazão;
5. Determine a cota da crista e a largura (L) do vertedor para a cheia de projeto de segurança do vertedor.

**Reguladores de controle:** Os reguladores de controle podem ser mecânicos e autorreguláveis, ou mesmo de controle remoto. O controle é, em geral, baseado no monitoramento do nível do sistema. Devido aos entupimentos e falhas de alguns dispositivos, é recomendável que o sensor monitore a jusante do dispositivo de saída.

Alguns dos sistemas utilizados são:

- Comporta móvel com controle de nível: bacia de dissipação com um flutuador controlado por válvula flap;
- Válvulas controladas por flutuadores;
- Escoamento regulado por bombas;
- Controle remoto, com sensores de níveis e controle de comportas

## 5. REFERÊNCIAS

- [1] TUCCI, et. al., Hidrologia: ciência e aplicação, Porto Alegre: Editora da Universidade, ABRH, 1993.
- [2] C. TUCCI, R. L. PORTO e M. T. L. BARROS, Drenagem Urbana, São Paulo: ABRH / Editora da Universidade, 1995.
- [3] J. SETZER e R. L. PORTO, “Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo,” *Boletim Técnico DAEE*, vol. 2, pp. 81-104, 1979.
- [4] A. SARTORI, “Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do SCS dos EUA Parte 1: Classificação,” *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, vol. 10, nº 4, p. 18, 2005.
- [5] IPH-UFRGS, “Manual de Drenagem Urbana,” em *Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre*, Porto Alegre, 2005, p. 167.
- [6] SUDERHSA, “Plano Diretor de Drenagem para a Região Metropolitana de Curitiba,” Curitiba, 2002.
- [7] DAEE/CETESB, Drenagem Urbana: Manual de Projeto, 2 ed., São Paulo, 1980.
- [8] DNIT, Álbum de Projetos-Tipo de Dispositivos de Drenagem, 5ª ed., Rio de Janeiro: DNIT, 2018, p. 227.
- [9] ASCE, “Stormwater Detention Outlet Control Structures,” *Task Comitee on the Design of Outlet Structures*, 1985.
- [10] DataGEO, “Infraestrutura de Dados Espaciais Ambientais do Estado de São Paulo,” 2014. [Online]. Available: <https://datageo.ambiente.sp.gov.br/>. [Acesso em 05 junho 2022].
- [11] DNIT, Manual de Drenagem de Rodovias (IPR 724), 2 ed., vol. 1, Rio de Janeiro: DNIT, 2006, p. 333.

- [12] DAEE-CTH, “Precipitações Intensas no Estado de São Paulo,” São Paulo, 2018.
- [13] V. T. CHOW, Applied Hydrology, Illinois: McGraw-Hill, 1988.
- [14] DAEE-DPO, “Instrução Técnica DPO nº 11, de 30/05/2017,” São Paulo, 2017.
- [15] A. LIAZI, J. L. CONEJO, J. C. PALOS e P. S. CINTRA, “Regionalização Hidrológica no Estado de São Paulo,” *Revista Águas e Energia Elétrica - DAEE*, pp. 9-10, 1988.
- [16] SMDU-PMSP, Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos, vol. 2, FCTH, Ed., São Paulo, SP, 2012, p. 220.
- [17] F. MARTINEZ JR., R. F. PITERI, N. L. MAGNI e S. R. TOLEDO, “Precipitações Intensas do Estado de São Paulo DAEE-CTH,” São Paulo, 2018.
- [18] DNIT, “Álbum de Projetos - Tipo de Dispositivos de Drenagem,” Rio de Janeiro, 2018.