

# **DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS PARA AMORTECIMENTO DE CHEIAS**



**ERICH KELLNER  
JORGE AKUTSU**

© dos autores  
1ª Edição: 2024

Capa: Isabela de Azevedo Kellner

Ilustração: Bacia de retenção do córrego do Pires – Jahu (SP). Fotografia de 10/07/2024

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

Kellner, Erich  
Dimensionamento de reservatórios para  
amortecimento de cheias [livro eletrônico] /  
Erich Kellner, Jorge Akutsu. -- São Carlos, SP :  
Ed. dos Autores, 2024.  
PDF

Bibliografia.  
ISBN 978-65-01-09932-3

1. Barragens e açudes 2. Drenagem 3. Escoamento  
urbano 4. Hidrologia 5. Planejamento urbano  
6. Reservatórios I. Akutsu, Jorge. II. Título.

24-217952

CDD-624.15

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Barragens : Gestão de riscos geotécnicos :  
Prevenção 624.15

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

---

# **DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS PARA AMORTECIMENTO DE CHEIAS**

---

ERICH KELLNER

JORGE AKUTSU

1ª Edição

São Carlos/SP  
Julho de 2024

## SOBRE OS AUTORES

**Erich Kellner** é engenheiro Civil pela Universidade Federal de São Carlos, Mestre e Doutor em Engenharia Civil: Área de Hidráulica e Saneamento pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. É professor Titular do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos tendo ministrado disciplinas como Hidrologia, Sistemas de Saneamento, Drenagem Urbana, Manejo de Águas Pluviais. Tem experiência na área projetual de sistemas urbanos de saneamento.

[\*Currículo Lattes\*](#)

**Jorge Akutsu** é engenheiro Civil pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, onde também obteve os títulos de Mestre e Doutor em Engenharia Civil: Área de Hidráulica e Saneamento. É professor Associado do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos tendo ministrado disciplinas como Hidráulica e Sistemas de Saneamento. Tem experiência na área projetual de sistemas de tratamento de efluentes sanitários e sistemas urbanos de saneamento.

[\*Currículo Lattes\*](#)

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>6</b>
1.1	COMO ESTE LIVRO ESTÁ ORGANIZADO .....	6
<b>2</b>	<b>COMPOSIÇÃO DO HIDROGRAMA DE PROJETO .....</b>	<b>8</b>
2.1	GERAÇÃO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO - MÉTODO DO SCS (NRCS) .....	8
2.1.1	<i>Características Dimensionais do Hidrograma Unitário.....</i>	9
2.1.2	<i>Relações Funcionais .....</i>	19
2.2	DETERMINAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO – MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS.....	21
2.2.1	<i>Equação da Chuva (ou Equação I-D-F) .....</i>	21
2.2.2	<i>Período de Retorno (<math>T_R</math>).....</i>	22
2.2.3	<i>Construção do Hidrograma de Projeto a partir da aplicação do Método dos Blocos Alternados .....</i>	22
2.3	HIDROGRAMA DE PROJETO .....	24
2.3.1	<i>Cálculo do Hidrograma de Projeto pelo Método SCS.....</i>	25
2.3.2	<i>Cálculo do Hidrograma de Projeto pelo Método Racional.....</i>	35
<b>3</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DOS DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS DE SAÍDA.....</b>	<b>43</b>
3.1	ORIFÍCIOS.....	43
3.1.1	<i>Classificação.....</i>	43
3.1.2	<i>Vazão Descarregada .....</i>	44
3.2	VERTEDORES.....	44
3.2.1	<i>Nomenclatura e Classificação .....</i>	45
3.2.2	<i>Vertedor Retangular de Parede Delgada em Condição de Descarga Livre.....</i>	45
3.2.3	<i>Vertedor Retangular de soleira Espessa horizontal .....</i>	46
3.2.4	<i>Vertedor Labirinto .....</i>	47
3.2.5	<i>Vertedor tipo Tulipa .....</i>	50
<b>4</b>	<b>RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO DE CHEIAS.....</b>	<b>51</b>
4.1	Características Gerais e Classificação.....	51
4.1.1	<i>Reservatórios de Detenção.....</i>	52
4.1.2	<i>Reservatórios de Retenção .....</i>	53
4.2	MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO .....	54
4.2.1	<i>Métodos Expeditos para o Cálculo da Bacia de Detenção.....</i>	55
4.2.1.1	<i>Método do Hidrograma Triangular Simplificado (HTS).....</i>	55
4.2.1.2	<i>Método de Regressão de Wycoff e Singh (RWS).....</i>	56

---

4.2.2	<i>Método Numérico: Level Pool Routing</i> .....	57
4.2.2.1	Determinação da dimensão preliminar da bacia de detenção .....	57
4.2.2.2	Volume de armazenamento com base na topografia .....	58
4.2.2.3	Método de Puls (Level Pool Routing) .....	59
4.2.3	<i>Exemplo de Dimensionamento Completo de Bacia de Detenção</i> .....	61
4.3	MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE RETENÇÃO.....	66
<b>5</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>68</b>

# 1 INTRODUÇÃO

A urbanização é uma das ações antrópicas que geram impactos ambientais a partir das alterações proporcionadas pelo uso e ocupação do solo. A partir do rápido crescimento das cidades os problemas com enchentes aumentaram, agravando as perdas econômicas e sociais.

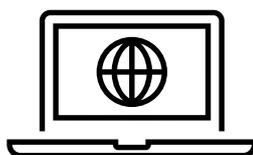
Nesse contexto, os projetos de drenagem tornam-se fundamentais para o equacionamento e mitigação desses problemas, e diferentes abordagens podem ser concebidas, destacando-se medidas de amortecimento dos volumes escoados superficialmente.

Este texto se desenvolveu a partir da demanda de alunos de cursos de especialização para o aprofundamento das técnicas dimensionais dos reservatórios de retenção e dos reservatórios de retenção, sendo discutidos a composição do hidrograma de projeto, as características dos dispositivos hidráulicos de saída dos reservatórios e alguns métodos empregados no dimensionamento, seja com o objetivo de amortecer as cheias ou de melhorar a qualidade da água escoada superficialmente. Para facilitar o atendimento dessa demanda, o texto contém uma série de exemplos numéricos para auxiliar as discussões.

Não se trata, portanto, de uma obra de aprofundamento em Hidráulica ou Hidrologia, mas sim do como usar as ferramentas e conceitos vistos nessas disciplinas para o dimensionamento de bacias de amortecimento de cheias.

Ainda, é importante ressaltar que este material não abordou os dissipadores de energia, muito necessário para os dispositivos de entrada nas bacias de amortecimento, quanto no ponto de despejo junto aos talwegues. Mais uma vez, o foco principal foi o de, apenas, obter o volume mínimo necessário a esses equipamentos urbanos empregados no combate às enchentes.

*Um conjunto de planilhas eletrônicas foi preparado para auxiliar o leitor na construção de hidrogramas unitários sintéticos, hidrogramas, dimensionamento de vertedores e bacias de amortecimento de cheias. Essas planilhas podem ser acessadas clicando sobre a figura abaixo.*



Apesar de ter sido desenvolvida com esmero na apresentação das informações, nem tudo é perfeito! Assim, qualquer incorreção que seja identificada, tenha a bondade de informar-nos pelo e-mail: [erich.kellner@ufscar.br](mailto:erich.kellner@ufscar.br)

## 1.1 COMO ESTE LIVRO ESTÁ ORGANIZADO

O livro foi organizado de maneira a apresentar progressivamente e de ordem lógica temas que são necessários ao dimensionamento de reservatórios de amortecimento. Contudo, o leitor

poderá avançar os capítulos livremente, caso já tenha familiaridade com o tema. Além disso, buscou-se adotar uma linguagem clara e direta sobre o assunto, sem se preocupar com deduções e até mesmo ignorando algumas normas técnicas da ABNT quanto à padronização do texto, unicamente para, na visão dos autores, ser mais claro ao leitor.

O livro está dividido em cinco capítulos:

- 1 - INTRODUÇÃO: apresenta um breve relato sobre o tema, e instrui o leitor de como obter as planilhas eletrônicas para acompanhamento dos temas.
- 2 – COMPOSIÇÃO DO HIDROGRAMA DE PROJETO: É abordada a construção de hidrogramas unitários sintéticos baseado no modelo SCS, é discutido sobre a distribuição temporal das precipitações ao apresentar o método dos blocos alternados, assim como uma proposta de construção de hidrograma de projeto para quando se trabalha com o método Racional da determinação da vazão máxima de escoamento para pequenas bacias.
- 3 – CARACTERÍSTICAS DOS DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS DE SAÍDA: Como uma das partes essenciais dos reservatórios de amortecimento de cheias são os dispositivos de saída, este capítulo aborda, as características hidráulicas de alguns dos dispositivos mais usados ao se dimensionar esses reservatórios, sendo abordado os orifícios e vertedores.
- 4- RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO DE CHEIAS: Este capítulo aborda dois tipos de reservatórios de amortecimento de cheias: as bacias de detenção e as bacias de retenção. Além de discutir sobre suas diferenças, é apresentado um exemplo completo de dimensionamento de um reservatório de amortecimento de cheia desenvolvido como exigência para um loteamento urbano.
- 5- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS: são apresentadas as obras utilizadas e aquelas que o autor recomenda para um maior aprofundamento no tema.

## 2 COMPOSIÇÃO DO HIDROGRAMA DE PROJETO

Ao se dimensionar obras de drenagem, é importante considerar a variabilidade temporal das precipitações, inclusive para bacias de drenagem com áreas inferiores a 2 km<sup>2</sup>.

Assim, ao se projetar alguns tipos de estruturas hidráulicas, em especial referentes ao escoamento de águas pluviais, é necessário conhecer o hidrograma gerado por uma determinada precipitação.

Na ausência de dados sobre o escoamento superficial em uma determinada bacia é comum empregar o método do Hidrograma Unitário Sintético.

O Hidrograma Unitário consiste na resposta de uma dada bacia devido à determinada precipitação denominada unitária.

A determinação de um Hidrograma Unitário nem sempre é possível, já que para isso faz-se necessário o conhecimento da precipitação efetiva e do hidrograma gerado. Nesse caso, é comum sintetizar um hidrograma unitário a partir de algumas das características físicas da bacia.

Há vários métodos para sintetizar a resposta de uma bacia devido à determinada precipitação efetiva unitária. Porém, um dos métodos mais empregados é aquele estabelecido pelo *Soil Conservation Service* (SCS).

Esse método é aplicado em projetos de galerias de águas pluviais, bueiros rodoviários, vertedores de barragens e estruturas de proteção contra enchentes

### 2.1 GERAÇÃO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO - MÉTODO DO SCS (NRCS)

O método do SCS (*Soil Conservation Service*) é mais conhecido nos Estados Unidos e o mais aplicado e cujo nome novo é NRCS (*National Resources Conservation Service*).

Esse método é aplicado para áreas que variam de 2km<sup>2</sup> a 5.000 km<sup>2</sup>, e está baseado no conceito de hidrograma unitário que foi proposto pela primeira vez em 1932 por Sherman usando 1cm para a precipitação efetiva considerando as unidades do Sistema Internacional (SI).

O termo unitário foi usado por Sherman para denominar a unidade do tempo, mas com o tempo foi interpretado como a unidade da chuva excedente de 1cm (Ven Te Chow, Maidment e Mays, 1888, p. 214).

Snyder desenvolveu o hidrograma unitário sintético em 1938. Conforme Linsley, Kohler e Paulhus (1982), o hidrograma unitário segundo Sherman é típico para cada bacia. Dessa maneira, o hidrograma unitário de uma bacia não serve para outra.

O hidrograma unitário pode ser definido como o hidrograma resultante de um escoamento superficial de **1 cm** de uma precipitação efetiva de duração (D). Na prática para se obter o hidrograma unitário é necessário a análise das precipitações e vazões daquela bacia em estudo.

Como usualmente não se dispõe desses dados, usa-se fórmulas empíricas para a obtenção dos chamados Hidrogramas Sintéticos.

Segundo CETESB (1986), as hipóteses básicas do hidrograma unitário são:

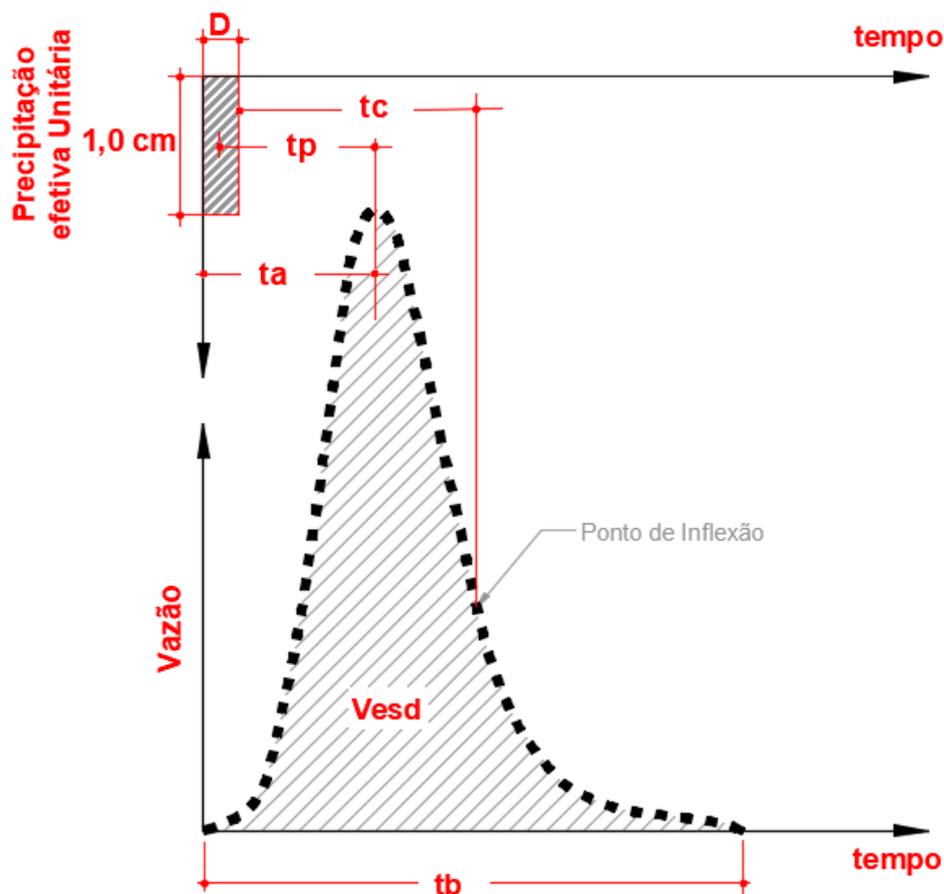
- A intensidade da chuva efetiva é constante durante a tormenta que produz o hidrograma unitário;

- A chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia;
- O tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto devido a uma chuva efetiva de duração unitária é constante e;
- Os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, detenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal, etc. são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

### 2.1.1 Características Dimensionais do Hidrograma Unitário

As características dimensionais do hidrograma unitário estão apresentadas na Figura 1, na qual pode ser visualizado as variáveis  $ta$  – tempo de ascensão;  $tb$  – tempo de base;  $tp$  – tempo de pico;  $tc$  – tempo de concentração;  $D$  – duração da precipitação; e  $Vesd$  – Volume gerado pelo escoamento superficial direto.

Figura 1: Características dimensionais do Hidrograma Unitário



O tempo de pico ( $tp$ ) é o tempo compreendido entre o centro de massa do hidrograma da precipitação efetiva e o tempo no qual ocorre a vazão máxima. Da mesma maneira, o tempo de ascensão ( $ta$ ) é o tempo compreendido entre o início do escoamento superficial direto e o tempo no qual ocorre o pico de vazão no hidrograma.

O tempo de ascensão ( $ta$ ), o tempo de pico ( $tp$ ) e a duração da precipitação efetiva ( $D$ ) guardam a relação representada pela Equação (01).

$$ta = \frac{D}{2} + tp \quad (01)$$

O tempo de concentração ( $tc$ ) é o tempo transcorrido para que toda a bacia contribua para o exutório<sup>1</sup>. Em outras palavras, o tempo de concentração pode ser estabelecido pelo tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão no trecho descendente do hidrograma.

Segundo Ven Te Chow (1988 p. 229), o Soil Conservation Service (SCS), após estudos realizados em várias bacias de diversos tamanhos, mostrou que existe uma relação entre o tempo de pico ( $tp$ ) e o tempo de concentração ( $tc$ ) representada pela Equação (02).

$$tp = 0,6 \cdot tc \quad (02)$$

Nesse mesmo estudo realizado pelo *Soil Conservation Service* (SCS), a duração da chuva ( $D$ ) guarda relação com o tempo de concentração ( $tc$ ), conforme apresentado pela Equação (03).

$$D = 0,133 \cdot tc \quad (03)$$

Sendo  $D$  a duração da chuva (minutos) e  $tc$  o tempo de concentração da bacia (minutos).

A vazão de pico  $Qp$  é definida pelo SCS conforme Equação (04).

$$Qp = 2,08 \cdot \frac{A}{ta} \quad (04)$$

sendo  $Qp$  a vazão de pico ( $m^3/s$ );  $A$  a área da bacia ( $km^2$ ) e  $ta$  o tempo de ascensão (horas).

Caso o hidrograma seja aproximado a uma forma triangular, o SCS estabelece que o tempo de base –  $tb$ , pode ser estimado pela Equação (05).

$$tb = 2,67 \cdot tp \quad (05)$$

sendo  $tp$  o tempo de pico (min) e,  $tb$  o tempo de base (min).

O tempo de pico ( $tp$ ) pode ser estimado em função da área de bacia.

- **Para bacias com áreas menores ou iguais a 8 km<sup>2</sup>**

Segundo Ponce (1989) o tempo de pico para bacia com áreas até 8km<sup>2</sup> pode ser estimado pela Equação (06).

$$tp = \frac{[L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}]}{[14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}]} \quad (06)$$

sendo  $tp$  o tempo de pico (horas);  $L$  o comprimento do talvegue (m);  $CN$  o número da curva da bacia e  $S$  a declividade média do talvegue (m/m).

Devido a efeitos da urbanização o SCS propôs que o tempo de pico ( $tp$ ) fosse multiplicado por um fator de ajuste (FA), conforme Equação (07).

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \quad (07)$$

<sup>1</sup> Silveira (2005) analisou 23 equações que estimam o tempo de concentração de bacias hidrográficas. Segundo o autor, a equação de Kirpich “há uma espécie de confirmação do que se verifica muito na prática de hidrologia no Brasil, isto é, que ela pode ser usada com bons resultados em bacias rurais de médio e grande porte”. Da mesma maneira o autor considerou “inconclusivos os resultados obtidos com as fórmulas do SCS lag. .. pois houve a necessidade de fixar parâmetros sensíveis (CN)... sobre os quais não havia nenhuma informação nos arquivos-teste.”

Assim, dentre as equações mais utilizadas por apresentarem resultados satisfatórios para bacias rurais e urbanas, destaca-se a equação da “*Califórnia Culverts Practice*” (1942), que traz uma modificação da formulação proposta por Kirpich, e que é representada pela Equação:

$$tc = 57 \cdot \left( \frac{L^2}{I} \right)^{0,385}$$

sendo  $tc$  é o tempo de concentração (min);  $L$  é o comprimento do talvegue (km);  $I$  é a declividade média do talvegue (m/km).

sendo **PRCT** a porcentagem da bacia tornada impermeável (decimal); **CN** o número da curva da bacia.

- **Para bacias com áreas superiores a 8 km<sup>2</sup>**

Para bacias com áreas superiores a 8 km<sup>2</sup> o SCS recomenda que o tempo de pico (**tp**) seja estimado pela Equação (08).

$$tp = 0,6 \cdot tc \quad (08)$$

sendo **tp** o tempo de pico (horas); **tc** o tempo de concentração (horas).

O *número de escoamento* (frequentemente referido por *número de curva* ou simplesmente **CN** ou **SCS-CN**) é um parâmetro empírico utilizado para obter previsões da vazão gerada pelo escoamento superficial direto ou de infiltração em função do volume de excesso de precipitação.

A determinação do número de escoamento e os seus valores numéricos resultaram da análise empírica dos dados obtidos por observação do processo de geração de escoamento superficial em pequenas bacias hidrográficas e em parcelas de encosta monitoradas pelo *Soil Conservation Service* do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA).

O método é amplamente utilizado para determinar a quantidade aproximada de escoamento superficial direto gerado numa área específica em resposta a determinado um evento de precipitação.

Como o método foi desenvolvido pelo *Natural Resources Conservation Service* do USDA, anteriormente designado por *Soil Conservation Service* ou **SCS**, é frequentemente designado por método do *número de curva do SCS*.

Os valores de CN variam de 1 a 100 e retratam as condições de cobertura e solo variando desde uma cobertura muito impermeável (limite inferior) até uma cobertura completamente permeável (limite superior). Os valores do CN foram tabelados para vários tipos de solo e agrupados em quatro grupos: A, B, C e D.

Segundo Tucci et al. (2007) os tipos de solo identificados pelo método SCS são:

- **Solo A:** solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila;
- **Solo B:** solos menos permeáveis que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
- **Solo C:** solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo porcentagem considerável de argila e pouco profundo;
- **Solo D:** solos contendo argila expansiva e poucos profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Os valores de CN, apresentados conforme o tipo de solo e, estão apresentados nas Tabela 1 e Tabela 2 e referem-se, respectivamente, a bacias rurais e urbanas e suburbanas.

Tabela 1: Valores do parâmetro CN para bacias rurais

Uso do solo	Superfície	Tipo de solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	em curvas de níveis	67	77	83	87
	terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	em curvas de níveis	62	74	82	85
	terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	em curvas de níveis	60	72	81	84
	terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras	Normais	57	75	86	91
Estradas de terra	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	normais	36	60	70	76

Fonte: adaptado de Tucci (2007)

Tabela 2: Valores do parâmetro CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo		Tipo de solo			
		A	B	C	D
Zonas cultivadas:	Sem conservação do solo	72	81	88	91
	Com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições		68	79	86	89
Baldios	Boas condições	39	61	74	80
	Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:	Cobertura ruim	45	66	77	83
	Cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições	Com relva em mais de 70% da área	39	61	74	80
	Com relva de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Zonas residenciais:					
Lotes de (m <sup>2</sup> )	% média impermeável				
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc		98	98	98	98
Arruamentos e estradas					
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Paralelepípedos		76	85	89	91
terra		72	82	87	89

Fonte: adaptado de Tucci (2007)

É importante notar que os valores constantes nas Tabela 1 e Tabela 2 referem-se a condições médias de umidade do solo antecedentes à precipitação (**AMC II**), sendo necessário corrigir os valores tabelados para situações diferentes da média.

Segundo Tucci et al. (2007) as condições consideradas são:

- **AMC I:** situação em que os solos estão secos. Na estação de crescimento a precipitação acumulada dos cinco dias anteriores é menor que 36mm e em outro período, menor que 13 mm.
- **AMC II:** situação média em que os solos correspondem à umidade da capacidade de campo.
- **AMC III:** situação em que ocorreram precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo encontra-se saturado. No período de crescimento, as precipitações acumuladas nos cinco dias anteriores são maiores que 53mm e no outro maior que 28mm.

A Tabela 3 apresenta as correções dos valores de CN apresentados nas Tabela 1 e Tabela 2, os quais referem-se à condição média – AMC II, para as situações AMC I e AMC III.

Tabela 3: Correção de CN para outras condições iniciais de umidade

Valores médios (AMC II) apresentados nas Tabela 1 e/ou Tabela 2	Valores corrigidos para situação AMC I	Valores corrigidos para situação AMC III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

Fonte: Tucci et al. (2007).

A fim de facilitar a estimativa dos valores corrigidos de  $CN_{II}$  para  $CN_I$  ou  $CN_{III}$  ajustou-se os polinômios, conforme representados pelas Equações (09) e (10), respectivamente.

$$CN_I = 0,007 \cdot CN_{II}^2 + 0,1694 \cdot CN_{II} + 2,1658 \quad (09)$$

$$CN_{III} = -0,0067 \cdot CN_{II}^2 + 1,596 \cdot CN_{II} + 6,9307 \quad (10)$$

Em que  $CN_{II}$  representa CN para a condição média de umidade (II);  $CN_I$  representa o valor de CN para o estado AMC I;  $CN_{III}$  representa o valor de CN para o estado AMC III.

Por fim, a vazão de pico  $Q_p$  é definida pelo SCS conforme equação (11):

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{A}{ta} \quad (11)$$

sendo  $Q_p$  a vazão de pico ( $m^3/s$ );  $A$  a área da bacia ( $km^2$ ) e  $ta$  o tempo de ascensão (horas).

**ATENÇÃO:** A vazão de pico do Hidrograma Unitário refere-se a uma precipitação efetiva de 1cm. Assim, ao determinar a vazão de escoamento a partir de uma precipitação efetiva, esta deve ser convertida para cm.

O Hidrograma Unitário Sintético do SCS pode ser representado nas formas triangular e curvilínea. Segundo McCuen (1988) a forma curvilínea apresenta maior precisão e melhores resultados quando comparado a forma triangular.

O Hidrograma Unitário triangular pode ser facilmente construído a partir dos valores do tempo de ascensão –  $ta$ ; tempo de base –  $tb$  e vazão de pico –  $Qp$ .

Já o hidrograma curvilíneo foi empregado pelo *Soil Conservation Service* para relacionar os adimensionais de vazão ( $Q/Qp$ ) e tempo ( $t/tp$ ), conforme representado pela Equação (12).

$$\frac{Q}{Qp} = \left[ \frac{t}{tp} \cdot \exp \left( 1 - \frac{t}{tp} \right) \right]^{3,1974} \quad (12)$$

Em que  $Q$  é a vazão unitária para o tempo  $t$  ( $m^3/s$ );  $Qp$  é a vazão de pico ( $m^3/s$ );  $t$  é o tempo transcorrido (h);  $tp$  é o tempo de pico (h).

**EXEMPLO 1:** Determine o Hidrograma Unitário Sintético para uma bacia com área de  $3,5 \text{ km}^2$ ; comprimento do talvegue de  $1700\text{m}$ ; com declividade média de  $0,0200\text{m/m}$ ; considerando  $65\%$  de impermeabilização de sua área, com solo B, para uma zona residencial com lotes de área inferior a  $500\text{m}^2$ . A área não impermeabilizada da bacia caracteriza-se por ser uma região de pastagem, normal, com curvas de nível.

- **Determinação da curva CN:**  
De acordo com a Tabela 2, para solo B em zona residencial onde os lotes apresentam área inferior a  $500\text{m}^2$ :  
 $CN = 85$  (referente à área urbanizada)  
 $CN = 59$  (referente à área não impermeabilizada)  
 $CN_w = 85 \cdot 0,65 + 59 \cdot (1 - 0,65) = 75,9$   
Portanto o CN composto é  $75,9$
- **Tempo de pico ( $tp$ )**  
Como a área da bacia é menor que  $8 \text{ km}^2$  empregam-se as Equações (06) e (07).  
 $FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6}$   
 $FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot 75,9 - 0,4298 \cdot 75,9^2 - 0,02185 \cdot 75,9^3) \cdot 10^{-6}$   
 $FA = 0,9957$   
 $tp = FA \cdot \frac{[L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}]}{[14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}]}$   
 $tp = 0,9957 \cdot \frac{[1700^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot 75,9)^{0,7}]}{[14104 \cdot 75,9^{0,7} \cdot 0,0200^{0,5}]} = 1,001 \text{ h}$
- **Tempo de Base ( $tb$ )**  
 $tb = 2,67 \cdot tp$   
 $tb = 2,67 \cdot 1,001 = 2,6967 \text{ h}$
- **Tempo de concentração ( $tc$ )**  
 $tp = 0,6 \cdot tc$   
 $1,001 = 0,6 \cdot tc \rightarrow tc = 1,67 \text{ h}$
- **Duração da chuva unitária ( $D$ )**  
 $D = 0,133 \cdot tc$   
 $D = 0,133 \cdot 1,67 = 0,22 \text{ h} = 13,2 \text{ min}$   
Adota-se  $D = 15 \text{ min} = 0,25 \text{ h}$
- **Tempo de ascensão ( $ta$ )**  
 $ta = \frac{D}{2} + tp$   
 $ta = \frac{0,25}{2} + 1,001 = 1,13 \text{ h}$
- **Vazão de pico ( $Qp$ )**

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

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{3,5}{1,13} = 6,64 \text{ m}^3/\text{s para cada 1cm de precipitação efetiva}$$

- **Determinação do Hidrograma Unitário**

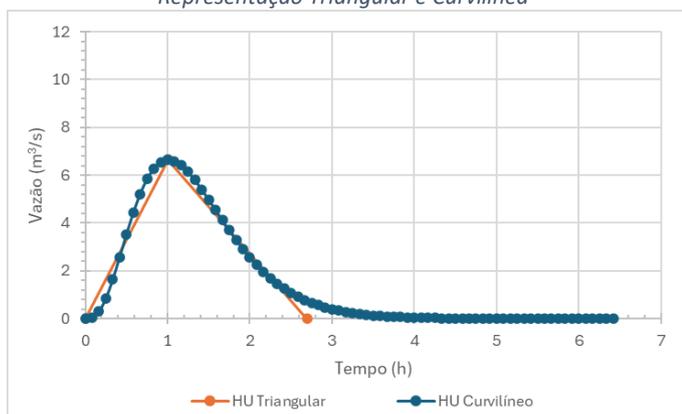
Aplicando-se a Equação (12), determina-se a vazão ( $Q$ ) para o hidrograma unitário curvilíneo, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 : Vazões obtidas em função do tempo transcorrido referentes ao Hidrograma Unitário com duração ( $D$ ) de 15 minutos

Tempo		Q	Tempo		Q	Tempo		Q
(h)	(min)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(min)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(min)	(m <sup>3</sup> /s)
0,000	0	0,0000	2,167	130	1,8870	4,333	260	0,0170
0,083	5	0,0441	2,250	135	1,6311	4,417	265	0,0138
0,167	10	0,3099	2,333	140	1,4036	4,500	270	0,0112
0,250	15	0,8682	2,417	145	1,2030	4,583	275	0,0091
0,333	20	1,6686	2,500	150	1,0271	4,667	280	0,0074
0,417	25	2,6092	2,583	155	0,8738	4,750	285	0,0060
0,500	30	3,5806	2,667	160	0,7410	4,833	290	0,0049
0,583	35	4,4905	2,750	165	0,6264	4,917	295	0,0039
0,667	40	5,2724	2,833	170	0,5279	5,000	300	0,0032
0,750	45	5,8863	2,917	175	0,4437	5,083	305	0,0026
0,833	50	6,3158	3,000	180	0,3720	5,167	310	0,0021
0,917	55	6,5624	3,083	185	0,3110	5,250	315	0,0017
1,000	60	6,6400	3,167	190	0,2595	5,333	320	0,0013
1,083	65	6,5705	3,250	195	0,2160	5,417	325	0,0011
1,167	70	6,3795	3,333	200	0,1794	5,500	330	0,0009
1,250	75	6,0936	3,417	205	0,1488	5,583	335	0,0007
1,333	80	5,7382	3,500	210	0,1231	5,667	340	0,0006
1,417	85	5,3363	3,583	215	0,1017	5,750	345	0,0005
1,500	90	4,9079	3,667	220	0,0838	5,833	350	0,0004
1,583	95	4,4695	3,750	225	0,0690	5,917	355	0,0003
1,667	100	4,0343	3,833	230	0,0567	6,000	360	0,0002
1,750	105	3,6124	3,917	235	0,0465	6,083	365	0,0002
1,833	110	3,2113	4,000	240	0,0381	6,167	370	0,0001
1,917	115	2,8359	4,083	245	0,0312	6,250	375	0,0001
2,000	120	2,4892	4,167	250	0,0255	6,333	380	0,0001
2,083	125	2,1729	4,250	255	0,0208	6,417	385	0,0001

A Figura 2 traz a representação gráfica triangular e curvilínea do Hidrograma Unitário de uma precipitação efetiva de 1cm com duração ( $D$ ) de 15 minutos.

Figura 2: Hidrograma Unitário obtido a partir de uma precipitação efetiva com duração ( $D$ ) de 15 minutos - Representação Triangular e Curvilínea



**EXEMPLO 2:** Recalcule o Hidrograma Unitário do Exemplo 1 considerando o solo saturado (AMC III).

- **Determinação da curva CN:**

De acordo com a Tabela 2, para solo B em zona residencial onde os lotes apresentam área inferior a 500m<sup>2</sup>:

$CN = 85$  (referente à área urbanizada)

$$CN_{III} = -0,0067 \cdot CN_{II}^2 + 1,596 \cdot CN_{II} + 6,9307$$

$$CN_{III} = -0,0067 \cdot 85^2 + 1,596 \cdot 85 + 6,9307 = 94,2$$

$CN = 59$  (referente à área não impermeabilizada)

$$CN_{III} = -0,0067 \cdot 59^2 + 1,596 \cdot 59 + 6,9307 = 77,8$$

$$CN_w = 94,2 \cdot 0,65 + 77,8 \cdot (1 - 0,65) = 88,5$$

Portanto o CN composto é 88,5

- **Tempo de pico (tp)**

Como a área da bacia é menor que 8 km<sup>2</sup> empregam-se as Equações (06) e (07).

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6}$$

$$FA = 1 - 0,65 \cdot (-6789 + 335 \cdot 88,5 - 0,4298 \cdot 88,5^2 - 0,02185 \cdot 88,5^3) \cdot 10^{-6}$$

$$FA = 0,9972$$

$$tp = FA \cdot \frac{[L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}]}{[14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}]}$$

$$tp = 0,9972 \cdot \frac{[1700^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot 88,5)^{0,7}]}{[14104 \cdot 88,5^{0,7} \cdot 0,0200^{0,5}]} = 0,660 \text{ h}$$

- **Tempo de Base (tb)**

$$tb = 2,67 \cdot tp$$

$$tb = 2,67 \cdot 0,660 = 1,7622 \text{ h}$$

- **Tempo de concentração (tc)**

$$tp = 0,6 \cdot tc$$

$$0,660 = 0,6 \cdot tc \rightarrow tc = 1,10 \text{ h}$$

- **Duração da chuva unitária (D)**

$$D = 0,133 \cdot tc$$

$$D = 0,133 \cdot 1,10 = 0,1463 \text{ h} = 8,78 \text{ min}$$

Adota-se  $D = 10 \text{ min.} = 0,1667 \text{ h}$

- **Tempo de ascensão (ta)**

$$ta = \frac{D}{2} + tp$$

$$ta = \frac{0,1667}{2} + 0,660 = 0,743 \text{ h}$$

- **Vazão de pico (Qp)**

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

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{3,5}{0,743} = 9,80 \text{ m}^3/\text{s para cada 1cm de precipitação efetiva}$$

- **Determinação do Hidrograma Unitário**

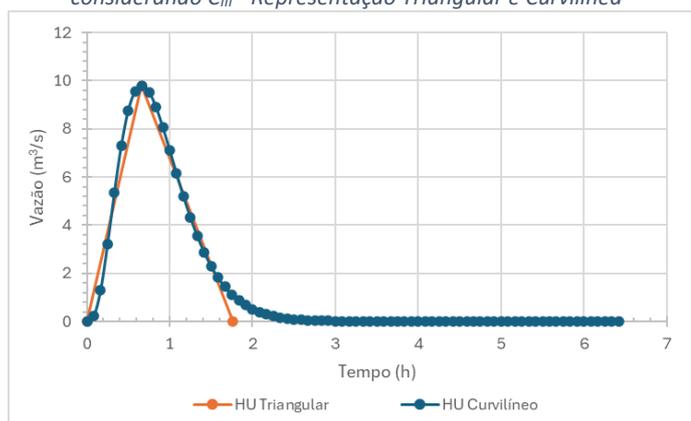
Aplicando-se a Equação (12), determina-se a vazão (Q) para o hidrograma unitário curvilíneo, conforme apresentado na Tabela 5.

• Tabela 5 : Vazões obtidas em função do tempo transcorrido referentes ao Hidrograma Unitário com duração (D) de 10 minutos para CN<sub>III</sub>

Tempo		Q	Tempo		Q	Tempo		Q
(h)	(min)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(min)	(m <sup>3</sup> /s)	(h)	(min)	(m <sup>3</sup> /s)
0,000	0	0,0000	2,167	130	0,2964	4,333	260	0,0001
0,083	5	0,2143	2,250	135	0,2234	4,417	265	0,0001
0,167	10	1,3125	2,333	140	0,1676	4,500	270	0,0000
0,250	15	3,2049	2,417	145	0,1252	4,583	275	0,0000
0,333	20	5,3699	2,500	150	0,0932	4,667	280	0,0000
0,417	25	7,3197	2,583	155	0,0691	4,750	285	0,0000
0,500	30	8,7566	2,667	160	0,0511	4,833	290	0,0000
0,583	35	9,5733	2,750	165	0,0376	4,917	295	0,0000
0,667	40	9,7984	2,833	170	0,0277	5,000	300	0,0000
0,750	45	9,5363	2,917	175	0,0203	5,083	305	0,0000
0,833	50	8,9198	3,000	180	0,0148	5,167	310	0,0000
0,917	55	8,0793	3,083	185	0,0108	5,250	315	0,0000
1,000	60	7,1264	3,167	190	0,0079	5,333	320	0,0000
1,083	65	6,1474	3,250	195	0,0057	5,417	325	0,0000
1,167	70	5,2031	3,333	200	0,0041	5,500	330	0,0000
1,250	75	4,3325	3,417	205	0,0030	5,583	335	0,0000
1,333	80	3,5566	3,500	210	0,0022	5,667	340	0,0000
1,417	85	2,8833	3,583	215	0,0015	5,750	345	0,0000
1,500	90	2,3117	3,667	220	0,0011	5,833	350	0,0000
1,583	95	1,8352	3,750	225	0,0008	5,917	355	0,0000
1,667	100	1,4440	3,833	230	0,0006	6,000	360	0,0000
1,750	105	1,1272	3,917	235	0,0004	6,083	365	0,0000
1,833	110	0,8735	4,000	240	0,0003	6,167	370	0,0000
1,917	115	0,6724	4,083	245	0,0002	6,250	375	0,0000
2,000	120	0,5145	4,167	250	0,0001	6,333	380	0,0000
2,083	125	0,3915	4,250	255	0,0001	6,417	385	0,0000

A Figura 3 traz a representa gráfica triangular e curvilínea do Hidrograma Unitário de uma precipitação efetiva de 1cm com duração (D) de 10 minutos.

Figura 3: Hidrograma Unitário obtido a partir de uma precipitação efetiva com duração (D) de 10 minutos considerando C<sub>III</sub> - Representação Triangular e Curvilínea



Ao comparar o Hidrograma Unitário da Figura 2, característico do solo com umidade compatível com a capacidade de campo, com o da Figura 3, gerado para condições de solo saturado, é possível perceber que a vazão de pico aumentou, assim como o tempo de ascensão diminuiu, gerado pela redução da capacidade de infiltração do solo.

Em uma bacia, processo semelhante ocorre ao se comparar a vazão de pico sem urbanização e após a urbanização.

### 2.1.2 Relações Funcionais

O método SCS, baseado em estudos experimentais, estabeleceu que as perdas iniciais da precipitação representavam 20% da capacidade máxima de infiltração no solo ( $S^*$ ).

Assim, a precipitação efetiva ( $P_e$ ), pode ser expressa pela Equação (13).

$$P_e = \frac{(P_{ac} - 0,2 \cdot S^*)^2}{(P_{ac} + 0,8 \cdot S^*)} \quad (13)$$

sendo  $P_{ac}$  a precipitação total acumulada (mm);  $P_e$  a precipitação efetiva (mm);  $S^*$  a capacidade de infiltração no solo (mm).

A Equação (13) é válida para  $P_{ac} > 0,2 \cdot S^*$ , de maneira que, quando  $P < 0,2 \cdot S \rightarrow P_e = 0$ .

Para determinar a capacidade máxima de infiltração da camada superior do solo ( $S^*$ ), o método estabeleceu esse parâmetro da bacia com um fator CN, a partir da Equação (14)<sup>2</sup>.

$$S^* = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (14)$$

Sendo  $S^*$  a capacidade máxima de infiltração na camada superior do solo (mm);  $CN$  o número de escoamento (adimensional).

**EXEMPLO 3:** Considere o HUS desenvolvido no Exemplo 1. Admita uma precipitação acumulada total de 32,5mm. Determine o Hidrograma gerado para essa condição.

- **Determinação da curva CN:**  
*CN composto obtido para o Exercício 1 foi de 75,9*
- **Determinação da capacidade máxima de infiltração da camada superior do solo ( $S^*$ )**  

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

$$S^* = \frac{25400}{75,9} - 254 = 80,65\text{mm}$$
- **Determinação da Precipitação efetiva ( $P_{ef}$ )**  

$$P_e = \frac{(P_{ac} - 0,2 \cdot S^*)^2}{(P_{ac} + 0,8 \cdot S^*)}$$

$$P_e = \frac{(P_{ac} - 0,2 \cdot S^*)^2}{(P_{ac} + 0,8 \cdot S^*)} = \frac{(32,5 - 0,2 \cdot 80,65)^2}{(32,5 + 0,8 \cdot 80,65)} = 2,76\text{mm} = 0,276\text{cm}$$
- **Determinação do Hidrograma**  
*É importante lembrar que o hidrograma unitário sintético estabelecido pelo SCS (1957) refere-se a uma precipitação efetiva de 1 cm para uma duração D. Nesse caso, cada ordenada do hidrograma construído no Exercício 1 foi multiplicado pela precipitação efetiva ( $p_{ef}$ ).*

A Tabela 6 apresenta os resultados da conversão das ordenadas do Hidrograma Unitário, desenvolvido no Exemplo 1, para as ordenadas do Hidrograma gerado para a precipitação efetiva calculada neste exemplo.

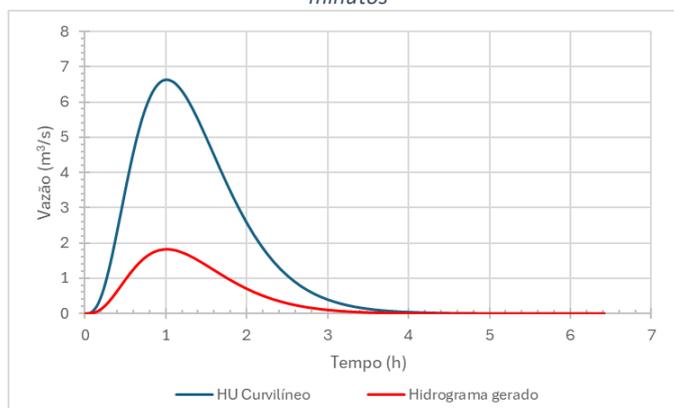
<sup>2</sup> Essa equação, como representada, segue a unidade métrica do SI. Originalmente, conforme SCS (1975),  $S = \frac{1000}{CN} - 10$ , com S expresso em polegadas.

Tabela 6: Resultados dos cálculos para construção do Hidrograma gerado pela Precipitação efetiva de 0,276cm a partir do Hidrograma Unitário

Tempo		Hidrograma Unitário-HU	Hidrograma	Tempo		Hidrograma Unitário	Hidrograma
(min)	(h)	(gerado por Pef=1cm) (m <sup>3</sup> /s)	(gerado por Pef=0,276cm) (m <sup>3</sup> /s)	(min)	(h)	(gerado por Pef=1cm) (m <sup>3</sup> /s)	(gerado por Pef=0,276cm) (m <sup>3</sup> /s)
0	0,000	0,0000	0,0000	195	3,250	0,2319	0,0640
5	0,083	0,0428	0,0118	200	3,333	0,1932	0,0533
10	0,167	0,3018	0,0833	205	3,417	0,1606	0,0443
15	0,250	0,8477	0,2340	210	3,500	0,1332	0,0368
20	0,333	1,6335	0,4509	215	3,583	0,1103	0,0304
25	0,417	2,5610	0,7068	220	3,667	0,0912	0,0252
30	0,500	3,5239	0,9726	225	3,750	0,0753	0,0208
35	0,583	4,4310	1,2230	230	3,833	0,0620	0,0171
40	0,667	5,2162	1,4397	235	3,917	0,0510	0,0141
45	0,750	5,8390	1,6116	240	4,000	0,0419	0,0116
50	0,833	6,2816	1,7337	245	4,083	0,0344	0,0095
55	0,917	6,5440	1,8062	250	4,167	0,0282	0,0078
60	1,000	6,6390	1,8324	255	4,250	0,0231	0,0064
65	1,083	6,5868	1,8180	260	4,333	0,0189	0,0052
70	1,167	6,4123	1,7698	265	4,417	0,0154	0,0042
75	1,250	6,1411	1,6949	270	4,500	0,0126	0,0035
80	1,333	5,7982	1,6003	275	4,583	0,0102	0,0028
85	1,417	5,4063	1,4921	280	4,667	0,0083	0,0023
90	1,500	4,9854	1,3760	285	4,750	0,0068	0,0019
95	1,583	4,5521	1,2564	290	4,833	0,0055	0,0015
100	1,667	4,1197	1,1370	295	4,917	0,0045	0,0012
105	1,750	3,6986	1,0208	300	5,000	0,0036	0,0010
110	1,833	3,2966	0,9099	305	5,083	0,0029	0,0008
115	1,917	2,9189	0,8056	310	5,167	0,0024	0,0007
120	2,000	2,5689	0,7090	315	5,250	0,0019	0,0005
125	2,083	2,2483	0,6205	320	5,333	0,0015	0,0004
130	2,167	1,9577	0,5403	325	5,417	0,0012	0,0003
135	2,250	1,6966	0,4683	330	5,500	0,0010	0,0003
140	2,333	1,4639	0,4040	335	5,583	0,0008	0,0002
145	2,417	1,2580	0,3472	340	5,667	0,0007	0,0002
150	2,500	1,0769	0,2972	345	5,750	0,0005	0,0001
155	2,583	0,9186	0,2535	350	5,833	0,0004	0,0001
160	2,667	0,7810	0,2156	355	5,917	0,0003	0,0001
165	2,750	0,6619	0,1827	360	6,000	0,0003	0,0001
170	2,833	0,5594	0,1544	365	6,083	0,0002	0,0001
175	2,917	0,4714	0,1301	370	6,167	0,0002	0,0000
180	3,000	0,3962	0,1094	375	6,250	0,0001	0,0000
185	3,083	0,3322	0,0917	380	6,333	0,0001	0,0000
190	3,167	0,2779	0,0767	385	6,417	0,0001	0,0000

A Figura 4 ilustra o Hidrograma Unitário obtido no Exemplo 1 e o Hidrograma, gerado a partir dele, para precipitação efetiva de 0,276cm.

Figura 4: Hidrograma obtido a partir de uma Pef=0,276cm, para precipitação com duração (D) de 15 minutos



## 2.2 DETERMINAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO – MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS

O método dos blocos alternados determina, através das intensidades dadas pela equação IDF, o hietograma completamente adiantado, isto é, aquele onde o pico está no primeiro intervalo de tempo. Cada duração cumulativa, a partir desse pico, tem também sua altura de chuva calculada através das intensidades da IDF, até o limite da duração crítica do evento (que é normalmente o tempo de concentração da área contribuinte). É, portanto, um método derivado das relações IDF e que atribui a cada intensidade do hietograma um mesmo período de retorno.

O passo seguinte, que dá o nome ao método, reordena o hietograma. Segundo Bertoni e Tucci (2007), o *Bureau of Reclamation* propôs uma alternativa que busca maximizar o pico do hidrograma, já que as chuvas iniciais atendem as perdas por infiltração e depressões da bacia e o incremento maior tende a gerar escoamento superficial. O método consiste na seguinte sequência:

- Determinar a duração crítica do evento, que é normalmente o tempo de concentração da área contribuinte;
- Estabelecer um incremento de tempo que seja menor que 1/5 do tempo de concentração:  $\Delta t < \frac{T_c}{5}$ , de maneira a formar, ao menos, seis durações;
- Calcular, pela IDF, a intensidade de chuva para cada duração cumulativa;
- Determinar o total precipitado em cada intervalo, multiplicando a intensidade de chuva pelo respectivo tempo de duração ( $\Delta t$ );
- Obter os incrementos de chuva correspondentes a cada incremento de duração, por: (total precipitado no intervalo) - (total precipitado no intervalo anterior);
- Reordenar os incrementos de chuva da seguinte forma: 6<sup>a</sup>; 4<sup>a</sup>; 3<sup>a</sup>, 1<sup>a</sup>, 2<sup>a</sup>, 5<sup>a</sup> (a numeração indica a ordem de magnitude), mantendo as ordens obtidas nos blocos seguintes, caso existam.

### 2.2.1 Equação da Chuva (ou Equação I-D-F)

As equações I-D-F também conhecidas como equação de chuva procuram relacionar as intensidades de precipitação com sua duração e frequência. Exatamente por essa correlação, as equações I-D-F são utilizadas por projetistas hidráulicos nos dimensionamentos de sistemas de micro e macrodrenagem (BRITTO e KELLNER, 2016).

De maneira geral, as equações de chuva procuram relacionar a frequência de ocorrência, através da fixação de um período de retorno ( $T_R$ ), de uma precipitação com uma determinada duração ( $t$ ).

Um exemplo de Equação I-D-F foi apresentado por Britto e Kellner (2016) para a cidade de São Carlos (SP), representada pela Equação (15).

$$I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}} \quad (15)$$

sendo  $I$  a intensidade de precipitação (mm/minuto);  $T_R$  o período de retorno (anos);  $t$  o tempo de duração da precipitação (minutos).

No dimensionamento de obras hidráulicas, é comum assumir o tempo de chuva para intervalos de tempo ( $\Delta t$ ), até se atingir um tempo até 30% superior ao tempo de concentração da bacia.

### 2.2.2 Período de Retorno ( $T_R$ )

A escolha do período de retorno é um dos grandes problemas da hidrologia, motivo pelo qual há muita discussão sobre o assunto.

Segundo o DAEE (2005) o período de retorno representa o risco a ser assumido no dimensionamento de uma obra hidráulica. Vincula à obra ou empreendimento o grau de segurança que se deseja proporcionar, refletindo a frequência com que a chuva ou vazão utilizada no dimensionamento venha a ser igualada ou ultrapassada num ano qualquer. Essa frequência é igual ao inverso do valor do período de retorno ou tempo de recorrência ( $T_R$ ).

Um grande problema que ocorre em áreas urbanizadas e inteiramente consolidadas como algumas áreas da região metropolitana de São Paulo é a escolha de período de retorno de 100 anos, cujas obras são praticamente impossíveis de serem realizadas devido a espaço físico e custos. Por esse motivo, tem-se como prática a adoção de período de retorno de 25anos. Para obras específicas poderá ser determinado período de retorno maiores que 25 anos, dependendo dos prejuízos que a enchente causará.

A Tabela 7 traz algumas recomendações para valores mínimos para períodos de retorno empregados em obras de infraestrutura urbana.

Tabela 7: Recomendações para valores mínimos para períodos de Retorno ( $T_R$ )

OBRA	SEÇÃO GEOMÉTRICA		$T_R$ (anos)	
			Área Urbana	Área Rural
Canalização	A céu aberto	Trapezoidal	50	(a)
		Retangular	100	
	Contorno fechado		100	
Travessias; pontes; bueiros e estruturas afins	Qualquer		100	100 (b)

Nota: (a) Análise caso a caso -  $T_R$ s menores. (b) Para rodovias de menor importância e obras de menor porte e risco poderão ser utilizados  $T_R$ s menores que 100 anos ( $T_R \geq 25$  anos), com análise caso a caso.

OBRA	Dimensões – h e L <sup>(d)</sup> (m)	$T_R$ (anos)
Barramento <sup>(c)</sup>	$h \leq 5$ e $L \leq 200$	100
	$5 < h \leq 15$ e $L \leq 500$	1000
	$h > 15$ e/ou $L > 500$	10000 ou PM <sup>(d)</sup>

Nota: (c) Conforme o tipo de ocupação a jusante de um barramento, pode haver exigências de períodos de retorno maiores que os indicados, para redução do risco de acidentes. (d) h = altura do maciço medida a partir do talvegue; L = comprimento do maciço. (e) PMP : Precipitação Máxima Provável Fonte: adaptado DAEE (2005).

### 2.2.3 Construção do Hietograma de Projeto a partir da aplicação do Método dos Blocos Alternados

A construção do hietograma de projeto inicia-se pela escolha da equação IDF a ser empregada e do período de retorno adotado.

Uma vez definido o tempo de duração da chuva ( $D$ ), discretiza-se empregando intervalos de tempo  $\Delta t$ , lembrando que  $\Delta t < \frac{tc}{3}$  e  $\Delta t < \frac{D}{5}$ , sendo  $tc$  o tempo de concentração da bacia.

Na sequência, busca-se discretizar o evento chuvoso com duração (D) em outras múltiplas chuvas com duração ( $\Delta t$ ), ao longo de todo o evento chuvoso, aplicando-se, em seguida o método dos Blocos Alternados, conforme sequência:

- O tempo, desde o início da precipitação, é escrito em intervalos  $\Delta t$  de tempo, até atingir a duração (D) total da chuva.
- Para cada intervalo de tempo, é calculada a média da máxima intensidade de chuva a partir da equação IDF.
- Para cada tempo, determina-se a precipitação acumulada, empregando-se a equação (16):

$$P_{ac} = I \cdot t \quad (16)$$

Sendo  $P_{ac}$  a precipitação acumulada (mm) no tempo  $t$  (min); e  $I$  a intensidade (mm/min).

- Calcula-se a precipitação ocorrida em determinado intervalo de tempo, conforme Equação (17).

$$\Delta P_t = Pac_t - Pac_{t-\Delta t} \quad (17)$$

Sendo  $\Delta P$  a precipitação ocorrida entre o intervalo  $t$  e  $t - \Delta t$ ;  $Pac_t$  é a precipitação acumulada (mm) no tempo  $t$  (min).

- Calculadas as precipitações nos intervalos de tempo, ordena-se, do maior valor para o de menor valor.
- Aplica-se o método dos blocos alternados, conforme já mencionado, rearranjando os valores de  $\Delta P_t$  seguindo a sequência: 6ª, 4ª, 3ª, 1ª, 2ª, 5ª.

**EXEMPLO 4:** Construa o hietograma de projeto para a bacia hidrográfica apresentada no Exemplo 1, considerando período de retorno ( $T_r$ ) de 50 anos para a região de São Carlos (SP)

Conhecidos: Tempo de concentração ( $T_c$ ): 1,67 h

Duração da chuva (D): 15 min.

Período de Retorno (TR): 50 anos

$$\text{Equação IDF: } I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}}$$

- Discretização do Tempo**

$$\left. \begin{array}{l} \Delta t < \frac{T_c}{3} = \frac{1,67h}{3} = 33,4min \\ \Delta t < \frac{D}{5} = \frac{15}{5} = 3min \end{array} \right\} \text{ adotado } \Delta t = 2,5min$$

- Preparação da Equação IDF**

$$I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}} = \frac{15,534 \cdot 50^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}} = \frac{23,81}{(t+5)^{0,727}}$$

- Discretização da chuva de duração D**

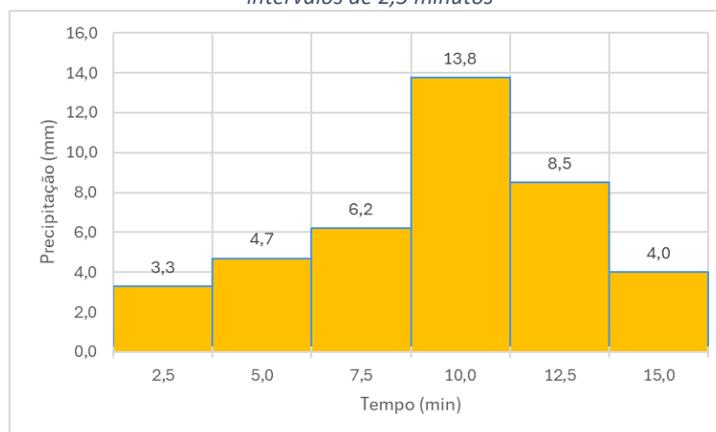
Tabela 8: Construção do Hietograma de precipitação pelo Método dos Blocos Alternados

Tempo (min) <sup>1</sup>	Intensidade de chuva <sup>2</sup> (mm/min)	Precipitação Acumulada no Tempo-Pac <sup>3</sup> (mm)	Precipitação no intervalo de tempo - $\Delta P$ <sup>4</sup> (mm)	Ordem <sup>5</sup>	Rearranjo da precipitação proposto pelo Método dos Blocos Alternados	Precipitação rearranjada- $\Delta P$ <sup>6</sup> (mm)
2,5	5,50	13,8	13,8	1º	6º	3,3
5,0	4,46	22,3	8,5	2º	4º	4,7
7,5	3,80	28,5	6,2	3º	3º	6,2
10,0	3,32	33,2	4,7	4º	1º	13,8
12,5	2,97	37,2	4,0	5º	2º	8,5
15,0	2,70	40,5	3,3	6º	5º	4,0

- Nota:**
- 1- Com a discretização do tempo em intervalos de  $\Delta t$ , executam-se os cálculos até que se atinja a duração (D) da precipitação.
  - 2- Calcula-se a Média da máxima intensidade para um determinado tempo.
  - 3- Multiplica-se a Média da máxima intensidade pelo tempo de chuva, obtendo-se a precipitação total acumulada no período de tempo
  - 4- Calcula-se a precipitação ocorrida somente ao longo de  $\Delta t$ . Por exemplo: No tempo 7,5 minutos, tem-se a precipitação acumulada de 28,5mm, porém o que choveu entre os 5,0 e 7,5 minutos foi a precipitação total acumulada para 7,5 minutos menos a precipitação acumulada total até 5,0 minutos, ou seja, 22,3mm. Assim, tem-se: 28,5mm-22,3mm=6,2mm que corresponde a precipitação no intervalo de tempo  $\Delta t$  entre 5,0 e 7,5 minutos.
  - 5- Estabelece-se a ordem, do maior para o menor, dos valores obtidos para as precipitações nos intervalos de tempo
  - 6- Rearranja-se os valores de  $\Delta P$  seguindo a ordem proposta pelo Método dos Blocos Alternados.

A Figura 5 contém o hietograma de projeto gerado pelo método dos blocos alternados, para uma chuva de 15 minutos e discretizada em intervalos de tempo de 2,5 minutos.

Figura 5: Hietograma de projeto gerado para chuva com duração (D) de 15 minutos, discretizadas em intervalos de 2,5 minutos



## 2.3 HIDROGRAMA DE PROJETO

O hidrograma de projeto é a representação gráfica da variação da vazão escoada em função do tempo.

Muito mais que fornecer a vazão de pico escoada superficialmente para um determinado risco assumido, o hidrograma de projeto permite analisar o comportamento da sua variação ao

longo do tempo, o que é importante para o dimensionamento de bacias de detenção ou retenção, principalmente quando se pretende controlar a vazão de saída desses dispositivos.

Alguns métodos, como o de SCS permitem a construção do hidrograma unitário e, por sua convolução, a construção do hidrograma de projeto, conforme descrito anteriormente.

No entanto, quando se trata do cálculo das vazões de projeto para bacias pequenas (<2 km<sup>2</sup>), é comum projetistas empregarem o Método Racional, o qual permite estimar, em princípio, somente a vazão de pico.

Nesta seção serão apresentados os procedimentos para o cálculo do hidrograma de projeto tanto para o Método Racional quanto para o método SCS, empregando, em grande parte, os conhecimentos já adquiridos.

### 2.3.1 Cálculo do Hidrograma de Projeto pelo Método SCS

Conforme mencionado anteriormente, o Método SCS para o cálculo do hidrograma de projeto, pressupõe a construção de um Hidrograma Unitário.

Assim, uma vez conhecido o Hidrograma Unitário (HU) e as precipitações efetivas, o deflúvio decorrente do escoamento direto é calculado pela convolução das ordenadas do hidrograma unitário e da precipitação efetiva, conforme Equação (18):

$$Q = \sum_{m=1}^M P e_m \cdot U_{n-m+1} \quad (18)$$

Sendo Q a vazão de deflúvio (m<sup>3</sup>/s); P<sub>m</sub> a precipitação efetiva no intervalo (m - 1) · Δt a m · Δt (cm); U<sub>n-m+1</sub> a ordenada do hidrograma unitário para o tempo n · Δt (m<sup>3</sup>/s).

Assim, pela Equação (18) tem-se:

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1 \cdot U_1 \\ Q_2 &= P_2 \cdot U_1 + P_1 \cdot U_2 \\ Q_3 &= P_3 \cdot U_1 + P_2 \cdot U_2 + P_1 \cdot U_3 \end{aligned}$$

Na forma matricial a Equação (18) pode ser escrita como a Equação (19).

$$P \cdot u = q \quad (19)$$

$$\text{Sendo: } P = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ P_m & P_{m-1} & P_{m-2} & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & P_m \end{bmatrix}; \quad U = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \vdots \\ U_m \\ \vdots \\ U_k \end{bmatrix}; \quad q = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_m \\ \vdots \\ Q_k \end{bmatrix};$$

**EXEMPLO 5:** Considere o HU desenvolvido no Exemplo 1. Calcule o Hidrograma de Projeto aplicando o Hidrograma de projeto desenvolvido no Exemplo 4.

Considerando:  $CN=75,9$   
 $D = 15 \text{ minutos}$

•**Determinação da capacidade máxima de infiltração da camada superior do solo (S\*)**

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

$$S^* = \frac{25400}{75,9} - 254 = 80,65\text{mm}$$

$$0,20 \cdot S^* = 0,20 \cdot 80,65 = 16,13\text{mm}$$

A Tabela 9 apresenta os cálculos da precipitação efetiva.

Tabela 9: Determinação da precipitação efetiva

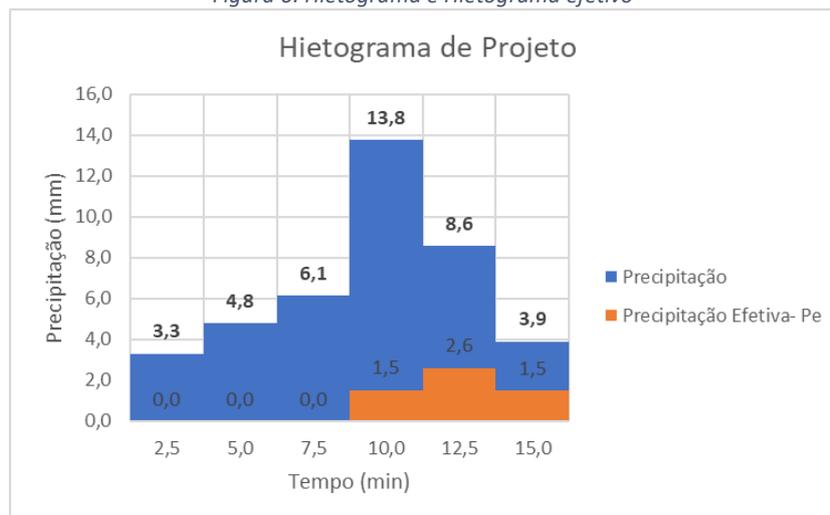
Hietograma do Exemplo 4		Precipitação rearranjada Acumulada - $\Delta P_{ac}$ (mm)	Precipitação efetiva - $Pe$ acumulada <sup>1</sup> (mm)	Precipitação Efetiva no intervalo de tempo - $\Delta P_e^2$ (mm)
Tempo (min)	Precipitação rearranjada - $\Delta P$ (mm)			
2,5	3,3	3,3	0,0	0,0
5,0	4,7	8,0	0,0	0,0
7,5	6,2	14,2	0,0	0,0
10,0	13,8	28,0	1,5	1,5
12,5	8,5	36,5	4,1	2,6
15,0	4,0	40,5	5,6	1,5

Nota: 1- A partir da precipitação rearranjada acumulada, verifica-se se o seu valor é superior a 20%.S, no caso, 16,13mm. Se o acumulado for menor, atribui-se o valor 0, se for maior, calcula-se a precipitação efetiva empregando a Equação (13).

$$2- \text{Calcula-se a precipitação efetiva no período, como sendo: } \Delta Pe_i = Pe_{ac\ i} - Pe_{ac\ i-1}$$

A Figura 6 ilustra o hietograma, desenvolvido no exemplo 4, assim como o hietograma efetivo que será aplicado ao hidrograma unitário para determinar o hidrograma de projeto.

Figura 6: Hietograma e Hietograma efetivo



•Desenvolvimento da convolução para determinação do hidrograma gerado pelo deflúvio.

Para cada valor de precipitação efetiva determinada, apresentou-se pelo hidrograma unitário. Como cada hidrograma unitário foi gerado considerando duração de precipitação de 15 minutos, defasou-se os hidrogramas gerados também em 15 minutos, simulando várias chuvas consecutivas e com duração de 15 minutos cada.

Os resultados estão parcialmente apresentados na Tabela 10.

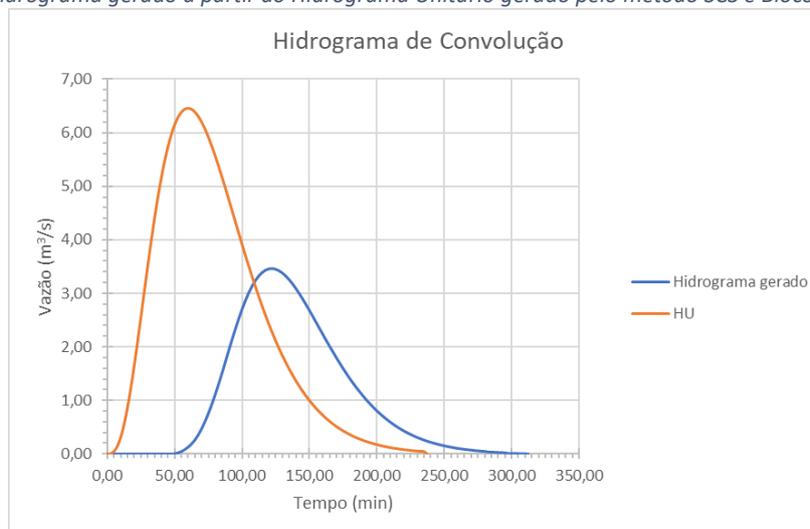


... continuação

Tempo (min)	$Q_{HU}$ ( $m^3/s$ )	Precipitação efetiva (cm)						$\Sigma$
		0,0	0,0	0,0	0,15	0,41	0,56	$Q$ ( $m^3/s$ )
...	...	...	...	...	...	...	...	...
237,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04	0,10	0,10	0,24
240,00			0,00	0,00	0,03	0,10	0,09	0,22
242,50			0,00	0,00	0,03	0,09	0,09	0,20
245,00			0,00	0,00	0,03	0,08	0,08	0,18
247,50			0,00	0,00	0,02	0,07	0,07	0,17
250,00			0,00	0,00	0,02	0,07	0,07	0,15
252,50			0,00	0,00	0,02	0,06	0,06	0,14
255,00				0,00	0,02	0,06	0,06	0,13
257,50				0,00	0,02	0,05	0,05	0,12
260,00				0,00	0,02	0,05	0,05	0,11
262,50				0,00	0,01	0,04	0,04	0,10
265,00				0,00	0,01	0,04	0,04	0,09
267,50				0,00	0,01	0,03	0,04	0,08
270,00					0,01	0,03	0,03	0,07
272,50					0,01	0,03	0,03	0,07
275,00					0,01	0,03	0,03	0,06
277,50					0,01	0,02	0,02	0,06
280,00					0,01	0,02	0,02	0,05
282,50					0,00	0,02	0,02	0,04
285,00						0,02	0,02	0,04
287,50						0,02	0,02	0,03
290,00						0,01	0,02	0,03
292,50						0,01	0,01	0,03
295,00						0,01	0,01	0,02
297,50						0,00	0,01	0,01
300,00							0,01	0,01
302,50							0,01	0,01
305,00							0,01	0,01
307,50							0,01	0,01
310,00							0,01	0,01
312,50							0,00	0,00

A Figura 7 ilustra do hidrograma gerado, assim como o hidrograma unitário que o gerou.

Figura 7: Hidrograma gerado a partir do Hidrograma Unitário gerado pelo método SCS e Blocos Alternados



**EXEMPLO 6:** Considere o HU desenvolvido no Exemplo 1 para precipitação efetiva de 1cm e duração de 15 minutos. Considerando que o tempo de concentração da bacia é de 100 minutos, calcule o Hidrograma de Projeto para período de retorno de 50 anos para a cidade de São Carlos (SP).

Considerando:  $CN=75,9$   
 $D = 100$  minutos  
 Tempo de concentração ( $T_c$ ):  $1,67 h=100$  minutos  
 Período de Retorno ( $TR$ ): 50 anos  
 Equação IDF:  $I = \frac{15,534 \cdot TR^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}}$

• **Analisando o HU existente**

No Exemplo 1 foi construído o HU para precipitação efetiva de 1cm e duração (D) de 15 minutos. Neste exemplo, é informado que a duração da precipitação é de 100 minutos, o mesmo valor do tempo de concentração. Assim, é necessário construir um HU para a nova duração de chuva. Para isso aplica-se o método da curva “S”.

O método da curva “S”, consiste em somar vários (ou “infinitos”) hidrogramas unitários, defasados no tempo, do valor da duração inicial (d), no caso 15 minutos. Somando-se as ordenadas, o gráfico resultante assemelha-se a uma curva S, daí o nome do método.

Com a curva S original, traça-se uma nova curva S, porém defasada no tempo do novo valor da duração da chuva (D), no caso 100 minutos.

Com as duas curvas determinadas, subtrai-se da curva original, os valores da ordenada da curva secundária e, a cada valor obtido, multiplica-se pelo fator  $\frac{D}{d} = \frac{100}{15} = 6,67$ . Assim, obtém-se o novo HU para precipitação efetiva de 1cm e duração D, no caso 100 minutos.

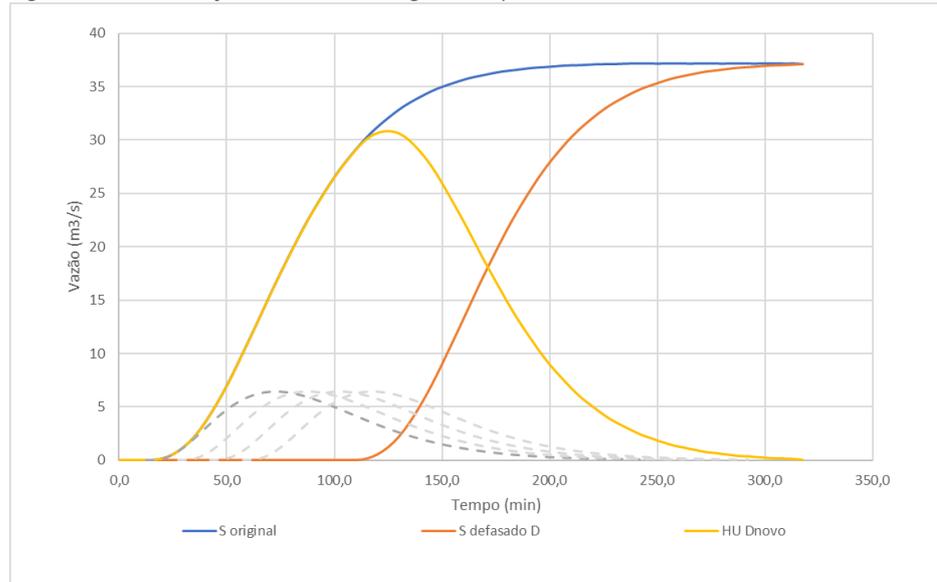
A Figura 8 ilustra a planilha eletrônica, disponibilizada com este material, para auxiliar os cálculos para conversão de HU para diferentes durações.

Figura 8: Planilha para auxiliar os cálculos para conversão de HU para diferentes durações



A Figura 9 ilustra o Hidrograma Unitário gerado para duração de 100 minutos, a partir do método da curva “S”.

Figura 9: HU de duração de 100 minutos gerado a partir do Método da Curva "S"



•Discretização do Tempo

$$\left. \begin{array}{l} \Delta t < \frac{T_c}{3} = \frac{1,67h}{3} = 33,4min \\ \Delta t < \frac{D}{5} = \frac{100}{5} = 20 min \end{array} \right\} \text{ adotado } \Delta t = 10min$$

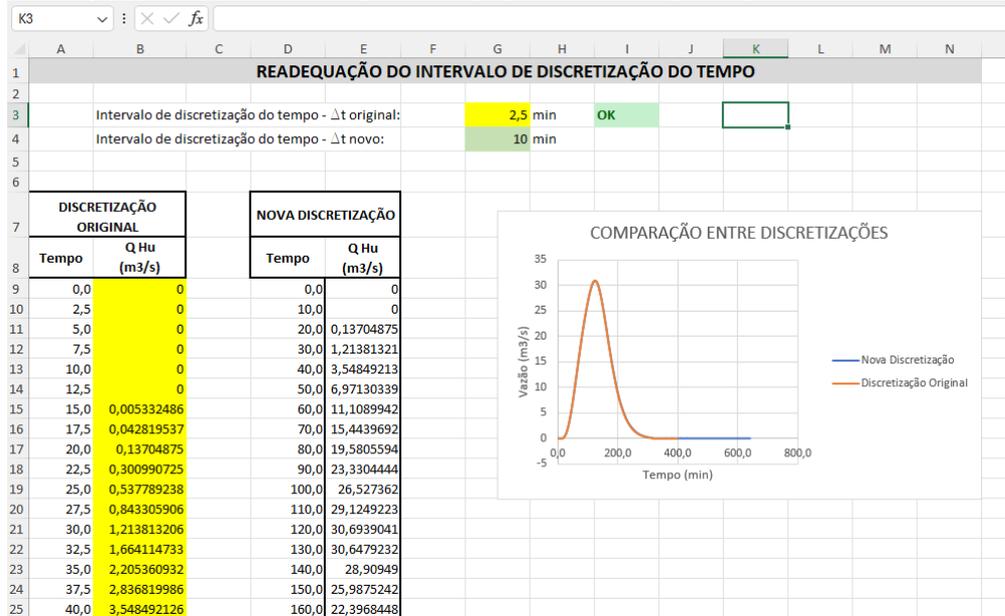
**ATENÇÃO:** No Exemplo 1, ao construir o HU com duração de 15 minutos de precipitação, empregou-se a discretização do tempo  $\Delta t = 2,5min$ . Assim, cada ordenada calculada está associado a um tempo múltiplo de 2,5 minutos.

Assim, ao construir o HU para duração de 100 minutos, as ordenadas obtidas também estão associadas à antiga discretização de 2,5 minutos, o que pode resultar em muito esforço computacional ao executar a planilha eletrônica.

Assim, é possível readequar a discretização do HU com duração de 100 minutos, anteriormente obtida e com discretização temporal de 2,5 minutos, para a nova discretização temporal de 10 minutos.

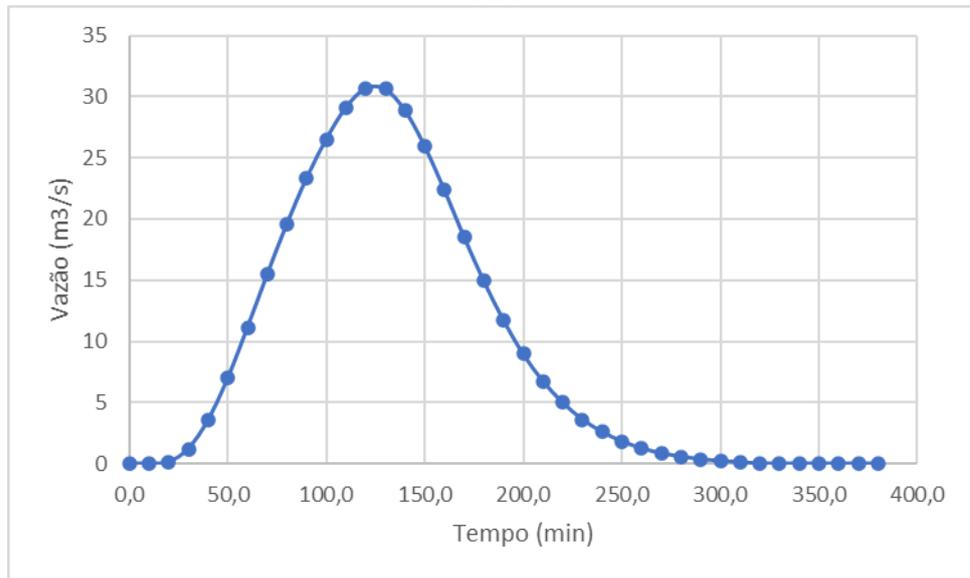
A planilha eletrônica que acompanha este material possui essa funcionalidade, conforme apresentado na Figura 10.

Figura 10: Planilha eletrônica para readequação da discretização temporal do HU



A Figura 11 ilustra o HU para precipitação efetiva de 1cm, duração de precipitação de 100 minutos discretizado temporalmente em 10 minutos.

Figura 11: HU para duração de chuva de 100 minutos e com discretização temporal de 10 minutos



- **Preparação da Equação IDF**

$$I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t + 5)^{0,727}} = \frac{15,534 \cdot 50^{0,1092}}{(t + 5)^{0,727}} = \frac{23,81}{(t + 5)^{0,727}}$$

- **Discretização da chuva de duração D**

• Tabela 11: Construção do Hietograma de precipitação pelo Método dos Blocos Alternados

Tempo (min) <sup>1</sup>	Intensidade de chuva <sup>2</sup> (mm/min)	Precipitação Acumulada no Tempo-Pac <sup>3</sup> (mm)	Precipitação no intervalo de tempo - $\Delta P^4$ (mm)	Ordem <sup>5</sup>	Rearranjo da precipitação proposto pelo Método dos Blocos Alternados	Precipitação rearranjada- $\Delta P^6$ (mm)
10,0	3,3	33,3	33,3	1º	6º	4,1
20,00	2,3	45,9	12,6	2º	4º	6,0
30,00	1,8	53,9	8,0	3º	3º	8,0
40,00	1,5	59,8	6,0	4º	1º	33,3
50,00	1,3	64,6	4,8	5º	2º	12,6
60,00	1,1	68,7	4,1	6º	5º	4,8
70,00	1,0	72,2	3,5	7º	7º	3,5
80,00	0,9	75,4	3,1	8º	8º	3,1
90,00	0,9	78,2	2,8	9º	9º	2,8
100,00	0,8	80,8	2,6	10º	10º	2,6

- **Nota:** 1- Com a discretização do tempo em intervalos de  $\Delta t$ , executam-se os cálculos até que se atinja a duração (D) da precipitação.
- 2- Calcula-se a Média da máxima intensidade para um determinado tempo.
- 3- Multiplica-se a Média da máxima intensidade pelo tempo de chuva, obtendo-se a precipitação total acumulada no período de tempo
- 4- Calcula-se a precipitação ocorrida somente ao longo de  $\Delta t$ . Por exemplo: No tempo 40,0 minutos, tem-se a precipitação acumulada de 59,8mm, porém o que choveu entre os 30,0 e 40,0 minutos foi a precipitação total acumulada para 40,0 minutos menos a precipitação acumulada total até 30,0 minutos, ou seja, 6,1mm. Assim, tem-se: 59,8mm-53,9mm=6,1mm que corresponde a precipitação no intervalo de tempo  $\Delta t$  entre 30,0 e 40,0 minutos.
- 5- Estabelece-se a ordem, do maior para o menor, dos valores obtidos para as precipitações nos intervalos de tempo
- 6- Rearranja-se os valores de  $\Delta P$  seguindo a ordem proposta pelo Método dos Blocos Alternados.

• **Determinação da capacidade máxima de infiltração da camada superior do solo ( $S^*$ )**

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

$$S^* = \frac{25400}{75,9} - 254 = 80,65\text{mm}$$

$$0,20 \cdot S^* = 0,20 \cdot 80,65 = 16,13\text{mm}$$

Tabela 12: Determinação da precipitação efetiva

Tempo (min)	Precipitação rearranjada-- $\Delta P$ (mm)	Precipitação rearranjada Acumulada - $\Delta P_{ac}$ (mm)	Precipitação efetiva - $P_e$ acumulada <sup>1</sup> (mm)	Precipitação Efetiva no intervalo de tempo - $\Delta P_e^2$ (mm)
10,0	4,1	4,1	0,0	0,0
20,00	6,0	10,0	0,0	0,0
30,00	8,0	18,0	0,0	0,0
40,00	33,3	51,3	10,7	10,6
50,00	12,6	63,9	17,8	7,1
60,00	4,8	68,7	20,7	3,0
70,00	3,5	72,2	23,0	2,3
80,00	3,1	75,4	25,1	2,1
90,00	2,8	78,2	27,0	1,9
100,00	2,6	80,8	28,8	1,8

Nota: 1- A partir da precipitação rearranjada acumulada, verifica-se se o seu valor é superior a 20%. $S$ , no caso, 16,13mm. Se o acumulado for menor, atribui-se o valor 0, se for maior, calcula-se a precipitação efetiva empregando a Equação (13).

2- Calcula-se a precipitação efetiva no período, como sendo:  $\Delta P_{e_i} = P_{e_{ac_i}} - P_{e_{ac_{i-1}}}$

apresenta os cálculos da precipitação efetiva.

Tabela 12: Determinação da precipitação efetiva

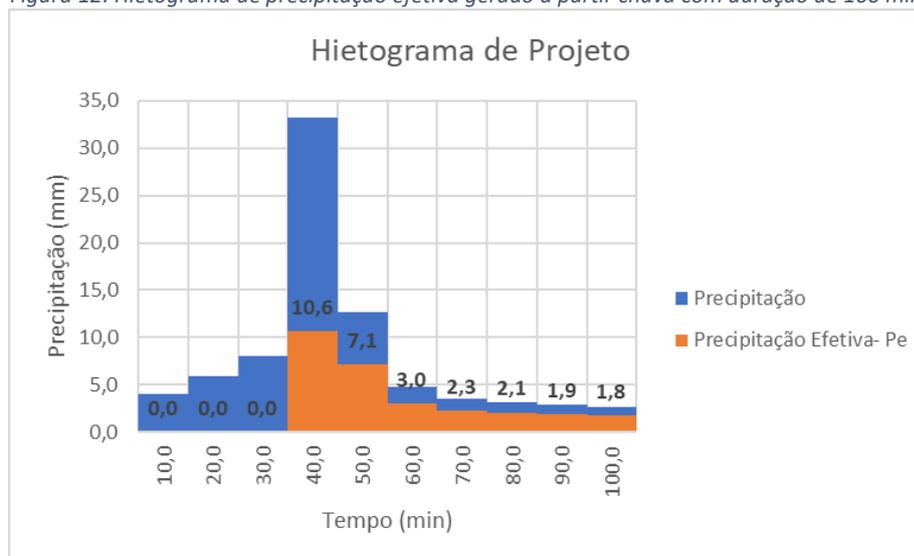
Tempo (min)	Precipitação rearranjada-- $\Delta P$ (mm)	Precipitação rearranjada Acumulada – $\Delta P_{ac}$ (mm)	Precipitação efetiva - $P_e$ acumulada <sup>1</sup> (mm)	Precipitação Efetiva no intervalo de tempo - $\Delta P_e$ <sup>2</sup> (mm)
10,0	4,1	4,1	0,0	0,0
20,00	6,0	10,0	0,0	0,0
30,00	8,0	18,0	0,0	0,0
40,00	33,3	51,3	10,7	10,6
50,00	12,6	63,9	17,8	7,1
60,00	4,8	68,7	20,7	3,0
70,00	3,5	72,2	23,0	2,3
80,00	3,1	75,4	25,1	2,1
90,00	2,8	78,2	27,0	1,9
100,00	2,6	80,8	28,8	1,8

Nota: 1- A partir da precipitação rearranjada acumulada, verifica-se se o seu valor é superior a 20%.S, no caso, 16,13mm. Se o acumulado for menor, atribui-se o valor 0, se for maior, calcula-se a precipitação efetiva empregando a Equação (13).

2- Calcula-se a precipitação efetiva no período, como sendo:  $\Delta P_{e_i} = P_{e_{ac_i}} - P_{e_{ac_{i-1}}}$

A Figura 12 apresenta o hietograma de precipitação efetiva gerado ao aplicar o método dos blocos alternados para uma precipitação com duração de 100 minutos.

Figura 12: Hietograma de precipitação efetiva gerado a partir chuva com duração de 100 minutos



•Desenvolvimento da convolução para determinação do hidrograma gerado pelo deflúvio.

Para cada valor de precipitação efetiva determinada, apresentada na Figura 12 multiplicou-se pelo hidrograma unitário gerado para precipitação de duração de 100 minutos e discretizado a cada 10 minutos. Assim, como cada hidrograma unitário foi gerado considerando duração de precipitação de 100 minutos, defasou-se os hidrogramas gerados também em 100 minutos, simulando várias chuvas consecutivas e com duração de 100 minutos cada.

Os resultados estão parcialmente apresentados na Tabela 13.

Tabela 13: Aplicação do princípio da aditividade de Shermann para a determinação da vazão de convolução

Tempo (min)	$Q_{HU}$ ( $m^3/s$ )	Precipitação efetiva (cm)										$\Sigma$ $Q$ ( $m^3/s$ )	
		0,00	0,00	0,00	1,06	0,71	0,30	0,23	0,21	0,19	0,18		
0,00	0,00	0,00											0,00
10,00	0,00	0,00											0,00
20,00	0,14	0,00											0,00
30,00	1,21	0,00											0,00
40,00	3,55	0,00											0,00
50,00	6,97	0,00											0,00
60,00	11,11	0,00											0,00
70,00	15,44	0,00											0,00
80,00	19,58	0,00											0,00
90,00	23,33	0,00											0,00
100,00	26,53	0,00	0,00										0,00
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
150,00	25,99	0,00	0,00										0,00
160,00	22,40	0,00	0,00										0,00
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
190,00	11,74	0,00	0,00										0,00
200,00	8,97	0,00	0,00	0,00									0,00
210,00	6,75	0,00	0,00	0,00									0,00
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
270,00	0,85	0,00	0,00	0,07									0,07
280,00	0,57	0,00	0,00	0,09									0,09
290,00	0,36	0,00	0,00	0,10									0,10
300,00	0,22	0,00	0,00	0,12	0,00								0,12
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

A Figura 13 apresenta o hidrograma gerado para precipitação com duração de 100 minutos e período de retorno de 50 anos e o Hidrograma Unitário para precipitação efetiva de 1cm e duração de 100 minutos.

Figura 13: Hidrograma gerado para precipitação com duração de 100 minutos e período de retorno de 50 anos



### 2.3.2 Cálculo do Hidrograma de Projeto pelo Método Racional

Segundo Wilken (1978), o método racional presume como conceito básico que o máximo caudal para uma pequena bacia contribuinte ocorre quando toda a bacia está contribuindo, e que este caudal é igual a uma fração da precipitação, conforme Equação (20).

$$Q_{TR} = 16,67 \cdot C \cdot i_{TR} \cdot A \quad (20)$$

sendo  $Q_{TR}$  é a vazão de deflúvio ( $m^3/s$ ) para um determinado período de retorno;  $i_{TR}$  é a intensidade de chuva estabelecida para um determinado período de retorno e tempo de concentração ( $mm/min$ );  $C$  é o coeficiente de “Run Off” (adimensional);  $A$  é a área da bacia ( $km^2$ ), sendo o valor 16,67 o fator de conversão para as unidades informadas.

O coeficiente Run-off é um coeficiente menor que a unidade, o qual leva em conta o fato de que somente parte da água precipitada escoar sobre a superfície do solo (Wilken, 1978).

Algumas vezes torna-se necessário calcular um coeficiente de “Run off” composto, baseado na porcentagem de diferentes tipos de superfícies na área de drenagem em estudo, devido às diferenças de uso e ocupação do solo, quando se aplica a Equação (21).

$$C_{eq} = \frac{\sum A_i C_i}{\sum A_i} \quad (21)$$

Sendo  $C_{eq}$  o coeficiente de escoamento “Run off” equivalente (adimensional);  $A_i$  a área ( $km^2$ ) que possui um determinado coeficiente de escoamento “Run off”,  $C_i$  (adimensional).

As Tabela 14 e Tabela 15 contém alguns coeficientes de escoamento superficial (“Run off”), normalmente empregados.

Tabela 14: Coeficientes de Escoamento Superficial (C)

Tipo de Área de Drenagem	Coeficiente C
<b>Áreas Comerciais</b>	
áreas centrais	0,70 - 0,95
áreas de bairros	0,50 - 0,70
<b>Áreas Residenciais</b>	
residenciais isoladas	0,35 - 0,50
unidades múltiplas, separadas	0,40 - 0,60
unidades múltiplas, conjugadas	0,60 - 0,75
áreas com lotes de 2.000 m <sup>2</sup> ou maiores	0,30 - 0,45
áreas suburbanas	0,25 - 0,40
áreas com prédios de apartamentos	0,50 - 0,70
<b>Áreas Industriais</b>	
área com ocupação esparsa	0,50 - 0,80
área com ocupação densa	0,60 - 0,90
<b>Ruas</b>	
revestimento asfáltico	0,70 - 0,95
revestimento de concreto	0,80 - 0,95
revestimento primário	0,70 - 0,85
parques e cemitérios	0,10 - 0,25
<b>Áreas sem Melhoramentos</b>	
solo arenoso, declividade baixa < 2 %	0,05 - 0,10
solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 - 0,15
solo arenoso, declividade alta > 7 %	0,15 - 0,20
solo argiloso, declividade baixa < 2 %	0,15 - 0,20
solo argiloso, declividade média entre 2% e 7%	0,20 - 0,25
solo argiloso, declividade alta > 7 %	0,25 - 0,30

Fonte: Adaptado de Chow (1964).

Tabela 15: Valores do Coeficiente de escoamento superficial (C)

Zonas	Coeficiente C
DE EDIFICAÇÃO MUITO DENSA. Partes Centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
DE EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA. Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	0,60 a 0,70
DE EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES. Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,50 a 0,60
DE EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES. Partes residenciais tipo Cidade-Jardim, ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 a 0,50
DE SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO. Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções.	0,10 a 0,25
DE MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES. Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação.	0,05 a 0,20

Fonte: Wilken (1978)

Ao analisar a Equação (20) tem-se que o método racional retorna a vazão máxima de escoamento para pequenas bacias. No entanto, considerando o tempo de concentração, transcorre um determinado tempo para que toda a bacia contribua com a vazão no exutório, ocorrendo assim a variação da vazão ao longo do tempo. Dessa maneira, a distribuição temporal da vazão pode ser comparada à Equação (12).

Considerando que o método já aplica a intensidade efetiva ( $C \cdot I$ ), tem-se, assim o hidrograma de projeto, assumindo assim que a intensidade é constante ao longo da duração da chuva.

Outro posicionamento que o projetista pode considerar é discretizar a chuva em várias outras chuvas menores, criando assim vários outros hidrogramas provenientes de chuvas com duração igual ao valor assumido para a discretização ( $\Delta t$ ), resolvendo a convolução dos hidrogramas.

**EXEMPLO 7:** Um loteamento será construído em uma bacia hidrográfica, cuja área total é de 1,2 km<sup>2</sup>. Nesse loteamento a área verde ocupa 12% da área, as vias pavimentadas ocupam 47% e, os lotes ocupam 41% da área total. O loteamento está inserido em uma zona urbana na qual o Plano Diretor do Município determina que a Área permeável mínima é de 15%.

Do projeto hidráulico das galerias de água pluvial (GAP), estimou-se que o tempo de concentração é de 12 minutos.

Sabendo que a vazão de deflúvio após a implantação do empreendimento não poderá suplantar a vazão gerada pelo escoamento superficial de antes da implantação e, considerando período de retorno de 100 anos, determine os hidrogramas da bacia para as situações antes e pós-implantação. Considere a equação IDF para São Carlos (SP).

**Conhecidos:** Tempo de concentração ( $T_c$ ): 12min

Duração da chuva ( $D$ ): 12 min.

Período de Retorno ( $TR$ ): 100 anos

$$\text{Equação IDF: } I = \frac{15,534 \cdot TR^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}}$$

- **Cálculo do Tempo de Pico –  $t_p$**

$$t_p = 0,6 \cdot t_c$$

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \rightarrow t_c = 7,2 \text{ min}$$

- **Tempo de Base ( $t_b$ )**

$$t_b = 2,67 \cdot t_p$$

$$tb = 2,67 \cdot 7,2 \text{min} = 19,2 \text{min}$$

- **Discretização do Tempo**

$$\left. \begin{array}{l} \Delta t < \frac{T_c}{3} = \frac{12 \text{min}}{3} = 4 \text{min} \\ \Delta t < \frac{D}{5} = \frac{12}{5} = 2,4 \text{min} \end{array} \right\} \text{ adotado } \Delta t = 2 \text{min}$$

- **Determinação dos coeficientes C**

Antes da urbanização:

$$C = 0,20 \text{ (partes rurais, áreas verdes)}$$

Depois da Urbanização:

A Tabela 16 apresenta os valores dos coeficientes de run-off (C) empregados para o cálculo do coeficiente equivalente.

Tabela 16: Coeficientes Run-off (C) em função do uso e ocupação do solo

Local	% Área Total	C
Área Verde	12%	0,20
Vias Pavimentadas	47%	0,95
Lotes	41%	15% permeável – C=0,20 85% impermeável – C=0,95

$$C_{eq} = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{\sum A_i}$$

$$C_{eq} = \frac{A \cdot [12\% \cdot 0,20 + 47\% \cdot 0,95 + 41\% \cdot (15\% \cdot 0,20 + 85\% \cdot 0,95)]}{A} = 0,81$$

- **Preparação da Equação IDF**

$$I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t + 5)^{0,727}} = \frac{15,534 \cdot 100^{0,1092}}{(12 + 5)^{0,727}} = 3,27 \text{mm/min}$$

- **Cálculo da Precipitação Total e da Precipitação Total efetiva**

Sabendo que a duração total da chuva -D=12 minutos (igual-se ao tempo de concentração)

$$P = I \cdot D$$

$$P = 3,27 \text{mm/min} \cdot 12 \text{min} = 39,24 \text{mm}$$

$$P_e = P \cdot C = (I \cdot D) \cdot C$$

$$\text{Antes da urbanização: } P_e = 3,27 \text{mm/min} \cdot 12 \text{min} \cdot 0,20 = 7,84 \text{mm}$$

$$\text{Após urbanização: } P_e = 3,27 \text{mm/min} \cdot 12 \text{min} \cdot 0,81 = 31,78 \text{mm}$$

- **Cálculo das Vazões máximas pelo método Racional**

$$Q_{TR} = 16,67 \cdot C \cdot i_{TR} \cdot A$$

Antes da Urbanização:

$$Q_{100} = 16,67 \cdot 0,20 \cdot 3,27 \cdot 1,2 \cong 13,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Após Urbanização:

$$Q_{100} = 16,67 \cdot 0,81 \cdot 3,27 \cdot 1,2 \cong 53,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

ATENÇÃO: As vazões máximas previstas já contemplam o coeficiente de Run-off e a intensidade de chuva, ou seja, a precipitação efetiva.

- **Cálculo dos Hidrogramas gerados**

**1-CONSIDERANDO QUE A INTENSIDADE DA CHUVA É CONSTANTE E IGUAL A  $I=3,27$  mm/min**

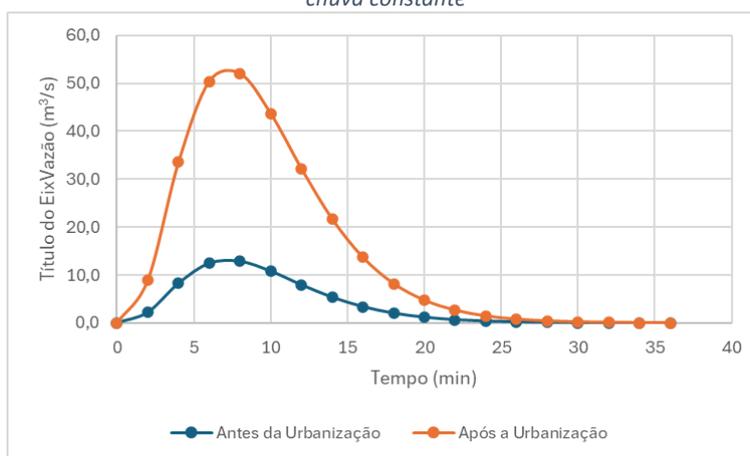
A Tabela 17 contém os resultados dos cálculos realizados para a determinação dos hidrogramas gerados para antes e após a urbanização.

Tabela 17: Cálculo do hidrograma gerado para as condições antes da urbanização e após a urbanização considerando a intensidade de chuva constante

Tempo - t (min)	t/tp (adim)	Q/Q <sub>TR</sub> (Equação 12)	Antes da Urbanização	Após a Urbanização
			Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0,000	0,00	0,0	0,0
2	0,278	0,17	2,2	8,9
4	0,556	0,63	8,3	33,5
6	0,833	0,95	12,5	50,4
8	1,111	0,98	12,9	52,0
10	1,389	0,82	10,8	43,7
12	1,667	0,61	8,0	32,2
14	1,944	0,41	5,4	21,7
16	2,222	0,26	3,4	13,7
18	2,500	0,15	2,0	8,2
20	2,778	0,09	1,2	4,7
22	3,056	0,05	0,7	2,6
24	3,333	0,00	0,4	1,4
26	3,611	0,00	0,2	0,8
28	3,889	0,01	0,1	0,4
30	4,167	0,00	0,1	0,2
32	4,444	0,00	0,0	0,1
34	4,722	0,00	0,0	0,1
36	5,000	0,00	0,0	0,0

A Figura 14 ilustra os hidrogramas gerados para antes e após a urbanização, considerando a intensidade de chuva constante.

Figura 14: Hidrogramas gerados para antes e após a urbanização, considerando a intensidade de chuva constante



**2-CONSIDERANDO QUE A CHUVA É FORMADA DE VÁRIAS CHUVAS COM INTENSIDADES DIFERENTES E MESMA DURAÇÃO ( $\Delta t$ )**

- **Discretização da chuva de duração D**

A Tabela 18 apresenta a discretização da chuva de duração (D) de 12 minutos pelo Método dos Blocos Alternados.

Tabela 18: Construção do Hietograma de precipitação pelo Método dos Blocos Alternados

Tempo (min) <sup>1</sup>	Intensidade de chuva <sup>2</sup> (mm/min)	Precipitação Acumulada no Tempo-Pac <sup>3</sup> (mm)	Precipitação no intervalo de tempo - $\Delta P^4$ (mm)	Ordem <sup>5</sup>	Rearranjo da precipitação proposto pelo Método dos Blocos Alternados	Precipitação rearranjada- $\Delta P^6$ (mm)
2,0	6,2	12,5	12,5	1º	6º	3,4
4,00	5,2	20,8	8,3	2º	4º	4,9
6,00	4,5	27,0	6,2	3º	3º	6,2
8,00	4,0	31,9	4,9	4º	1º	12,5
10,00	3,6	35,9	4,0	5º	2º	8,3
12,00	3,3	39,3	3,4	6º	5º	4,0
$\Sigma$			39,3			

- Nota:**
- 1- Com a discretização do tempo em intervalos de  $\Delta t$ , executam-se os cálculos até que se atinja a duração (D) da precipitação.
  - 2- Calcula-se a Média da máxima intensidade para um determinado tempo.
  - 3- Multiplica-se a Média da máxima intensidade pelo tempo de chuva, obtendo-se a precipitação total acumulada no período de tempo
  - 4- Calcula-se a precipitação ocorrida somente ao longo de  $\Delta t$ . Por exemplo: No tempo 8,0 minutos, tem-se a precipitação acumulada de 31,8mm, porém o que choveu entre os 6,0 e 8,0 minutos foi a precipitação total acumulada para 8,0 minutos menos a precipitação acumulada total até 6,0 minutos, ou seja, 4,9mm. Assim, tem-se: 31,9mm-27,0mm=4,9mm que corresponde a precipitação no intervalo de tempo  $\Delta t$  entre 6,0 e 8,0 minutos.
  - 5- Estabelece-se a ordem, do maior para o menor, dos valores obtidos para as precipitações nos intervalos de tempo
  - 6- Rearranja-se os valores de  $\Delta P$  seguindo a ordem proposta pelo Método dos Blocos Alternados.

- **Determinação das precipitações efetivas discretizadas – Antes da Urbanização**

$C=0,20$  antes da urbanização

Considerando o valor de  $C$  antes da urbanização, calculou-se a intensidade efetiva rearranjada e as vazões máximas para cada uma delas segundo o método Racional. A Tabela 19 contém a sequência e os resultados obtidos.

Tabela 19: Determinação da vazão máxima, segundo o Método Racional, para cada intensidade efetiva discretizada

Tempo (min) <sup>1</sup>	Precipitação rearranjada- $\Delta P^6$ (mm)	Precipitação efetiva rearranjada - $\Delta P_e = C \cdot \Delta P$	Intensidade efetiva $i_e = \frac{\Delta P_e}{\Delta t}$	Vazão $Q = 16,67 \cdot C \cdot i \cdot A$ $= 16,67 \cdot i_e \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
2,0	3,4	0,68	0,34	6,80
4,00	4,9	0,98	0,49	9,80
6,00	6,2	1,24	0,62	12,40
8,00	12,5	2,50	1,25	25,01
10,00	8,3	1,66	0,83	16,60
12,00	4,0	0,80	0,40	8,00

Ao adotar-se  $\Delta t = 2,0$  min., discretizou-se a chuva, com duração de 12 minutos, em 6 chuvas de mesma duração e diferentes intensidades. Para cada vazão obtida a partir da discretização da chuva, aplicou-se a Equação (12) para a determinação do hidrograma curvilíneo, cujos resultados estão apresentados na Tabela 20

Tabela 20: Cálculo dos hidrogramas curvilíneos gerados a partir da determinação da máxima vazão obtida pelo Método Racional

Tempo - t (min)	t/tp (adim)	Q/Q <sub>TR</sub> (Equação 12)	Chuva 1	Chuva 2	Chuva 3	Chuva 4	Chuva 5	Chuva 6
			Q= 6,80 (m <sup>3</sup> /s)	Q= 9,80 (m <sup>3</sup> /s)	Q= 12,40 (m <sup>3</sup> /s)	Q= 25,01 (m <sup>3</sup> /s)	Q= 16,60 (m <sup>3</sup> /s)	Q= 8,00 (m <sup>3</sup> /s)
0	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,278	0,17	1,14	1,64	2,08	4,19	2,78	1,34
4	0,556	0,63	4,30	6,20	7,84	15,81	10,50	5,06
6	0,833	0,95	6,47	9,32	11,80	23,78	15,79	7,61
8	1,111	0,98	6,68	9,62	12,18	24,55	16,30	7,86
10	1,389	0,82	5,61	8,08	10,22	20,61	13,69	6,60
12	1,667	0,61	4,13	5,96	7,54	15,19	10,09	4,86
14	1,944	0,41	2,78	4,01	5,07	10,23	6,79	3,27
16	2,222	0,26	1,75	2,53	3,20	6,45	4,28	2,06
18	2,500	0,15	1,05	1,52	1,92	3,87	2,57	1,24
20	2,778	0,09	0,61	0,87	1,11	2,23	1,48	0,71
22	3,056	0,05	0,34	0,49	0,62	1,24	0,83	0,40
24	3,333	0,0	0,18	0,26	0,34	0,68	0,45	0,22
26	3,611	0,0	0,10	0,14	0,18	0,36	0,24	0,11
28	3,889	0,01	0,05	0,07	0,09	0,19	0,12	0,06
30	4,167	0,00	0,03	0,04	0,05	0,10	0,06	0,03
32	4,444	0,00	0,01	0,02	0,02	0,05	0,03	0,02
34	4,722	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,01
36	5,000	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,00

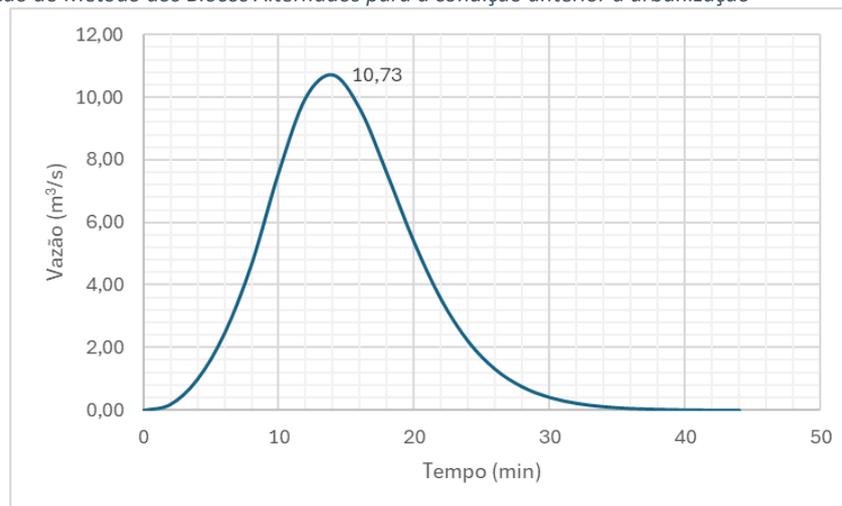
Cada um dos hidrogramas parciais calculados e apresentados na Tabela 20 representa uma chuva com duração  $\Delta t = 2$  min. Dessa maneira, defasou-se cada uma das precipitações em  $\Delta t$  e calculou-se a convolução, obtendo-se o hidrograma final observado antes da urbanização, estando os resultados apresentados na Tabela 21.

Tabela 21: Convolução dos hidrogramas parciais resultantes da discretização da precipitação.

Tempo - t (min)	Chuva 1	Chuva 2	Chuva 3	Chuva 4	Chuva 5	Chuva 6	Convolução $Q = \frac{\Delta t}{D} \cdot \sum q_i$ (m <sup>3</sup> /s)
	(m <sup>3</sup> /s)						
2,00	0,00						0,00
4,00	1,14	0,00					0,19
6,00	4,30	1,64	0,00				0,99
8,00	6,47	6,20	2,08	0,00			2,46
10,00	6,68	9,32	7,84	4,19	0,00		4,67
12,00	5,61	9,62	11,80	15,81	2,78	0,00	7,60
14,00	4,13	8,08	12,18	23,78	10,50	1,34	10,00
16,00	2,78	5,96	10,22	24,55	15,79	5,06	10,73
18,00	1,75	4,01	7,54	20,61	16,30	7,61	9,64
20,00	1,05	2,53	5,07	15,19	13,69	7,86	7,57
22,00	0,61	1,52	3,20	10,23	10,09	6,60	5,37
24,00	0,34	0,87	1,92	6,45	6,79	4,86	3,54
26,00	0,18	0,49	1,11	3,87	4,28	3,27	2,20
28,00	0,10	0,26	0,62	2,23	2,57	2,06	1,31
30,00	0,05	0,14	0,34	1,24	1,48	1,24	0,75
32,00	0,03	0,07	0,18	0,68	0,83	0,71	0,42
34,00	0,01	0,04	0,09	0,36	0,45	0,40	0,22
36,00	0,01	0,02	0,05	0,19	0,24	0,22	0,12
38,00	0,00	0,01	0,02	0,10	0,12	0,11	0,06
40,00		0,00	0,01	0,05	0,06	0,06	0,03
42,00			0,01	0,02	0,03	0,03	0,02
44,00				0,01	0,02	0,02	0,01
46,00					0,01	0,01	0,00
48,00						0,00	0,19

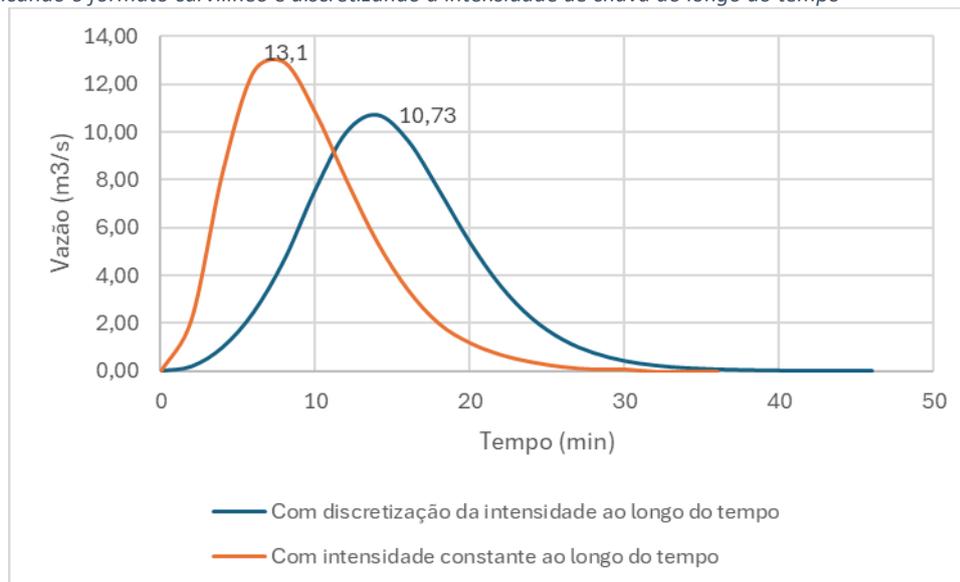
A Figura 15 apresenta o hidrograma gerado a partir do Método Racional e da discretização da precipitação com a aplicação do Método dos Blocos Alternados para a condição anterior a urbanização.

Figura 15: Hidrograma gerado a partir do Método Racional e da discretização da precipitação com a aplicação do Método dos Blocos Alternados para a condição anterior a urbanização



A Figura 16 apresenta os hidrogramas obtidos considerando-se a hidrograma curvilíneo e intensidade de precipitação constante ao longo da duração da chuva e, o hidrograma curvilíneo com a discretização da intensidade ao longo da duração da chuva.

Figura 16: Hidrogramas gerados pelo Método Racional aplicando o formato curvilíneo e intensidade única e aplicando o formato curvilíneo e discretizando a intensidade de chuva ao longo do tempo



Ao comparar os dois hidrogramas é visível a diferença! Vamos avaliar o motivo.

O primeiro hidrograma resultou valor de pico de 13,1 m<sup>3</sup>/s, semelhante ao valor obtido aplicando a Equação (20) referente ao Método Racional, isso porque, em ambos os casos, foi considerado que a intensidade de precipitação é constante ao longo do tempo.

Já o segundo hidrograma, resultou em vazão máxima de 10,7 m<sup>3</sup>/s, valor este 20% menor que da aplicação direta do método Racional. Essa diferença está relacionada com o teorema do limite de valor central<sup>3</sup>.

Enquanto o primeiro método considerou constante a intensidade da precipitação ao longo de sua duração, o segundo método considerou  $\frac{D}{\Delta t}$  intensidades, constantes para cada período de  $\Delta t$ . Ao refinar o intervalo de discretização ocorre a tendência da diminuição do valor de pico e da diminuição do desvio padrão.

Daí se tem a informação que o método racional deve ser usado para pequenas bacias (as quais tendem a possuir menores tempos de concentração e menores tempo de pico) pois, do contrário, a vazão tende a ser superestimada.

<sup>3</sup> O teorema central do limite afirma que a média de uma amostra de  $n$  elementos de uma população tende a uma distribuição normal. Pode-se pensar de forma empírica que ao nos distanciarmos da média, a probabilidade de ocorrência diminui, ou seja, é mais provável ocorrer um evento que se encontra próximo da média do que um evento de um dos extremos. Além disso, uma distribuição pode ganhar a forma de curva normal se possuir diferentes combinações para cada resultado possível do espaço amostral. Isso é válido (em se tratando de amostras discretas), para amostras suficientemente grandes da população. O suficientemente grande, varia de acordo com a população, para populações com distribuição quase simétrica, a amostra pode ser menor do que para populações cuja distribuição seja assimétrica. A curva normal obtida pode então ser convertida em uma curva binomial ou em uma curva de Poisson, e posteriormente pode-se ainda realizar uma correção de continuidade. A precisão da correção de continuidade também pode ser medida.

### 3 CARACTERÍSTICAS DOS DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS DE SAÍDA

Os dispositivos hidráulicos empregados como dispositivos de saída dos reservatórios de retenção ou retenção são os orifícios e vertedores.

#### 3.1 ORIFÍCIOS

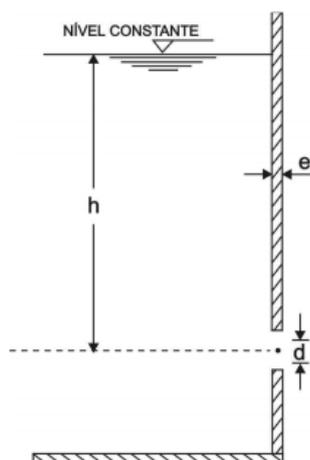
Orifícios são aberturas de perímetro fechado (geralmente de forma geométrica conhecida) localizadas nas paredes ou no fundo de reservatórios, tanques, canais ou canalizações, sendo posicionadas abaixo da superfície livre do líquido.

##### 3.1.1 Classificação

Os orifícios podem ser classificados:

- I) **Quanto à forma geométrica:** podem ser retangulares, circulares, triangulares etc.
- II) **Quanto às dimensões relativas dos orifícios:**

Figura 17: Esquema de orifício instalado em parede vertical de reservatório



a) Pequeno: quando suas dimensões forem muito menores que a profundidade ( $h$ ) em que se encontram. Na prática,  $d \leq h/3$ .

b) Grande:  $d > h/3$  em que;

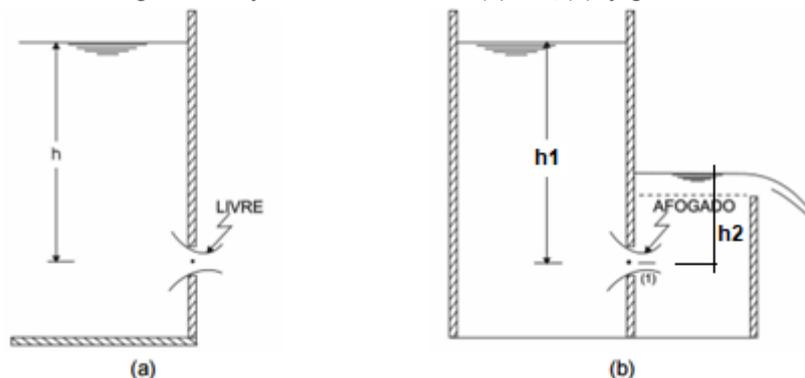
$d$  = altura do orifício; e  $h$  = altura relativa ao centro de gravidade do orifício.

III) **Quanto à natureza das paredes:** Os orifícios podem ser considerados de:

- a) Parede delgada ( $e < 0,5 \cdot d$ ): a veia líquida toca apenas a face interna da parede do reservatório, ou seja, o líquido toca o perímetro da abertura segundo uma linha.
- b) Parede espessa ( $0,5 \cdot d < e < 1,5 \cdot d$ ): a veia líquida toca quase toda a parede do reservatório.

IV) **Quanto ao escoamento:** O escoamento em um orifício pode ser classificado como livre ou afogado conforme apresentado na Figura 18.

Figura 18: Orifícios com escoamento (a) livre; (b) afogado



A relação entre a área transversal do jato, na seção contraída, e a área do orifício é denominada *coeficiente de contração* ( $C_c$ ); já a relação entre a velocidade real e a velocidade teórica, denomina-se *coeficiente de velocidade* ( $C_v$ ).

Ao produto  $C_c \cdot C_v$  dá-se o nome de *coeficiente de vazão* ou de *descarga* ( $C_d$ ), o qual possui valor médio prático igual 0,61 (Porto, 1998).

### 3.1.2 Vazão Descarregada

Para orifícios com escoamento livre de pequenas dimensões em paredes delgadas, a vazão que passa pelo orifício pode ser estimada pela Equação (22), chamada de *lei dos orifícios*.

$$Q = C_d \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (22)$$

na qual  $C_d$  é o coeficiente global que considera a velocidade e a contração da veia líquida, com valor comumente igual a 0,61 (adimensional);  $A_o$  é a área transversal do orifício ( $m^2$ );  $g$  é a aceleração devido a gravidade ( $m/s^2$ );  $h$  é altura d'água compreendida entre o centro do orifício e a superfície livre (m);  $Q$  a vazão do orifício ( $m^3/s$ ).

Para orifícios dito afogados ou submersos a vazão é dada por uma equação semelhante à equação básica, conforme Equação (23), na qual a vazão passa ser proporcional a raiz quadrada da diferença dos níveis d'água a montante a jusante do orifício.

$$Q = C_d \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)} \quad (23)$$

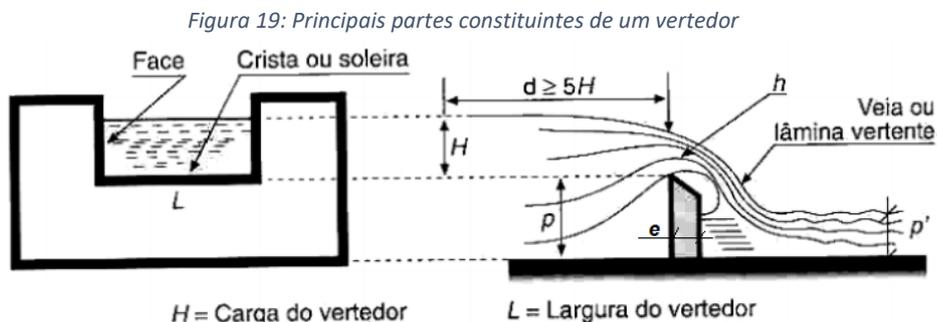
Segundo Porto (1998), os coeficientes de descarga são praticamente os mesmos dos orifícios com descarga livre.

## 3.2 VERTEDORES

Os vertedores ou descarregadores representam os dispositivos utilizados para medir ou controlar a vazão em escoamento por um reservatório ou canal.

### 3.2.1 Nomenclatura e Classificação

Conforme a Figura 19, as principais partes constituintes de um vertedor são:



- Crista ou soleira* é a parte superior da parede em que há contato com a lâmina vertente.
- Carga sobre a soleira  $H$*  é a diferença de cota entre o nível d'água a montante, em uma região fora da curvatura da lâmina em que a distribuição de pressão é hidrostática, e o nível da soleira.
- Altura do vertedor  $P$*  é a diferença de cotas entre a soleira e o fundo do canal de chegada.
- Largura ou luz da soleira  $L$*  é a dimensão da soleira através da qual há o escoamento.

Os vertedores podem ser classificados de diversas maneiras:

- Quanto à forma geométrica da abertura: *retangulares, triangulares, trapezoidais, circulares, parabólicos*.
- Quanto à altura relativa da soleira: *descarga livre* se  $P > P'$  (são os mais usuais) e *descarga submersa* se  $P < P'$ .
- Quanto a natureza da parede: *parede delgada* se a espessura da parede for inferior a dois terços da carga ( $e < 2/3 \cdot H$ ), e de *parede espessa* caso contrário ( $e > 2/3 \cdot H$ ).
- Quanto à largura relativa da soleira: *sem contrações laterais* se a largura da soleira for igual à largura do canal de chegada, e *com contrações laterais* se a largura da soleira for inferior à largura do canal de chegada.
- Quanto à geometria da crista: de *crista retilínea, circular e poligonal* ou em *labirinto*.

### 3.2.2 Vertedor Retangular de Parede Delgada em Condição de Descarga Livre

Existem inúmeras expressões empíricas para relacionar a carga de um vertedor retangular com a vazão. Para vertedores sem contração lateral, a expressão mais simples é a expressão de Francis, que considera um coeficiente de descarga constante  $C_d=0,622$  o que resulta na Equação (24).

$$Q = 1,838 \cdot L \cdot H^{1,5} \quad (24)$$

na qual  $Q$  é a vazão do vertedor retangular sem restrições laterais ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $L$  o comprimento da soleira do vertedor (m);  $H$  a carga hidráulica acima da soleira do vertedor (m).

Para o caso de haver duas contrações laterais, a fórmula prática e aproximada de Francis é dada pela Equação (25).

$$Q = 1,838 \cdot (L - 0,20 \cdot H) \cdot H^{1,5} \quad (25)$$

A Figura 20 ilustra um vertedor retangular instalado em um monge.

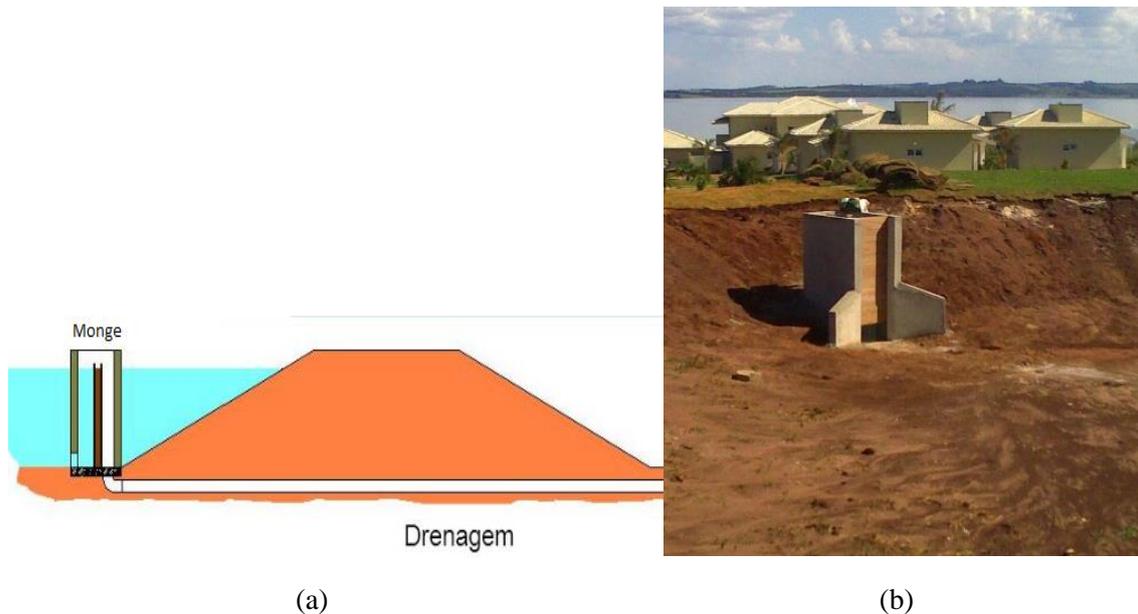
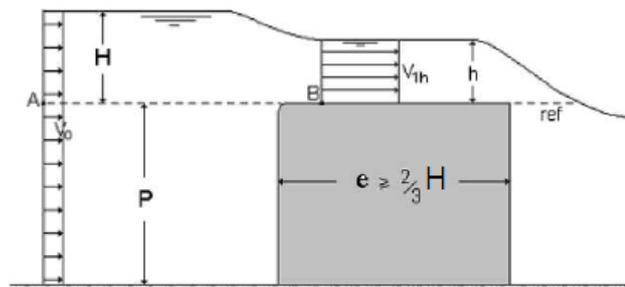


Figura 20: Vertedor retangular instalado em um monge

### 3.2.3 Vertedor Retangular de soleira Espessa horizontal

O vertedor retangular de parede espessa é uma elevação no fundo do canal de uma altura  $P$ , largura  $b$  e um certo comprimento  $e$ , suficiente para produzir elevação do nível d'água a sua montante. O comportamento da veia líquida é o que aparece na Figura 21, na qual se observa uma depressão da veia nas proximidades do bordo de montante e, em continuação, um escoamento praticamente paralelo à crista.

Figura 21: Vertedor de soleira espessa horizontal



Segundo Porto (1998) a vazão real escoada é “um pouco menor” que o valor teórico obtido pela Equação (26).

$$Q = C_D \cdot 1,704 \cdot b \cdot H^{1,5} \quad (26)$$

na qual  $Q$  é a vazão do vertedor retangular de parede espessa horizontal ( $m^3/s$ );  $b$  é a largura da soleira do vertedor (m);  $H$  a carga hidráulica acima da soleira do vertedor (m), e  $C_D$  é o coeficiente de descarga (adimensional).

O coeficiente de descarga  $C_D$  varia em função da carga hidráulica ( $H$ ) e do comprimento ( $e$ ) da soleira, podendo ser consultado na Tabela 22.

Tabela 22: Valores do coeficiente de Vazão  $C_D$  para vertedores retangulares de parede espessa

Carga H (m)	Comprimento $e$ da soleira (m)										
	0,15	0,23	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,20	1,50	3,00	4,50
0,06	0,906	0,890	0,871	0,848	0,822	0,803	0,790	0,771	0,758	0,806	0,868
0,12	0,945	0,906	0,881	0,855	0,845	0,842	0,835	0,822	0,809	0,829	0,874
0,18	0,997	0,936	0,890	0,845	0,842	0,842	0,868	0,871	0,874	0,874	0,874
0,24	1,068	0,984	0,923	0,868	0,842	0,842	0,864	0,868	0,868	0,871	0,855
0,30	1,075	1,016	0,965	0,890	0,861	0,855	0,858	0,864	0,868	0,868	0,851
0,36	1,075	1,036	0,997	0,926	0,874	0,858	0,858	0,864	0,861	0,871	0,855
0,42	1,075	1,055	1,036	0,945	0,897	0,868	0,855	0,858	0,858	0,864	0,855
0,48	1,075	1,065	1,062	0,994	0,936	0,890	0,868	0,861	0,858	0,858	0,851
0,54	1,075	1,075	1,072	0,994	0,932	0,887	0,868	0,861	0,858	0,858	0,851
0,60	1,075	1,072	1,068	0,981	0,923	0,894	0,881	0,868	0,858	0,858	0,851

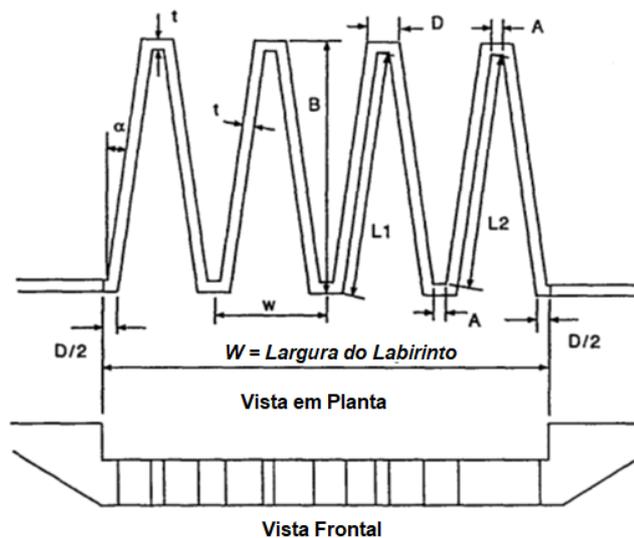
Fonte: Porto (1998, p.397)

### 3.2.4 Vertedor Labirinto

O vertedor labirinto caracteriza-se por uma estrutura poligonal, com uma geometria em planta, em forma de V ou U, dispostos repetidamente lado a lado (ciclos), que por consequência apresenta um maior desenvolvimento da crista do que um vertedor frontal, ocupando a mesma largura.

A Figura 22 apresenta as dimensões características de um vertedor tipo labirinto.

Figura 22: Dimensões características de um vertedor Labirinto



São possíveis variações em planta da forma destes vertedores, porém, o mais favorável é o trapezoidal simétrico pela sua facilidade de construção. A sua forma é definida pela relação  $lc/w$  ( $lc$ =comprimento total da crista vertedora de cada módulo e  $w$ =largura do módulo), pelo ângulo  $\alpha$  entre as paredes e a direção principal do fluxo e pelo número de módulos  $n$  que formam o vertedor.

Hay e Taylor (1970) foram os primeiros pesquisadores a estudar sistematicamente soleiras vertedoras do tipo labirinto, e apresentaram resultados de um estudo experimental que forneceram dados importantes para o projeto dessas estruturas. Os autores relacionam o desempenho de um vertedor em labirinto às relações:

- relação QL/QN: para uma determinada carga sobre a crista, relaciona a vazão de um vertedor em labirinto, QL, com a vazão de um vertedor comum retilíneo de mesmo perfil e mesma largura, QN.
- Relação h/p: O valor de QL/QN se torna mais elevado quanto menor for o valor de h/p.
- Relação lc/w - o valor de QL/QN se torna mais elevado quanto maior for o valor de lc/w.
- Parâmetro w/p - este parâmetro não deve atingir valores muito pequenos. Quando estes tendem a valores próximos de zero, o vertedor passa a ser constituído por pequenos módulos triangulares que são “ignorados” pelo fluxo, fazendo com que, em seu desempenho, se aproxime de um vertedor retilíneo comum. Recomenda a prática que estes valores devem estar entre 3 e 4.
- Recomenda-se que a fim de se evitar instabilidades do escoamento, através de descolamentos sucessivos da lâmina líquida, que podem provocar vibrações na estrutura, é conveniente colocar-se sobre a soleira vertedora pilares de arejamento (nos encontros de paredes).

Tullis, Amanian e Waldron (1995) e Crookston (2010) preconizam o uso da equação vertedor retangular de parede fina e sem contrações, conforme Equação (26).

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_D \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_t^{1,5} \quad (26)$$

Sendo  $C_D$  o coeficiente de descarga (adimensional);  $g$  a aceleração devido a gravidade ( $9,81 \text{ m/s}^2$ );  $L$  o comprimento efetivo do vertedor (m);  $H_t$  a altura da lâmina sobre a crista, incluindo a carga cinética (m).

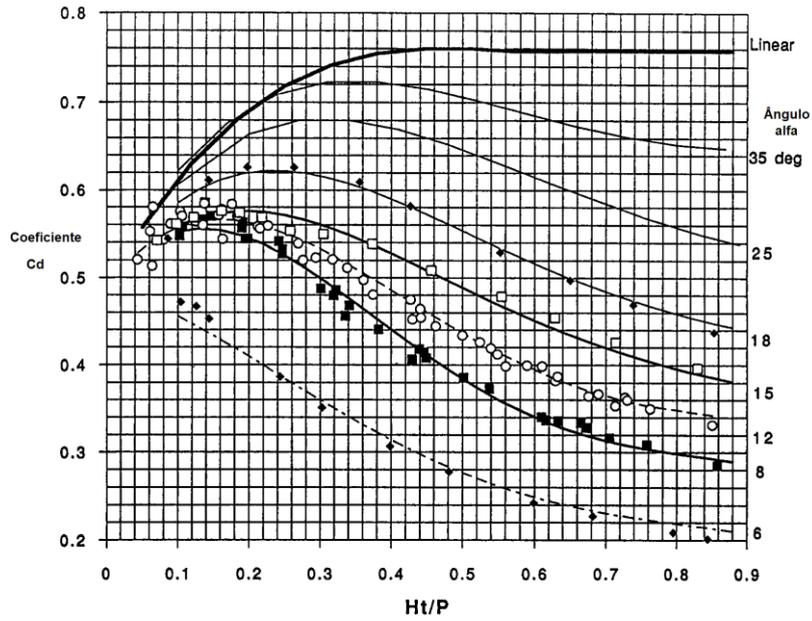
Segundo Porto (1998), Francis, em 1905, propôs que o coeficiente de descarga para esse tipo de vertedor fosse estimado pela Equação (27), desde que estivesse sujeito as condições:  $0,25\text{m} < h < 0,80\text{m}$ ,  $P > 0,30\text{m}$  e  $h < P$ .

$$C_D = 0,615 \cdot \left[ 1 + 0,26 \cdot \left( \frac{h}{h+P} \right)^2 \right] \quad (27)$$

Sendo  $h$  a carga hidráulica sobre a soleira (m) e  $P$  a altura do vertedor (m).

Para vertedor labirinto com ciclo trapezoidal, o coeficiente de descarga ( $C_D$ ) é determinado em função do ângulo  $\alpha$  e da relação  $\frac{h}{P}$ , podendo ser obtido do gráfico apresentado na Figura 23.

Figura 23: Ábaco para determinação do coeficiente de descarga (Cd) para ciclo trapezoidal de um vertedor labirinto



Fonte: traduzido de Tullis, Amanian e Waldron (1995) Tullis, Amanian e Waldron (1995)

Para o ciclo retangular, Azimi e Hakim (2018) propuseram que o coeficiente de descarga seja estimado pela Equação (28).

$$C_D = \frac{1}{3} \cdot \left[ \left( \frac{h}{P} \right) \cdot \left( \frac{A}{B} \right)^{-\frac{1}{5}} \right]^{\frac{2}{3}} \tag{28}$$

Sendo  $C_D$  o coeficiente de descarga para vertedor labirinto retangular (adimensional); A a largura interna do vértice (m); B o comprimento do vertedor paralelo ao fluxo (m).

A Figura 24 ilustra um vertedor labirinto na saída de uma bacia de retenção.

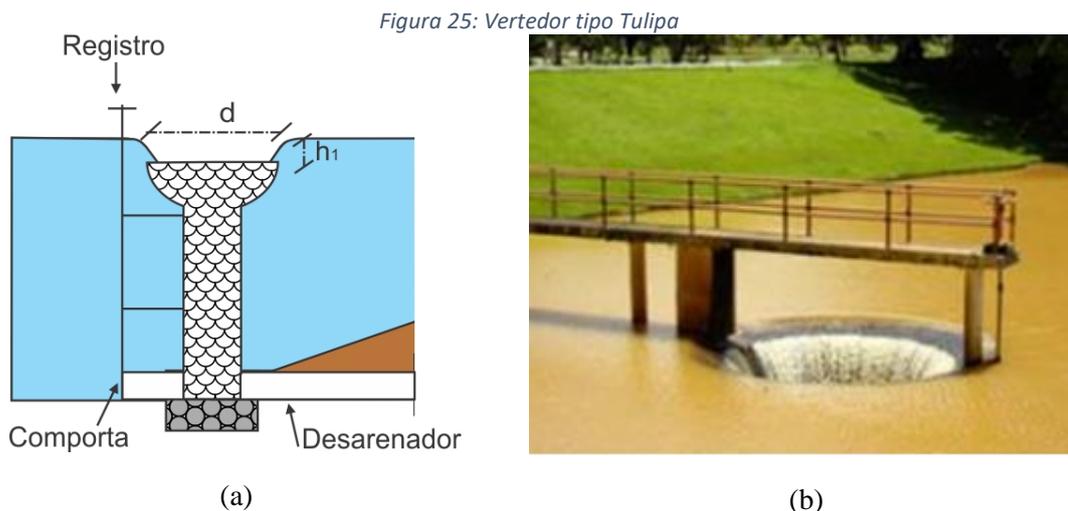
Figura 24: Vertedor tipo labirinto



### 3.2.5 Vertedor tipo Tulipa

O vertedor tipo tulipa é comumente empregado em pequenas e médias barragens, não sendo usual seu emprego em reservatórios de detenção e retenção, principalmente devido a estes apresentarem pequena profundidade.

Normalmente, este dispositivo encontra-se conectado a tubulação do desarenador. Utilizado como obra de arte, exige no seu dimensionamento maior responsabilidade técnica. A Figura 25 ilustra o vertedor tipo Tulipa.



De acordo com vários autores, uma aproximação para o cálculo da vazão por um vertedor tulipa pode ser feito pela aplicação da Equação (29).

$$Q = 1,55 \cdot P \cdot h^{1,42} \quad (29)$$

onde  $Q$  é a vazão do vertedor tulipa ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $P$  é o perímetro da circunferência maior (m);  $h$  é a carga hidráulica sobre a soleira da tulipa (m).

Segundo US CORPS ENGINEERS (1987) o início do afogamento do escoamento no vertedor ocorre quando a razão da carga pelo raio do vertedor ( $h/r$ ) é maior que 0,45, o que deve ser evitado.

## 4 RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO DE CHEIAS

Os avanços no controle de inundações apontam para a utilização de medidas compensatórias em drenagem urbana como uma necessidade para o desenvolvimento sustentável das cidades, de maneira a mitigar e reduzir os impactos do processo de urbanização sobre o ciclo hidrológico.

Dentre as medidas compensatórias, estão os reservatórios de amortecimento de cheias, cuja finalidade básica é armazenar, temporariamente a água do deflúvio, de maneira a reduzir os impactos a jusante dessas instalações.

Apesar desses reservatórios de amortecimento de cheias serem mencionados como avanços, deve-se lembrar que sua instalação é decorrência de o planejamento urbano ter falhado no escoamento das águas de deflúvio causando as cheias. Assim, o emprego desses reservatórios não pode ser visto como algo “inovador”, mas sim como resposta da engenharia à um problema muitas vezes criado por ela.

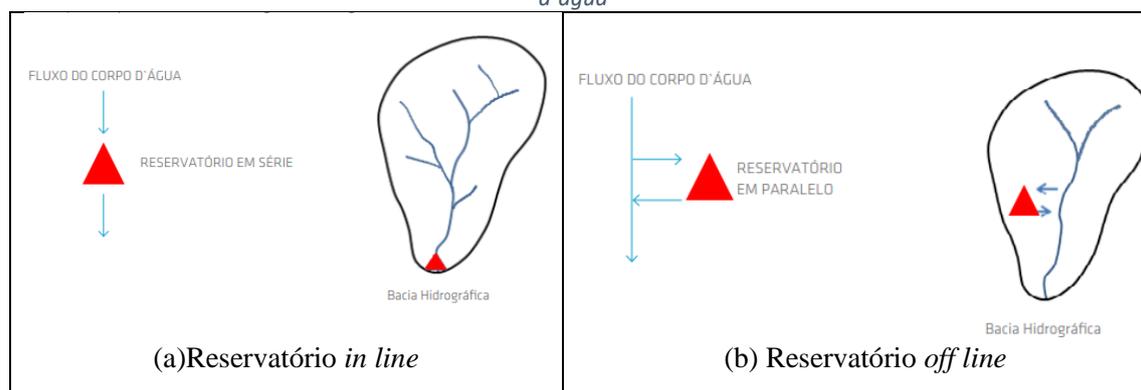
### 4.1 Características Gerais e Classificação

Segundo Miguez, Veról e Rezene (2016) os reservatórios que armazenam água durante a passagem de pico da cheia e esvaziam em um momento posterior configuram medidas de armazenamento, simulando o armazenamento que ocorria naturalmente na bacia, antes da urbanização, pela interceptação vegetal e pelo armazenamento no solo após a infiltração.

Esses reservatórios de amortecimento podem ser classificados quanto a sua *localização* em relação ao curso d'água e, quanto a sua *finalidade*.

Quanto a localização em relação ao curso d'água, os reservatórios de amortecimento podem ser classificados como *in line*, que são aqueles implantados sobre ou ao longo do curso d'água; e *off line*, que são aqueles implantados fora do curso d'água, porém próximo ao talvegue da bacia, conforme mostrado pela Figura 26.

Figura 26: Classificação dos reservatórios de amortecimento de cheias quanto a sua localização em relação ao curso d'água



Fonte: ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland Programa Soluções para Cidades (s.d.)

Quanto a finalidade, os reservatórios de amortecimento de cheias podem ser classificados em *reservatórios de detenção*, cuja finalidade é unicamente amortecer as ondas de cheias sendo sempre um reservatório *off line*, e *reservatório de retenção*, cuja finalidade, além de amortecer as

ondas de cheias é compor uma finalidade cênica com a manutenção de um espelho d'água, podendo-se afirmar que, quase sempre, trata-se de um reservatório *in line*.

Dentre esses reservatórios de armazenamento de água, destacam-se os reservatórios de detenção e os reservatórios de retenção, apresentados nas seções seguintes.

#### 4.1.1 Reservatórios de Detenção

Os reservatórios de detenção são reservatórios artificiais que tem como objetivo principal manter armazenado um volume de água por um determinado tempo, o qual é condicionado pelo tipo de estrutura de saída do reservatório.

O objetivo principal dos reservatórios de detenção é o amortecimento das vazões de pico geradas pelo escoamento superficial direto, permitindo a saída controlada da vazão.

Em geral, os dispositivos de saída dos reservatórios de detenção são formados por tubulações localizadas junto ao fundo e por vertedor, cuja cota da soleira está situada, normalmente, no nível máximo d'água estabelecido para período de retorno de 25 anos.

Apesar disso, normalmente, o conjunto tubulação e vertedor devem atender, conjuntamente os hidrogramas correspondentes a períodos de retorno (TR) de 100 anos.

Quanto à implantação dos reservatórios de detenção, quando ocorrem em áreas densamente urbanizada, acabam sendo construídos em concreto armado e muitas vezes totalmente enterrados como apresentado na Figura 27, sendo, portanto, considerados impermeabilizados; já quando se tem área disponível, os reservatórios de detenção são abertos, podendo ou não serem impermeabilizados, conforme apresentado na Figura 28 e Figura 29.

Figura 27: Bacia de Amortecimento de Cheias (Detenção), *off line*, do Parque Celso Luft, na Avenida Teixeira Mendes - Porto Alegre (RS)

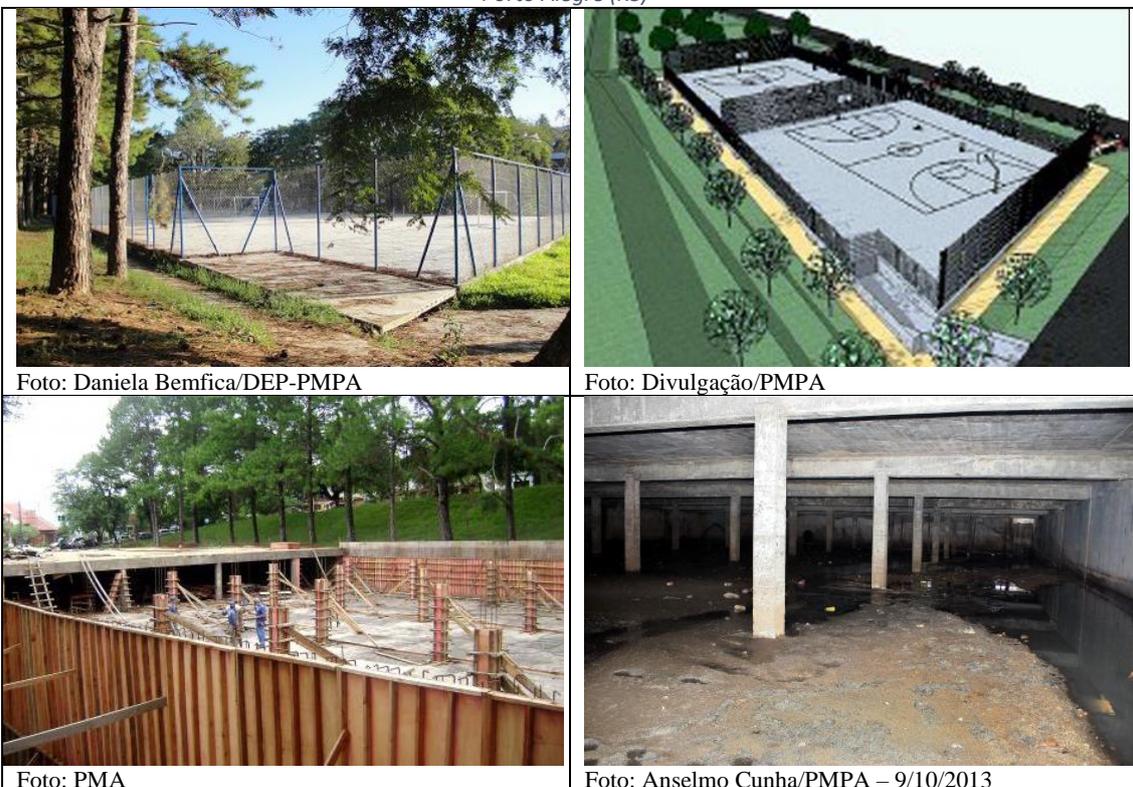


Foto: Daniela Bemfica/DEP-PMPA

Foto: Divulgação/PMPA

Foto: PMA

Foto: Anselmo Cunha/PMPA – 9/10/2013

Fonte: Prefeitura Municipal de Porto Alegre – PMPA

[https://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dep/default.php?p\\_noticia=129929&BACIA+DA+AVENIDA+TEIXEIRA+MENDES+ESTA+EM+OPERACAO](https://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dep/default.php?p_noticia=129929&BACIA+DA+AVENIDA+TEIXEIRA+MENDES+ESTA+EM+OPERACAO)

Figura 28: Bacia de detenção, off line, da Rua Itália - São Carlos (SP)



Figura 29: Bacia de detenção in line na cidade de Guimarães-Portugal



#### 4.1.2 Reservatórios de Retenção

Os reservatórios de retenção são bacias naturais ou artificiais que possuem no seu fundo, um nível permanente de água ao longo do tempo, conforme apresentado na Figura 30.

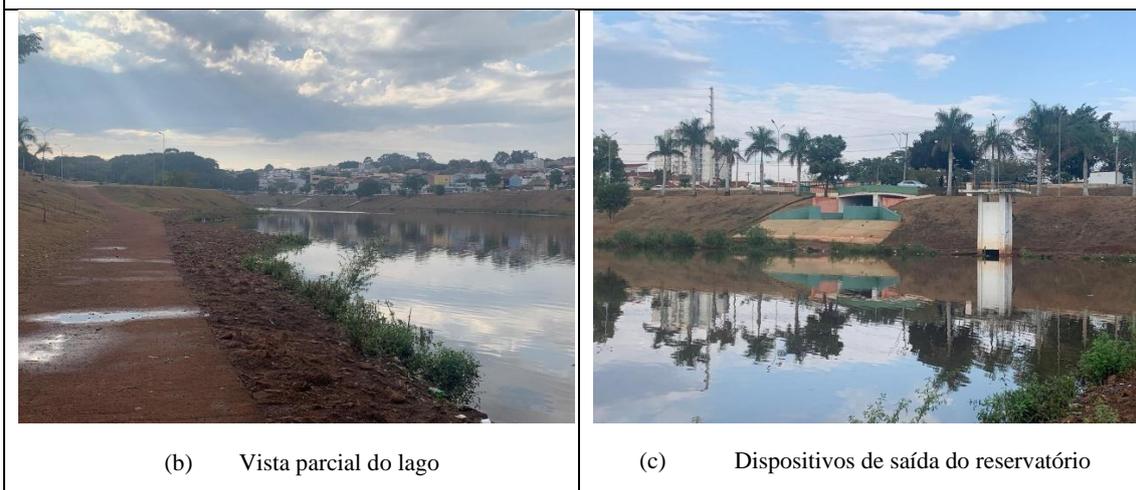
Nesses reservatórios ocorre a sedimentação de material sedimentável, além de alguma atividade biológica (Silva, 2009).

Acima do nível permanente para o controle dos poluentes, a bacia possui volumes que são usados para o controle de erosão de canais, dimensionado para período de retorno de 2 anos, e para controle de alagamentos, com períodos de retorno variáveis, podendo variar de 5 a 100 anos, dependendo da autoridade regulatória da região.

Figura 30: Bacia de retenção in line - Córrego do Pires - Jahu (SP)



(a) Vista área da bacia de retenção in line – Córrego do Pires – Jahu(SP)



(b) Vista parcial do lago

(c) Dispositivos de saída do reservatório

## 4.2 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

O dimensionamento dos reservatórios de amortecimento de cheias requer o cálculo do hidrograma do escoamento da bacia de drenagem, para os períodos de pré e pós-ocupação. Por essa razão, a vazão do escoamento deve ser obtida através de um método capaz de reproduzir o escoamento acumulado, ou seja, o volume escoado (USACE, 1994; FHWA, 1999 e VDOT, 2001).

O método de *Soil Conservation Service* (SCS) é especialmente indicado para o dimensionamento de bacias de retenção, pois permite definir o hidrograma do escoamento.

Existem vários métodos hidrológicos simplificados que permitem estimar o volume da bacia de retenção, entre os quais destacam-se: i) *Método de hidrograma triangular simplificado* (FHWA, 1999; GDOE, 2001); ii) *Método de regressão de Pagan* (VDOT, 2001); iii) *Método da*

*duração crítica do acontecimento de precipitação* (MGONDC, 1988); iv) *Método Racional Modificado* proposto por Debo e Reese, (1995); v) *Método de regressão* proposto por Wycoff & Singh (1976). Tucci (1998) também propõe um método expedito, baseado no método racional modificado, aplicável a pequenas bacias de drenagem urbanas (< 2km<sup>2</sup>).

Após a aplicação dos métodos expeditos, as condições de funcionamento da bacia de retenção são verificadas através da modelação numérica.

Entre os métodos expeditos supracitados, o presente trabalho considera os seguintes:

- i) Método de Hidrograma Triangular Simplificado (HTS).
- ii) Método de Regressão de Wycoff e Singh (RWS).

Esses métodos são recomendados para a fase do estudo prévio dos projetos e devem ser validados com o modelo numérico, cuja aplicação pressupõe que já se conhecem a localização e a forma da bacia, bem como o respectivo dispositivo de descarga.

O modelo numérico aqui apresentado baseia-se no princípio da continuidade do escoamento e corresponde ao método de *Level Pool Routing*, também conhecido por método de Puls.

#### 4.2.1 Métodos Expeditos para o Cálculo da Bacia de Retenção

A utilização dos métodos expeditos é um procedimento aconselhável numa fase preliminar do estudo ou para posterior comparação com os resultados dos modelos numéricos. No entanto, os resultados da aplicação de modelos numéricos devem prevalecer sobre os métodos expeditos descritos, porque estes nem sempre conduzem a resultados aceitáveis, no que concerne ao funcionamento da bacia de retenção.

##### 4.2.1.1 Método do Hidrograma Triangular Simplificado (HTS)

A aplicação do *Método do Hidrograma Triangular Simplificado* exige o conhecimento de dados relativos às condições biofísicas da bacia de drenagem, sendo o hidrograma de saída da bacia estabelecido em função da capacidade de vazão ( $Q_o$ ) e da estrutura de drenagem a jusante. É prática comum considerar-se que o hidrograma de saída da bacia de drenagem é definido com base nas condições reinantes antes das alterações previstas, ou seja., condições de pré-desenvolvimento.

O volume de armazenamento é obtido através da Equação (30):

$$V = \frac{1}{2} \cdot t_b \cdot (Q_i - Q_o) \quad (30)$$

Na qual  $V$  é o volume de armazenamento da bacia de retenção (m<sup>3</sup>),  $t_b$  é a duração da afluência do escoamento na bacia ou tempo de base do hidrograma (s), e  $Q_o$  e  $Q_i$  são, respectivamente, a vazão de ponta correspondente à condição de pré e pós-desenvolvimento (m<sup>3</sup>/s).

Correia (1984b) também se refere à possibilidade de se adotar um tempo de ascensão ( $t_p$ ) igual ao tempo de concentração da bacia ( $t_c$ ), quando a duração da chuva é igual ou superior a este último, conforme Equação (31).

$$t_p = t_c \quad (31)$$

Por fim, saliente-se que DMR (2002) recomenda que, na ausência de informação rigorosa, considere a Equação (32) para estimar o tempo de base ( $t_b$ ).

$$t_b = 2,67 \cdot t_c \quad (32)$$

A Prefeitura Municipal de São Carlos (SP), na Diretrizes para elaboração de projetos de Drenagem Urbana, vem adotando  $t_b = 3 \cdot t_c$  na aplicação do método do Hidrograma Triangular Simplificado.

**EXEMPLO 8:** Considere o loteamento apresentado no Exemplo 7. Determine o volume mínimo necessário para amortecer o escoamento superficial direto gerado após a implantação do empreendimento. Considere Período de retorno de 100 anos.

*Conhecido:* Área: 1,2 km<sup>2</sup>  
 Período de retorno –  $T_R=100$  anos  
 Tempo de concentração da bacia urbanizada –  $T_c = 12$  min.  
 Vazão escoada antes da urbanização para  $TR=100$  anos –  $Q_o= 13,1$  m<sup>3</sup>/s  
 Vazão escoada após a urbanização para  $TR=100$  anos –  $Q_i= 53,0$  m<sup>3</sup>/s

• **Cálculo do volume mínimo necessário para a bacia:**

$$V = \frac{1}{2} \cdot t_b \cdot (Q_i - Q_o)$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot t_c) \cdot (Q_i - Q_o) = \frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot 12) \cdot 60 \frac{s}{min} \cdot (53,0 - 13,1) \cong 38352 m^3$$

#### 4.2.1.2 Método de Regressão de Wycoff e Singh (RWS)

De acordo com Wycoff & Singh (1976), o volume de água, que é necessário armazenar, para reduzir o pico do escoamento, segundo o Método RWS, pode ser obtido pelas Equações (34) e (35).

$$\frac{V}{V_E} = \frac{1,291 \cdot \left(1 - \frac{Q_o}{Q_i}\right)^{0,753}}{\left(\frac{t_b}{t_c}\right)^{0,411}} \quad (34)$$

$$V_E = \frac{1}{2} \cdot t_b \cdot Q_i \quad (35)$$

sendo  $V$  é o volume de armazenamento da bacia de retenção (m<sup>3</sup>),  $V_E$  é o volume total do escoamento (m<sup>3</sup>),  $Q_o$  e  $Q_i$  são, respectivamente, a vazão de ponta correspondente à condição de pré e pós-desenvolvimento (m<sup>3</sup>/s);  $t_b$  e  $t_p$  correspondem ao tempo de base e ao tempo de pico, respectivamente, para a condição de pós-desenvolvimento (s).

**EXEMPLO 9:** Considere o loteamento apresentado no Exemplo 7. Determine o volume mínimo necessário para amortecer o escoamento superficial direto gerado após a implantação do empreendimento. Considere Período de retorno de 100 anos.

*Conhecido:* Área: 1,2 km<sup>2</sup>  
 Período de retorno –  $T_R=100$  anos  
 Tempo de concentração da bacia urbanizada –  $T_c = 12$  min.  
 Tempo de base –  $t_b=19,2$ min.  
 Vazão escoada antes da urbanização para  $TR=100$  anos –  $Q_o= 13,1$  m<sup>3</sup>/s  
 Vazão escoada após a urbanização para  $TR=100$  anos –  $Q_i= 53,0$  m<sup>3</sup>/s

- **Cálculo do volume mínimo necessário para a bacia:**

$$\frac{V}{V_E} = \frac{1,291 \cdot \left(1 - \frac{Q_o}{Q_i}\right)^{0,753}}{\left(\frac{t_b}{t_c}\right)^{0,411}}$$

$$V_E = \frac{1}{2} \cdot t_b \cdot Q_i$$

$$\frac{V}{V_E} = \frac{1,291 \cdot \left(1 - \frac{13,1}{53,0}\right)^{0,753}}{\left(\frac{19,2}{12,0}\right)^{0,411}} = 0,859$$

$$V_E = \frac{1}{2} \cdot 19,2 \cdot \left(60 \frac{s}{min}\right) \cdot 53,0 = 30528,0 m^3$$

$$\frac{V}{V_E} = 0,859 \rightarrow \frac{V}{30528,0} = 0,859 \rightarrow V = 26223,6 m^3$$

*ATENÇÃO: comparando-se os resultados obtidos pelo método RWS e HTS apresentados respectivamente nos exemplos 8 e 9, deve-se observar que o HTS considerou o tempo de base igual a  $2,67 \cdot t_c$ , enquanto o HTS, baseado nas premissas do HU-SCS, considerou  $t_b = 2,67 \cdot t_p$  com  $t_p = 0,6 \cdot t_c$ , resultando  $t_b = 2,67 \cdot (0,6 \cdot t_c) = 1,6 \cdot t_c$ .*

## 4.2.2 Método Numérico: Level Pool Routing

Existem vários métodos numéricos, baseados no princípio da continuidade, que podem ser usados para a definição do volume da bacia de retenção. Nesse trabalho, apresenta-se o método de *Level Pool Routing* também designado por método de Puls (Chow et al., 1988 e Ponce, 1989).

No entanto, antes da aplicação do método numérico propriamente dito, faz-se necessário realizar um pré-dimensionamento do volume, bem como das dimensões do reservatório de retenção.

### 4.2.2.1 Determinação da dimensão preliminar da bacia de retenção

Após a determinação do volume de armazenamento pelos métodos expeditos, é necessário definir as dimensões (comprimento, largura e profundidade) da bacia de retenção.

O método consiste em dividir o(s) volume(s) obtido(s) por uma profundidade que se considera adequada, de acordo com o enquadramento biofísico e social do local de implantação da bacia de retenção, considerando tipo de solo, proximidade à área residencial, etc.

Deve-se, sempre que possível, evitar profundidades (h) elevadas (normalmente admite-se um  $h = 1,00$  m). Porém, quando se opta por profundidade mais elevada é necessário recorrer a medidas de segurança que podem passar, por exemplo, pela vedação completa do perímetro da bacia de retenção. Existe, ainda, a possibilidade de se optar por uma bacia de retenção enterrada (situação pouco conveniente).

A razão comprimento/largura da bacia de retenção não deve ser inferior a 2/1 e os taludes devem possuir um declive igual ou superior a 3H (horizontal):1V (vertical). Em síntese, salientam-se os seguintes aspectos, que devem ser levados em consideração, no dimensionamento da bacia de retenção:

- i. Os taludes protegidos com vegetação devem ter um declive  $\leq 33\%$  (3H:1V) e uma altura não superior a 6 metros. Caso os taludes tenham uma proteção de enrocamento, o declive pode ir até 50% (2H:1V). A avaliação da estabilidade geotécnica do talude deve ser considerada para a situação de talude com altura superior a 3 metros, como apresentado em Sandvik e Sowers (1970) e Spangler e Handy (1982).
- ii. Situações que requerem elevado grau de segurança, onde não é viável a colocação de barreiras laterais de proteção, deve atribuir-se aos taludes laterais um declive não superior a 4H:1V (VDOT, 2001). Ainda de acordo com a mesma referência, o declive de fundo das bacias de retenção seca deve situar-se entre 0,5 e 2,0%.
- iii. Deve considerar-se uma folga que é, geralmente, de 0.30 metros acima do nível obtido para o período de retorno de 100 anos.
- iv. Quando a bacia de retenção possui um volume permanente de água, a sua profundidade é determinada pelas condições locais, estrangimentos de dimensionamento e necessidades ambientais. É necessário assegurar uma profundidade que não provoque o desenvolvimento de condições anaeróbias (CGSD, 2000);
- v. A bacia de retenção deve ser dimensionada com capacidade para armazenar, no mínimo, o escoamento referente ao período de retorno de 10 anos (NRCS, 1999 e VDOT, 2001). Contudo essa situação deve ser analisada em função do risco associado ao projeto, ou seja, o grau de exigência de proteção face à sensibilidade do meio receptor de jusante. A erodibilidade da área em que se enquadra a bacia de retenção é também outro fator que se deve ter em consideração, visto que uma afluência excessiva de sedimentos pode comprometer a capacidade de armazenamento da bacia.
- vi. Devem-se adotar descarregadores de superfície com largura da crista superior à profundidade, de modo a reduzir a velocidade do escoamento, na seção de saída da bacia de retenção, evitando-se problemas de erosão e degradação do meio receptor.

Outros aspectos que devem ser considerados antes da instalação e definição da profundidade da bacia de retenção, são, designadamente:

- a) A avaliação do nível de cheia;
- b) Segurança pública;
- c) Disponibilidade de espaço físico;
- d) Valor da terra;
- e) Ocupação e uso presente e futuro dos terrenos;
- f) Flutuações do nível freático;
- g) Características do solo;
- h) Necessidades e facilidades de manutenção;
- i) Aspectos estéticos relativos à integração na paisagem.

#### 4.2.2.2 *Volume de armazenamento com base na topografia*

Na implantação da bacia de retenção, deve privilegiar-se o recurso natural e as condições geomorfológicas naturais, evitando-se grandes movimentações de terra e o conseqüente encarecimento da obra.

O volume de armazenamento pode ser calculado empregando-se expressões geométricas expressas em função da profundidade. Pode, por conseguinte, ser calculado através de mapas topográficos em formato digital introduzidos num software próprio ou manualmente através dos dos métodos: i) Método da média das áreas; ii) Fórmula da secção prismática, entre outros, que são devidamente tratados em GDOE (2001) e USDA (1997).

#### *i) Método da média das áreas*

O volume ( $V$ ) pode ser determinado considerando a média das áreas, conforme Vdot (2001) e representada pela Equação (36):

$$V_{1,2} = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot d \quad (36)$$

sendo  $A_1$  a área da superfície na elevação 1 ( $m^2$ );  $A_2$  é a área da superfície na elevação 2 ( $m^2$ );  $d$  a distância na vertical medida entre os dois planos de elevação (m).

#### *ii) Fórmula da secção prismática*

O volume ( $V$ ) de uma seção prismática pode ser determinado, segundo Vdot (2001), pela Equação (37).

$$V = L_b \cdot b \cdot h + (L_b + b) \cdot z \cdot h^2 + \frac{1}{4} \cdot z^2 \cdot h^3 \quad (37)$$

sendo  $L_b$  e  $b$  são, respectivamente, o comprimento e a largura da base do reservatório de detenção (m);  $h$  é a profundidade do reservatório (m);  $z$  o fator do declive dos taludes (razão entre horizontal e vertical);  $V$  o volume do reservatório ( $m^3$ ).

#### 4.2.2.3 Método de Puls (Level Pool Routing)

A equação que define o método *Level Pool Routing* baseia-se no princípio de conservação da massa, que corresponde ao balanço de entrada (afluência) e saída (efluência) do escoamento, na bacia de detenção, e pode ser representada pela Equação (38) conforme USACE (1994).

$$\frac{\partial V(t)}{\partial t} = I(t) - O(t) \quad (38)$$

sendo  $V(t)$  o volume de armazenamento;  $I(t)$  o hidrograma de entrada; e  $O(t)$  o hidrograma de saída. O hidrograma de saída é obtido através da lei de vazão do dispositivo de descarga.

Numericamente, a Equação (38) pode ser resolvida empregando-se o método de diferenças finitas, que pode assumir a forma da Equação (39):

$$\frac{2 \cdot V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} = I_i + I_{i+1} + \frac{2 \cdot V_i}{\Delta t} - O_i \quad (39)$$

O valor de  $\Delta t$  na Equação (40) deve ser tal que  $\Delta t = \frac{t_p}{\alpha}$ , com  $2 \leq \alpha \leq 5$ , de modo a garantir maior rigor nos cálculos. Dessa maneira, tem-se que  $\frac{t_p}{5} \leq \Delta t \leq \frac{t_p}{2}$ , o que torna  $\frac{\partial V(t)}{\partial t} \approx \frac{\Delta V}{\Delta t}$ .

A aplicação desse método implica que o projetista já tenha definido a forma da bacia de retenção, de modo a aplicar a formulação  $[f(V, H)]$  correspondente, bem como o dispositivo de descarga, a fim de se aplicar a respectiva lei de vazão.

Os dois tipos de dispositivo de descarga considerados são o descarregador de soleira espessa e orifício circular, cujas leis de vazão correspondem às Equações (40) e (41).

**a) Descarregador de soleira espessa**

$$Q = C_w \cdot Ld \cdot H^{1,5} \quad (40)$$

onde  $Q$  é a vazão ( $m^3/s$ ),  $C_w$  é o coeficiente de vazão do descarregador (adimensional),  $Ld$  é a largura da crista do descarregador (m) e  $H$  é a altura da água acima da crista do descarregador (m).

**b) Orifício com saída livre**

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (41)$$

onde  $A$  é a área do orifício ( $m^2$ ),  $g$  é a aceleração devido a gravidade ( $m/s^2$ );  $C_d$  é o coeficiente de vazão do orifício (adimensional) e  $H$  é a carga hidráulica efetiva (m) - medida desde o centro do orifício até a superfície livre.

Deve ter-se em atenção que, quando se opta por colocar apenas um dispositivo de descarga, este deve ser dimensionado para o período de retorno de 100 anos. Por outro lado, quando a descarga é composta por um tubo inferior e um descarregador de superfície (e.g. para funcionar em situações extremas), a combinação desses dois dispositivos deve possuir capacidade para dar vazão às afluições correspondentes a acontecimentos com período de retorno de 100 anos - podendo o dispositivo de descarga inferior ser dimensionado para um período de retorno muito inferior a 100 anos.

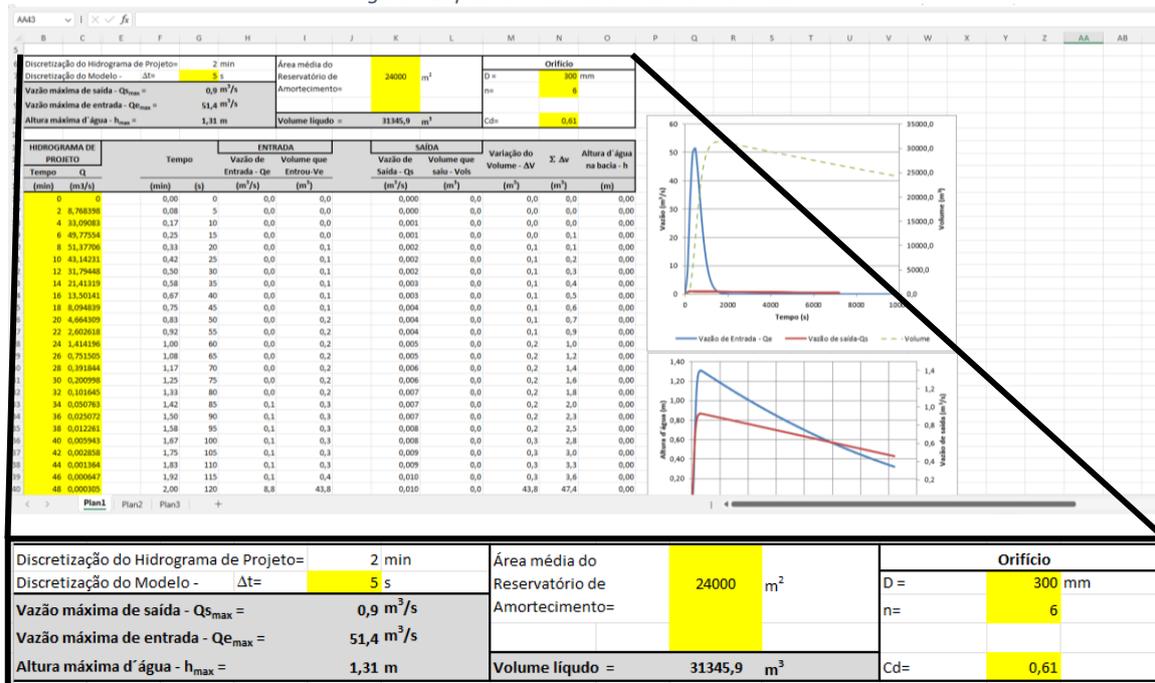
**EXEMPLO 10:** Considere o loteamento apresentado no Exemplo 7. Determine o volume mínimo necessário para amortecer o escoamento superficial direto gerado após a implantação do empreendimento aplicando o método de Puls, de maneira que a vazão máxima de saída seja a mesma obtida para a vazão máxima de deflúvio antes do processo de urbanização. Considere Período de retorno de 100 anos.

Conhecido: Vazão máxima de escoamento antes da urbanização:  $13,1 m^3/s$   
Hidrograma pós urbanização: Apresentado no Exemplo 7

Tempo - t (min)	Após a Urbanização
	Q ( $m^3/s$ )
0	0,0
2	8,9
4	33,5
6	50,4
8	52,0
10	43,7
12	32,2
14	21,7
16	13,7
18	8,2
20	4,7
22	2,6
24	1,4
26	0,8
28	0,4
30	0,2
32	0,1
34	0,1
36	0,0

Empregando a planilha fornecida conforme apresentado na Figura 31, inseriu-se o hidrograma gerado para o escoamento superficial após urbanização, assim como, os valores de área média da bacia de retenção, o diâmetro dos orifícios de fundo e o número de orifícios, até se encontrar uma configuração que resultasse altura d'água inferior a 1,50m e vazão de saída inferior a máxima estabelecida.

Figura 31: planilha de cálculo do Método Puls



O resultado obtido foi uma bacia de retenção com volume de armazenamento líquido de 31.345 m<sup>3</sup>, ocupando área média de 24.000m<sup>2</sup>, com dispositivo de saída formado por seis orifícios com diâmetro de 300mm cada, o que resultou altura líquida da ordem de 1,31m, com vazão máxima de saída de 0,9 m<sup>3</sup>/s.

**ATENÇÃO:** Para efeito de pré-definição das áreas necessárias para implantação de bacias de retenção, sugere-se o uso da taxa de 2% da área da bacia de drenagem. Com essa área, e estimando o número e o diâmetro dos orifícios, resultando em altura líquida inferior a 1,50m.

#### 4.2.3 Exemplo de Dimensionamento Completo de Bacia de Retenção

Nesta seção será apresentado o dimensionamento completo de uma bacia de retenção, contemplando o uso de todas as ferramentas aqui apresentadas.

Para isso, considerou-se um loteamento cuja área total é de 164.330,71 m<sup>2</sup>, cujas características de uso e ocupação estão apresentadas na Tabela 23. Na região do empreendimento o Plano Diretor municipal estabelece que a taxa mínima de permeabilidade é de 15%.

Tabela 23: Características das áreas em função do tipo de ocupação do parcelamento urbano

Tipo de uso e ocupação do solo	% da Área Total
Sistema de lazer	10,00%
Área Verde	13,46%
Área de uso institucional	9,21%
Sistema viário	19,24%
Área dos lotes	48,09%
<b>Total</b>	<b>100%</b>

A bacia natural possui comprimento de talvegue de 886,0 m e desnível de 22,00m, com declividade média de 24,830 m/km. Do projeto das galerias de água pluvial determinou-se que o tempo de concentração da bacia, portanto, após a implantação, é de 12 minutos.

A bacia de retenção deverá ser projetada para período de retorno de 25 anos, sendo que a vazão máxima de saída não poderá ser maior que a vazão gerada pelo escoamento superficial gerado antes da urbanização.

O vertedor de emergência, a ser instalado no dispositivo de saída, deverá comportar vazão característica para período de retorno de 100 anos.

Os taludes internos da bacia de retenção deverão possuir inclinação 1v:2h e deverá ser considerada borda livre de 0,50m acima do nível d'água máximo previsto.

#### **Desenvolvimento:**

##### **1) Determinação do modelo de escoamento a ser empregado**

Como a área (0,1643 km<sup>2</sup>) a ser considerada é inferior a 2,0 km<sup>2</sup> será empregado o Método Racional para o cálculo das vazões de deflúvio.

##### **2) Determinação do Coeficiente Run-off do empreendimento**

Os coeficientes run-off (C) foram baseados nos valores constantes das Tabela 14 e Tabela 15.

<b>Tipo de uso e ocupação do solo</b>	<b>% da Área Total</b>			<b>Coefficiente Run-off (C)</b>
Sistema de lazer	10,00%			0,20
Área Verde	13,46%			0,20
Área de uso institucional	9,21%			0,40
Sistema viário	19,24%			0,95
Área dos lotes	48,09%	Construção	85,00%	0,95
		Área permeável	15,00%	0,20

$$C_{eq} = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{\sum A_i} = \frac{10,00\% \cdot 0,20 + 13,46\% \cdot 0,20 + 9,21\% \cdot 0,40 + 19,24\% \cdot 0,95 + 48,09\% \cdot \left( \frac{85,00\% \cdot 0,95 + 15,00\% \cdot 0,20}{100\%} \right)}{100\%}$$

$$C_{eq} = 0,67$$

##### **3) Determinação do tempo de concentração da bacia natural**

$$tc = 57 \cdot \left( \frac{L^2}{I} \right)^{0,385} = 57 \cdot \left( \frac{0,886^2}{24,830} \right)^{0,385} = 15,0 \text{ minutos}$$

##### **4) Determinação das intensidades de projeto**

$$\text{Equação IDF para São Carlos (SP): } I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}}$$

Antes da urbanização:  $tc = 15,0 \text{ minutos}$

$$\text{Para } T_R = 25 \text{ anos} \rightarrow I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}} = \frac{15,534 \cdot 25^{0,1092}}{(15+5)^{0,727}} = 2,5 \text{ mm/min}$$

Após a urbanização:  $tc = 12,0 \text{ minutos}$

$$\text{Para } T_R = 25 \text{ anos} \rightarrow I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}} = \frac{15,534 \cdot 25^{0,1092}}{(12+5)^{0,727}} = 2,8 \text{ mm/min}$$

$$\text{Para } T_R = 100 \text{ anos} \rightarrow I = \frac{15,534 \cdot T_R^{0,1092}}{(t+5)^{0,727}} = \frac{15,534 \cdot 100^{0,1092}}{(12+5)^{0,727}} = 3,3 \text{ mm/min}$$

### 5) Determinação das Vazões de Projeto

Antes da Urbanização:

$$\text{Para } T_R = 25 \text{ anos} \rightarrow Q = 16,67 \cdot 0,20 \cdot 2,5 \cdot 0,1643 = 1,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Após a da Urbanização:

$$\text{Para } T_R = 25 \text{ anos} \rightarrow Q = 16,67 \cdot 0,67 \cdot 2,8 \cdot 0,1643 = 5,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Para } T_R = 100 \text{ anos} \rightarrow Q = 16,67 \cdot 0,67 \cdot 3,3 \cdot 0,1643 = 6,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6) Determinação do Hidrograma de Projeto para o Método Racional

O método Racional considera a intensidade de chuva constante.

Admitindo que a duração da chuva seja a mesma do tempo de concentração.

Assim, o hidrograma para o método Racional, considerando período de retorno de 25 anos, tem os valores apresentados na Tabela 24

Tabela 24: Hidrogramas para as condições pré e pós urbanização para  $T_R=25$  anos

Tempo (min)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	
	Antes da Urbanização	Depois da Urbanização
0,00	0,0	0,0
2,00	0,3	0,9
4,00	1,0	3,2
6,00	1,5	4,9
8,00	1,5	5,0
10,00	1,3	4,2
12,00	0,9	3,1
14,00	0,6	2,1
16,00	0,4	1,3
18,00	0,2	0,8
20,00	0,1	0,5
22,00	0,1	0,3
24,00	0,0	0,1
26,00	0,0	0,1
28,00	0,0	0,0

### 7) Determinação do Volume mínimo necessário para a bacia de detenção

$$\text{Método HTS: } V_{HTS} = \frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot t_c) \cdot (Q_i - Q_o) = \frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot 12) \cdot 60 \cdot (5,1 - 1,4) = 3556 \text{ m}^3$$

$$\text{Método RWS: } \frac{V_{RWS}}{V_E} = \frac{1,291 \cdot \left(1 - \frac{Q_o}{Q_i}\right)^{0,753}}{\left(\frac{t_b}{t_c}\right)^{0,411}} = \frac{1,291 \cdot \left(1 - \frac{1,4}{5,1}\right)^{0,753}}{\left(\frac{2,67 \cdot 12,0}{12,0}\right)^{0,411}} = 0,68$$

$$V_E = \frac{1}{2} \cdot t_b \cdot Q_i = \frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot 12) \cdot 60 \frac{\text{s}}{\text{m}} \cdot 5,1 = 4902 \text{ m}^3$$

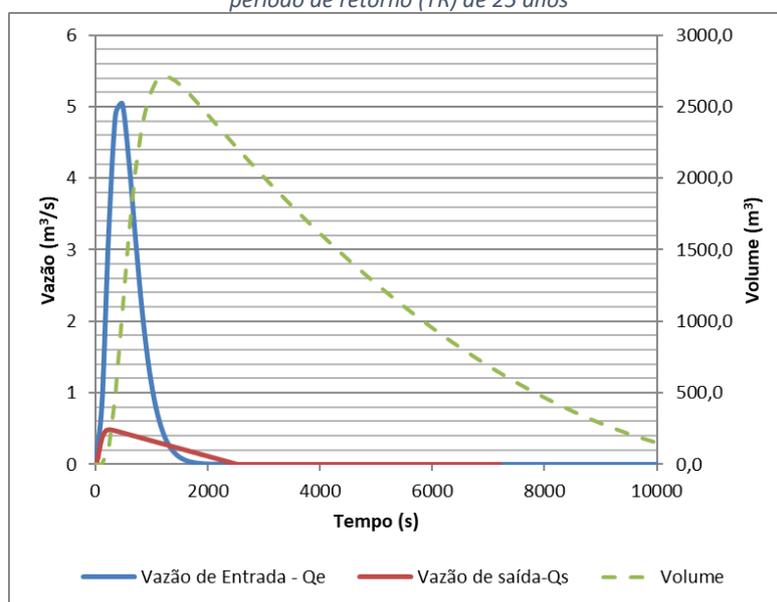
$$V_{RWS} = 0,68 \cdot 4902 \text{ m}^3 = 3333 \text{ m}^3$$

### Método de Puls:

Da aplicação do método de Puls resultou volume de 2709 m<sup>3</sup>, com profundidade útil de 1,43m, vazão máxima de saída de 0,5 m<sup>3</sup>/s, empregando 3 orifícios com diâmetro de 300mm.

A Figura 32 ilustra a variação de vazão na entrada da bacia, na saída e o volume armazenado para precipitação com período de retorno de 25 anos.

Figura 32: Gráfico da variação das vazões de entrada e saída, e da variação do volume líquido para precipitação com período de retorno (TR) de 25 anos



### 8) Cálculo do Vertedor de Emergência

O vertedor de emergência deve ser dimensionado para vazão afluente determinada para período de retorno de 100 anos, menos a vazão de saída pelos orifícios.

$$Q_v = 6,1 \text{ m}^3/\text{s} - 0,5 \text{ m}^3/\text{s} = 5,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para vertedor retangular de parede delgada:

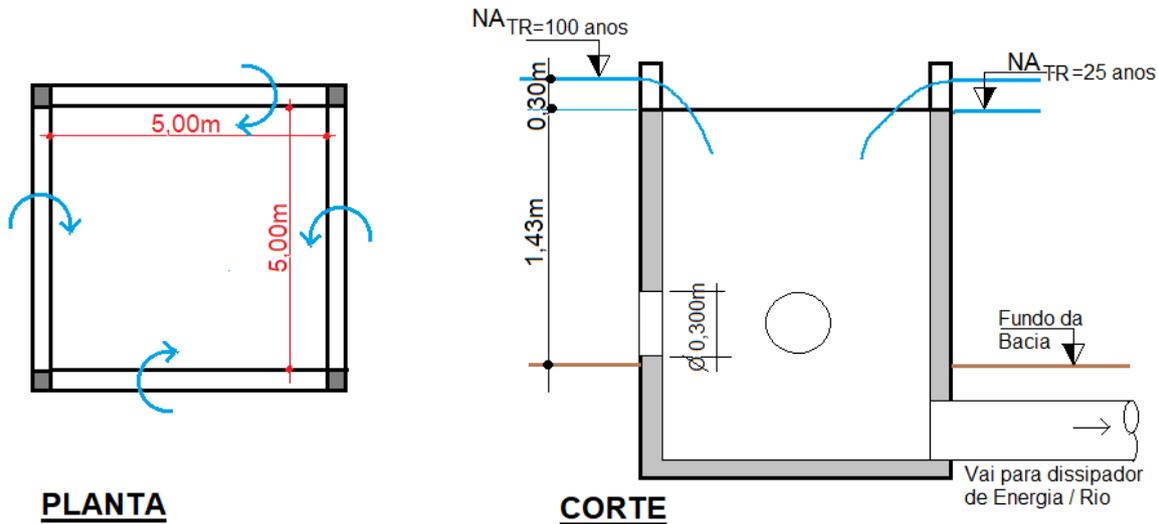
$$Q = 1,838 \cdot L \cdot H^{1,5}$$

Admitindo altura da lâmina de 0,30m, tem-se:

$$5,6 = 1,838 \cdot L \cdot 0,3^{1,5} \rightarrow L = 18,54\text{m} \rightarrow 20,00\text{m}$$

A Figura 33 ilustra o dispositivo de saída da bacia de detenção, com a indicação do vertedor de parede delgada e dos orifícios de descarga.

Figura 33: Croqui do dispositivo de saída da bacia de detenção



### 9) Determinação da cota da crista da bacia

Considerando que se deve ter borda livre de 0,50m, a cota da crista da bacia deve estar em:

$$Cota_{Crista} = 1,43m + 0,30m + 0,50m = 2,23m$$

### 10) Determinação das dimensões básicas da bacia de detenção

Como os taludes internos devem ter declividade 1V:2H, tem-se  $z=2$ .

Considerando  $L_b = 2 \cdot b$ , para o volume líquido tem:

$$V = L_b \cdot b \cdot h + (L_b + b) \cdot z \cdot h^2 + \frac{1}{4} \cdot z^2 \cdot h^3$$

$$2709 = 2 \cdot b \cdot b \cdot 1,43 + (2 \cdot b + b) \cdot 2 \cdot 1,43^2 + \frac{1}{4} \cdot 2^2 \cdot 1,43^3 \rightarrow b = 30,33m$$

$$L_b = 60,66m$$

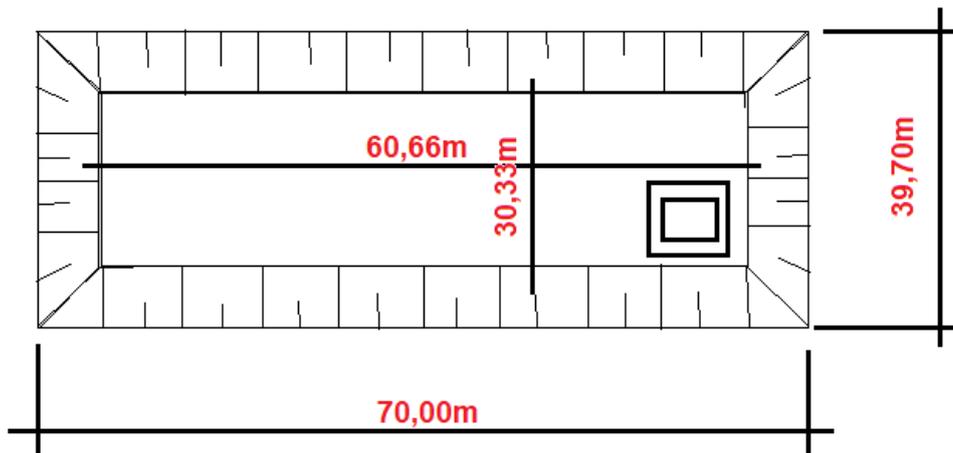
Na crista:

$$L_c = L_b + 2 \cdot z \cdot h_T = 60,66 + 2 \cdot 2 \cdot 2,23 = 70,00m$$

$$b_c = b + 2 \cdot z \cdot h_T = 30,33 + 2 \cdot 2 \cdot 2,23 = 39,70m$$

A Figura 34 ilustra as dimensões características da bacia de detenção.

Figura 34: Croqui da bacia de detenção



### 4.3 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS DE RETENÇÃO

Segundo Miguez, Veról e Rezende (2016), o pré-dimensionamento do volume necessário a um reservatório de retenção pode ser feito aplicando-se a Equação (42).

$$V_R = V_L + V_Q + V_C \quad (42)$$

sendo  $V_R$  é o volume do reservatório de retenção;  $V_L$  é o volume do lago permanente;  $V_Q$  é o volume para tratamento da qualidade da água;  $V_C$  o volume para controle da cheia.

A Figura 35 ilustra os volumes característicos necessários para o dimensionamento de uma bacia de retenção.

Figura 35: Volumes característicos para o dimensionamento da bacia de retenção



Nota: BL – Volume referente à Borda Livre  
 $V_L + V_Q$  : Volume do Lagoa e Volume para Tratamento  
 $V_C$  : Volume para controle da cheia  
 $V_R$  : Volume do reservatório de retenção.

As parcelas referentes a cada um dos volumes característicos específicos podem ser determinadas pelas Equações (43), (44) e (45).

$$V_L = 3 \cdot V_Q \quad (43)$$

$$V_Q = P_{ff} \cdot A \quad (44)$$

$$V_C = t_c \cdot (Q_{Pa} - Q_{Pe}) \quad (45)$$

na qual  $P_{ff}$  é a lâmina de chuva responsável pelo *first flush* (normalmente adotado  $>2\text{mm}$ );  $A$  a área de drenagem do reservatório;  $t_c$  o tempo de concentração da bacia correspondente à condição de pós-urbanização;  $Q_{Pa}$  a vazão de pico afluente ao reservatório, correspondente à condição de pós-urbanização, que deve ser amortecida;  $Q_{Pe}$  a vazão de pico efluente do reservatório após amortecimento, correspondente à referência de projeto e que pode ser associada, por exemplo, a condição pré-urbanização.

Quanto ao volume de amortecimento ( $V_c$ ) é possível empregar os métodos anteriormente apresentados a fim de se estabelecer um volume mínimo necessário, ou, a partir de um lago natural e do volume naturalmente estabelecido pela topografia do local, verificar o grau de amortecimento de uma cheia.

Segundo Schueler (1987) a escavação máxima para esse tipo de dispositivo não deve ser superior a 1,50m, valor este que deve prever uma borda livre.

Para Miguez, Veról e Rezende (2016), para atingir uma eficiência de remoção maior, o tempo de retenção das águas em um reservatório de retenção, associadas ao volume de tratamento da qualidade, pode variar entre 24 e 48 horas, sendo, portanto, usual que esses reservatórios se apresentem como lagos interconectados em percursos mais longos e providos de mais de um dispositivo de saída em cotas distintas para cada volume associado (de qualidade e de controle de cheias).

## 5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland. (s.d.). Programa Soluções para Cidades. Projeto Técnico: Reservatórios de Detenção. 13p. Disponível em: [https://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/09/AF\\_Reservatorios%20Deten\\_web.pdf](https://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/09/AF_Reservatorios%20Deten_web.pdf)
- AZIMI, Amir H.; HAKIM, Sara Seyed, 2018. Hydraulics of flow over rectangular labyrinth weirs. In: Irrigation Science. 11p. Disponível em: [https://www.researchgate.net/publication/329570763\\_Hydraulics\\_of\\_flow\\_over\\_rectangular\\_labyrinth\\_weirs/link/5d0a613b458515ea1a71b8a8/download](https://www.researchgate.net/publication/329570763_Hydraulics_of_flow_over_rectangular_labyrinth_weirs/link/5d0a613b458515ea1a71b8a8/download)
- BRITTO, Lucas Narciso de; KELLNER, Erich. Procedimento para Construção da Equação de Chuva a partir das máximas precipitações diárias obtidas de séries anuais: Atualização da Equação de Chuva da cidade de São Carlos (SP). Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades. ANAP. Vol4. Ed. 26.pp.45-61.
- CGSD. Stormwater design manual. City of Griffin Stormwater Department (CGSD). Prepared by Integrated Science & Engineering. 2000.
- CETESB. Drenagem Urbana: Manual de Projeto. ASCETESB. 3ª Edição, São Paulo.1986. 452p.
- CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. Applied hydrology. New York: McGrawHill, 1988.
- CHRISTENSEN, N. A., **Flow Characteristics of Arced Labyrinth Weirs** (2012).Utah State University. (2014). All Graduate Theses and Dissertations. Paper 1367. Disponível em: < <https://digitalcommons.usu.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1000&context=ewhs>>
- CROOKSTON, B. **Labyrinth weirs** PhD dissertation. Utah State University Library, Logan, Utah. 44-66, 95-122 p., 2010. Disponível em: < <https://digitalcommons.usu.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1000&context=ewhs>>
- DEBO, T.N., REESE, A.J. Municipal storm water management. Boca Raton, Florida: Lewis Publishers: CRC Press, Inc., 1995.
- DMR. Road drainage design manual. Queensland: Department of Main Roads (DMR), Queensland Government, 2002. Chapter 4. Design. FHWA. HydRAIN - integrated drainage design computer system. Washington, DC:
- HAY, N. TAYLOR, G. 1970. Performance and design of labyrinth weirs. J. Hydr. Engrn. ASCE, 96(11). 2337-2357.
- HYDRO - Hydrology. Federal Highway Administration (FHWA), 1999. v. 2.
- GDOE. Georgia stormwater management manual. v. 2, Technical Handbook, 1th Edition, Prepared by AMEC Earth & Environmental (formerly the Edge Group), Center for Watershed Protection, Debo & Associates, Jordan Jones & Goulding and Atlanta Regional Commission. Georgia: Georgia Department of the Environment (GDOE), 2001.
- LINSLEY R, KOHLER M, PAULHUS J. Hydrology for Engineers, 3rd ed. 1982. McGraw Hill.
- McCuen R. 1988. Hydrologic Analysis and Design, Prentice Hall, New Jersey.
- MGONDC. Stormwater management manual. Procedures. Metropolitan Government of Nashville and Davidson County (MGONDC). The Edge Group, Inc. & CH2M Hill. 1988. v. 2.
- MIGUEZ, Marcelo Gomes; VERÓL, Aline Pires; REZENDE, Osvaldo Moura. Drenagem Urbana: Do projeto tradicional à sustentabilidade. Editora Campus. Rio de Janeiro. 2016. 366p.
- National Research Conservation Service (NRCS), Soil Conservation Service, Engineering Division, 1984.
- NRCS. Water and Sediment Control Basin. Kentucky, KY: Conservation Practice Standard, Code 638. Natural Resources Conservation Service (NRCS), 1999.
- PONCE, V. M., HAWKINS, R. H. Runoff curve number: has it reached maturity? Journal of Hydrologic Engineering, v.1, n.1, p.1119, 1996.
- PORTO. Rodrigo de Melo. Hidráulica Básica. São Carlos: EESC/USP, 1998. 1ª Edição. 519p.
- SANDVIK, G.B., SOWERS, G.F. Introductory soil mechanics and foundations. 3rd. New York: MacMillan Publishing Company, 1970. SCHUELER, T. Design of storm-water Wetland systems: guidelines for creating diverse and effective stormwater wetland system in the midatlantic region. Washington, DC: Anacostia Restoration Team, Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1992.
- SCS. National engineering handbook. Washington, DC: U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service (SCS), 1972.

- SCS. Urban hydrology for small watersheds. Washington, DC: Technical Release 55. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service (SCS), 1986.
- SCHUELER, T.R. Controlling Urban Runoff: a Practical Manual for Planning and Designing Urban BMP's. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington: 1987.
- SILVA, Marcelo Kipper da. Modelo para Pré-Dimensionamento de Bacias de Detenção para Controle da Poluição Difusa das Águas Pluviais no Município de Porto Alegre. (Dissertação). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2009. 140p.
- SPANGLER, M.G., HANDY, R.L. Soil engineering. 4th Edition. New York: Harper & Row, 1982.
- TUCCI, C.E.M. Hidrologia: Ciência e Aplicação. Editora UFRGS. 4ª Edição. Porto Alegre. 2007.943p.
- TUCCI, C.M. Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. In: Drenagem urbana - gerenciamento, simulação e controle. Porto Alegre: Universidade, Associação Brasileira dos Recursos Hídricos, 1998. p. 155-163.
- TULLIS, J. Paul; AMANIAN, Nosratollah; WALDRON, David. (1995). Labyrinth Spillways..Journal of Hydraulic Engineering · March 1995. p.247-255.
- USACE. Flood-Runoff Analysis. Washington, DC: Department of the Army. U.S. Army Corps of the Engineers (USACE), 1994.
- US CORPS OF ENGINEERS. Hydraulic Design Criteria, United States: Coastal and Hydraulic Laboratory, 1987.
- USDA. Ponds - planning design and construction. Washington, DC: U. S. Department of Agriculture. Natural Resource Conservation Service (NRCS), 1997.
- VDOT. Drainage Manual. Virginia: Virginia Department of Transportation (VDOT), 2001.
- WSDOEWQP. Stormwater management in Washington State. Olympia, Washington, DC.: Runoff Treatment BMPs. Washington State Department of Ecology Water Quality Program (WSDOEWQP). 1999. v. 5.
- WYCOFF, R.L., SINGH, U.P. Preliminary hydrologic design of small flood detention reservoirs. Water Resources Bulletin, v. 12, n. 2, p.337-349, 1976.

**Este livro surge a partir da demanda de alunos de cursos de especialização que buscam aprofundar seus conhecimentos nas técnicas dimensionais dos reservatórios de detenção e retenção. Nele, são discutidos a composição do hidrograma de projeto, as características dos dispositivos hidráulicos de saída dos reservatórios, e alguns métodos utilizados no dimensionamento. O objetivo é tanto amortecer as cheias quanto melhorar a qualidade da água escoada superficialmente.**

**Para facilitar o entendimento e a aplicação prática, o texto inclui uma série de exemplos numéricos que auxiliam nas discussões. Não se trata de uma obra aprofundada em Hidráulica ou Hidrologia, mas sim de um guia prático sobre como utilizar as ferramentas e conceitos dessas disciplinas para o dimensionamento de bacias de amortecimento de cheias.**

