

**PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE
DEP - DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS**

**PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA
Manual de Drenagem Urbana**

Volume VI

*Instituto de Pesquisas Hidráulicas
Universidade Federal do Rio Grande do Sul*

Setembro/2005

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE

Prefeito

José Fogaça

Vice-Prefeito

Eliseu Felipe dos Santos

Departamento de Esgotos Pluviais

Diretor

Ernesto da Cruz Teixeira

Diretor da Divisão de Obras e Projetos

Arq. Sérgio Luiz Duarte Zimmermann

Diretor da Divisão de Conservação

Eng. Francisco José Ferreira Pinto

Equipe técnica de acompanhamento

Eng. Magda V. Carmona

Eng. Daniela Bemfica

Eng. Marcus A. S. Cruz

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Reitora

Wrana Maria Panizzi

Instituto de Pesquisas Hidráulicas

Diretor

Helio F. Saraiva

Luiz Fernando de Abreu Cybis

Coordenador do projeto

Carlos E. M. Tucci

Coordenador executivo

Adolfo O. N. Villanueva

Equipe técnica

Marcus A. S. Cruz

Rutineia Tassi

Fabio A. Arnez

Daniel G. Allasia

Marllus G. F. P. das Neves

André L. L. da Silveira

David da Motta Marques

Francisco A. Bidone

Joel A. Goldenfum

Adalberto Meller

Estagiários

Marcos V. Baldi

Raquel Nunez

Elvio Bernardi

Simone Bernhardt

APRESENTAÇÃO

Este manual faz parte do Plano Diretor de Drenagem Urbana, desenvolvido para a cidade de Porto Alegre. Esta é a segunda versão do manual, elaborado com base na Política de Controle da Drenagem Urbana descrita no volume 1 do referido Plano, denominado de *Fundamentos*.

Considerando que a nova política de desenvolvimento da drenagem urbana modifica as práticas existentes, este manual é essencial para direcionar as novas condutas dos profissionais que atuam em drenagem e no planejamento de obras na cidade. Estas normas contribuirão para a redução das inundações e para a melhoria da qualidade ambiental.

Os volumes do Plano Diretor de Drenagem Urbana desenvolvidos são os seguintes:

- 1. FUNDAMENTOS DO PLANO:** trata dos elementos conceituais do PDDU, da regulamentação proposta e da visão de conjunto dos aspectos de drenagem urbana e controle de inundações da cidade.
- 2. MANUAL DE DRENAGEM URBANA:** primeira versão do manual de drenagem urbana que apoia o planejamento e o projeto da drenagem urbana na cidade.
- 3. BACIA DO ARROIO DO MOINHO:** apresenta o Plano de controle da drenagem urbana na bacia do Arroio do Moinho.
- 4. BACIA DO AREIA:** apresenta o Plano de controle da drenagem urbana na bacia do Areia.
- 5. BACIA DO TAMANDARÉ:** apresenta o Plano de controle da drenagem urbana na bacia do Tamandaré.
- 6. REVISÃO DO SISTEMA DE PROTEÇÃO DE INUNDAÇÃO DE PORTO ALEGRE:** trata da revisão hidrológica do funcionamento do sistema de diques e estações de bombas de proteção de inundações da cidade de Porto Alegre.
- 7. BACIA DO ARROIO PASSO DAS PEDRAS:** apresenta o Plano de controle da drenagem urbana nas bacias dos arroios Passo das Pedras e Mangueira.
- 8. BACIA DO ARROIO CAPIVARA:** apresenta o Plano de controle da drenagem urbana na bacia do arroio Capivara.
- 9. BACIA DO ARROIO CAVALHADA:** apresenta o Plano de controle da drenagem urbana na bacia do arroio Cavahada.

Este volume, que corresponde ao Manual de Drenagem Urbana, deverá ser constantemente atualizado ao longo do tempo.

SUMÁRIO

1. Introdução	1
1.1 Medidas de controle e impactos do crescimento urbano no sistema de drenagem	1
1.2 Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU)	2
1.3 Manual de Drenagem Urbana	2
1.4 Organização do Manual	3
2. Princípios do controle da drenagem urbana	4
2.1 Impactos na drenagem urbana devido à atual política de desenvolvimento	4
2.1.1 Impactos nas áreas ribeirinhas	5
2.1.2 Impactos devido à urbanização.....	5
2.2 Limitações das atuais medidas de controle	9
2.3 Princípios do controle da drenagem urbana	9
3. Regulamentação	12
3.1 Plano Diretor Desenvolvimento Urbano e Ambiental	12
3.2 Decreto municipal	14
4. Elementos conceituais	15
4.1 Sistemas de drenagem.....	15
4.2 Escoamento e condicionantes de projeto	15
4.3 Risco e Incerteza	16
4.4 Cenários de planejamento e alternativas de controle para projeto	18
4.5 Projeto de drenagem urbana	19
4.6 Alternativas de controle para a rede de drenagem pluvial	20
5. Precipitação	22
5.1 Conceitos	22
5.2 Precipitação máxima pontual: IDF	23
5.3 Distribuição espacial e coeficientes de abatimento	24
5.4 Distribuição temporal	26
5.4.1 Método dos Blocos Alternados	27
6. Controle da drenagem na fonte	28
6.1 Dimensionamento da drenagem pluvial na fonte	28
6.2 Tipos de dispositivos de redução do escoamento superficial	30

6.3 Infiltração e percolação	30
6.3.1 Critérios para escolha das estruturas de infiltração ou percolação	30
6.3.2 Parâmetros para o dimensionamento das estruturas de infiltração ou percolação	37
6.3.3 Descrição e critérios de projeto para pavimentos permeáveis e sistemas de infiltração em planos	40
6.3.4 Descrição e critérios de projeto para sistemas que infiltram na base e nas laterais	48
6.4 Dispositivos de armazenamento	64
6.4.1 Determinação da vazão máxima de saída do lote	68
6.4.2 Determinação do volume de armazenamento	68
6.4.3 Determinação da altura disponível para armazenamento	68
6.4.4 Determinação da seção do descarregador de fundo	69
6.4.5 Dimensionamento do vertedor de excessos	75
7. Microdrenagem	79
7.1 Dados necessários	79
7.2 Configuração da drenagem.....	80
7.2.1 Critérios para o traçado da rede pluvial	80
7.2.2 Componentes da rede hidráulica	81
7.2.3 Controle da vazão utilizando amortecimento	81
7.2.4 Disposição dos componentes	83
7.3 Determinação da vazão de projeto para rede de microdrenagem: Método Racional	85
7.3.1 Equacionamento	85
7.4 Dimensionamento hidráulico da rede de condutos	87
7.4.1 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas	87
7.4.2 Bocas-de-lobo	88
7.4.3 Galerias	92
7.5 Dimensionamento do reservatório de amortecimento	99
7.5.1 Disposição espacial do reservatório	99
7.5.2 Volume do reservatório	100
8. Macrodrenagem	104
8.1 Planejamento da macrodrenagem	104
8.1.1 Planejamento inadequado	104
8.1.2 Planejamento proposto	105
8.1.3 Etapas do planejamento, dimensionamento e verificação	106
8.2 Modelos	112
8.2.1 Simulação precipitação-vazão	112
8.2.2 Propagação em canal ou condutos	120
8.2.3 Propagação em reservatório (Puls)	128
8.3 Verificação da linha de energia em regime permanente	146
8.3.1 Perda de carga linear ou por atrito	147
8.3.2 Perda de carga singular ou localizada	148
8.3.3 Determinação do tipo de regime de escoamento	148
8.3.3.1 Determinação do número de Froude	148
8.3.4 Determinação do condicionante de jusante ao escoamento	150
9. Referências Bibliográficas	157

ANEXO A - Decreto municipal que regulamenta a drenagem urbana

ANEXO B - Curvas intensidade - duração - frequência de Porto Alegre

ANEXO C - Exemplos de reservatórios para controle na fonte

- ANEXO D - Metodologia para determinação do tempo de concentração
- ANEXO E - Relação habitacional para estimativa da área impermeável
- ANEXO F - Coeficientes de rugosidade de Manning para canais
- ANEXO G - Elementos geométricos das seções dos canais
- ANEXO H - Curve numbers (CNs)
- ANEXO I - Relações para fator hidráulico de seções circulares
- ANEXO J - Perdas de carga localizadas
- ANEXO K - Equações para a determinação da profundidade normal

1. Introdução

1.1 Medidas de controle e impacto do crescimento urbano no sistema de drenagem

O crescimento urbano das cidades brasileira tem provocado impactos significativos na população e no meio ambiente. Estes impactos vêm deteriorando a qualidade de vida da população, devido ao aumento da frequência e do nível das inundações, prejudicando a qualidade da água, e aumento da presença de materiais sólidos no escoamento pluvial.

Estes problemas são desencadeados principalmente pela forma como as cidades se desenvolvem: falta de planejamento, controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e sistemas de drenagem inadequados. Com relação à drenagem urbana, pode-se dizer que existem duas condutas que tendem a agravar ainda mais a situação:

- Os projetos de drenagem urbana têm como filosofia *escoar a água precipitada o mais rapidamente possível para jusante*. Este critério aumenta em várias ordens de magnitude a vazão máxima, a frequência e o nível de inundação de jusante;
- As áreas ribeirinhas, que o rio utiliza durante os períodos chuvosos como zona de passagem da inundação, têm sido ocupadas pela população com construções e aterros, reduzindo a capacidade de escoamento. A ocupação destas áreas de risco resulta em prejuízos evidentes quando o rio inunda seu leito maior.

Para alterar esta tendência é necessário adotar princípios de controle de enchentes que considerem o seguinte:

- O aumento de vazão devido à urbanização não deve ser transferido para jusante;
- Deve-se priorizar a recuperação da infiltração natural da bacia, visando a redução dos impactos ambientais;
- A bacia hidrográfica deve ser o domínio físico de avaliação dos impactos resultantes de novos empreendimentos, visto que a água não respeita limites políticos;
- O horizonte de avaliação deve contemplar futuras ocupações urbanas;
- As áreas ribeirinhas somente poderão ser ocupadas a partir de um zoneamento que contemple as condições de enchentes;
- As medidas de controle devem ser preferencialmente não-estruturais.

Para a implementação destes padrões de controle, que busquem uma visão de desenvolvimento sustentável no ambiente urbano, é necessário *um Plano Diretor de Drenagem Urbana*. Neste plano devem ser tratados assuntos como a caracterização do desenvolvimento de

um local, planejamento da drenagem urbana em etapas, vazões e volumes máximos para várias probabilidades de ocorrência, verificação da possibilidade de utilização de reservatório para amortecimento de cheias (critérios de dimensionamento, tamanhos, localização, condições de escoamento), medidas para melhorar a qualidade da água, regulamentações pertinentes. Todos estes itens devem ser desenvolvidos em consistência com objetivos secundários como recreação pública, limpeza, proteção pública e recarga subterrânea (ASCE, 1992).

1.2 Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU)

O principal objetivo do Plano Diretor de Drenagem Urbana é criar os mecanismos de gestão da infra-estrutura urbana, relacionados com o escoamento das águas pluviais, dos rios e arroios em áreas urbana. Este planejamento visa evitar perdas econômicas, melhorar as condições de saneamento e qualidade do meio ambiente da cidade, dentro de princípios econômicos, sociais e ambientais definidos pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental.

O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) tem como principais produtos:

- Regulamentação dos novos empreendimentos;
- Planos de controle estrutural e não-estrutural para os impactos existentes nas bacias urbanas da cidade;
- Manual de drenagem urbana.

A Regulamentação consiste de um decreto municipal que estabeleça os critérios básicos para o desenvolvimento da drenagem urbana para novos empreendimentos na cidade. Esta regulamentação tem o objetivo de evitar que os impactos indesejáveis, devidos à implantação da edificação e parcelamento do solo com drenagem inadequada, sejam gerados na cidades.

O Plano de controle estabelece as alternativas de controle de cada bacia da cidade, reduzindo o risco de ocorrência de inundação na mesma. O Manual de Drenagem representa o documento que orienta a implementação dos projetos de drenagem na cidade.

1.3 Manual de Drenagem Urbana

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

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

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

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

1.4 Organização do Manual de Drenagem

No segundo capítulo deste manual é apresentada a política de controle da drenagem urbana adotada na cidade de Porto Alegre, iniciando pela identificação dos impactos, limitação das atuais medidas de controle, princípios das medidas de controle desenvolvidas neste plano e as estratégias de ação dentro do mesmo.

No terceiro capítulo é apresentada a regulamentação relacionada com a drenagem urbana. No quarto capítulo são apresentados os elementos conceituais básicos sobre drenagem urbana. No capítulo seguinte são apresentadas as precipitações características da cidade, com a definição das equações correspondentes. Nos capítulos seis, sete e oito, são apresentados os critérios de dimensionamento e medidas de controle da drenagem urbana *na fonte*, *microdrenagem* e *macrodrenagem*, respectivamente.

A drenagem *na fonte* corresponde à drenagem do empreendimento dentro de parcelamento existente. A *microdrenagem* envolve a drenagem de novos parcelamentos, enquanto a *macrodrenagem* corresponde ao projeto de drenagem de áreas significativas (> 1 km²) da cidade com vários coletores.

O Manual de Drenagem não esgota o assunto, mas procura antecipar elementos que possam apresentar dificuldades na definição de projeto dentro da concepção do Plano Diretor.

2. Princípios do controle da drenagem urbana

O planejamento urbano, embora envolva fundamentos interdisciplinares, na prática é realizado dentro de um âmbito mais restrito do conhecimento. O planejamento da ocupação do espaço urbano no Brasil, através do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental não tem considerado aspectos de drenagem urbana e qualidade da água, que trazem grandes transtornos e custos para a sociedade e para o ambiente.

Neste capítulo são apresentados:

- os impactos devido às políticas anteriores de desenvolvimento da drenagem urbana no Brasil, baseadas na transferência do fluxo ao longo da cidade;
- os princípios da nova política de controle da drenagem implementada através do Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU);
- e a estratégia adotada dentro do Plano para atingir as metas de um desenvolvimento urbano sustentável.

2.1 Impactos na drenagem urbana

As inundações em áreas urbanas resultam de dois processos, que podem ocorrer isoladamente ou de forma integrada:

- **áreas ribeirinhas:** os rios geralmente possuem dois leitos: o leito menor, onde a água escoar na maior parte do tempo; e o leito maior, que é inundado em média a cada 2 anos. O impacto devido à inundação ocorre quando a população ocupa o leito maior do rio, ficando sujeita à enchentes;
- **devido à urbanização:** ocupação do solo, com conseqüente impermeabilização das superfícies e implementação de rede de drenagem, faz com que aumentem a magnitude das inundações, bem como a sua freqüência. O desenvolvimento urbano pode também produzir obstruções ao escoamento como aterros, pontes, drenagens inadequadas, entupimentos em condutos e assoreamento;

A política na drenagem urbana, que prioriza a simples transferência de escoamento, e a falta de controle da ocupação das áreas ribeirinhas têm produzido impactos significativos que são os seguintes:

- aumento das vazões máximas (em até 7 vezes, Leopold (1968)) devido à ampliação da capacidade de escoamento de condutos e canais, para comportar os acréscimos de vazão gerados pela impermeabilização das superfícies;
- aumento da produção de sedimentos devido à desproteção das superfícies e a produção de resíduos sólidos (lixo);
- deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea devido a lavagem das ruas, transporte de material sólido, contaminação de aquíferos e as ligações clandestinas de esgoto cloacal e pluvial;
- danos materiais e humanos para a população que ocupa as áreas ribeirinhas sujeitas às inundações;
- impactos que ocorrem devido à forma desorganizada como a infra-estrutura urbana é implantada, podendo ser citadas: pontes e taludes de estradas que obstruem o escoamento; redução de seção do escoamento por aterros; deposição e obstrução de rios, canais e condutos por lixo e sedimentos; projetos e obras de drenagem inadequadas.

2.1.1 Impactos nas áreas ribeirinhas

As inundações ocorrem, principalmente, pelo processo natural, no qual o rio ocupa o seu leito maior, de acordo com os eventos chuvosos extremos (em média com tempo de retorno superior a dois anos). Este tipo de inundação ocorre normalmente em bacias grandes (>500 km²), sendo *decorrência de processo natural do ciclo hidrológico*. Os impactos sobre a população são causados principalmente pela ocupação inadequada do espaço urbano. Essas condições ocorrem, em geral, devido às seguintes ações:

- como no Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental, da quase totalidade das cidades brasileiras, não existe nenhuma restrição quanto ao loteamento de áreas com risco de inundação, a seqüência de anos sem inundações é razão suficiente para que empresários loteiem áreas inadequadas;
- invasão de áreas ribeirinhas, que pertencem ao poder público, pela população de baixa renda;
- ocupação de áreas de médio risco, que são atingidas com frequência menor, mas que quando o são, provocam prejuízos significativos.

Os principais impactos sobre a população são:

- prejuízos de perdas materiais e humanas;
- interrupção da atividade econômica das áreas inundadas;
- contaminação por doenças de veiculação hídrica como leptospirose, cólera, entre outras;
- contaminação da água pela inundação de depósitos de material tóxico, estações de tratamentos e outros equipamentos urbanos.

2.1.2 Impactos devido à urbanização

➤ *Impacto do desenvolvimento urbano no ciclo hidrológico*

O desenvolvimento urbano modifica a cobertura vegetal, provocando vários efeitos que alteram os componentes do ciclo hidrológico natural. Com a urbanização, a cobertura da bacia é alterada para pavimentos impermeáveis e são introduzidos condutos para escoamento pluvial, gerando as seguintes modificações no referido ciclo:

- Redução da infiltração no solo;

- O volume que deixa de infiltrar fica na superfície, aumentando o escoamento superficial. Além disso, como foram construídos condutos para o esgotamento das águas pluviais, é reduzido o tempo de deslocamento com velocidades maiores. Desta forma as vazões máximas também aumentam, antecipando seus picos no tempo (figura 2.1);
- Com a redução da infiltração, há uma redução do nível do lençol freático por falta de alimentação (principalmente quando a área urbana é muito extensa), reduzindo o escoamento subterrâneo. Em alguns casos, as redes de abastecimento de água e de esgotamento cloacal possuem vazamentos que podem alimentar o aquíferos, tendo efeito inverso do mencionado, no entanto, podem levar à contaminação do mesmo;
- Devido a substituição da cobertura natural ocorre uma redução da evapotranspiração das folhagens e do solo, já que a superfície urbana não retém água como a cobertura vegetal.

Na figura 2.1 são caracterizadas as alterações no uso do solo devido a urbanização e seu efeito sobre o hidrograma e nos níveis de inundação.

➤ *Impacto Ambiental sobre o ecossistema aquático*

Com o desenvolvimento urbano, vários elementos antrópicos são introduzidos na bacia hidrográfica e passam a atuar sobre o ambiente. Alguns dos principais problemas são discutidos a seguir:

a) Aumento da Temperatura: As superfícies impermeáveis absorvem parte da energia solar, aumentando a temperatura ambiente, produzindo *ilhas de calor* na parte central dos centros urbanos, onde predomina o concreto e o asfalto. O asfalto, devido a sua cor, absorve mais energia que as superfícies naturais, e o concreto, à medida que a sua superfície envelhece, tende a escurecer e aumentar a absorção de radiação solar.

O aumento da absorção de radiação solar por parte da superfície aumenta a emissão de radiação térmica de volta para o ambiente, gerando o calor. O aumento de temperatura também cria condições de movimento de ar ascendente que pode criar de aumento de precipitação. Silveira (1997) mostra que a região central de Porto Alegre apresenta maior índice pluviométrico que a sua periferia, atribuindo essa tendência à urbanização. Como na área urbana as precipitações críticas mais intensas são as de baixa duração, esta condição contribui para agravar as enchentes urbanas.

b) Aumento de Sedimentos e Material Sólido: Durante o desenvolvimento urbano, o aumento dos sedimentos produzidos na bacia hidrográfica é significativo, devido às construções, limpeza de terrenos para novos loteamentos, construção de ruas, avenidas e rodovias entre outras causas. Na figura 2.2 pode-se observar a tendência de produção de sedimentos de uma bacia nos seus diferentes estágios de desenvolvimento.

As principais conseqüências ambientais da produção de sedimentos são as seguintes:

- assoreamento das seções da drenagem, com redução da capacidade de escoamento de condutos, rios e lagos urbanos. A lagoa da Pampulha é um exemplo de um lago urbano que tem sido assoreado. O arroio Dilúvio em Porto Alegre, devido a sua largura e pequena profundidade, durante as estiagens, tem depositado no canal a produção de sedimentos da bacia e criado vegetação, reduzindo a capacidade de escoamento durante as enchentes;
- transporte de poluentes agregados ao sedimento, que contaminam as águas pluviais.

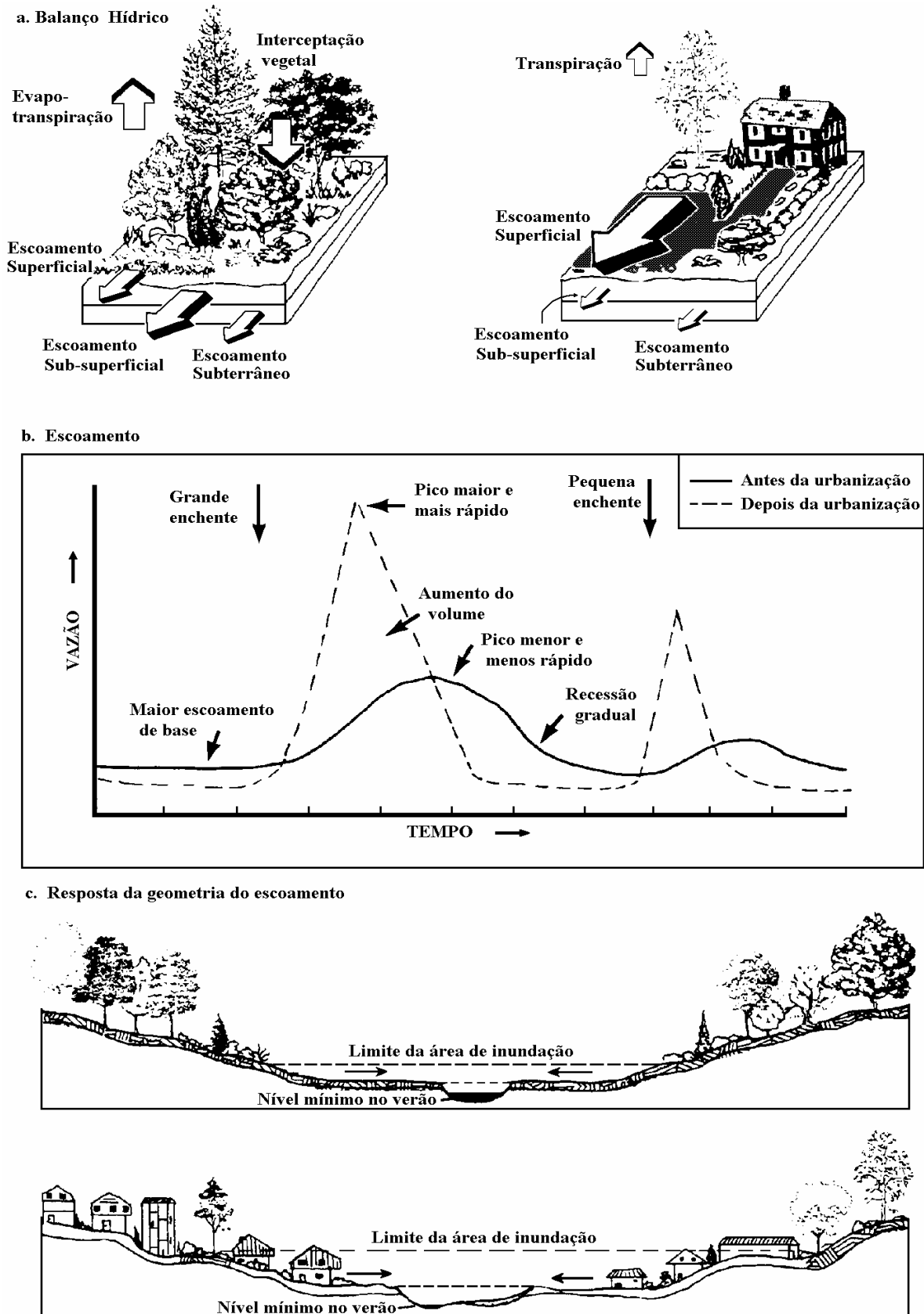


Figura 2.1 Características das alterações de uma área rural para urbana (Schueler, 1987)

À medida que a bacia é urbanizada, e a densificação consolidada, a produção de sedimentos pode reduzir (figura 2.2), mas um outro problema aparece, que é a produção de

lixo. O lixo obstrui ainda mais as redes de drenagem e cria condições ambientais ainda piores. Esse problema somente é minimizado com a adequada freqüência da coleta, educação da população e multas pesadas.

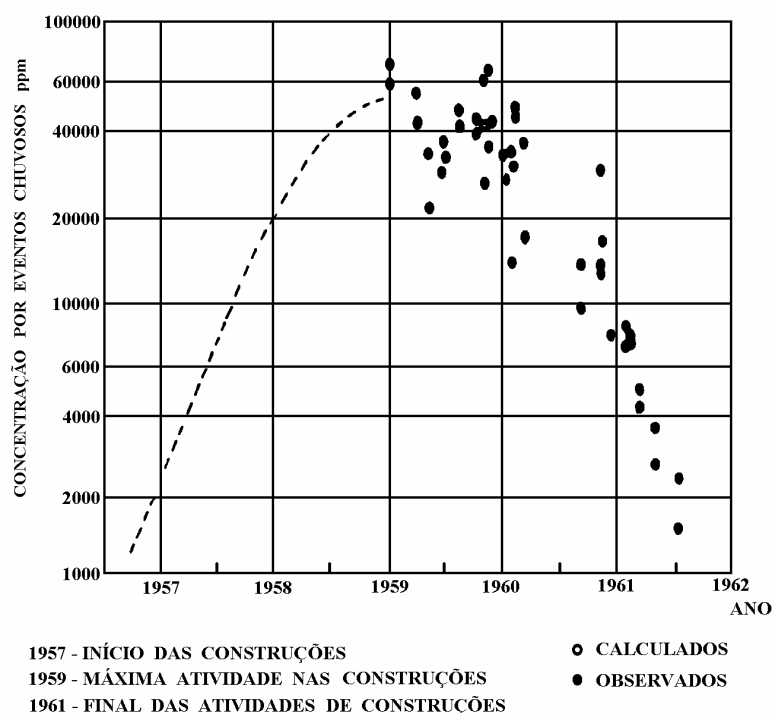


Figura 2.2 Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (Dawdy, 1967)

c) *Qualidade da Água Pluvial*: A qualidade da água do pluvial não é melhor que a do efluente de um tratamento secundário. A quantidade de material suspenso na drenagem pluvial é superior à encontrada no esgoto *in natura*, sendo que esse volume é mais significativo no início das enchentes.

Os esgotos podem ser combinados (cloacal e pluvial num mesmo conduto) ou separados (rede pluvial e cloacal separadas). No Brasil, a maioria das redes é do segundo tipo; sendo que somente em áreas antigas de algumas cidades ainda existem sistemas combinados. Atualmente, devido à falta de capacidade financeira para ampliação da rede de cloacal, algumas prefeituras têm permitido o uso da rede pluvial para transporte do cloacal. Isso pode ser uma solução inadequada à medida que esse esgoto não é tratado, além de inviabilizar algumas soluções de controle quantitativo do pluvial.

A qualidade da água que escoar na rede pluvial depende de vários fatores: da limpeza urbana e sua freqüência; da intensidade da precipitação, sua distribuição temporal e espacial; da época do ano; e do tipo de uso da área urbana. Os principais indicadores da qualidade da água são os parâmetros que caracterizam a poluição orgânica e a quantidade de metais.

d) *Contaminação de aquíferos*: As principais condições de contaminação dos aquíferos urbanos ocorrem devido aos fatos a seguir mencionados:

- Aterros sanitários contaminam as águas subterrâneas pelo processo natural de precipitação e infiltração. Portanto, deve-se evitar que sejam construídos aterros sanitários em áreas de recarga além de procurar escolher as áreas com baixa permeabilidade. Os efeitos da contaminação nas águas subterrâneas devem ser examinados quando é realizada a escolha do local do aterro;

- Grande parte das cidades brasileiras utilizam fossas sépticas como destino final do esgoto. Esse efluente tende a contaminar a parte superior do aquífero. Esta contaminação pode comprometer o abastecimento de água urbana quando existe comunicação entre diferentes camadas dos aquíferos através de percolação e de perfuração inadequada dos poços artesianos;
- A rede de condutos de pluviais pode contaminar o solo através de perdas de volume no seu transporte e até por entupimento de trechos da rede que pressionam a água contaminada para fora do sistema de condutos.

2.2 Limitações de algumas medidas de controle

As limitações das medidas de controle, freqüentemente usadas no Brasil, baseadas na transferência de escoamento para controle das inundações urbanas, são caracterizadas a seguir.

➤ *Drenagem urbana*

A canalização de arroios, rios urbanos ou uso de galerias para transportar rapidamente o escoamento para jusante, priorizando o aumento da capacidade de escoamento de algumas seções, não consideraram os impactos que são transferidos. Este processo produz a ampliação da vazão máxima com duplo prejuízo, fazendo com que haja necessidade de novas construções, que não resolvem o problema, apenas o transferem.

Mesmo considerando que a solução escolhida deva ser a canalização (rios, condutos e galerias para a drenagem secundária), o custo desta solução chega a ser, em alguns casos, cerca dez vezes maior que o custo de soluções que controlam na fonte a ampliação da vazão devido à urbanização.

Como em drenagem urbana o impacto da urbanização é transferido para jusante, quem produz o impacto geralmente não é o mesmo que sofre o impacto. Portanto, para um disciplinamento do problema é necessário a interferência da ação pública através da regulamentação e do planejamento.

➤ *Áreas ribeirinhas*

A política de controle das inundações nas áreas ribeirinhas tem sido de construir obras de proteção, que geralmente representam custos muito altos para toda a comunidade.

Quando as obras de proteção de inundações não são construídas, os prejuízos ocorrem nos anos mais chuvosos. Nesta situação, a política é a de fornecer recursos para atender aos flagelados. Este recurso chega aos municípios na forma de fundo não-reembolsável e não é necessário realizar concorrência pública para o seu gasto. Considerando que as áreas de risco geralmente são ocupadas por população de baixa renda, com esta política dificilmente haverá processo preventivo de planejamento do espaço de risco.

2.3 Princípios do controle da drenagem urbana

Os princípios a seguir caracterizados visam evitar os problemas descritos no item anterior. Estes princípios são essenciais para o bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana.

1. *Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) faz parte do Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA) da cidade.* A drenagem faz parte da infra-estrutura urbana, portanto,

- deve ser planejada em conjunto com os outros sistemas, principalmente o plano de controle ambiental, esgotamento sanitário, disposição de material sólido e tráfego;
2. O escoamento durante os eventos chuvosos não pode ser ampliado pela ocupação da bacia, tanto num simples loteamento, como nas obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano. Isto se aplica a um simples aterro urbano, como a construção de pontes, rodovias, e à implementação dos espaços urbanos. *O princípio é de que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural.*
 3. Plano de controle da drenagem urbana deve contemplar as bacias hidrográficas sobre as quais a urbanização se desenvolve. As medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento de outra, ou seja, *os impactos de quaisquer medidas não devem ser transferidos.* Caso isso ocorra, deve-se prever uma medida mitigadora.
 4. O Plano deve prever a *minimização do impacto ambiental devido ao escoamento pluvial* através da compatibilização com o planejamento do saneamento ambiental, controle do material sólido e a redução da carga poluente nas águas pluviais.
 5. O Plano Diretor de Drenagem Urbana, *na sua regulamentação, deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas.* Depois que a bacia, ou parte dela, estiver ocupada, dificilmente o poder público terá condições de responsabilizar aqueles que estiverem ampliando a cheia. Portanto, se a ação pública não for realizada preventivamente, através do gerenciamento, as conseqüências econômicas e sociais futuras serão muito maiores para todo o município.
 6. Nas áreas ribeirinhas, o controle de inundações é realizado através de medidas estruturais e não-estruturais, que dificilmente estão dissociadas. As medidas estruturais envolvem grande quantidade de recursos e resolvem somente problemas específicos e localizados. Isso não significa que esse tipo de medida seja totalmente descartável. A política de controle de inundações, certamente, poderá chegar à soluções estruturais para alguns locais, mas dentro da visão de conjunto de toda a bacia, onde estas sejam racionalmente integradas com outras medidas preventivas (não-estruturais) e compatibilizadas com o esperado desenvolvimento urbano.
 7. O controle deve ser realizado considerando a bacia como um todo e não em trechos isolados.
 8. *Os meios de implantação do controle de enchentes são o PDDU, as Legislações Municipal/Estadual e o Manual de Drenagem.* O primeiro estabelece as linhas principais, as legislações controlam e o Manual orienta.
 9. O controle permanente: *o controle de enchentes é um processo permanente;* não basta que sejam estabelecidos regulamentos e que sejam construídas obras de proteção; é necessário estar atento às potenciais violações da legislação e na expansão da ocupação do solo de áreas de risco. Portanto, recomenda-se que:
 - nenhum espaço de risco seja desapropriado se não houver uma imediata ocupação pública que evite a sua invasão;
 - a comunidade tenha uma participação nos anseios, nos planos, na sua execução e na contínua obediência das medidas de controle de enchentes.
 10. A educação: a educação de engenheiros, arquitetos, agrônomos e geólogos, entre outros profissionais; da população e de administradores públicos - é essencial para que *as decisões públicas sejam tomadas conscientemente por todos;*

11. O custo da implantação das medidas estruturais e da operação e manutenção da drenagem urbana deve ser transferido aos proprietários dos lotes, proporcionalmente a sua área impermeável, que é a geradora de volume adicional, com relação as condições naturais.
12. O conjunto destes princípios trata o *controle do escoamento urbano na fonte*, distribuindo as medidas de controle para aqueles que produzem o aumento do escoamento e a contaminação das águas pluviais.
13. É essencial uma gestão eficiente na manutenção de drenagem e na fiscalização da regulamentação.

3. Regulamentação

A regulamentação relacionada com a drenagem urbana tem como objetivo ordenar as ações futuras na cidade quanto a drenagem urbana, visando controlar na fonte os potenciais impactos da urbanização.

Os elementos principais da regulamentação são a lei relativa ao Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental n. 434 de março de 2000 e a Minuta do Decreto Municipal que regulamenta a drenagem pluvial na cidade de Porto Alegre.

3.1 Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental

➤ *Valorização ambiental, princípios e estratégias*

O Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA) da cidade de Porto Alegre destaca nos seus princípios básicos artigo 1º item II *a promoção da qualidade de vida e do ambiente, reduzindo as desigualdades e a exclusão social*. O próprio PDDUA incorpora no título, nos princípios e diretrizes a visão da sustentabilidade ambiental (art. 2º).

O artigo 13 define os objetivos ambientais de valorização ambiental do Plano, enquanto que o artigo 15 define os elementos naturais do ambiente e o artigo 16 caracteriza o curso de água *pela massa líquida que cobre uma superfície, seguindo um curso ou formando um banhado, cuja corrente pode ser perene, intermitente ou periódica*.

A implementação da estratégia ambiental (artigo 17) será desenvolvida, entre outros, através da *promoção de ações de saneamento, monitoramento da poluição e de otimização do consumo energético*. A drenagem urbana insere-se no contexto do saneamento ambiental. Ainda dentro da estratégia de qualificação ambiental, alguns dos programas previstos no art 18, que de alguma forma se inter-relacionam com este plano são o Programa de implantação e manutenção de Áreas Verdes Urbanas (III), Programa de Gestão Ambiental (V), Programa de Prevenção e Controle da Poluição (VI).

No art 25 são definidas as estratégias de planejamento da cidade onde se destacam no item III, o Programa de Sistemas de Informações e no IV o Programa de Comunicação e Educação Ambiental, no qual programas semelhantes previstos neste plano também se inserem.

➤ *Formulação de política, planos e programas*

No art. 39 são definidas as atribuições do Conselho Municipal de Desenvolvimento Ambiental, que visa formular as políticas, planos, programas e projetos de desenvolvimento

urbano, no qual está inserido o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU). Este conselho tem representação municipal, estadual, federal, de entidades governamentais, de entidades não-governamentais e das regiões de planejamento da cidade.

O art. 42 define que o planejamento será elaborado através do PPDUA, Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental, e o art. 43 prevê a existência de Planos Setoriais ou Intersetoriais.

➤ *Instrumentos de regulação*

Nos instrumentos de regulação são definidos os tipos de projetos, os estudos necessários (de acordo com as características dos mesmos), dando ênfase à adequação ambiental e controle da poluição, do qual a drenagem é um componente importante.

Dentro deste contexto, o Estudo de Viabilidade Urbanística são solicitados para empreendimentos urbanos, buscando analisar o impacto sobre a infra-estrutura urbana como a drenagem (art. 63 parágrafo 1).

O PDDUA prevê na legislação alguns instrumentos importantes para a drenagem urbana, a seguir relacionados:

- Área de ocupação rarefeita (art 65) onde estão previstos condicionantes que controlem a contaminação das águas, não alterem a absorção do solo e não tenham risco de inundação;
- Áreas de contenção de crescimento urbano (art. 80) são áreas que podem ser definidas em função da densificação atual e seu futuro agravamento devido ao aumento das inundações ou dos condicionantes de drenagem. A cidade de Porto Alegre possui uma extensa área ribeirinha onde os custos de drenagem são muitos altos. A impermeabilização excessiva destas áreas pode resultar em problemas significativos na drenagem, com freqüentes alagamentos. O plano de cada bacia pode permitir identificar estas áreas;
- Áreas de Revitalização (art. 81) representam áreas de patrimônio ambiental ou relevantes para a cidade, que necessitam tratamento especial. O art. 83 define como áreas de revitalização: Centro Histórico, Ilhas de Delta do Jacuí, Orla do Guaíba e Praia de Belas. Apenas o Centro Histórico não possui uma parte de sua área dentro da zona de risco de inundação ribeirinhas.
- Áreas Especiais de Interesse Ambiental (art. 86 Parágrafo 1º): são áreas singulares que necessitam de tratamento especial.
- Áreas de Proteção Ambiental (art. 88) que podem ser de preservação permanente e conservação possuem características próprias e necessitam de zoneamento específico.

➤ *Plano Regulador*

O art. 97 estabelece uma das principais bases para a regulamentação da drenagem urbana, onde nas zonas identificadas como problemáticas deverão ser construídos reservatórios de detenção pluvial. No seu parágrafo único define que será de atribuição do executivo a definição dos critérios através de decreto.

No parcelamento do solo, art. 135 estabelece os condicionantes do espaço para a drenagem urbana como faixa “não-edificável” no parágrafo 3º e 6º define que os novos empreendimentos devem manter as condições hidrológicas originais da bacia, através de amortecimento da vazão pluvial.

O artigo 136 restringe o parcelamento do solo (I) em terrenos alagadiços e sujeitos a inundação, antes de tomadas as providências para assegurar o escoamento das águas e proteção

contra as cheias e inundações e (IV) em terrenos onde as condições geológicas e hidrológicas não aconselham a edificação. No parágrafo 1º são definidas as áreas alagadiças nas margens do Guaíba e no parágrafo 5º é transferido para o DEP Departamento de Esgotos Pluviais a sua definição.

O art. 137 reserva área para os equipamentos urbanos, entre os quais a drenagem urbana.

O artigo 163 X, das disposições transitórias destaca a necessidade de decreto do legislativo para a definição e dimensionamento dos reservatórios de águas pluviais.

Um dos aspectos relacionados com a proteção ambiental e a drenagem urbana se refere à faixa marginal dos arroios urbanos. O Código Florestal prevê a distância de trinta metros da margem dos arroios, definida pela seção de leito menor. No desenvolvimento das cidades não se observa que este limite seja obedecido, o que dificulta o controle da infra-estrutura da drenagem urbana. Neste sentido, observa-se a necessidade de medidas para atuar sobre a cidade já desenvolvida, e nos casos em que há parcelamento aprovado, além da cobrança sobre os futuros parcelamentos da cidade.

3.2 Decreto municipal

Os princípios da regulamentação proposta baseiam-se no controle na fonte do escoamento pluvial, através do uso de dispositivos que amortecem o escoamento das áreas impermeabilizadas e/ou recupere a capacidade de infiltração, através de dispositivos permeáveis ou pela drenagem em áreas de infiltração.

Considerando a legislação municipal que institui o PDDUA, analisado no item anterior, a proposta de decreto regulamenta o artigo 97 como previsto no seu parágrafo único e no artigo 163 das disposições transitórias. Além disso, deve-se destacar que no art. 135 parágrafo 6 do parcelamento do solo, a lei também prevê estas mesmas condições para novos empreendimentos.

No anexo A é apresentado o decreto municipal que regulamenta os artigos 97 e 135 do Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental. O decreto se baseia na padronização de elementos básicos para a regulamentação que são:

- a vazão máxima de saída a ser mantida em todos os desenvolvimentos urbanos (novas edificações ou parcelamentos);
- o volume de retenção necessário à manutenção da vazão máxima citada no item anterior;
- incentivar os empreendedores a utilizarem pavimentos permeáveis e outras medidas de controle na fonte da drenagem urbana.

4. Elementos conceituais

Alguns dos temas abordados são definidos a seguir visando um melhor entendimento dos elementos utilizados nos projetos de drenagem urbana.

4.1 Sistemas de drenagem

Os sistemas de drenagem são definidos como *na fonte*, *microdrenagem* e *macrodrenagem*. A drenagem *na fonte* é definida pelo escoamento que ocorre no lote, condomínio ou empreendimento individualizado (como lote), estacionamentos, área comercial, parques e passeios.

A *microdrenagem* é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais em um loteamento ou de rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado.

A *macrodrenagem* envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. Quando é mencionado o sistema de macrodrenagem, as áreas envolvidas são de pelo menos 2 km² ou 200 ha. Estes valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações.

O sistema de macrodrenagem deve ser projetado com capacidade superior ao de microdrenagem, com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

Na verdade, o que tem caracterizado este tipo de definição é a metodologia utilizada para a determinação da vazão de projeto. O Método Racional tem sido utilizado para a estimativa das vazões na microdrenagem, enquanto os modelos hidrológicos que determinam o hidrograma do escoamento são utilizados para as obras de macrodrenagem. Justamente por ser uma metodologia com simplificações e limitações, o Método Racional pode ser utilizado somente para bacias com áreas de até 2km² (que está de acordo com a definição anteriormente mencionada).

4.2 Escoamento e condicionantes de projeto

O escoamento em um rio, arroio ou canalização depende de vários fatores que podem ser agregados em dois conjuntos:

1. **condicionantes de jusante:** Os condicionantes de jusante atuam no sistema de drenagem de forma a modificar o escoamento a montante. Os condicionantes de jusante podem ser: estrangulamento do rio devido a pontes, aterros, mudança de

seção, reservatórios, oceano. Esses condicionantes reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento;

2. **condicionantes locais:** definem a capacidade de cada seção do rio de transportar uma quantidade de água. A capacidade local de escoamento depende da área, da seção, da largura, do perímetro e da rugosidade das paredes. Quanto maior a capacidade de escoamento, menor o nível de água.

Para exemplificar este processo, pode-se usar uma analogia com o tráfego de uma avenida. A capacidade de tráfego de automóveis de uma avenida, em uma determinada velocidade, depende da sua largura e número de faixas. Quando o número de automóveis é superior a sua capacidade, o tráfego torna-se lento e ocorre congestionamento. Em um rio, à medida que chega um volume de água superior a sua capacidade, o nível sobe e inunda as áreas ribeirinhas. Portanto, o sistema está limitado, nesse caso, à capacidade local de transporte de água (ou de automóveis).

Considere, por exemplo, o caso de uma avenida que tem uma determinada largura, com duas faixas em um sentido; no entanto, existe um trecho em que as duas faixas se transformam em apenas uma. Há um trecho de transição, antes de chegar na mudança de faixa, que obriga os condutores a reduzirem a velocidade dos carros, criando um congestionamento - não pela capacidade da avenida naquele ponto, mas pelo que ocorre no trecho posterior. Neste caso, a capacidade está limitada pela transição de faixas (que ocorre a jusante) e não pela capacidade local da avenida. Da mesma forma, em um rio, se existe uma ponte, aterro ou outra obstrução, a vazão de montante é reduzida pelo represamento de jusante e não pela sua capacidade local. Com a redução da vazão, ocorre aumento dos níveis, provocando o efeito muitas vezes denominado de *remanso*.

O trecho de transição, que sofre efeito de jusante depende de fatores que variam com o nível, declividade do escoamento e capacidade do escoamento ao longo de todo o trecho.

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

4.3 Risco e incerteza

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

$$T_r = \frac{1}{p} \quad (4.1)$$

Para exemplificar, considere um *dado* que tem seis faces (números 1 a 6). Numa jogada qualquer, a probabilidade de sair o número 4 é $p=1/6$ (1 chance em seis possibilidades). O tempo de retorno é, *em média*, o número de jogadas que o número desejado se repete. Nesse caso, usando a equação 4.1 acima fica $T = 1/(1/6)=6$. Portanto, **em média**, o número 4 se repete a cada seis jogadas. Sabe-se que esse número não ocorre exatamente a cada seis jogadas, mas se jogarmos milhares de vezes e tirarmos a média, certamente isso ocorrerá. Sendo assim, o

número 4 pode ocorrer duas vezes seguidas e passar muitas sem ocorrer, mas na média se repetirá em seis jogadas. Fazendo uma analogia, cada jogada do *dado* é um ano para as enchentes. O tempo de retorno de 10 anos significa que, **em média**, a cheia pode se repetir a cada 10 anos ou em cada ano esta enchente tem 10% de chance de ocorrer.

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

$$P_n = 1 - (1 - p)^n \quad (4.2)$$

Por exemplo, qual a chance da cheia de 10 anos ocorrer nos próximos 5 anos? ou seja deseja-se conhecer qual a probabilidade de ocorrência para um período e não apenas para um ano qualquer. Neste caso,

$$P_n = 1 - (1 - 1/10)^5 = 0,41 \text{ ou } 41\%$$

A probabilidade ou o tempo de retorno é calculado com base na série histórica observada no local. Para o cálculo da probabilidade, as séries devem ser representativas e homogêneas no tempo. Quando a série é **representativa**, os dados existentes permitem calcular corretamente a probabilidade. Por exemplo, o período de cheia entre 1970 e 1998 no Guaíba em Porto Alegre não é muito representativo, porque ocorreram apenas enchentes pequenas e fora desse período, ocorreram algumas maiores.

A série é **homogênea**, quando as alterações na bacia hidrográfica não produzem mudanças significativas no comportamento da mesma e, em consequência, nas estatísticas das vazões do rio.

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

O risco adotado para um projeto define a dimensão dos investimentos envolvidos e a segurança quanto às enchentes. A análise adequada envolve um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos. No entanto, esta prática é inviável devido ao alto custo do próprio estudo, principalmente para pequenas áreas. Desta forma, os riscos usualmente adotados são apresentados na tabela 4.1.

O projetista deve procurar analisar adicionalmente o seguinte:

- Escolher o limite superior do intervalo da tabela quando envolverem grandes riscos de interrupção de tráfego, prejuízos materiais, potencial interferência em obras de infraestrutura como subestações elétricas, abastecimento de água, armazenamento de produtos danosos quando misturado com água e hospitais;
- Quando existir risco de vida humana deve-se buscar definir um programa de defesa civil e alerta além de utilizar o limite de 100 anos para o projeto.

Vale lembrar que embora sejam utilizadas técnicas estatísticas para a determinação das curvas de probabilidade, associada a esta determinação está a incerteza. Entende-se como *incerteza* a diferença entre as estatísticas da amostra e da população de um conjunto de dados. A incerteza é fruto dos erros de coleta de dados, da definição de parâmetros, da caracterização de um sistema, das simplificações dos modelos e do processamento destas informações para definição do projeto de drenagem.

Tabela 4.1 - Tempo de retorno para projetos de drenagem urbana

Sistema	Característica	Intervalo Tr (anos)	Valor freqüente (anos)
Microdrenagem	Residencial	2 - 5	2
	Comercial	2 - 5	5
	Áreas de prédios públicos	2 - 5	5
	Aeroporto	5 - 10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5 - 10	10
Macro-drenagem		10 - 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 - 100	100*

* limite da área de regulamentação

4.4 Cenários de planejamento e alternativas de controle para projeto

➤ *Cenários utilizados na análise do Plano Diretor de Drenagem Urbana das bacias*

Os cenários de projeto, apresentados neste manual representam as condições na qual a bacia estaria sujeita a diferentes cenários de desenvolvimento. Os cenários estudados no PDDrU de cada bacia foram:

- I - Atual** : Condições de urbanização atual, envolve a ocupação urbana no ano de elaboração do Plano obtida de acordo com estimativas demográficas e imagens de satélite;
- II - Cenário PDDUA:** Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental: O plano de desenvolvimento urbano em vigor na cidade estabelece diferentes condicionantes de ocupação urbana para a cidade;
- III - Cenário atual + PDDUA:** Este cenário envolve a ocupação atual para as partes da bacia onde o Plano foi superado na sua previsão, enquanto que para as áreas em que o Plano não foi superado, foi considerado o valor de densificação previsto no mesmo. Este cenário é excludente em relação ao II.
- IV - Cenário de ocupação máxima:** Este cenário envolve a ocupação máxima de acordo com o que vem sendo observado em diferentes partes da cidade que se encontram neste estágio. Este cenário representa a situação que ocorrerá se o disciplinamento do uso do solo não for obedecido. É utilizado como parâmetro comparativo.

➤ *Alternativas de controle para projeto*

As *alternativas de controle para projeto* são as situações propostas à prefeitura, com o intuito de reduzir ou minimizar os impactos advindos do crescimento urbano. Podem ser propostas alternativas de controle para regiões onde ainda não há ocupação urbana e para os locais, ou regiões onde já há urbanização, no entanto, as previsões são de que ela venha a ser intensificada.

No caso da região não ser urbanizada, deve-se considerar as seguintes situações de ocupação:

a) Pré-desenvolvimento: é a situação que existia quando a bacia estava em condições naturais. As condições naturais envolvem superfície permeável e escoamento em leito natural sem canalização.

b) Com implementação do empreendimento: este cenário envolve a avaliação da vazão máxima (para o risco definido de acordo com o projeto), quando a ocupação do solo estiver implementada. A partir da determinação da vazão máxima as medidas de controle são propostas para mantê-la a um nível menor ou igual a vazão máxima do cenário de pré-desenvolvimento, determinada conforme apresentado no item acima

Quando esta situação não é mais verificada, as alternativas de controle são definidas, dimensionadas e planejadas a partir do cenário de ocupação existente e a previsão de ocupação futura. Neste caso, a vazão máxima existente corresponderia à vazão máxima de pré-desenvolvimento, e a vazão a ser controlada é calculada a partir da previsão de máxima ocupação. Assim, as alternativas de controle são projetadas de forma a evitar as obras de ampliação das redes de drenagem existente, para comportarem o acréscimo de escoamento decorrente do crescimento urbano.

4.5 Projeto de Drenagem Urbana

Um projeto de drenagem urbana deve possuir os seguintes componentes principais (Figura 4.1):

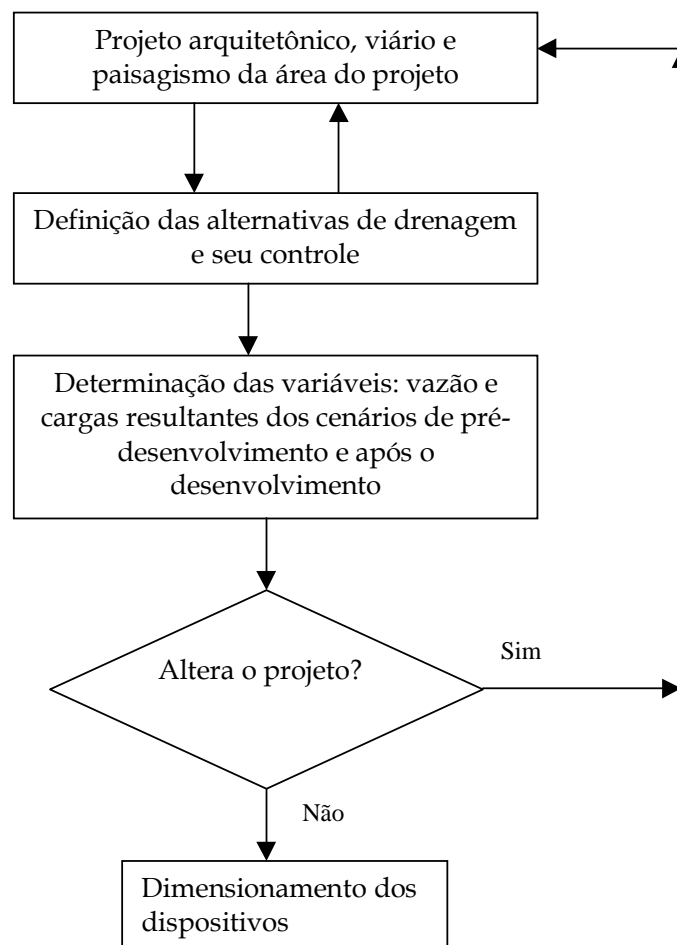


Figura 4.1 Sequência para desenvolvimento do projeto

- 1. Projeto arquitetônico, paisagístico e viário da área:** envolve o planejamento da ocupação da área em estudo.
- 2. Definição das alternativas de drenagem e das medidas de controle:** devem ser realizadas para manutenção das condições anteriores ao desenvolvimento, com relação à vazão máxima de saída do empreendimento. As alternativas propostas podem ser realizadas em conjunto com a atividade anterior, buscando compatibilizar com os condicionantes de ocupação;
- 3. Determinação das variáveis de projeto para as alternativas de drenagem em cada cenário:** os cenários analisados devem ser a situação anterior ao desenvolvimento e após a implantação do projeto. O projeto dentro destes cenários varia com a magnitude da área e do tipo de sistema (fonte, micro ou macrodrenagem). As variáveis de projeto são a vazão máxima ou hidrograma dos dois cenários, as características básicas dos dispositivos de controle e a carga de qualidade da água resultante do projeto.
- 4. Projeto da alternativa escolhida:** envolve o detalhamento das medidas de controle no empreendimento, inclusive a definição das áreas impermeáveis máximas projetadas para cada lote, quando o projeto for de parcelamento do solo.

4.6 Alternativas de controle para a rede de drenagem pluvial

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

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

- **distribuída ou na fonte:** é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios;
- **na microdrenagem:** é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um parcelamento ou mesmo mais de um parcelamento, em função da área;
- **na macrodrenagem:** é o controle sobre áreas acima de 2km² ou dos principais riachos urbanos.

No capítulo 6 são apresentados os procedimentos para o dimensionamento da drenagem na fonte, enquanto que no capítulo 7 e 8 são apresentados, respectivamente os mesmos procedimentos para a microdrenagem e macrodrenagem.

As principais medidas de controle são:

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

- *Aumento da capacidade de escoamento:* mudando variáveis como área, rugosidade da seção do escoamento e a declividade, é possível aumentar a vazão e reduzir o nível. Esta solução, muito utilizada, apenas transfere para jusante o aumento da vazão, exigindo aumento da capacidade ao longo todo o sistema de drenagem, aumentando exponencialmente o custo.

5. Precipitação

5.1 Conceitos

A precipitação é a principal informação hidrológica de entrada utilizado no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. A expressão *precipitação de projeto* identifica a precipitação utilizada na geração do *hidrograma ou vazão de projeto*.

Neste item são apresentados os fundamentos utilizados para a definição do método de obtenção de uma precipitação de projeto. Se o leitor preferir uma aplicação imediata para Porto Alegre pode remeter-se diretamente para o item seguinte.

Os primeiros fundamentos referem-se aos conceitos de precipitação observada e precipitação de projeto.

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

- lâmina precipitada P (mm);
- duração D (min);
- intensidade média precipitada $i_{méd} = P/D$ (mm/h);
- lâmina máxima $P_{máx}$ (mm) da seqüência de intervalos de tempo Δt que discretizam D ;
- intensidade máxima $i_{máx} = P_{máx} / \Delta t$ (mm/h)
- posição de $P_{máx}$ ou $i_{máx}$ dentro da duração D (entre 0 e 1, do início ao fim de D)

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

- período de retorno Tr da precipitação de projeto (anos);
- duração crítica D_{cr} do evento (min).

O aposto *de projeto* significa, justamente, que está associado à precipitação de projeto um período de retorno que foi pré-estabelecido conforme a importância da obra. Por convenção, atribui-se à vazão de projeto ou ao hidrograma de projeto calculado com base nesta precipitação, o período de retorno desta. Os critérios usados para a escolha do período de retorno foram apresentados no capítulo 4. Na realidade, o tempo de retorno escolhido está relacionado com a precipitação e não é necessariamente igual ao da vazão, devido à variabilidade dos outros fatores utilizados no cálculo do hidrograma de projeto.

A duração crítica é outro elemento indispensável à definição das precipitações de projeto, pois ela deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua com o escoamento

superficial, o que equivale dizer que a precipitação efetiva (parcela da precipitação total que gera escoamento superficial) deve ter duração igual ao tempo de concentração da bacia contribuinte. Sobre o modo de cálculo do tempo de concentração consultar o Anexo D - Metodologia para determinação do tempo de concentração.

As precipitações de projeto podem ser constantes ou variadas ao longo de sua duração. A precipitação de projeto constante é normalmente utilizada em conjunto com o Método Racional (ver capítulo 6 ou 7) e sua duração é igual ao tempo de concentração. A precipitação de projeto variável no tempo (hietograma de projeto) é utilizada para determinar o hidrograma de projeto (ver capítulo 8). No hietograma a precipitação é definida em intervalos de tempo onde a duração total da precipitação utilizada é maior ou igual ao tempo de concentração.

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

Os tipos de precipitação de projeto sugeridas neste Manual são aplicáveis em casos comuns de projeto. Em casos especiais, o DEP pode exigir outros tipos de precipitação de projeto.

5.2 Precipitação máxima pontual: IDF

A IDF Intensidade- duração - freqüência de um determinado local é obtida à partir de registros históricos de precipitação de pluviógrafos. Esta precipitação é o máximo pontual que possui abrangência espacial reduzida (veja próximo item).

A curva IDF de determinado local fornece a intensidade da chuva (mmh^{-1}) para uma dada duração t (horas) e período de retorno T_r (anos).

Porto Alegre possui dados pluviográficos em vários locais. Para estes locais foram obtidas as curvas IDF em diferentes estudos e no desenvolvimento do PDDrU. Na tabela 5.1 (e no anexo B) são apresentadas equações da IDF para os locais e a área de abrangência sugerida para o seu uso. Algumas IDF foram recomendadas para uso pelo projetista e outras foram abandonadas, com justificativa caso a caso (anexo B).

Exemplo 5.1 Para o dimensionamento de microdrenagem numa área residencial no bairro de Navegantes, determine a Intensidade da precipitação com duração igual a 1hora.

Solução : A duração foi fornecida $t = 1\text{h}$. O dimensionamento numa área de microdrenagem o tempo de retorno varia de 2 a 5 anos (tabela 4.1) em função dos prejuízos potenciais. Adotando $T_r = 5$ anos. A equação da primeira linha da tabela 5.1 corresponde ao bairro mencionado.

$$i = \frac{826,8T^{0,143}}{(t+13,3)^{0,79}} = \frac{826,8x(5)^{0,143}}{(60+13,3)^{0,79}} = 31,63\text{mm/h}$$

A precipitação total no período de uma hora será

$$P = 31,63 * 1 = 31,63 \text{ mm.}$$

Tabela 5.1 - Equações IDF recomendadas para Porto Alegre por bairro

Nº	IDF ¹	Bairros
1	$i = \frac{826,8T^{0,143}}{(t + 13,3)^{0,79}}$ <p>Aeroporto</p>	Arquipélago (Ilha do Lage e Ilha Grande dos Marinheiros), Farrapos, Humaitá, Anchieta, Várzea do Gravataí, Navegantes, São João, Sarandi, Rubem Berta, São Geraldo (regiões norte, nordeste e leste do bairro), Santa Maria Goretti, Jardim São Pedro, Jardim Floresta, Jardim Lindóia, São Sebastião, Higienópolis, Passo D'Areia, Cristo Redentor, Vila Ipiranga (região norte do bairro), Jardim Itu-Sabará (região norte do bairro), Boa Vista (região norte), e Passo das Pedras (região norte do bairro).
2	$i = \frac{1265,67T^{0,052}}{(t + 12)^{0,88/T^{0,05}}}$ <p>Redenção</p>	Arquipélago (Ilha das Flores e Ilha da Pintada), Marcílio Dias, São Geraldo (regiões oeste, sul e sudeste do bairro), Floresta, Passo das Pedras (região sul do bairro), Centro, Independência, Moinhos de Vento, Auxiliadora, Praia de Belas, Cidade Baixa, Farrroupilha, Bom Fim, Rio Branco, Mont Serrat (região oeste), Bela Vista (região oeste), Menino Deus, Azenha, Santana, Santa Cecília, Cristal, Santa Teresa, Medianeira, Santo Antônio, Vila Assunção, Tristeza, Camaquã, Cavalhada, Nonai (região oeste), Vila Conceição, Pedra Redonda, e Ipanema (região norte),
3	$i = \frac{1297,9T^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}}$ <p>8º Distrito</p>	Vila Ipiranga (região sul do bairro), Jardim Itu-Sabará (região sul do bairro), Boa Vista (região sul), Mont Serrat (região leste), Bela Vista (região leste), Três Figueiras, Chácara das Pedras, Vila Jardim, Petrópolis, Bom Jesus, Jardim Carvalho, Partenon, Jardim Botânico, Jardim do Salso, Nonoai (região leste), Teresópolis, Glória, Cel. Aparício Borges, Vila João Pessoa, São José, Ipanema (região sul), Vila Nova, Cascata, Espírito Santo, Aberta dos Morros (região oeste), Belém Velho (região oeste), Guarujá, Hípica (região oeste), Serraria, e Ponta Grossa (região oeste),
4	$i = \frac{509,859T^{0,196}}{(t + 10)^{0,72}}$ <p>IPH</p>	Vila Protásio Alves (região norte, leste e sul), Agronomia, Lomba do Pinheiro, Restinga, Chapéu do Sol, Belém Novo, Lageado, Extrema, Aberta dos Morros (região leste), Belém Velho (região leste), Hípica (região leste), Ponta Grossa (região leste), e Lami

1 - *i* é a intensidade da chuva em mmh⁻¹, *T* é o período de retorno em anos e *t* é a duração em minutos.

5.3 Distribuição espacial e coeficientes de abatimento

A precipitação máxima pontual não ocorre sobre toda a bacia ao mesmo tempo, existe uma natural variabilidade espacial com uma tendência à redução da precipitação da bacia com relação ao máximo pontual.

A precipitação observada possui grande variabilidade espacial mesmo numa pequena área de alguns quilômetros quadrados. A variabilidade espacial da precipitação dificilmente segue um padrão físico identificável. Além disso, essa variada configuração espacial muda rapidamente com os intervalos de tempo sucessivos do evento chuvoso. Em suma, há normalmente, durante a ocorrência de uma chuva, uma grande quantidade de núcleos de

precipitação que nascem, crescem, deslocam-se e desaparecem sobre a área de passagem da chuva, que impede a ocorrência de uma estrutura espacial estável.

Isto é contornado através de abordagem estatística porque ela consegue extrair uma estrutura de correlação espacial dos eventos chuvosos no entorno do ponto de máxima precipitação, com base em hipóteses estatísticas.

Os coeficientes sugeridos neste manual provêm do estudo realizado por Silveira (1996), que estimou a estrutura de correlação espacial para Porto Alegre. O autor obteve uma expressão para o coeficiente de abatimento (redução) radial da precipitação, em função da área ao redor do ponto de maior intensidade. A expressão obtida é dada por :

$$K_A = 1 - 0,25 \frac{\sqrt{A}}{\beta} \quad (5.1)$$

onde:

K_A : coeficiente de abatimento (entre 0 e 1);

A : área em km^2 ;

β : distância teórica onde a correlação espacial se anula (variável com a duração do evento). Para Porto Alegre pode-se usar a equação empírica para β :

$$\beta = 0,054t + 12,9 \quad (5.2)$$

onde:

t : duração do evento em minutos;

β : obtido em km.

Na Figura 5.1 é apresentada a variação de K_A com a área. Na prática, pode-se usar a expressão de K_A juntamente com qualquer IDF de Porto Alegre, pois admite-se que a estrutura de correlação espacial é a mesma para curvas IDF urbanas ou suburbanas.

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

Recomenda-se utilizar o abatimento espacial dos valores máximos pontuais para bacias com área superior a 10 km^2 .

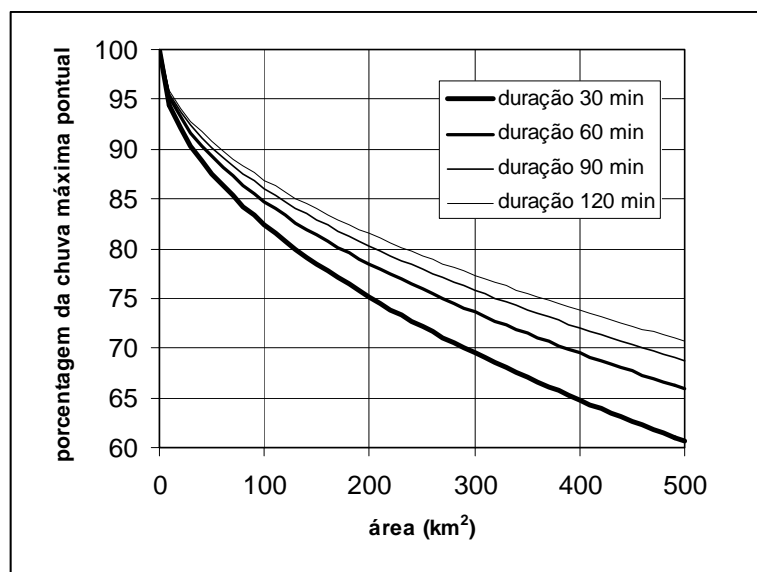


Figura 5.1 - Coeficiente de Abatimento das Chuvas de Porto Alegre

Exemplo 5.2 : Para uma bacia de 25 km² em Porto Alegre a duração da chuva escolhida é de 3 horas e o tempo de retorno de 10 anos, determine a Intensidade máxima pontual e a da bacia hidrográfica (região 4 da tabela 5.1).

Solução : A curva de Intensidade, duração e frequência para a região 4 e a intensidade para 10 anos e 3 horas de duração fica

$$i = \frac{509,85 \cdot T^{0,196}}{(t+10)^{0,72}} = \frac{509,85 \cdot (10)^{0,196}}{(180+10)^{0,72}} = 18,40 \text{ mm/h}$$

A precipitação total pontual no período é $18,40 \times 3 \text{ h} = 55,2 \text{ mm}$.

A precipitação sobre a bacia é obtida utilizando o coeficiente de abatimento, onde inicialmente é calculado o fator

$$\beta = 0,054t + 12,9 = 0,054 \times 180 + 12,9 = 22,62 \text{ km}$$

O coeficiente de abatimento é

$$K_A = 1 - 0,25 \frac{\sqrt{A}}{\beta} = 1 - \frac{0,25 \sqrt{25}}{22,62} = 0,944$$

A precipitação da bacia fica

$$I = 18,40 \times 0,944 = 17,37 \text{ mm/h}$$

$$P = 55,2 \times 0,944 = 52,1 \text{ mm}$$

5.4 Distribuição temporal

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

A variabilidade temporal nas chuvas de projeto depende do método hidrológico utilizado. O Método Racional considera a chuva de projeto com intensidade constante em toda a sua duração, retirada diretamente da curva IDF. Os métodos baseados em hidrogramas unitários utilizam a precipitação variável no tempo. Nesta situação, os métodos mais usados são aqueles que atribuem uma distribuição arbitrária temporal para chuvas de projeto, baseadas em cenários que produzem inundações críticas. Neste manual é apresentado o método dos blocos alternados, que constrói o hietograma de projeto a partir da curva IDF.

A **duração total da precipitação** é igual ou maior que o tempo de concentração da bacia, permitindo que toda a bacia “sinta” o efeito da precipitação. O tempo total da simulação deve ser pelo menos duas vezes o tempo de concentração, permitindo que toda a precipitação atue sobre o hidrograma de saída. O **intervalo de tempo** das precipitação deve ser igual, e preferencialmente menor a 1/3 do tempo de pico do hidrograma unitário da bacia. Como este valor nem sempre está disponível, é recomendável utilizar um intervalo de tempo que seja menor igual a 1/10 do tempo de concentração. Sugere-se considerar intervalos entre 5 e 10 minutos em hietogramas com duração total de até 2 horas. Para durações maiores que 2 horas recomenda-se utilizar intervalos entre 10 e 20 min.

5.4.1 Método dos Blocos Alternados

A metodologia denominada de bloco alternadas distribui a precipitação ao longo do tempo de forma a buscar um cenário crítico de precipitação. Este cenário baseia-se em precipitação pequena e média no início do tempo e precipitação alta próximo do final da duração, quando geram hidrogramas com grande pico.

Metodologia:

1. Para o tempo de retorno escolhido, calcular através da IDF selecionada a precipitação correspondente à duração, espaçadas pelo intervalo de tempo até a duração total. Por exemplo, sendo a duração total de 60 min e o intervalo de tempo de 10 min, calcula-se a partir da IDF as precipitações de 10, 20, 30, 40, 50 e 60 minutos. Este valores são precipitações acumuladas, $P_a(t)$, para cada duração.
2. Considerando que a precipitação em cada intervalo de tempo é a diferença entre dois intervalos de tempo, obtém-se a primeira versão do hietograma. Por exemplo, a $P_i(t=30\text{min}) = P_a(30\text{min}) - P_a(20\text{min})$. Geralmente este resultado mostrará o valor máximo no primeiro intervalo de tempo, portanto o hietograma deve ser reordenado para buscar cenários mais desfavoráveis;
3. Para reordenar o hietograma posicione o maior (primeiro) valor a 50% da duração, o segundo logo após ao anterior e o terceiro antes do maior valor e assim, sucessivamente (veja exemplo 5.3).

Exemplo 5.3: Definição de uma chuva de projeto de 40 minutos em Navegantes, com período de retorno de 5 anos, em intervalos de 5 minutos.

Solução: Na tabela 5.2, coluna 2 são apresentados os valores de intensidade de precipitação para durações de até 40 minutos e intervalos de 5 minutos. A precipitação total acumulada é apresentada na coluna 3. As precipitações desacomuladas são apresentadas na coluna 4 e reordenadas como apresentado nas colunas 5 e 6, resultando nos valores da coluna 7.

Tabela 5.2 - Hietograma de 40 minutos pelo método dos blocos alternados

Tempo (min)	I (1) (mm/h)	P_{acum} (2) (mm)	P_{desac} (3) (mm)	Ordem Decrescente	Ordem alternada	P_{rearr} (4) (mm)
5	104,72	8,73	8,73	1º	7º	1,86
10	86,53	14,42	5,59	2º	5º	2,59
15	74,21	18,55	4,13	3º	3º	4,13
20	65,25	21,75	3,20	4º	1º	8,73
25	58,43	24,35	2,59	5º	2º	5,69
30	53,03	26,52	2,17	6º	4º	3,20
35	48,64	28,38	1,86	7º	6º	2,17
40	45,00	30,00	1,63	8º	8º	1,63

1 - calculado com a IDF válida para Navegantes com t dado pela 1ª coluna

2 - multiplicação da 1ª coluna (tempo) pela 2ª (i) dividida por 60

3 - é o hietograma completamente adiantado obtido pela desacomulação da 3ª coluna

4 - é o hietograma final resultante do rearranjo dado pela ordenação alternada

6. Controle da drenagem na fonte

O dimensionamento da drenagem proveniente de um lote, condomínio ou outro empreendimento individualizado, estacionamento, parques e passeios são denominados aqui de drenagem *na fonte*. De acordo com a regulamentação municipal, a drenagem desta área deve possuir uma vazão máxima de saída igual ou menor que a vazão máxima de pré-desenvolvimento.

O Decreto Municipal, que regulamenta os aspectos de drenagem urbana do Plano Diretor (veja capítulo 3), especifica procedimentos para áreas menores e maiores que 100 ha. Para as áreas menores, o dimensionamento pode ser realizado com equações gerais para o município (que já embutem a precipitação e os limites de vazão). Para áreas maiores é necessário um estudo hidrológico específico.

No item seguinte são apresentados os elementos técnicos do decreto e os procedimentos para dimensionamento, considerando desenvolvimentos com área menor ou igual a 100 ha. Também são descritos os dispositivos que podem ser utilizados associados com este controle. No capítulo seguinte são descritos os métodos utilizados para o controle das áreas maiores que 100 ha.

6.1 Dimensionamento da drenagem pluvial na fonte

Como foi descrito no capítulo 2 deste manual, existem vários impactos decorrentes da escolha dos sistemas de drenagem que priorizam o aumento da capacidade de escoamento nas redes de micro e macrodrenagem.

Para evitar os referidos impactos, o decreto municipal prevê que o controle possa ser realizado dentro do lote ou no loteamento. O decreto municipal que disciplina este controle (anexo A) se baseia no seguinte (figura 6.1):

1. A vazão de saída do novo empreendimento deve ser mantida igual ou menor que a vazão de pré-desenvolvimento;
2. A vazão de pré-desenvolvimento foi determinada para a cidade de Porto Alegre segundo o referido decreto em **20,8 l/(s.ha)**;
3. Para manter a vazão de pré-desenvolvimento existem várias alternativas. O decreto pressupõe que o projetista utilizará um reservatório e apresenta a equação para determinar o volume necessário (projetos até 100 ha), que é

$$V = 4,25 A. AI \quad (6.1)$$

onde:

V: volume em m³;

A: área drenada para jusante do empreendimento (ha);

AI: área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (% da área total A).

Para projetos com áreas maiores que 100 ha o DEP solicita um estudo hidrológico específico;

4. O decreto permite a redução do volume reservatório da equação 6.1 através do uso de medidas de controle na fonte como: áreas de infiltração; pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração. Para cada um destes elementos são especificadas as porcentagens de reduções da área impermeável no cálculo do volume (tabela 6.1);
5. Para a verificação da possibilidade de uso de dispositivos de infiltração utilize os critérios apresentados na tabela 6.2 (ou no item 6.3);
6. O dimensionamento dos dispositivos selecionados (reservatórios e/ou aumento da infiltração) são realizados com base nos elementos apresentados no item a seguir.

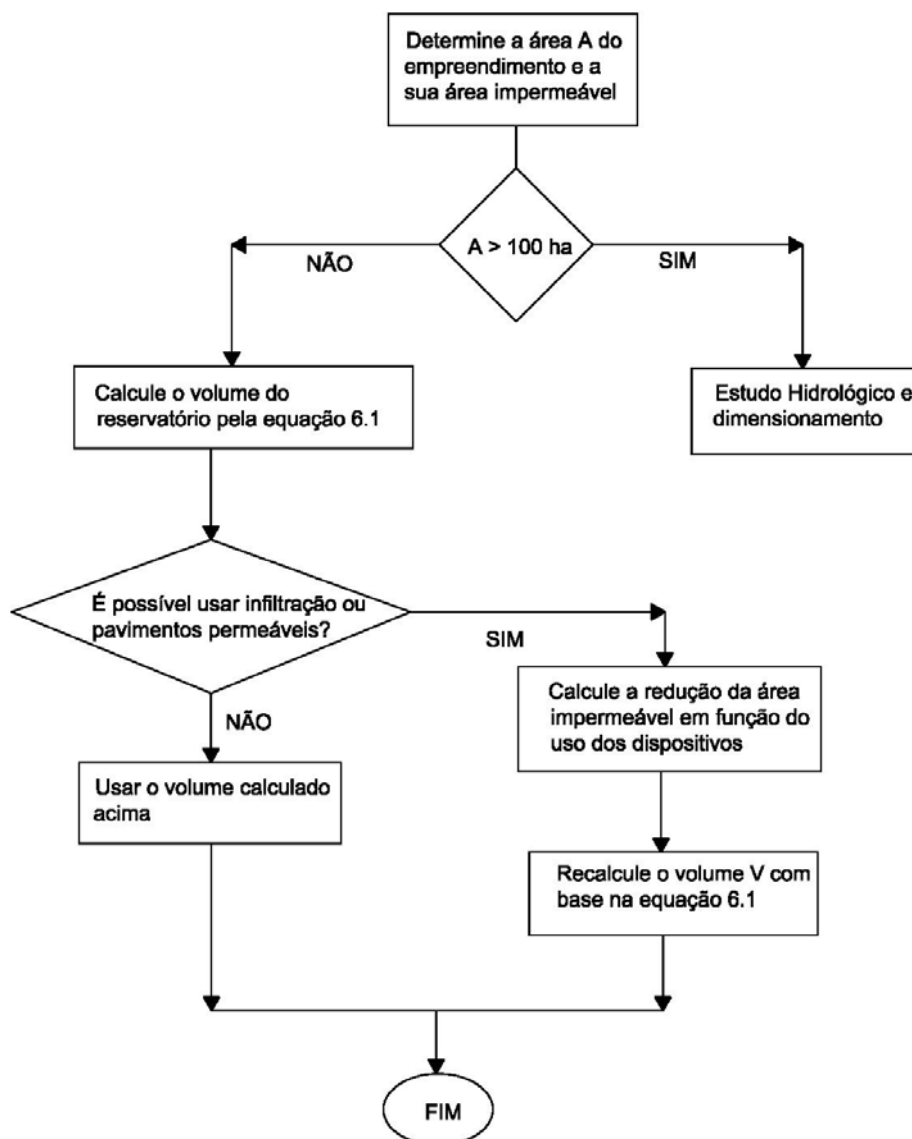


Figura 6.1 - Fluxograma das atividades do projeto

Tabela 6.1 – Percentagem de reduções da área impermeável permitida pelo Decreto

Tipo de medida	Redução da área impermeável em %
Drenagem de 100% de superfície impermeável para uma área de infiltração com drenagem	40
Drenagem de 100% de superfície impermeável para uma área de infiltração sem drenagem	80
Drenagem de 100% da superfície impermeável para pavimento permeável	50
Drenagem de 100% da superfície impermeável para trincheira de infiltração	80

Nos itens a seguir são apresentados os tipos de estrutura utilizadas para o controle do escoamento, bem como a metodologia recomendada para dimensionamento. Ao final da apresentação de cada metodologia é apresentado um exemplo de dimensionamento.

6.2 Tipos de dispositivos de redução do escoamento superficial

O controle na fonte pode usar diferentes dispositivos que mantenham a vazão de saída do lote ou loteamento a valor igual ou menor que a vazão de pré-desenvolvimento. Os dispositivos que podem ser utilizados são os que:

- Aumentam a área de infiltração através de: valos, poços e bacias de infiltração, trincheiras de infiltração ou bacias de percolação, pavimentos permeáveis e mantas de infiltração (descritos a seguir no item 6.3);
- Armazenam temporariamente a água em reservatórios locais (item 6.4).

A seguir são descritos os principais tipos de dispositivo para controle do escoamento na fonte, os condicionantes para sua utilização e critérios para dimensionamento das estruturas.

6.3 Infiltração e percolação

6.3.1 Critérios para escolha das estruturas de infiltração ou percolação

No projeto da urbanização de uma área, a preservação da infiltração da precipitação permite manter condições mais próximas possíveis das condições naturais. As vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação são as seguintes (Urbonas e Stahre, 1993):

- redução das vazões máximas à jusante;
- redução do tamanho dos condutos;
- aumento da recarga do aquífero;
- preservação da vegetação natural;
- redução da poluição transportada para os rios;
- impermeabilização do solo de algumas áreas pela falta de manutenção;
- aumento do nível do lençol freático, atingindo construções em subsolo.

Os dispositivos de infiltração e percolação são apresentados na tabela 6.2 com as suas características principais e comentados a seguir.

Tabela 6.2 – Dispositivos de infiltração e percolação

Dispositivo	Características	Vantagens	Desvantagens	Condicionantes físicos para a utilização da estrutura
Planos e Valos de Infiltração com drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração de parte da água para o sub-solo. O decreto permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 40%	Para planos com declividade $> 0,1\%$ a quantidade de água infiltrada é pequena e não pode ser utilizado para reduzir a área impermeável; o transporte de material sólido para a área de infiltração pode reduzir sua capacidade de infiltração	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Planos e Valos de Infiltração sem drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração da água para o sub-solo. O decreto permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 80%	O acúmulo de água no plano durante o período chuvoso não permite trânsito sobre a área. Planos com declividade que permita escoamento para fora do mesmo.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Pavimentos permeáveis	Superfícies construídas de concreto, asfalto ou concreto vazado com alta capacidade de infiltração	Permite infiltração da água. O decreto permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 80%	Não deve ser utilizado para ruas com tráfego intenso e/ou de carga pesada, pois a sua eficiência pode diminuir.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Poços de Infiltração, trincheiras de infiltração e bacias de percolação	Volume gerado no interior do solo que permite armazenar a água e infiltrar	Redução do escoamento superficial e amortecimento em função do armazenamento	Pode reduzir a eficiência ao longo do tempo dependendo da quantidade de material sólido que drena para a área.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h. Para o caso de bacias de percolação a condutividade hidráulica saturada não deve ser menor que 2.10^{-5} m/s.

➤ *Infiltração*

Segundo Urbonas e Stahre (1993), sob as seguintes condições, a disposição de águas pluviais por infiltração **não é recomendada**:

- Profundidade do lençol freático no período chuvoso menor que 1,20 m, abaixo da superfície infiltrante;
- Camada impermeável a 1,20 m ou menos da superfície infiltrante;
- A superfície infiltrante está preenchida (ao menos que este preenchimento seja de areia ou cascalho limpos);
- Os solos superficiais e subsuperficiais são classificados, segundo o SCS, como pertencentes ao grupo hidrológico D, ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h, como relatado pelas pesquisas de solo do SCS;

Se estas condições não excluïrem o local, deve ser feita uma segunda avaliação, usando o método desenvolvido pela Swedish Association for Water and Sewer Works em 1983, e apresentado por Urbonas e Stahere (1993). A cada característica do local é associada uma pontuação. O somatório dos pontos informa o resultado da avaliação. Assim:

- Se o total for menor que 20, o local deve ser descartado;
- Entre 20 e 30, o local é um candidato a receber um dispositivo de infiltração;
- Se o total for maior que 30, o local pode ser considerado excelente.

A tabela 6.3 fornece os valores dos pontos de acordo com cada característica.

➤ *Percolação*

Urbonas e Stahre (1993) identifica as seguintes condições no qual **não podem** ser utilizados as trincheiras de infiltração e percolação:

- Profundidade do lençol freático no período chuvoso menor que 1,20 m, abaixo do fundo do leito de percolação;
- Camada impermeável a 1,20 m ou menos do fundo do leito de percolação;
- O leito de percolação está preenchida (ao menos que este preenchimento seja de areia ou cascalho limpos);
- Os solos superficiais e subsuperficiais são classificados, segundo o SCS, como pertencentes aos grupos hidrológicos C ou D, ou a condutividade hidráulica saturada dos solos é menor que $2 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Da mesma forma que para o caso de infiltração, se estas condições não excluïrem o local onde se deseja colocar um dispositivo de percolação, deve ser feita uma avaliação usando o método desenvolvido pela Swedish Association for Water and Sewer Works. A tabela 6.3 indica a pontuação.

Tabela 6.3 - Sistema de pontuação para avaliação de possíveis locais de implantação de dispositivos de infiltração e/ou percolação (Urbonas e Stahre, 1993)

Características	Pontos
1. Razão entre área impermeável contribuinte (A_{IMP}) e área de infiltração (A_{INF})	
• $A_{INF} > 2 A_{IMP}$	20
• $A_{IMP} \leq A_{INF} \leq 2 A_{IMP}$	10
• $0,50 \cdot A_{IMP} \leq A_{INF} \leq A_{IMP}$	5
Superfícies impermeáveis menores que $0,50 \cdot A_{IMP}$ não devem ser usadas para infiltração	
2. Natureza da camada de solo superficial	
• Solos grosseiros com baixa taxa de material orgânico	7
• Solo com taxas de matéria orgânica intermediárias	5
• Solos granulados finos com alta taxa de material orgânico	0
3. Subsuperficial	
• Se os solos subsuperficiais são mais grosseiros que os solos da superfície, associe o mesmo número de pontos daquele dos solos de superfície associado no item 2	
• Se os solos subsuperficiais são mais granulados finos que os solos da superfície, use os seguintes pontos:	
Cascalho ou areia	7
Areia siltosa ou lemo	5
Silte fino ou argila	0
4. Declividade (S) da superfície de infiltração	
• $S < 7\%$	5
• $7 \leq S \leq 20\%$	3
• $S > 20\%$	0
5. Cobertura vegetal	
• Cobertura de vegetação natural, saudável	5
• Gramado bem estabelecido	3
• Gramado novo	0
• Sem vegetação - solo nu	-5
6. Grau de tráfego na superfície de infiltração	
• Pouco tráfego de pedestres	5
• Tráfego de pedestres médio (parque, gramado)	3
• Muito tráfego de pedestres (campos esportivos)	0

Para testar se o local é um candidato a uma estrutura do tipo desejado, preenche-se o modelo de procedimento de projeto chamado “Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de **infiltração** - parte 1” para o caso de estruturas de infiltração, como pavimentos permeáveis, valos de infiltração e bacias de infiltração, ou “Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de **percolação** - parte 1” para o caso de estruturas de percolação como as trincheiras de infiltração ou bacias de percolação, poços de infiltração, mantas de infiltração.

Em caso de aprovação, passa-se para o modelo de procedimento de projeto chamado “Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de **infiltração ou percolação** - parte 2”, baseado na tabela do Swendish Association for Water and Sewer Works (1983).

Exemplo 6.1. Deseja-se verificar se em um determinado lote pode ser instalada uma estrutura de infiltração ou percolação. A área disponível é de 210 m² e está conectada a um telhado, cuja área é de 100 m². A declividade da superfície de infiltração é de 10%. A maior parte do solo superficial e do subsuperficial é composta de silte grosseiro.

Então, para o caso de um dispositivo de infiltração:

Modelo de procedimento de projeto	
Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de infiltração - parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</p> <p>1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo da superfície Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p>Sim <input type="checkbox"/> f1 = 0 Não <input checked="" type="checkbox"/> f1 = 1</p> <p>2. Camada impermeável da superfície infiltrante 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p>Sim <input type="checkbox"/> f2 = 0 Não <input checked="" type="checkbox"/> f2 = 1</p> <p>3. A superfície infiltrante está preenchida (assinale Sim ou Não):</p> <p>Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/> f3 = 1</p> <p>Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim)</p> <p>Sim <input type="checkbox"/> f3 = 1 Não <input type="checkbox"/> f3 = 0</p> <p>4. Solos das duas camadas é do tipo D, do SCS (assinale Sim ou Não): ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h</p> <p>Sim <input type="checkbox"/> f4 = 0 Não <input checked="" type="checkbox"/> f4 = 1</p> <p>5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$</p> <p>5. Conclusão Se f = 1, marcar a opção passar para a parte 2 Se f = 0, marcar a opção não passar para a parte 2</p> <p>Passar para parte 2 <input checked="" type="checkbox"/> Não passar para parte 2 <input type="checkbox"/></p>	<p>Prof = <u>1,50</u> m</p> <p>Prof = <u>1,80</u> m</p> <p>f = <u>1</u></p>
<p>Observações: Caso a conclusão indique "Não passar para parte 2" significa que o local não é candidato a receber a estrutura de infiltração, devendo ser utilizada outra alternativa.</p>	

No caso de um dispositivo de percolação:

Modelo de procedimento de projeto Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de percolação – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p><i>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</i></p> <p>1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo do fundo Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f1 = 0 Não <input checked="" type="checkbox"/> f1 = 1 </p> <p>2. Camada impermeável do fundo do leito de percolação 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f2 = 0 Não <input checked="" type="checkbox"/> f2 = 1 </p> <p>3. O leito de percolação está preenchido (Sim ou Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/> f 3 = 1 </p> <p>Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim)</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f 3 = 1 Não <input type="checkbox"/> f 3 = 0 </p> <p>4. Solos das duas camadas é do tipo C ou D, do SCS (Sim ou Não): Ou a condutividade hidráulica saturada é menor que $2 \cdot 10^{-5}$ m/s</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f 4 = 0 Não <input checked="" type="checkbox"/> f 4 = 1 </p> <p>5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$</p> <p>5. Conclusão Se $f = 1$, marcar a opção passar para a parte 2 Se $f = 0$, marcar a opção não passar para a parte 2</p> <p style="text-align: right;"> Passar para parte 2 <input checked="" type="checkbox"/> Não passar para parte 2 <input type="checkbox"/> </p>	
Prof = <u>1,50</u> m Prof = <u>1,70</u> m f = <u>1</u>	
<p>Observações: O local é apropriado para utilização de estrutura de percolação.</p>	

A seguir é apresentado o modelo de procedimento de projeto “Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de infiltração ou percolação – parte 2”, que serve tanto para dar continuidade à avaliação de estruturas de infiltração quanto para estruturas de percolação.

Esta avaliação final não dispensa uma verificação em campo, sempre que possível, principalmente se o resultado for “O local pode ser propício”.

Modelo de procedimento de projeto	
Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de infiltração ou percolação - parte 2	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p>1. Área disponível para infiltração</p> <p>2. Área impermeável Consultando a tabela 6.3 verifica-se que: $0,50 \cdot A_{IMP} \leq A_{INF} \leq A_{IMP}$, logo</p> <p>3. Solo superficial Grossoiro com baixa taxa de material orgânico (7 pontos) <input type="checkbox"/> Solo com taxas de matéria orgânica intermediárias (5 pontos) <input checked="" type="checkbox"/> Granulado fino com alta taxa de material orgânico (0 ponto) <input type="checkbox"/></p> <p>3. Subsuperficial Mais grosseiro que o da superfície (mesmo número de pontos daquele do solo de superfície, item 2) <input type="checkbox"/> Mais granulados finos Cascalho ou areia (7 pontos) <input type="checkbox"/> Areia siltosa ou lemo (5 pontos) <input checked="" type="checkbox"/> Silte fino ou argila (0 pontos) <input type="checkbox"/></p> <p>5. Declividade da superfície de infiltração $S < 7\%$ (5 pontos) <input type="checkbox"/> $7 \leq S \leq 20\%$ (3 pontos) <input checked="" type="checkbox"/> $S > 20\%$ (0 ponto) <input type="checkbox"/></p> <p>6. Cobertura vegetal Cobertura de vegetação natural, saudável (5 pontos) <input type="checkbox"/> Gramado bem estabelecido (3 pontos) <input type="checkbox"/> Gramado novo (0 ponto) <input checked="" type="checkbox"/> Sem vegetação - solo nu (- 5 pontos) <input type="checkbox"/></p> <p>7. Grau de tráfego na superfície de infiltração Pouco tráfego de pedestres (5 pontos) <input type="checkbox"/> Tráfego de pedestres médio (parque, gramado) (3 pontos) <input checked="" type="checkbox"/> Muito tráfego de pedestres (campos esportivos) (0 ponto) <input type="checkbox"/></p> <p>8. Total de pontos <u>21</u> Pontos</p> <p>9. Conclusão Se Total de pontos < 20, o local não deve ser utilizado para infiltração $20 \leq$ Total de pontos ≤ 30, o local pode ser propício Se Total de pontos > 30, o local é excelente para infiltração O local não deve ser utilizado para infiltração <input type="checkbox"/> O local pode ser propício <input checked="" type="checkbox"/> O local é excelente para infiltração <input type="checkbox"/></p>	<p>$A_{imp} = \frac{200}{5} \text{ m}^2$ $A_{inf} = \frac{150}{5} \text{ m}^2$ 5 Pontos</p> <p>5 Pontos</p> <p>5 Pontos</p> <p>3 Pontos</p> <p>0 Pontos</p> <p>3 Pontos</p> <p>21 Pontos</p>
<p>Observações: É necessário uma visita de campo para verificar as reais condições de infiltração, visto que a conclusão foi "O local pode ser propício"</p>	

Segundo a avaliação final, o local é propício para os dispositivos pretendidos.

Os parâmetros e procedimentos para o dimensionamento das estruturas são apresentados a seguir.

6.3.2 Parâmetros para o dimensionamento das estruturas de infiltração ou percolação

Se o local é considerado propício para receber a instalação, a fase seguinte a ser considerada é a determinação dos parâmetros e posterior dimensionamento. Para o dimensionamento os parâmetros considerados são a taxa de infiltração, a condutividade hidráulica saturada e a porosidade efetiva (razão entre o volume de água que pode ser drenada do solo saturado por ação da gravidade somente e o volume total). É difícil generalizar os valores, principalmente os de condutividade hidráulica, por isso recomendam-se testes de campo, utilizando os menores valores medidos para o projeto.

Para a instalação de estruturas em áreas menores a 1000 m², podem ser utilizados os valores de taxas de infiltração, de acordo com a classificação do *Soil Conservation Service* utilizadas estão na tabela 6.4; para áreas superiores a esta, deve ser realizado um teste de infiltração no local. Para fins de dimensionamento de estruturas de infiltração ou percolação, deve-se utilizar a taxa de infiltração correspondente ao valor de Ib, que corresponde ao estado em que o solo atingiu a saturação.

Tabela 6.4 - Alguns valores típicos de taxas de infiltração

Tipo de solo	Taxa de infiltração (mm/h)	
	I _o	I _b
A	254,0	25,4
B	203,2	12,7
C	127,0	6,35
D	76,2	2,54

Segundo a classificação do SCS (SCS, 1957) os tipos de solo mencionados na tabela 6.4 são classificados da seguinte forma:

- Solo A: solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila;
- Solo B: solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos 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 argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

A tabela 6.5 contém valores típicos de condutividade hidráulica, enquanto que a tabela 6.6 contém valores de porosidade efetiva. Os tipos de solo podem ser vistos na figura 6.1 (Caputo, 1969).

Tabela 6.5 - Condutividade hidráulica saturada em diversos tipos de solo
(Urbonas e Stahre, 1993)

Tipo de solo	Condutividade hidráulica (m/s)
Cascalho	10 ⁻³ - 10 ⁻¹
Areia	10 ⁻⁵ - 10 ⁻²
Silte	10 ⁻⁹ - 10 ⁻⁵
Argila (saturada)	< 10 ⁻⁹

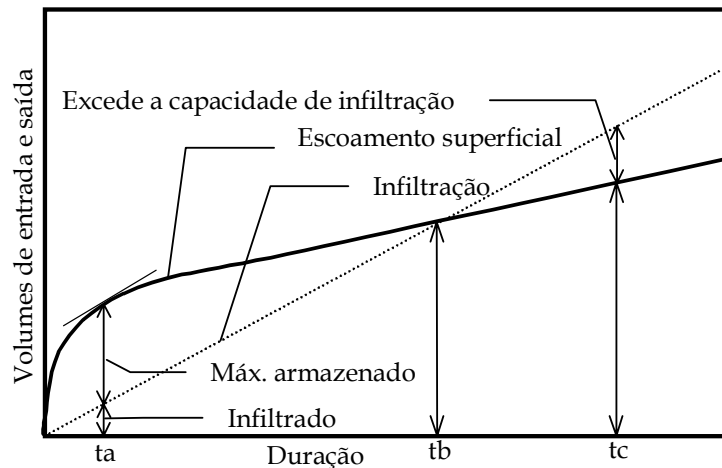


Figura 6.2 - Curva envelope (Adaptado de Urbonas e Stahre, 1993,)

Dois regiões distintas podem ser observadas na figura 6.2. Para durações menores que t_b , não há infiltração total do escoamento superficial. Para durações maiores que t_b , a capacidade de infiltração supera o volume afluente de escoamento superficial e a água armazenada infiltra no solo.

CIRIA (1996) utiliza no dimensionamento um coeficiente de infiltração q_i , obtido a partir de testes de percolação e que está relacionado com a permeabilidade do solo. Valores típicos do coeficiente de infiltração estão na tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Alguns valores típicos de coeficientes de infiltração, baseados na textura do solo (Watkins apud CIRIA, 1996)

Tipo de solo	Coefficiente de infiltração (mm/h)
Cascalho	10 - 1000
Areia	0,1 - 100
Areno lemoso	0,01 - 1
Lemo arenoso	0,05 - 0,5
Lemo	0,001 - 0,1
Lemo siltoso	0,0005 - 0,05
Características Calcárias	0,001 - 100
Ponto divisor para a maioria dos sistemas de infiltração	0,001
Lemo argilo arenoso	0,001 - 0,01
Lemo argilo siltoso	0,00005 - 0,005
Argila	< 0,0001
Rocha	0,00001 - 0,1

O coeficiente de infiltração ainda é reduzido por fatores de segurança para levar em conta a diminuição da capacidade de infiltração durante a vida do dispositivo. Alguns valores são encontrados na tabela 6.8 (CIRIA, 1996):

Tabela 6.8. Fatores de segurança para o coeficiente de infiltração (CIRIA, 1996).

Área a ser drenada m ²	Conseqüências da falha do dispositivo de infiltração		
	Nenhum dano ou inconveniência	Inconveniência menor, como alagamento de um estacionamento	Danos à construção ou estrutura, inconveniência maior, como inundação em estradas
< 100	1,50	2	10
100 a 1000	1,50	3	10
> 1000	1,50	5	10

Existem diferentes tipos de dispositivos que drenam o escoamento e podem ser construídos de forma a permitir a infiltração. Alguns desses dispositivos são:

- *entradas permeáveis na rede de drenagem.* Na figura 6.3(a), observa-se um filtro, na parte superior da caixa, para evitar entupimento;
- *trincheiras ou valas permeáveis* que, no fundo, são um caso especial de bacia de percolação e consistem de uma caixa com cascalho e filtro por onde passa um conduto poroso ou perfurado (figura 6.3(b));
- *meio fio permeável:* esse dispositivo é utilizado fora do lote ou dentro de condomínios, indústrias ou áreas comerciais (figura 6.3(c)).

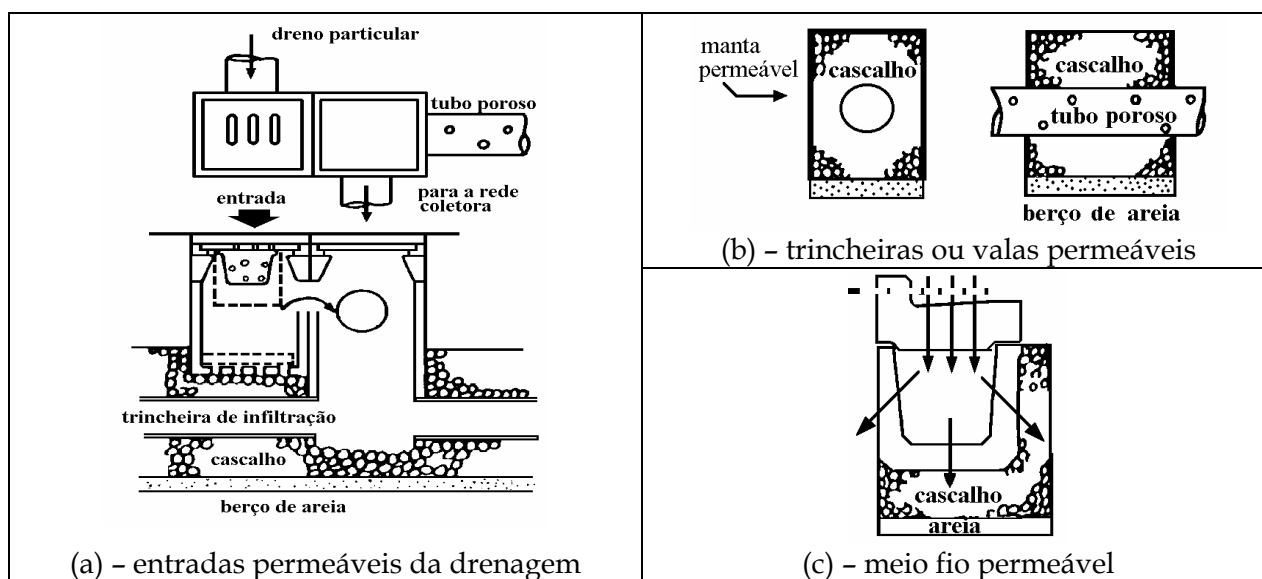


Figura 6.3 - Dispositivos hidráulicos permeáveis (Fujita, 1984)

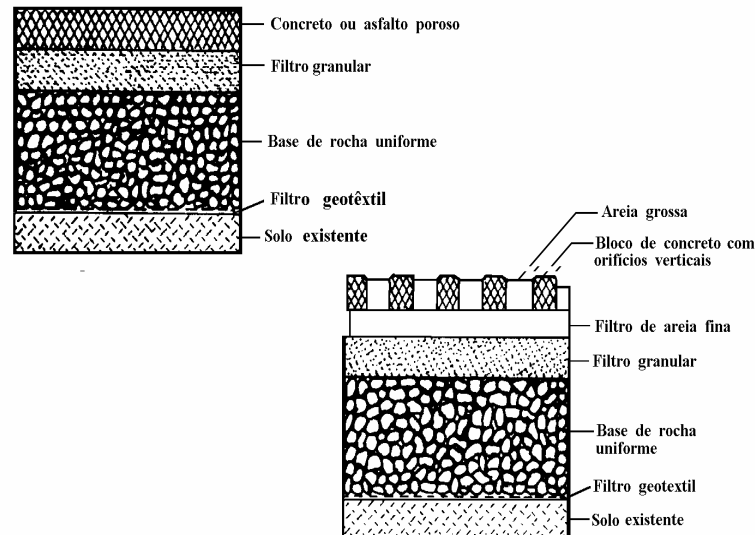
Os principais dispositivos para criar maior infiltração são discutidos a seguir, bem como critérios de projeto.

6.3.3 Descrição e critérios de projeto para pavimentos permeáveis e sistemas de infiltração em planos

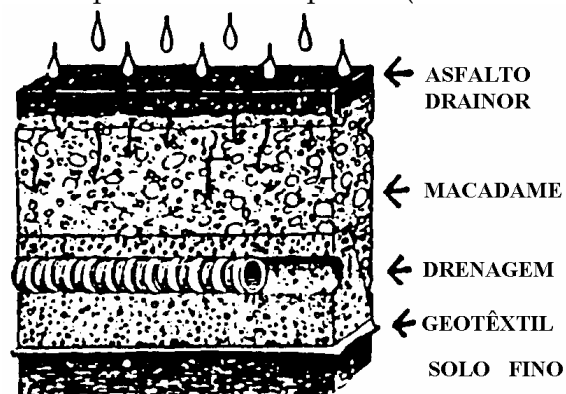
➤ Pavimentos permeáveis

Urbonas e Stahre (1993) classificam os pavimentos permeáveis basicamente em três tipos (figura 6.4):

- pavimento de asfalto poroso;
- pavimento de concreto poroso;
- pavimento de blocos de concreto vazado preenchido com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.



(a) - pavimento poroso e celular poroso (Urbonas e Stahre, 1993)



(b) - pavimento permeável (Hogland e Niemczynowicz, 1986)

Figura 6.4 - Seções transversais de pavimentos permeáveis

A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída de forma similar aos pavimentos convencionais, mas com a retirada da fração da areia fina da mistura dos agregados do pavimento. Segundo Schueller (1987), os pavimentos permeáveis são compostos por duas camadas de agregados (uma agregado fino ou médio e outra de agregado graúdo) mais a camada do pavimento permeável propriamente dito.

O princípio de funcionamento da estrutura é de fazer com que o escoamento infiltre rapidamente na capa ou revestimento poroso (espessura de 5 a 10 cm), passe por um filtro de agregado de 1,25 cm de diâmetro e espessura de aproximadamente 2,5 cm e vá para uma câmara ou reservatório de pedras mais profundo com agregados de 3,8 a 7,6 cm de diâmetro.

A capa de revestimento permeável somente age como um conduto rápido para o escoamento chegar ao reservatório de pedras. Assim, a capacidade de armazenamento dos pavimentos porosos é determinada pela profundidade do reservatório de pedras subterrâneo (mais o escoamento perdido por infiltração para o subsolo).

No caso de blocos de concreto vazados, eles devem ser assentados acima de uma camada de base granular (areia), sob a qual devem ser colocados filtros geotêxteis para prevenir a migração da areia fina para a camada granular.

O pavimento permeável poderá ser utilizado como um poço de detenção, utilizando para isso uma membrana impermeável entre o reservatório e solo existente. O sistema deverá prever o esgotamento do volume num período de 6 a 12 horas. A metodologia para dimensionamento dos pavimentos permeáveis é a mesma utilizada para o dimensionamento de sistemas de infiltração em planos, e está apresentada ao final deste item 6.3.

A utilização dos pavimentos permeáveis, em um contexto geral, pode proporcionar uma redução dos volumes escoados e do tempo de resposta da bacia para condições similares às condições de pré-desenvolvimento. Em alguns casos, dependendo das características do subsolo, o resultado obtido com a utilização deste tipo de estrutura pode levar à condições melhores que as pré-desenvolvimento. Para atingir este grau de eficiência, no entanto, a estrutura deve ser utilizada racionalmente, respeitando seus limites físicos, e há necessidade de manutenção preventiva (de preferência trimestralmente), evitando assim o seu entupimento.

Os principais problemas que estes tipos de dispositivos podem apresentar são:

- quando a água drenada é fortemente contaminada, haverá impacto sobre o lençol freático e o escoamento subterrâneo;
- falta de controle na construção e manutenção que podem entupir os dispositivos tornando-os ineficientes.

Estimativa dos parâmetros: Para a estimativa da taxa de infiltração, deve-se realizar uma sondagem a uma profundidade de 0,6 a 1,2 m abaixo do nível inferior do reservatório de pedras a fim de verificar o tipo de solo existente (já que tipos de solos com um percentual superior a 30% de argila ou 40% de silte e argila combinados não são bons candidatos para este tipo de dispositivo).

Para determinar a profundidade do reservatório de pedras, é necessário selecionar o tipo de material a ser utilizado no mesmo. Schuller (1987) recomenda o uso de brita 3 ou 4 no reservatório de pedras, conforme tabela 6.9, onde é apresentada uma classificação de acordo com as dimensões nominais do material, sendo diâmetro mínimo e abertura da peneira, a qual corresponde uma porcentagem retida igual ou imediatamente superior a 95%.

Tabela 6.9 - Classificação nominal da brita (Araújo et al., 2000)

Material	Peneira	Malha
brita 0	9,5	4,8 mm
brita 1	19,0	9,5 mm
brita 2	25,0	19,0 mm
brita 3	50,0	25,0 mm
brita 4	76,0	50,0 mm
brita 5	100,0	76,0 mm

Para uma brita 3 (comercial), verificou-se valores de porosidade da ordem de 40 a 50% (Araújo et al. 2000). Desta forma com os valores de porosidade e volume de água a reter pode-se estimar a profundidade do reservatório de pedras. Aconselha-se, por questões práticas, utilizar profundidade mínimas do reservatório de pedras de 15 cm.

Blocos Vazados: O módulo de blocos vazados geralmente é construído para que a superfície pronta fique no mesmo nível da superfície adjacente e os blocos fiquem confinados

lateralmente. O solo, na base da abertura, não deve ser compactado para evitar uma redução na capacidade de infiltração do terreno. Na base é colocado um filtro geotêxtil, com a finalidade de separar o agregado graúdo do solo, e assim evitar a migração do solo para o reservatório de pedras, quando este estiver na condição de enchimento. O reservatório de pedras é preenchido com brita 3 de granito até o topo, perfazendo uma espessura final de agregado igual a 15cm. Após a compactação do agregado, novamente é colocado um tecido geotêxtil sobre a camada de agregado com a finalidade de prevenir a migração da areia média da camada superior para dentro do reservatório de pedras. Uma camada de 10 cm de areia média é colocada sobre o anterior. Por fim, os blocos vazados são assentados sobre a areia e as juntas e os orifícios dos blocos de concreto são preenchidos com areia e grama.

Concreto poroso: O concreto sem finos deve ser pouco adensável e a vibração só pode ser aplicada por períodos muito curtos, caso contrário a pasta de cimento poderá escorrer para o fundo. Também não se recomenda o adensamento com soquetes pois podem resultar massas específicas localizadas elevadas. Para o concreto sem finos não existem ensaios de trabalhabilidade de concretos; somente é possível avaliar visualmente se a camada de revestimento das partículas é adequada. Os concretos sem finos têm baixo valor de coesão; por isso as formas devem ser mantidas até que se tenha desenvolvido uma resistência suficiente. A cura úmida é importante, especialmente em climas secos e com ocorrência de vento devido as pequenas espessuras da pasta de cimento (Neville, 1982). As características do concreto são apresentadas na tabela 6.10. A construção das estruturas, utilizando concreto poroso é semelhante à dos blocos vazados, sendo que a única diferença está no revestimento superficial, que deve ser de concreto poroso com espessura de 15cm.

Tabela 6.10 - Característica dos concretos sem finos para agregado de 9,5 a 19 mm. (McIntosh, Botton e Muir, 1956 apud Neville, 1982)

Relação Cimento / agregado em volume	Relação Água /cimento em massa	Massa Específica (Kg/m ³)	Resistência a Compressão 28 dias - MPa
1 : 6	0,38	2020	14
1 : 7	0,40	1970	12
1 : 8	0,41	1940	10
1 : 10	0,45	1870	7

Nas tabelas 6.11 e 6.12 são apresentados valores de coeficientes de escoamento obtidos para diferentes superfícies urbanas.

Tabela 6.11 - Experimentos em superfícies urbanas (Genz, 1994)

Superfície	Declividade (%)	Coefficiente de Escoamento	Taxa final de infiltração (mm/h)	Precipitação simulada (mm/h)
Gramado	1 a 9	0,54 a 0,68	19 a 23	110 a 142
Chão batido	1,3	0,92 a 0,95		110 a 120
Paralelepípedo antigo	2 a 11	0,88 a 0,95		103 a 128
Paralelepípedo novo	4	0,58 a 0,63	18 a 23	114 a 124
Blockets	2	0,83 a 0,85	10 a 14	116 a 127

O uso de pavimentos permeáveis pode eliminar a necessidade de caixas de captação e tubos de condução da água pois o dispositivo praticamente não gera escoamento.

Tabela 6.12 – Resultados das simulações de chuva nas superfícies (Araujo et al, 2000)

Variáveis*	Solo Compactado	Concreto	Bloco de Concreto	Paralelepípedo	Bloco Vazados
I (mm/h)	112	110	116	110	110
P (mm)	18,66	18,33	19,33	18,33	18,33
Q (mm)	12,32	17,45	15,00	10,99	0,5
C	0,66	0,95	0,78	0,60	0,03

*I =intensidade da precipitação; P = precipitação total mm; Q = escoamento total; C = coeficiente de escoamento

➤ Mantas de infiltração

As mantas de infiltração são semelhantes às trincheiras, sendo que as mantas são cobertas pelo solo ou por alguma outra superfície infiltrante (figura 6.5). Como o sistema é completamente enterrado, a superfície do solo pode ser usada para outras finalidades.

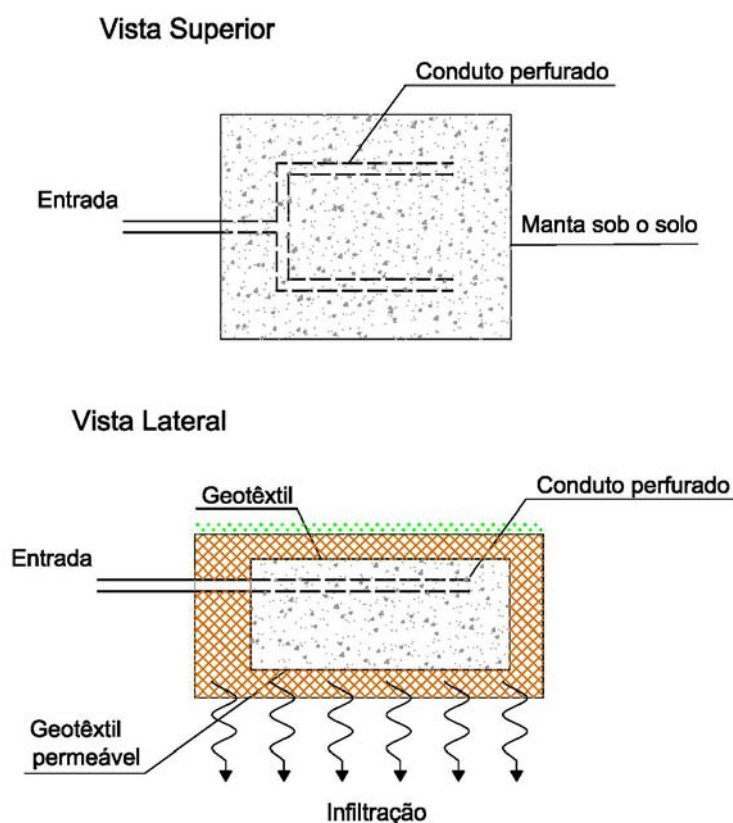


Figura 6.5 - Manta de infiltração

A disposição final da água normalmente é feita de maneira pontual. Um geotêxtil permeável é utilizado para separar o material de preenchimento do material que cobre o dispositivo. A mesma separação deve ser feita entre o material de preenchimento e o solo sub-

superficial. Conduitos perfurados ou porosos distribuem a água que vem da fonte pontual, que em geral é um conduto tradicional.

Recomenda-se colocar armadilhas para sedimentos de óleos. A frequência de limpeza mínima deve ser de um ano. Uma das desvantagens deste tipo de estrutura é a manutenção que é difícil, bem como também o monitoramento da sua eficiência. Assim, quando há suspeitas do comprometimento da eficiência da estrutura, a mesma deve ser substituída.

Dimensionamento de pavimentos permeáveis e sistemas de infiltração em planos:

O procedimento adotado por CIRIA (1996) pode ser adaptado para os projetos dos sistemas de infiltração em planos e os pavimentos permeáveis. Os dados requeridos são os seguintes:

q : coeficiente de infiltração (m/h);

A : área a ser drenada (m²);

ϕ : porosidade efetiva do material de preenchimento (volume de vazios/volume total);

I : intensidade da chuva em (mm/h);

t : a duração (h);

A_b área base do sistema de infiltração (m²)

Pode-se então dimensionar a profundidade máxima do dispositivo (h_{\max}), da seguinte maneira:

1. Corrigir o coeficiente de infiltração q , dividindo o valor achado nos testes de campo pelo fator de segurança apropriado (tabelas 6.8);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular ou estimar o valor na tabela 6.6 ;
3. Calcular a razão de drenagem $R = A/A_b$, onde A é a área a ser drenada e A_b a área da base da superfície de infiltração;
4. Calcular a intensidade de chuva I , função da IDF adotada, da duração t e do tempo de retorno TR (estruturas de controle na fonte $TR=10$ anos);
5. Calcular h_{\max}

$$h_{\max} = \frac{t}{\phi} \cdot (R \cdot I - q) \quad (6.11)$$

6. Repita 4 e 5 para várias durações de chuva;

7. Selecione o maior valor dentre os obtidos no passo 6.

Se q excede $R \cdot I$, h_{\max} assumirá valores negativos. Isto significa que toda água precipitada em um intervalo de tempo, infiltra, neste mesmo intervalo de tempo. Para o pavimento permeável, $R=1$ e o passo 3 é omitido. Neste caso, a máxima profundidade é dada por:

$$h_{\max} = \frac{t}{\phi} \cdot (I - q) \quad (6.12)$$

Caso se deseje o inverso, ou seja, dado h_{\max} , calcular A_b , o procedimento é o seguinte:

1. Obter o coeficiente de infiltração q , dividindo o valor achado nos testes de campo pelo fator de segurança apropriado (tabela 6.8);
 2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular ou estime o valor da (tabela 6.6);
 3. Fornecer a área a ser drenada A e a profundidade máxima permitida, h_{\max}
 4. Calcular a intensidade de chuva I , função da IDF adotada, da duração t e do tempo de retorno
- (i) Calcule $A \cdot I \cdot t$, $\phi \cdot h_{\max}$ e $q \cdot t$

(ii) Calcular A_b

$$A_b = \frac{A \cdot I \cdot t}{\phi \cdot h_{\max} + q \cdot t} \quad (6.13)$$

5. Repita 4 e 5 para várias durações de chuva;

(i) Selecione o maior valor dentre os obtidos no passo 5.

(ii) Se a área é inaceitavelmente grande, aumente h_{\max} ou diminua A e repita o processo a partir do passo 3.

O sistema deverá prever o esgotamento do volume num período de 6 a 12 horas. O tempo de esvaziamento para este fim é dado pela seguinte expressão:

$$t_{\text{esv}} = \frac{\phi \cdot h_{\max}}{q} \quad (6.14)$$

Modelos de procedimento de projeto no padrão aqui adotado serão vistos nos exemplos.

Exemplo 6.2. Deseja-se construir um estacionamento que sirva de dispositivo de infiltração em uma área 4000 m². O coeficiente de infiltração do terreno é de 0,12 m/h. O local está próximo ao posto Redenção.

Supondo que a área é propícia para este tipo de dispositivo, utilizam-se os modelos de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação” e “Obtenção da profundidade máxima para pavimentos permeáveis e mantas de infiltração”.

Modelo de procedimento de projeto																										
Obtenção da profundidade máxima para pavimentos permeáveis e mantas de infiltração																										
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:																										
1. Coeficiente de infiltração (q) Aplicando o fator de segurança da tabela 6.8 - Fator de segurança (FS) $q \text{ de projeto} = q/FS$ Justificativa para FS: <i>área maior que 1000 m² para estacionamento</i>	$q = \frac{0,12}{1,50} \text{ m/h}$ $Q = 0,08 \text{ m/h}$																									
2. Porosidade	$\phi = 40 \%$																									
3. Razão de drenagem Dispositivo escolhido: Pavimento Permeável Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável $R=1$ e não é necessário calcular a razão a seguir Área a ser drenada Área base de infiltração $R = A/A_b$	$A = \text{_____} \text{ m}^2$ $A_b = \text{_____} \text{ m}^2$ $R = 1$																									
4. Cálculo de h_{max} (Para pavimentos permeáveis, no mínimo $h_{max} = 0,15 \text{ m}$) Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável h_{max} deve ter no mínimo 0,15 m Calculos para durações (t) e intensidades (I): A partir da planilha anteriormente preenchida: Modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento de sistema de infiltração/percolação" transformar intensidade da chuva (I) para m/h e o tempo (t) para h e calcular h_{max} , utilizando a expressão $h_{max} = (t/\phi) \cdot (R \cdot I - q)$. Para pavimento Permeável $h_{max} = (t/\phi) \cdot (I - q)$ Selecionar o maior valor de h_{max} calculado Máximo valor de A_b (somente no caso de ter fornecido o valor de h_{max})	<table border="1"> <thead> <tr> <th>I(m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>h_{max} (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,13</td> <td>0,17</td> <td>0,019</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>0,50</td> <td>-0,005</td> </tr> <tr> <td>0,05</td> <td>1,00</td> <td>-0,075</td> </tr> <tr> <td>0,03</td> <td>2,00</td> <td>-0,245</td> </tr> <tr> <td>0,02</td> <td>4,00</td> <td>-0,613</td> </tr> <tr> <td>$h_{max} =$</td> <td>0,02</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td colspan="2">$A_b =$</td> <td>$\text{_____} \text{ m}^2$</td> </tr> </tbody> </table>	I(m/h)	t (h)	h_{max} (m)	0,13	0,17	0,019	0,08	0,50	-0,005	0,05	1,00	-0,075	0,03	2,00	-0,245	0,02	4,00	-0,613	$h_{max} =$	0,02	m	$A_b =$		$\text{_____} \text{ m}^2$	
I(m/h)	t (h)	h_{max} (m)																								
0,13	0,17	0,019																								
0,08	0,50	-0,005																								
0,05	1,00	-0,075																								
0,03	2,00	-0,245																								
0,02	4,00	-0,613																								
$h_{max} =$	0,02	m																								
$A_b =$		$\text{_____} \text{ m}^2$																								
4. Tempo de esvaziamento completo (deve ser menor que 12 h) $t_{esv} = \phi \cdot h_{max} / q$	$t_{esv} = 0,10 \text{ h}$																									
Observações: Portanto, o pavimento permeável deverá ser implantado na área de 4000 m ² , e possuir uma profundidade de 0,02m. Como esta profundidade é muito pequena, poderiam ser realizados novos cálculos, diminuindo a área com pavimento permeável, e consequentemente aumentando a altura.																										

6.3.4 Descrição e critérios de projeto para sistemas que infiltram na base e nas laterais

➤ *Bacias de infiltração*

Trata-se de uma área de solo circundada por uma margem ou contenção que retém as águas pluviais até que estas infiltrem através da base e dos lados (Figura 6.6). Em geral são escavadas, mas podem ser aproveitadas pequenas encostas já existentes no terreno.

Podem ser utilizadas para, parcialmente, atenuarem picos de cheias juntamente com a função principal de estimular a infiltração. Quando o solo permite bastante infiltração, pode ocorrer uma subida não desejada e não prevista do lençol freático, causando falha do dispositivo, pois ocorre uma diminuição da capacidade de infiltração. O projetista deve tentar estimar esta subida do nível de água subterrâneo quando a área da superfície infiltrante for menor que 50% da área impermeável tributária. Estes dispositivos apresentam uma tendência a perderem rapidamente a sua capacidade de infiltração (Urbanas e Stahre, 1993). O método de dimensionamento é o tridimensional de CIRIA (1996), apresentado a seguir.

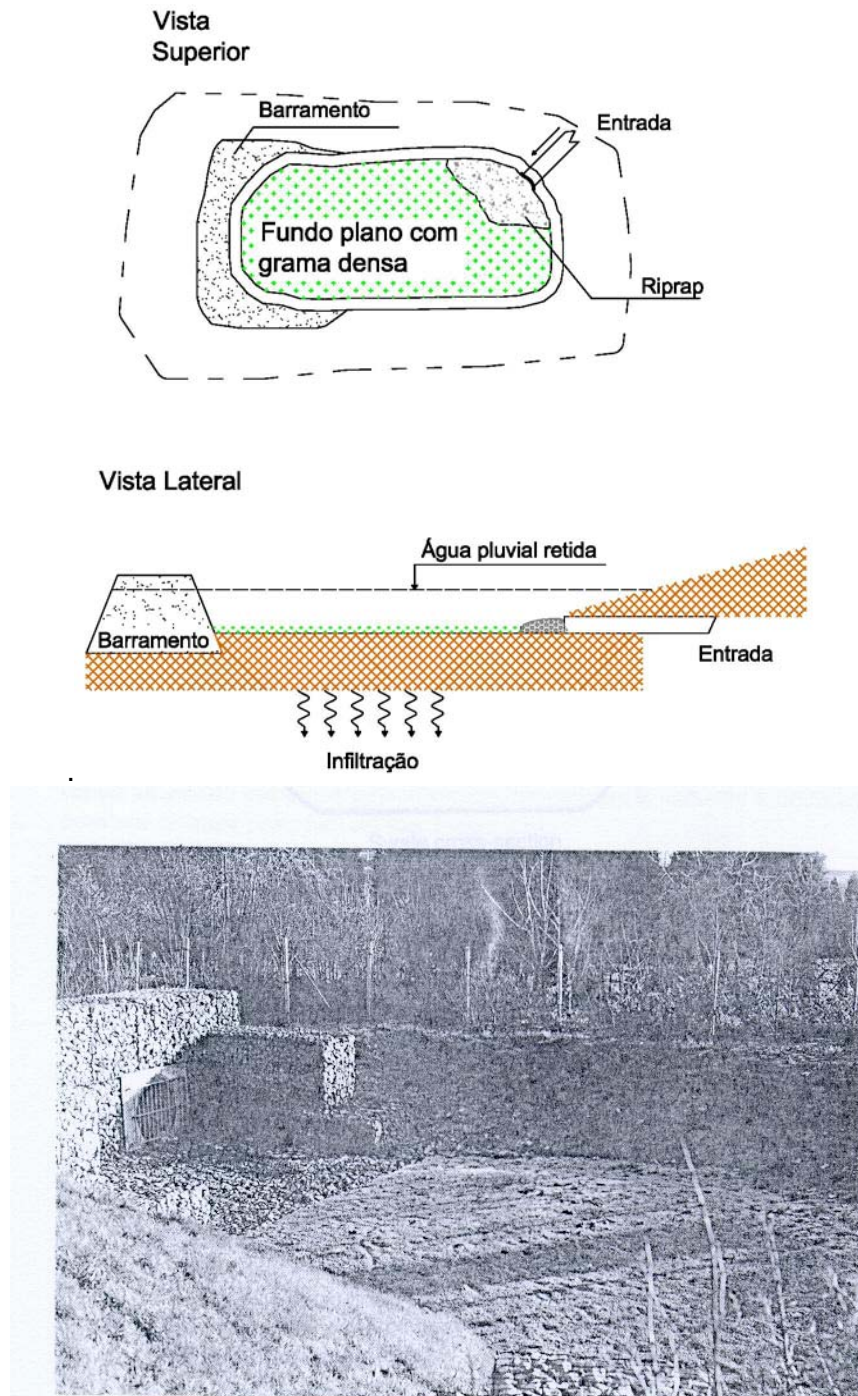


Figura 6.6 - Bacia de infiltração (CIRIA, 1996)

➤ *Valos de infiltração*

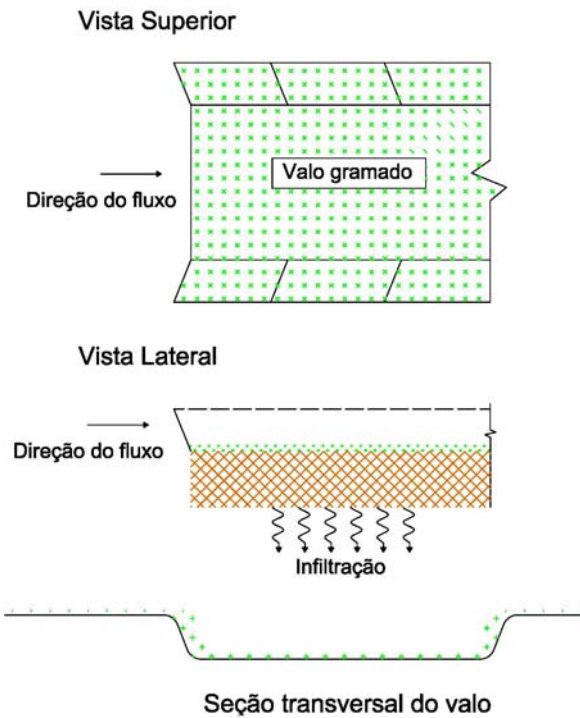
Estes são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizados paralelos às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros (Figura 6.7). Esses valos concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para uma infiltração ao longo do seu comprimento, de forma que eles também podem agir como canais, armazenando e transportando água para outros dispositivos de drenagem.

Para facilitar ainda mais a infiltração, podem ser instaladas pequenas contenções ao longo do comprimento, transversalmente ao sentido do escoamento. Urbonas e Stahre (1993)

recomendam isto quando a declividade for maior ou igual a 2%. Neste caso, o funcionamento dos valos se assemelha ao das bacias de infiltração.

Esse dispositivo funciona, na realidade, como um reservatório de detenção, à medida que a drenagem que escoar para o valo é superior à capacidade de infiltração. Nos períodos com pouca precipitação ou de estiagem, ele é mantido seco. Permite também a redução da quantidade de poluição transportada para jusante. Na figura 6.8, é apresentada uma vista geral, mostrando sua aplicação. Na figura 6.9, pode-se ver um caso especial, onde o valo vem acompanhado de um dispositivo de infiltração. Também são apresentados elementos para construção desse tipo de valo.

O método de dimensionamento é o tridimensional, de CIRIA (1996), apresentado a seguir, para o valo de infiltração. O método serve somente para o caso de não haver escoamento, ou seja, o valo não funcionar como canal. No caso de valos de infiltração com escoamento livre, é apresentado outro método de dimensionamento (Urbonas e Stahre, 1993).



Seção transversal do valo
Figura 6.7 - Valo de infiltração (CIRIA, 1996)

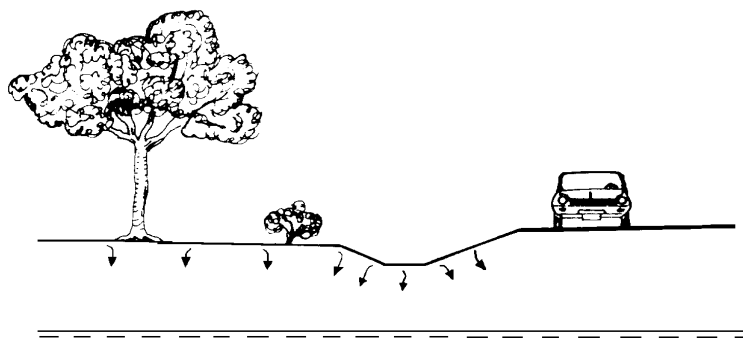


Figura 6.8 - Vista do valo de infiltração (Urbonas e Stahre, 1993)

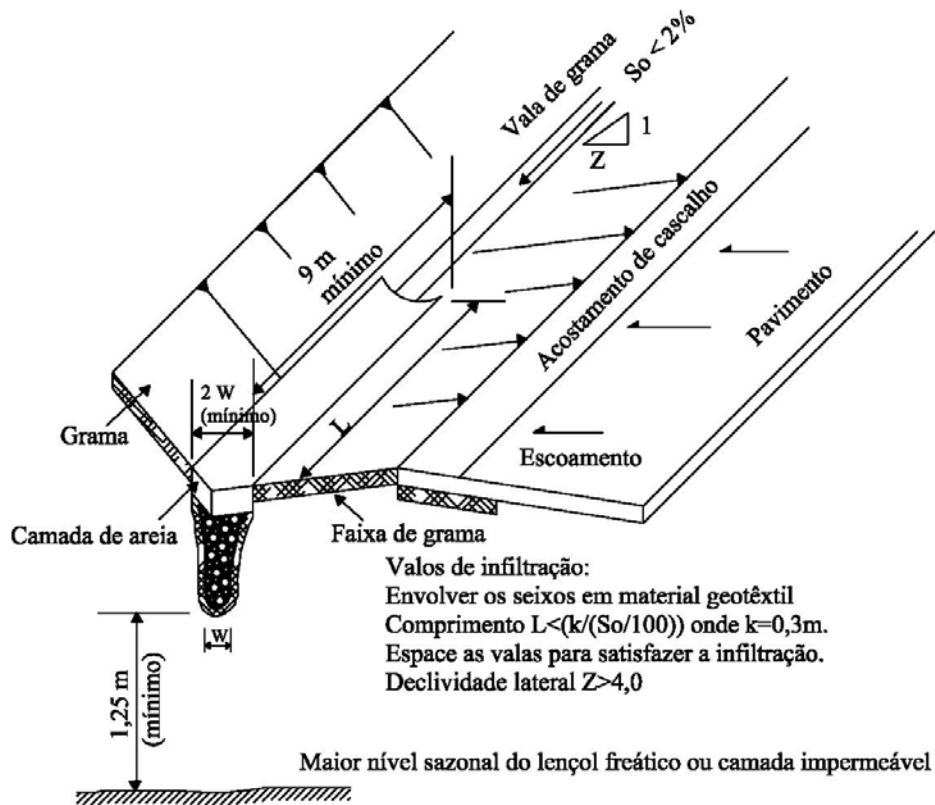


Figura 6.9 - Detalhe construtivo do valo com dispositivo de percolação (Urbonas e Stahre, 1993)

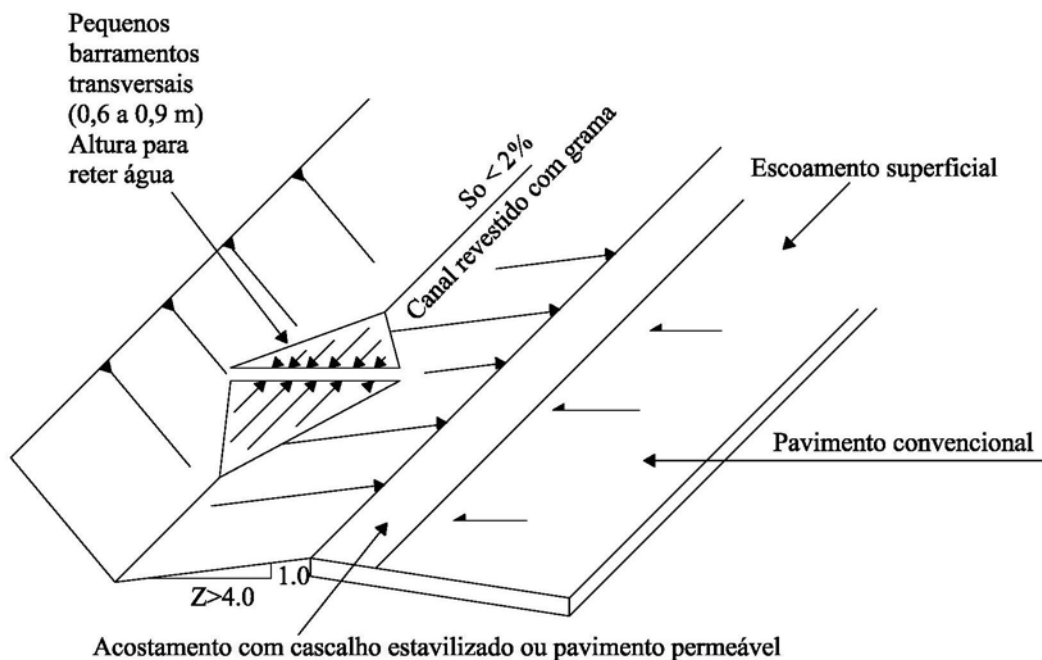


Figura 6.10 - Detalhe de um valo de infiltração com uma contenção (Urbonas e Stahre, 1993)

➤ **Poços de infiltração**

Consiste de uma escavação em forma cilíndrica ou retangular com uma estrutura ou preenchimento de pedras para manter a forma da escavação. Em locais maiores, vários poços podem ser conectados. Quando da ocorrência de um evento, parte da água fica armazenada, enquanto parte infiltra na base e nas laterais (CIRIA, 1996). Podem ser construídos de anéis de concreto perfurado, pré-moldados, etc.

Na figura 6.11, há um exemplo em formato cilíndrico. Na figura 6.12, há uma outra opção, em forma de trincheira, sendo semelhante a uma trincheira de infiltração.

Os dispositivos para retenção de sedimentos na entrada do dispositivo devem ser limpos regularmente, com frequência maior quando a área for grande ou com muita presença de material que possa causar obstrução.

A metodologia de dimensionamento foi apresentada anteriormente para estruturas tridimensionais.

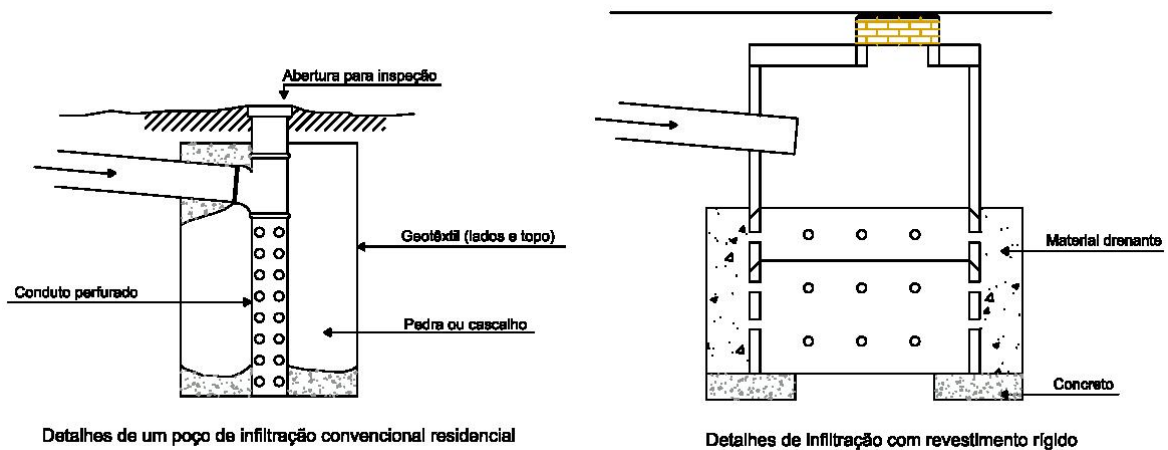


Figura 6.11 - Poço de infiltração (CIRIA, 1996)

Vista Lateral

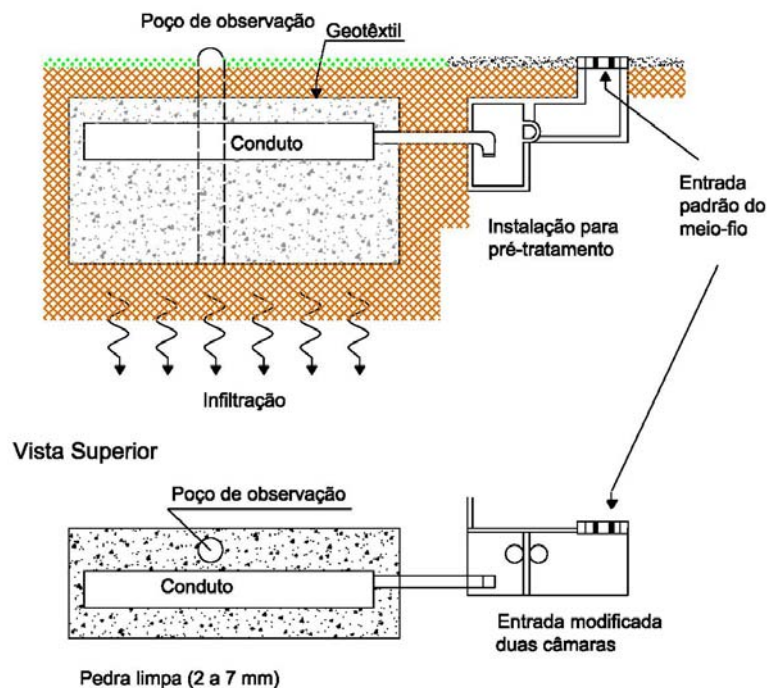


Figura 6.12 - Poço de infiltração em forma de trincheira (CIRIA, 1996)

Dimensionamento dos dispositivos: bacias, valos e poços de infiltração (CIRIA, 1996)

O método de dimensionamento recomendado é o de CIRIA (1996), para sistemas de infiltração tridimensionais, válido também para valos e poços de infiltração. Esta metodologia adota o procedimento abaixo, o qual será adaptado em um modelo de procedimento de projeto. Os dados requeridos são os seguintes: q , coeficiente de infiltração (m/h); A , área a ser drenada (m²); ϕ é a porosidade efetiva do material de preenchimento (volume de vazios/volume total); I , intensidade da chuva em (m/h); d a duração (h) e A_b , área base do sistema de infiltração (m²). Pode-se então dimensionar a profundidade máxima do dispositivo (h_{\max}), da seguinte maneira:

1. Corrigir o coeficiente de infiltração q , dividindo o valor achado nos testes de campo pelo fator de segurança apropriado (tabela 6.8);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular, ou estimá-lo da tabela 6.6. Se a estrutura é aberta, como ocorre com as bacias e os valos de infiltração, $\phi = 1$. Caso a estrutura seja um poço de infiltração em formato cilíndrico, perfurado e instalado em um plano de escavação (retangular ou circular), com o espaço entre o anel e o solo sendo preenchido com pedra limpa, a porosidade efetiva tem que ser calculada por:

$$\phi' = \frac{\pi \cdot r'^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r'^2)}{W \cdot L} \quad (6.15)$$

onde:

r' : raio das seções dos anéis;

W : largura de escavação e;

L : comprimento de escavação.

3. (i) Fornecer a área a ser drenada (A) e a área da superfície de infiltração (A_b);
(ii) Escolha o tipo e a forma do sistema de infiltração, isto é, se a estrutura será um poço de infiltração cilíndrico ou retangular, trincheira de infiltração, valo ou bacia de infiltração;
4. Adotando as dimensões requeridas, isto é: o raio, no caso de poço de infiltração cilíndrico; a largura e o comprimento para o sistema retangular – parte-se para o cálculo da área da base A_b , e o perímetro, P ;
5. Determine o valor do coeficiente b :

$$b = \frac{P \cdot q}{A_b \cdot \phi} \quad (6.16)$$

6. Calcular a intensidade de chuva I , a partir da equação IDF do local, para a duração de tempo t e do tempo de retorno TR ;
7. Determine o valor de a :

$$a = \frac{A_b}{P} - \frac{A \cdot I}{P \cdot q} \quad (6.17)$$

8. Calcular h_{\max}

$$h_{\max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1) \quad (6.18)$$

9. Repetir os passos 6 a 8 para várias durações de chuva;

10. (i) Tomar o maior valor de h_{\max}
(ii) Se h_{\max} é inaceitavelmente alta, retornar ao passo 4 e aumentar as dimensões
(iii) Se h_{\max} é ainda inaceitavelmente alta:
Retorne ao passo 3(i) e reduza a área drenada a um sistema individual, ou
Retorne ao passo 3(ii) e escolha um tipo diferente de sistema

Sugere-se que a taxa de infiltração seja tal que o dispositivo esvazie pela metade em 24 horas. O tempo de esvaziamento para este fim é dado pela seguinte expressão:

$$t_{esv} = \frac{\phi \cdot A_b}{q \cdot P} \cdot \ln \left(\frac{h_{\max} + \frac{A_b}{P}}{\frac{h_{\max}}{2} + \frac{A_b}{P}} \right) \quad (6.19)$$

Esta metodologia de dimensionamento também pode ser utilizada para trincheiras de infiltração, conforme será apresentado no item *Bacias de Percolação ou Trincheiras de Infiltração*.

Dimensionamento de valos de infiltração para funcionarem como canais

Para que os valos de infiltração funcionem também como canais, os dados necessários para o dimensionamento são os seguintes (Wanielista apud Urbonas e Stahre, 1993):

V : distância vertical da declividade lateral;

H_v : distância horizontal da declividade lateral mais a largura de fundo;

S_v : declividade longitudinal;

n : coeficiente de rugosidade de Manning (consultar tabela Anexo F);

i : a taxa de infiltração saturada, estimada da tabela 6.4 ou medida no local;

L_v : é o comprimento necessário para infiltrar a taxa média de fluxo de projeto Q .

A expressão é a seguinte:

$$L_v = \frac{10.000 \cdot 77,3 \cdot \left(\frac{V}{H_v} \right) \cdot \left(Q^{\frac{5}{8}} \cdot S_v^{\frac{3}{16}} \right)}{n^{\frac{3}{8}} \cdot i} \quad (6.20)$$

O valo deve ser tão plano quanto possível, e nunca com declividade (S_v) $\geq 2\%$. Pode-se alcançar isto com pequenas contenções. Lateralmente, recomenda-se 4H:1V ou mais plano (6H:1V, 8H:1V, 10H:1V, etc.) para maximizar a área de contato com a água.

Exemplo 6.3. Aplicação do procedimento adotado por CIRIA (1996) para bacias e valos de infiltração para drenar 5000 m². O coeficiente de infiltração obtido foi de 0,225 m/h. A primeira estimativa da área da superfície de infiltração A_b é 10 m x 8 m. O local está próximo do posto do 8º Distrito do INMET.

Supondo que a área foi aprovada na avaliação preliminar (Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de **infiltração ou percolação** – partes 1 e 2), ou seja, ela é candidata a receber este tipo de estrutura de infiltração, o que se deseja saber agora é a profundidade máxima a ser utilizada.

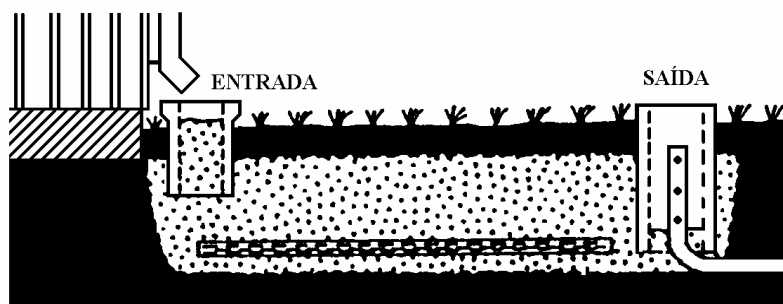
Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação																																		
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Bacia ou valo de infiltração Localização: Próximo do posto do 8º Distrito do INMET																																		
1. Coeficiente de infiltração (q) Fator de segurança (f) q de projeto = q/f Justificativa para f		q = 0,225 m/h f = 1,50 q = 0,15 m/h Trata-se de uma residência, sem influências nos arredores																																
2. Porosidade ($\phi = 1$ para bacia ou valo de infiltração) Se a estrutura for um poço de infiltração em formato cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3 Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>		$\phi = 100$ %																																
Raio das seções dos anéis Largura da escavação Comprimento da escavação Porosidade ϕ' $\phi' = [\pi \cdot r'^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r'^2)] / (W \cdot L)$		$r' =$ _____ m W = _____ m L = _____ m $\phi' =$ _____ % A = 5000 m ² Bacia de infiltração																																
3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido		Largura = 10 m e Comprimento = 8 m $A_b = 10 \times 8 = 80$ m ² $P = 2 \times (10 + 8) = 36$ m																																
4. Valor es de a, b e h_{max} Área A_b de infiltração Perímetro $a = A_b/P - A \cdot I/P \cdot q$ $b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$ Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração / percolação", calculam-se os valores de a, b e h_{max} Obs.: Desta vez, I está em m/h e a t em h Máximo valor de h_{max} $h_{max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$		<table border="1"> <thead> <tr> <th>I (m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>a</th> <th>b h⁻¹</th> <th>h_{max} (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,141</td> <td>0,167</td> <td>-128,55</td> <td>0,0675</td> <td>1,44</td> </tr> <tr> <td>0,081</td> <td>0,500</td> <td>-72,70</td> <td>0,0675</td> <td>2,41</td> </tr> <tr> <td>0,051</td> <td>1,000</td> <td>-45,00</td> <td>0,0675</td> <td>2,94</td> </tr> <tr> <td>0,030</td> <td>2,000</td> <td>-25,93</td> <td>0,0675</td> <td>3,27</td> </tr> <tr> <td>0,018</td> <td>4,000</td> <td>-14,00</td> <td>0,0675</td> <td>3,31</td> </tr> </tbody> </table>			I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h_{max} (m)	0,141	0,167	-128,55	0,0675	1,44	0,081	0,500	-72,70	0,0675	2,41	0,051	1,000	-45,00	0,0675	2,94	0,030	2,000	-25,93	0,0675	3,27	0,018	4,000	-14,00	0,0675	3,31
I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h_{max} (m)																														
0,141	0,167	-128,55	0,0675	1,44																														
0,081	0,500	-72,70	0,0675	2,41																														
0,051	1,000	-45,00	0,0675	2,94																														
0,030	2,000	-25,93	0,0675	3,27																														
0,018	4,000	-14,00	0,0675	3,31																														
4. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{esv} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot p)] \cdot \ln[(h_{max} + A_b/P) / (h_{max}/2 + A_b/P)]$		$h_{max} = 3,31$ m $t_{esv} = 5,27$ h																																
Observações: h_{max} tomou um valor considerado muito alto, visto que estava deixando a camada infiltrante muito próxima do lençol freático, de modo que foram escolhidas novas dimensões a serem testadas. Na planilha seguinte é testada a nova dimensão 15 x 15 m. Outro fator que poderia levar a um novo dimensionamento é o caso onde não há possibilidade de execução de escavação muito profunda.																																		

Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação																															
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Bacia de infiltração Localização: Próximo do posto do 8º Distrito do INMET																															
1. Coeficiente de infiltração (q) Fator de segurança (f) q de projeto = q/f Justificativa para f	$q = \frac{0,225}{1,50} \text{ m/h}$ $q = 0,15 \text{ m/h}$ Trata-se de uma residência, sem influências nos arredores																														
2. Porosidade ($\phi = 1$ para valos de infiltração) Se a estrutura for um poço de infiltração em formato cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3 Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>	$\phi = 100 \%$ $r' = \text{_____ M}$ $W = \text{_____ M}$ $L = \text{_____ M}$ $\phi' = \text{_____ } \%$ $A = 5000 \text{ m}^2$ Bacia de infiltração																														
3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido	Largura = 10 m e Comprimento = 15 m																														
4. Valor es de a, b e h_{max} Área A_b de infiltração Perímetro $a = A_b/P - A I/P \cdot q$ $b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$ Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração / percolação", calculam-se os valores de a, b e h_{max} <i>Obs.: Desta vez, I está em m/h e a t em h</i> Máximo valor de h_{max} $h_{max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$	$A_b = 15 \times 15 = 225 \text{ m}^2$ $P = 2 \times (15 + 15) = 60 \text{ m}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>I (m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>a</th> <th>b h^{-1}</th> <th>h_{max} (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,141</td> <td>0,167</td> <td>-74,72</td> <td>0,04</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>0,081</td> <td>0,500</td> <td>-41,20</td> <td>0,04</td> <td>0,82</td> </tr> <tr> <td>0,051</td> <td>1,000</td> <td>-24,58</td> <td>0,04</td> <td>0,96</td> </tr> <tr> <td>0,030</td> <td>2,000</td> <td>-13,14</td> <td>0,04</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>0,018</td> <td>4,000</td> <td>-5,99</td> <td>0,04</td> <td>0,89</td> </tr> </tbody> </table> $h_{max} = 1,00 \text{ m}$	I (m/h)	t (h)	a	b h^{-1}	h_{max} (m)	0,141	0,167	-74,72	0,04	0,50	0,081	0,500	-41,20	0,04	0,82	0,051	1,000	-24,58	0,04	0,96	0,030	2,000	-13,14	0,04	1,00	0,018	4,000	-5,99	0,04	0,89
I (m/h)	t (h)	a	b h^{-1}	h_{max} (m)																											
0,141	0,167	-74,72	0,04	0,50																											
0,081	0,500	-41,20	0,04	0,82																											
0,051	1,000	-24,58	0,04	0,96																											
0,030	2,000	-13,14	0,04	1,00																											
0,018	4,000	-5,99	0,04	0,89																											
4. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{esv} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot p)] \cdot \ln[(h_{max} + A_b/P) / (h_{max}/2 + A_b/P)]$	$t_{esv} = 2,80 \text{ h}$																														
Observações: Primeiramente foram adotadas as dimensões 10 x 8 m. Como h_{max} tomou um valor muito alto, decidiu-se modificar as dimensões para 15 x 15 m. Os resultados obtidos com as novas dimensões é passível de implantação.																															

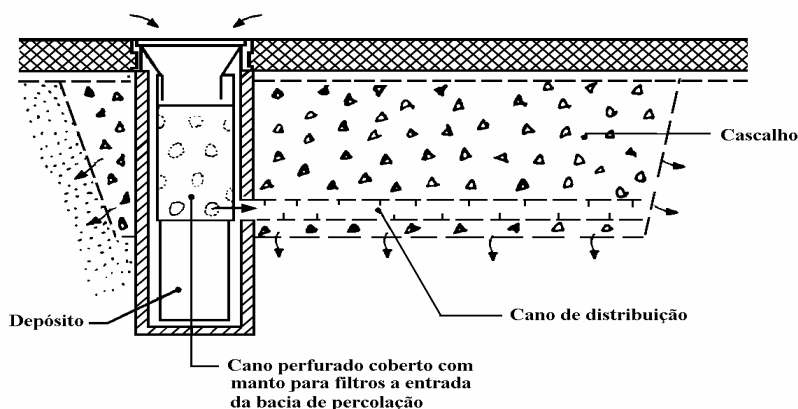
➤ **Bacias de percolação ou trincheira de infiltração**

Os dispositivos de percolação dentro de lotes permitem, também, aumentar a recarga e reduzir o escoamento superficial. O armazenamento depende da porosidade e da percolação. As bacias são construídas para recolher a água do telhado e criar condições de escoamento através do solo. Essas bacias são construídas removendo-se o solo e preenchendo-o com cascalho, que cria o espaço para o armazenamento. De acordo com o solo, é necessário criar-se maiores condições de drenagem. Na figura 6.13 é apresentado um exemplo e o detalhe

construtivo de um tipo de bacia. Para o solo argiloso com menor percolação, é necessário drenar o dispositivo de saída.



a - exemplo de bacia de percolação (Holmstrand, 1984)



b - detalhe de uma bacia de percolação (Urbonas e Stahre, 1993)

Figura 6.13 - Bacias de Percolação

A principal dificuldade encontrada com o uso desse tipo de dispositivo é o entupimento dos espaços entre os elementos pelo material fino transportado, portanto é recomendável o uso de um filtro de material geotêxtil. De qualquer forma, é necessário a sua limpeza após algum tempo (Urbonas e Stahre, 1993). Holmstrand (1984) utilizou esses dispositivos no interior de lotes, como mostra a figura 6.13. Para o dispositivo em solo argiloso, não foram observadas grandes mudanças no lençol freático após alguns anos. O coeficiente de escoamento estimado para um ano de análise foi de 0,35, equivalente ao de áreas naturais da região estudada.

Um tipo de trincheira de infiltração é mostrado na figura 6.14. Sua aplicação pode ser vista na figura 6.15.

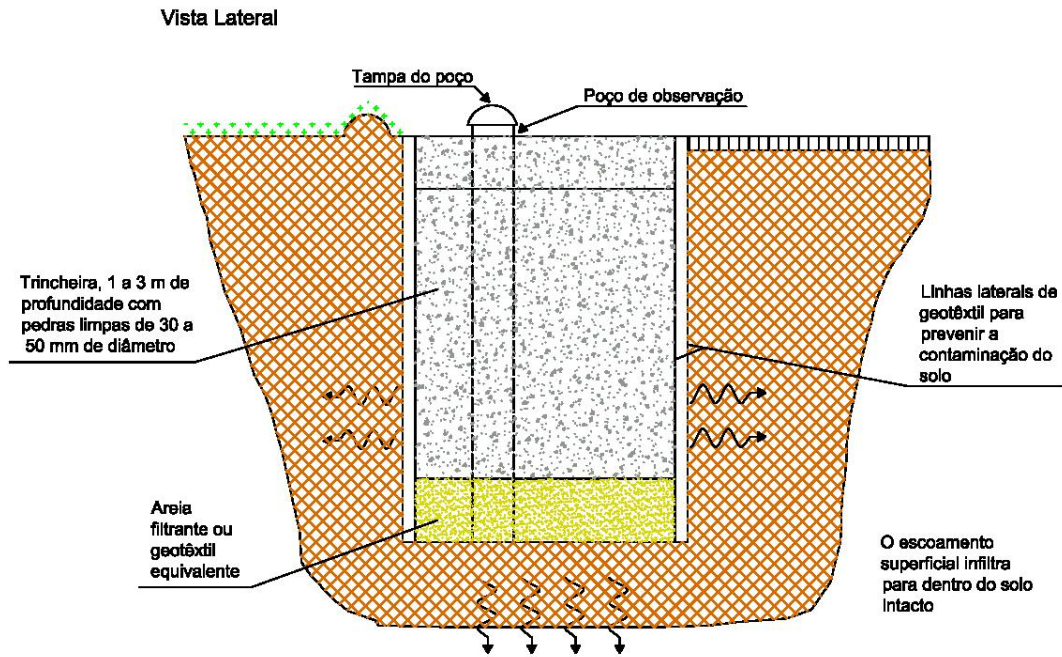


Figura 6.14 - Trincheira de infiltração (CIRIA, 1996)

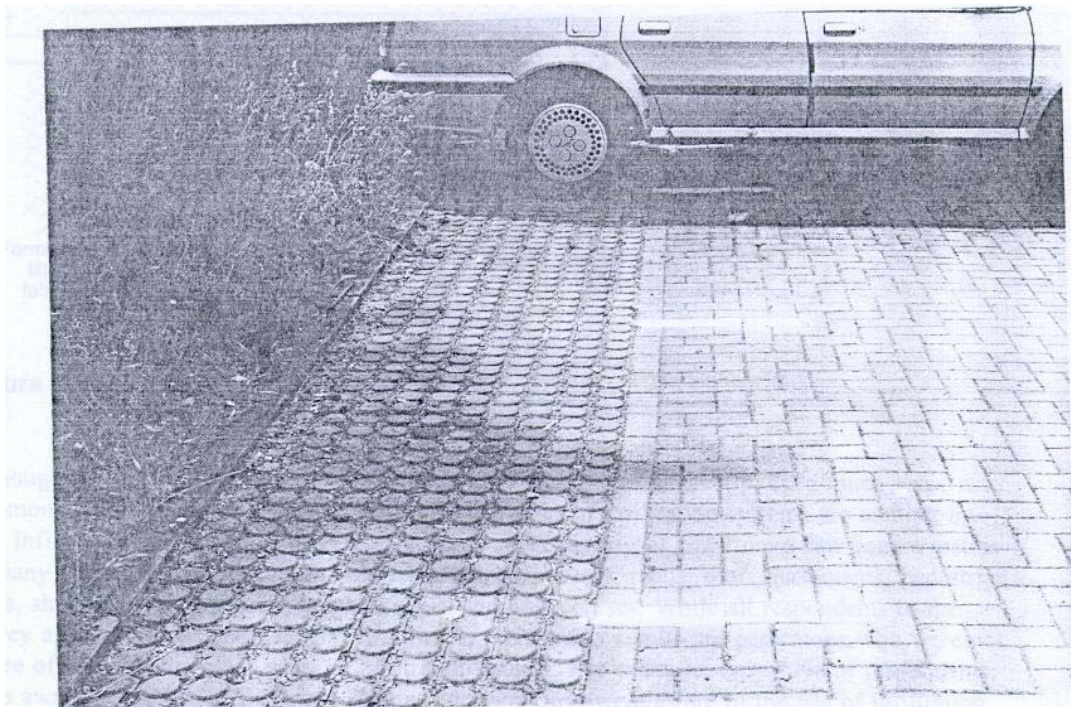


Figura 6.15 - Aplicação de uma trincheira de infiltração (CIRIA, 1996)

É apresentado a seguir um exemplo de dimensionamento (exemplo 6.4) de uma trincheira de infiltração usando o método de CIRIA (1996) para estruturas tridimensionais, apresentado anteriormente.

Exemplo 6.4. Dispõe-se de uma área de 320 m², em região próxima ao 8º distrito, para ser drenada para um dispositivo de infiltração. O coeficiente de infiltração determinado em testes no local obteve o valor

de 0,18 m/h. A princípio, pensou-se em uma trincheira retangular com as seguintes dimensões: 0,8 m de largura por 14 m de comprimento. Dimensionar o dispositivo.

Supondo já preenchido o modelo de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação”, utiliza-se o modelo de procedimento de projeto “Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação”.

Modelo de procedimento de projeto				
Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação				
Projetista:				
Empresa:				
Data:				
Projeto: Trincheira de infiltração				
Localização: Centro de Porto Alegre				
1. Coeficiente de infiltração (q)		q = 0,18 m/h		
Fator de segurança (f)		f = 1,50		
q de projeto = q/f		q = 0,12 m/h		
Justificativa para f		Trata-se de uma residência, Sem influências nos arredores		
2. Porosidade ($\phi = 1$ para valos de infiltração)		$\phi = 35\%$		
Caso a estrutura seja um poço de infiltração em formato				
Cilíndrico perfurado (Se Não, ir para o item 3)				
		Sim <input type="checkbox"/>		
		Não <input checked="" type="checkbox"/>		
Raio das seções dos anéis		$r' =$ _____ m		
Largura da escavação		W = _____ m		
Comprimento da escavação		L = _____ m		
Porosidade ϕ'		$\phi' =$ _____ %		
$\phi' = [\pi r'^2 + \phi(W \cdot L - \pi r'^2)] / (W \cdot L)$		A = 320 m ²		
3. Área drenada e dispositivo escolhido		Trincheira de infiltração		
Dispositivo escolhido		Largura = 1 m e Comprimento = 14 m		
4. Valor es de a, b e h_{max}		Área Ab de infiltração		
Área Ab de infiltração		Ab = 0,8 x 14 = 11,2 m ²		
Perímetro		P = 2 x (0,8 + 14) = 29,6 m		
a = Ab/P - A I/P q		I	t	a
b = P q / (Ab · ϕ)		(m/h)	(h)	B
Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no		0,141	0,167	-12,35
Modelo de procedimento de projeto “Dados para o		0,081	0,500	-6,91
Dimensionamento para sistemas de infiltração /		0,051	1,000	-4,22
Percolação”, calculam-se os valores de a, b e h _{max}		0,030	2,000	-2,36
Obs.: Desta vez, I está em m/h e a t em h		0,018	4,000	-1,20
Máximo valor de h _{max}		h _{max} = 1,15 m		
H _{max} = a · (e ^{-b · t} - 1)				
4. Tempo de esvaziamento da metade (menor que 24 h)				
t _{esv} = $[\phi \cdot A_b / (q \cdot p)] \cdot \ln[(h_{max} + A_b/P) / (h_{max}/2 + A_b/P)]$		t _{esv} = 1,49 h		
Observações:				

A seguir é apresentado outro procedimento de projeto, semelhante ao anteriormente apresentado para bacias de percolação ou trincheira de infiltração. O método utiliza o volume máximo, ao invés da profundidade máxima, e segue a recomendação de Urbonas e Stahre

(1993). Os autores recomendam a utilização do “rain-envelope-method” (método da curva envelope, apresentado na figura 6.2), que é um método simples, de aplicação direta dos dados de caracterização do local de implantação e da curva IDF. O método baseia-se na determinação dos volumes acumulados de entrada e saída do dispositivo, como mostrado na figura 6.2. O volume do dispositivo deverá ser suficiente para armazenar a máxima diferença entre os volumes acumulados de entrada e saída (levando-se em consideração a porosidade do material de preenchimento).

Também é utilizada a condutividade hidráulica saturada e não o coeficiente de infiltração. O modelo de preenchimento para os parâmetros do projeto se chama “Parâmetros para a obtenção do volume de uma bacia de percolação ou trincheira de infiltração”. Para o preenchimento do dimensionamento, deve-se usar o procedimento “Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração”. Abaixo o procedimento é descrito:

Dimensionamento de trincheiras de infiltração/percolação - “Rain-envelope-method” (Urbonas e Sthare, 1993):

1. Para determinar o volume de projeto afluente à estrutura de infiltração ou percolação, utiliza-se a equação 6.21. Desta forma, obtém-se o volume afluente acumulado através da multiplicação da vazão pelo tempo, para diversas durações de chuva.

$$V_e = 1,25 \cdot \left[3600 \cdot C \cdot \left(\frac{I_T}{1000} \right) \cdot t \cdot A \right] \quad (6.21)$$

onde:

V_e : volume total escoado no tempo t para uma precipitação de T anos de retorno (m^3);

C : coeficiente de escoamento;

I_T : intensidade da precipitação de T anos de retorno ($l/s/ha$);

t : duração da precipitação (h);

A : área da bacia de contribuição (ha).

Para o dimensionamento pode-se considerar que apenas as áreas impermeáveis estarão contribuindo para a estrutura, tendo um coeficiente de escoamento (C) entre 0,85 e 0,95 (Urbonas e Sthare, 1993).

2. Estimar as dimensões iniciais da trincheira e determinar o volume da estrutura (V_T) para estas dimensões, conforme a equação 6.22.

$$V_T = L \cdot h \cdot b \quad (6.22)$$

onde:

V_T : volume da trincheira (m^3);

L : comprimento da trincheira (m);

h : altura da trincheira (m);

b : largura da trincheira (m).

3. Construir a curva de volumes acumulados de saída (V_s), com base na condutividade hidráulica saturada e nas dimensões atuais.

$$V_s = k \frac{A_{perc}}{2} \cdot 3600 \cdot t \quad (6.23)$$

onde:

V_s : volume acumulado de saída, para diversas durações t ;

k : condutividade hidráulica saturada;

A_{perc} : área de infiltração ou percolação;

t : duração da precipitação (h);

Uma vez que os solos tendem a se tornarem gradualmente colmatados com o tempo, reduzindo sua condutividade hidráulica disponível, é recomendado que a condutividade de seja reduzida por um fator de segurança. Recomenda-se que o valor seja reduzido por um coeficiente de segurança 2 ou 3, de acordo com o local onde está inserida a estrutura de percolação.

A área de percolação (A_{perc}) corresponde à área das paredes laterais da estrutura de infiltração, podendo ser determinada pela equação 6.24.

$$A_{perc} = 2.h(b + L) \quad (6.24)$$

onde h , b e L são as características das dimensões da trincheira.

4. Identificar o ponto de máxima diferença entre as curvas de volume afluente (V_e) e o volume de saída da trincheira (V_s). A máxima diferença corresponde ao volume (V) da trincheira.

$$V = \text{máx}(V_e - V_s) \quad (6.25)$$

5. Considerando a porosidade do material que será usado para o preenchimento, determinar o volume necessário para o armazenamento (V_{dim}).

$$V_{dim} = V / \phi \quad (6.26)$$

onde ϕ é a porosidade do material.

6. Comparar o volume da trincheira (V_T) com o volume de dimensionamento (V_{dim}):

- se $V_T \gg V_{dim} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e recomeçar no passo 3;
- se $V_T < V_{dim} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no passo 3;
- se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.

Mesmo com todos os critérios alcançados, o solo pode não ter uma condutividade hidráulica (k) suficiente para esvaziar a instalação, no tempo adotado, utilizando somente a percolação. Por isso, pode ser viável a colocação de um conduto de saída que coleta a água da bacia de percolação e descarrega esta água lentamente através de um orifício ou uma válvula de estrangulamento.

Recomenda-se o uso deste auxílio em solos com $2 \times 10^{-5} < k < 5 \times 10^{-4}$ m/s (Urbonas e Stahre, 1993). O conduto auxiliar de saída deve sempre ser equipado com um restritor de fluxo, que por sua vez, é projetado para fornecer uma taxa total de saída (percolação através do solo mais conduto auxiliar) equivalente a uma bacia tendo uma taxa de percolação de 5×10^{-4} m/s.

Exemplo 6.5. Dimensione uma trincheira de infiltração que recebe o escoamento de uma área de 900 m² com coeficiente de escoamento de 0,9. A condutividade medida em campo é de 4×10^{-5} m/s. O local está próximo do posto da Redenção.

Para a adoção dos parâmetros, preenche-se o modelo de procedimento de projeto “Parâmetros para a obtenção do volume de uma bacia de percolação ou trincheira de infiltração”. O tempo de retorno é de 10 anos. O dimensionamento pode ser feito, observando modelo de procedimento de projeto “Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração”.

Modelo de procedimento de projeto Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração																															
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Trincheira de infiltração Localização: Próximo do posto da Redenção																															
1. Material Porosidade (ϕ)	$\phi = \underline{0,30}$																														
2. Solo Condutividade hidráulica saturada (k) Reduzir o valor da condutividade por um fator de segurança	$K = \underline{4 \times 10^{-5}} \text{ m/s}$																														
Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>	Em caso de redução: Fator = <u>2</u> $k/\text{Fator} = \underline{2 \times 10^{-5}} \text{ m/s}$																														
Condutividade hidráulica de projeto em caso de redução	$C = \underline{0,85}$																														
3. Coeficiente de escoamento (C) (Entre 0,85 e 0,95)	$A = \underline{900} \text{ m}^2$																														
4. Área contribuinte (A)	$L = \underline{15} \text{ m}$																														
5. Dimensões iniciais da trincheira Comprimento Largura Altura (recomenda-se alturas entre 1 e 2m) Área de percolação $A_{perc} = 2.h.(b+L)$ Volume da trincheira ($V_T = h.b.L$)	$b = \underline{1,5} \text{ m}$ $h = \underline{1} \text{ m}$ $A_{perc} = \underline{33} \text{ m}^2$ $V_T = \underline{22,50} \text{ m}^3$																														
6. Curvas de volume de entrada e saída da estrutura Obs: A intensidade da precipitação é fornecida em (l/s/ha)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>t (h)</th> <th>I (l/s/ha)</th> <th>V_e (m³)</th> <th>V_s (m³)</th> <th>V_e - V_s (m³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,17</td> <td>350,89</td> <td>20,13</td> <td>3,96</td> <td>16,17</td> </tr> <tr> <td>0,50</td> <td>211,31</td> <td>36,37</td> <td>11,88</td> <td>24,49</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>138,46</td> <td>47,66</td> <td>23,76</td> <td>23,90</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>86,07</td> <td>59,26</td> <td>47,52</td> <td>11,74</td> </tr> <tr> <td>4,00</td> <td>51,83</td> <td>71,37</td> <td>95,04</td> <td>-23,67</td> </tr> </tbody> </table>	t (h)	I (l/s/ha)	V _e (m ³)	V _s (m ³)	V _e - V _s (m ³)	0,17	350,89	20,13	3,96	16,17	0,50	211,31	36,37	11,88	24,49	1,00	138,46	47,66	23,76	23,90	2,00	86,07	59,26	47,52	11,74	4,00	51,83	71,37	95,04	-23,67
t (h)	I (l/s/ha)	V _e (m ³)	V _s (m ³)	V _e - V _s (m ³)																											
0,17	350,89	20,13	3,96	16,17																											
0,50	211,31	36,37	11,88	24,49																											
1,00	138,46	47,66	23,76	23,90																											
2,00	86,07	59,26	47,52	11,74																											
4,00	51,83	71,37	95,04	-23,67																											
Volume afluente: $V_e = 1,25. [3600.C.(I/1000).t.A]$ Volume de saída: $V_s = k.. (A_{perc}/2).3600.t$ Volume necessário: $V = máx(V_e - V_s)$ Volume dimensionamento: $V_{dim} = V/\phi$ Comparar V_T com V_{dim} : - se $V_T \gg V_{dim} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e Recomeçar no item 5; - se $V_T < V_{dim} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e Recomeça-se no item 5; - se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.	Volume (V): $\underline{24,49} \text{ m}^3$ $V_{dim} = \underline{81,64}^3$ $V_T < V_{dim} \Rightarrow 22,50 < 81,64$ Voltar ao item 4 e aumentar as dimensões da trincheira																														
Observações: Vamos preencher novamente este modelo a partir do item 5																															

Modelo de procedimento de projeto					
Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração					
Projetista:					
Empresa:					
Data:					
Projeto: Trincheira de infiltração - continuação do exemplo					
Localização: Próximo do posto da Redenção					
*5. Dimensões da trincheira					
Comprimento		L= 30 m			
Largura		b= 1,5 m			
Altura (recomenda-se alturas entre 1 e 2m)		h= 1 m			
Área de percolação $A_{perc} = 2.h.(b+L)$		$A_{perc} = 63 \text{ m}^2$			
Volume da trincheira ($V_T = h.b.L$)		$V_T = 45 \text{ m}^3$			
*6. Curvas de volume de entrada e saída da estrutura					
<i>Obs: A intensidade da precipitação é fornecida em (l/s/ha)</i>					
Volume afluente: $V_e = 1,25. [3600.C.(I/1000).t.A]$	t (h)	I (l/s/ha)	V_e (m ³)	V_s (m ³)	$V_e - V_s$ (m ³)
Volume de saída: $V_{es} = k.. (A_{perc}/2).3600.t$	0,17	350,89	20,13	7,56	12,57
Volume necessário: $V = máx(V_e - V_s)$	0,50	211,31	36,37	22,68	13,69
Volume dimensionamento: $V_{dim} = V/\phi$	1,00	138,46	47,66	45,36	2,30
Comparar V_T com V_{dim} :	2,00	86,07	59,26	90,72	-31,46
- se $V_T >> V_{dim} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e	4,00	51,83	71,37	181,44	-110,0
Recomeçar no item 5;	Volume (V):		13,69	m ³	
- se $V_T < V_{dim} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e	$V_{dim} =$		45,64	m ³	
Recomeça-se no item 5;	$V_T \cong V_{dim} \Rightarrow 45 \cong 45,64$				
- se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.	Fim do dimensionamento				
7. Conduto auxiliar (Sim ou Não)					
Sim <input type="checkbox"/>					
Não <input checked="" type="checkbox"/>					
Observações: A trincheira de infiltração terá comprimento de 30m, uma largura de 1,50 m, altura de 1m.					

6.4. Dispositivos de Armazenamento

O efeito do armazenamento no escoamento no hidrograma de pequenas áreas pode ser observado na figura 6.16. O escoamento das superfícies urbanas tem pequeno tempo de concentração em lotes em virtude das pequenas áreas. O hidrograma tende a apresentar um patamar de escoamento para precipitações altas de duração média. O efeito do volume na retenção é de diminuição do pico, como mostra a referida figura.

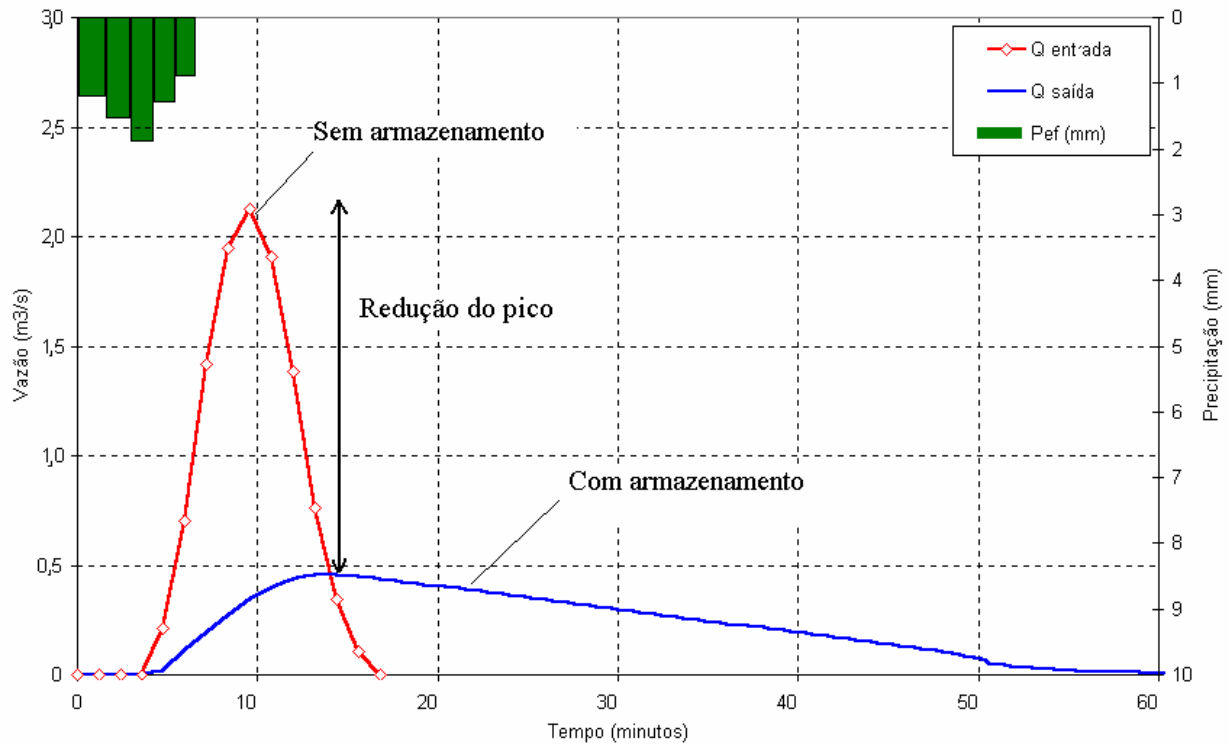


Figura 6.16 - Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas, onde o tempo de concentração é muito pequeno

O armazenamento pode ser efetuado em pequenos reservatórios distribuídos no lote, em passeios, gramados, estacionamentos e áreas esportivas. Portanto, o armazenamento no lote pode ser utilizado para amortecer o escoamento, em conjunto com outros usos, como abastecimento de água, irrigação de grama e lavagem de superfícies ou de automóveis. Na figura 6.17 (a) pode-se observar um pátio com drenagem através de uma grelha que drena para fora do lote e não armazena água; na figura 6.17 (b), a grelha está localizada na área gramada, e conforme o esquema, há formação de um reservatório de 2,7 m³, obtido a partir do produto da superfície pela altura ($\text{Volume} = 6 \times 3 \times 0,15 = 2,7 \text{ m}^3$). Observa-se desta forma que o volume pode ser obtido em diferentes planos do lote. Na figura 6.17 (c) é mostrado a fotografia do pátio de uma residência onde foi aplicado este tipo de estrutura (onde os drenos estão assinalado em vermelho), combinada com um sistema de trincheira de infiltração (destacada em cor magenta) que recebe a água proveniente do telhado da residência.

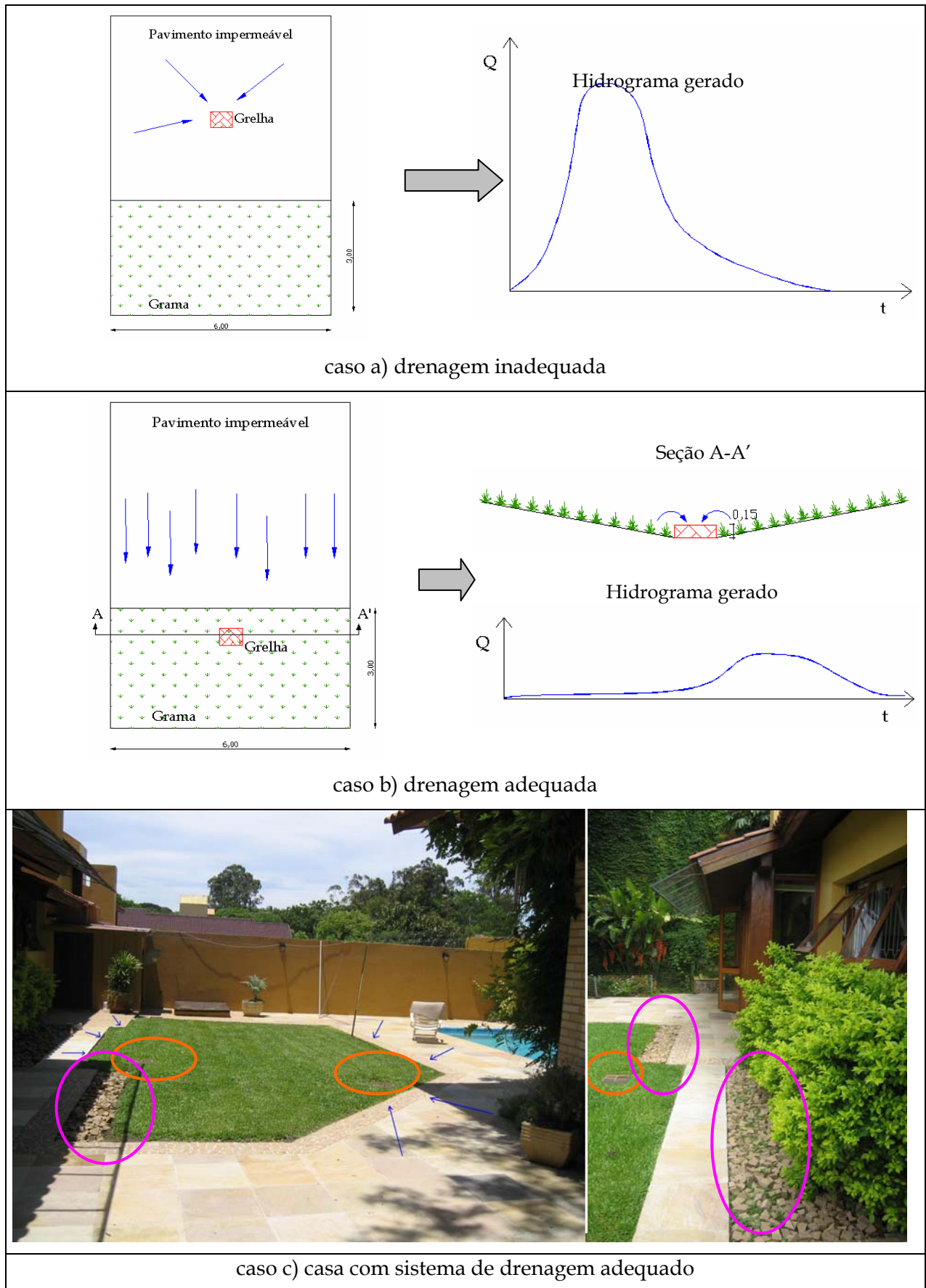


Figura 6.17 - Exemplo de sistemas de drenagem em pátio residencial

Como pode-se ver, um reservatório para controle na fonte pode ser aberto, utilizando o relevo do terreno, enterrado em concreto, de tijolos ou de pedra. No anexo C são apresentados alguns croquis de tipos de reservatórios que podem ser construídos em lotes e áreas individualizadas, bem como algumas fotos de dispositivos de armazenamento já implantados. Uma configuração padrão pode ser observada na figura 6.18.

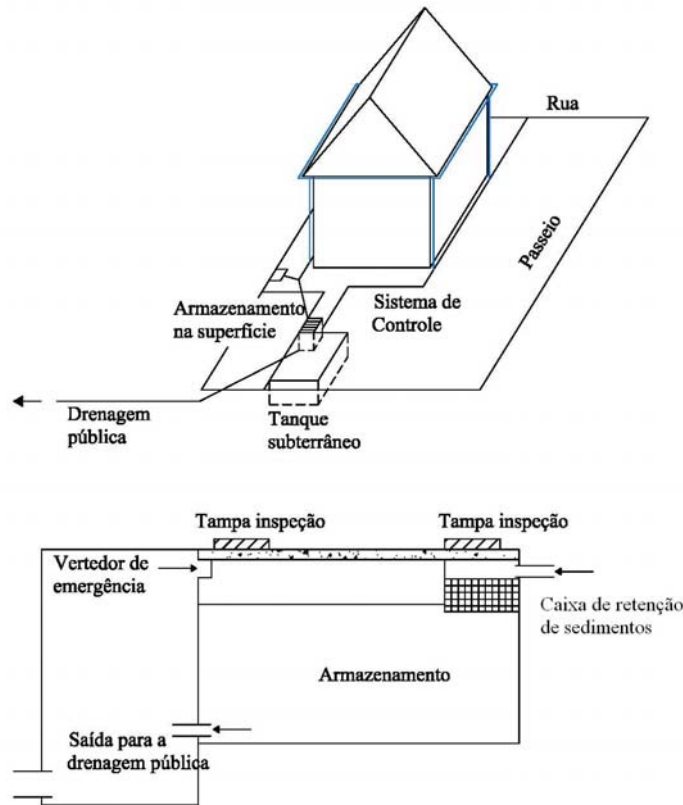


Figura 6.18 - Detenção na fonte

Existe uma infinidade de reservatórios de detenção que podem ser utilizados em um lote. As condições básicas de seu dimensionamento são:

- Limite da vazão de saída da área;
- Volume que permitirá o controle da vazão da saída.

Além da limitação da legislação existem as restrições físicas:

- Cota da rede pluvial;
- Cota do terreno.

Em alguns casos, a cota da rede pluvial limita a profundidade de escavação e a cota onde o conduto de saída deve se posicionar, considerando a sua declividade. Com base nesta profundidade de escavação será determinada a área necessária para atender ao volume do reservatório. Quando não existir esta restrição, pode-se otimizar as dimensões do mesmo.

Este volume pode ser distribuído de forma enterrada, com abertura para limpeza, ou aberto na forma de gramados ou mesmo áreas pavimentadas, desde que a sua saída atenda a exigência de manutenção da vazão limite na saída do lote.

Geralmente, os dispositivos abertos, quando possível são os mais recomendados, pois podem integrar-se ao paisagismo da área com custo menor que as detenções enterradas, além de facilitar a limpeza das folhagens que a drenagem transporta. Algumas das áreas típicas que podem ser utilizadas para detenção na fonte são: áreas de estacionamento, parques e passeios.

A seguir é descrita a metodologia para dimensionamento das estruturas de armazenamento para a cidade de Porto Alegre/RS, baseada no Decreto Municipal, que regulamenta aspectos relativos ao controle na fonte.

A metodologia apresentada a seguir compreende uma fase de verificação hidráulica, visto que a simples determinação do volume necessário, através do decreto acima mencionado, não garante o adequado funcionamento hidráulico da estrutura.

6.4.1 Determinação da vazão máxima de saída do lote

A vazão de pré-desenvolvimento (Q_{pd}) é determinada a partir da área do lote ou loteamento, para áreas de até 100 ha, segundo a equação:

$$Q_{pd} = 20,8.A \quad (6.27)$$

onde:

Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento (l/s);

A: área do lote ou loteamento (ha).

6.4.2 Determinação do volume de armazenamento

O volume de armazenamento para as áreas de drenagem menores ou iguais a 100 ha deve ser determinado com a equação abaixo

$$V = 4,25.A.AI \quad (6.28)$$

onde:

V: volume de necessário para armazenamento (m^3);

A: área drenada para jusante do empreendimento (ha);

AI: toda área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (% da área total A).

Para áreas maiores que 100 ha, é necessário um estudo hidrológico específico.

6.4.3 Determinação da altura disponível para armazenamento

Existem várias formas de armazenamento, desde um cubo, cilindro, e outras formas adaptadas ao espaço disponível. Veja por exemplo, a figura 6.17c, onde o volume de armazenamento inicia com $2,7 m^3$ e aumenta de acordo com o volume acumulado acima do dreno. O dreno é o limitante, e deverá ter como vazão de saída igual ou menor que é permitido para a área do terreno. Por exemplo, para uma área do terreno de $400 m^2$, a vazão máxima será: $0,04 \times 20,8 = 0,832$ l/s. A altura do reservatório de armazenamento pode ser condicionada, em alguns casos, pela disponibilidade de cota para conexão do reservatório à rede de drenagem pluvial pública. Neste caso, há necessidade de projetar a cota de fundo do reservatório de forma adequada; ou seja, a cota de fundo do reservatório sempre deve ficar acima da cota de conexão com a rede de drenagem pluvial pública. Esta medida evitar possíveis inversões de fluxo no sistema, ou seja, a água da rede pluvial entrar no reservatório. Conhecidos estes condicionantes físicos, determina-se a altura (H) que pode ser utilizada para o dimensionamento do reservatório. Esta altura corresponde à diferença entre a cota de fundo do reservatório e a cota de topo da estrutura. A área em planta da estrutura de armazenamento é determinada segundo a equação 6.29.

$$A_{planta} = \frac{V}{H} \quad (6.29)$$

onde:

A_{planta} : área em planta do reservatório (m²);

V : volume de armazenamento necessário (m³), determinado através da equação 6.28;

H : altura do reservatório (m).

Caso não haja limitação de altura para a implantação do reservatório, o critério utilizado para o dimensionamento pode ser a disponibilidade de área em planta para a implantação da estrutura. Desta forma, conhecendo a área disponível, deve-se determinar a altura do reservatório segundo a equação abaixo:

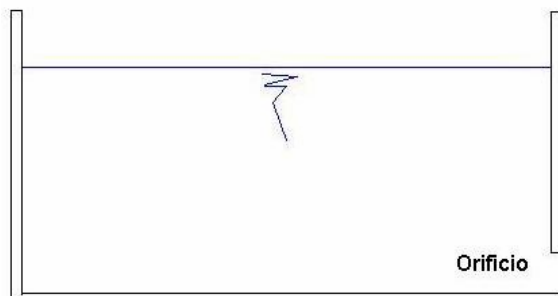
$$H = \frac{V}{A_{planta}} \quad (6.30)$$

No item 6.4.4 é apresentado o procedimento para o dimensionamento do descarregador de fundo. Deve-se considerar que a vazão de saída pelo descarregador é função da carga hidráulica no reservatório; portanto, quanto maior a altura do reservatório, menor será a seção transversal do descarregador.

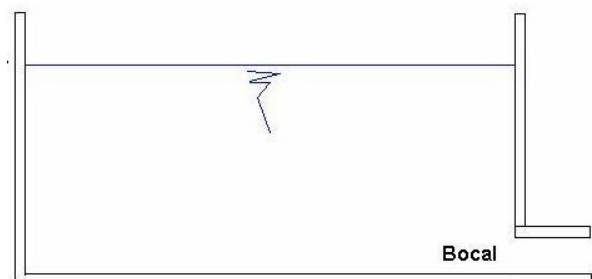
6.4.4 Determinação da seção do descarregador de fundo

O descarregado de fundo deve ser instalado no reservatório de forma a permitir a liberação gradual da água armazenada. Deve-se instalar o descarregador junto ao fundo do reservatório, evitando assim o acúmulo de água no interior da estrutura. Recomenda-se ainda, que para não haver obstrução do descarregador, seja colocada uma grade antes do mesmo.

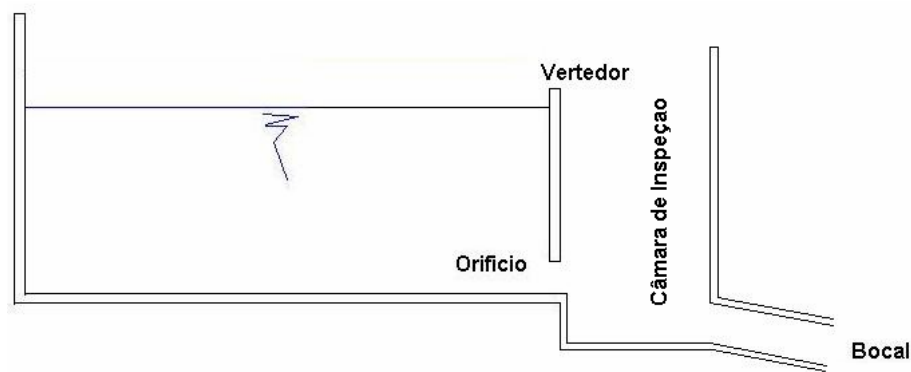
Dependendo do tipo de descarregador utilizado, ele pode funcionar como um orifício, ou seja, uma simples abertura na parede lateral do reservatório; ou como um bocal, onde existe um tubo que faz a drenagem para fora da estrutura. Em casos onde o reservatório é fechado, e utiliza-se um vertedor de emergência, em geral utiliza-se um orifício, que faz uma passagem para a segunda câmara, que serve para a inspeção e limpeza. Na figura 6.19 são apresentadas as situações onde o descarregador funciona como orifício (6.19 a) e como bocal (6.19 b); na figura 6.19 c é apresentado o modelo com câmara de inspeção.



(a) - O descarregador é um orifício



(b) - O descarregador é um bocal



(c) - O descarregador é um orifício - com câmara de inspeção
 Figura 6.19 - Característica do descarregador de fundo

Para determinar a área da seção transversal do descarregador de fundo pode-se utilizar a equação 6.31(a) para o caso de um orifício ou a equação 6.31(b) para o caso de um bocal. Caso o descarregador de fundo a ser utilizado é circular, pode-se determinar a área da seção transversal e consultar o diâmetro comercial correspondente na tabela 6.14.

$$A_c = \frac{0,37 \cdot Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad 6.31(a)$$

$$A_c = \frac{0,45 \cdot Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad 6.31(b)$$

onde:

Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento, determinada com a equação 6.27 (m³/s) ;

h_c : diferença entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção de saída (m) - conforme figura 6.20;

A_c : área da seção transversal do descarregador (m²).

Tabela 6.14 - Área da seção transversal dos descarregadores de fundo - circulares

Área (m ²)	Diâmetro comercial (mm)
0,00049	25
0,00071	30
0,00080	32
0,00126	40
0,00196	50
0,00283	60
0,00785	100
0,01766	150
0,03140	200
0,07065	300
0,12560	400
0,19625	500
0,28260	600
0,38465	700
0,50240	800

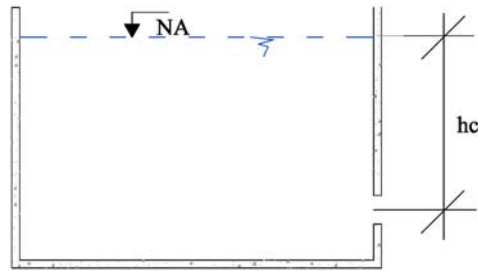


Figura 6.20 - Determinação de h_c em um reservatório

Pode-se também determinar o diâmetro do descarregador de fundo diretamente da equação 6.32(a) para o caso de um bocal ou a equação 6.32(b) para o caso de um orifício.

$$D = \frac{0,76 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{\sqrt{h_c}}} \quad 6.32(a)$$

$$D = \frac{0,69 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{\sqrt{h_c}}} \quad 6.32(b)$$

onde o diâmetro é dado em m.

Caso a área da seção transversal tenha resultado menor que 0,00049 (m²) ou o diâmetros menor que 25 mm, usar o diâmetro mínimo de 25 mm, ou seção transversal com esta área. Para valores maiores, aproxime sempre para o diâmetro superior.

Nas figuras 6.21 (para diâmetros até 6cm) e 6.22 (para diâmetros maiores ou igual a 6cm) são apresentadas as curvas que fornecem o diâmetro do descarregador (orifício) em função da carga hidráulica h_c e da máxima vazão de saída permitida Q_{pd} . As mesmas curvas são apresentadas para o caso de descarregador funcionando como bocal nas figuras 6.23 e 6.24.

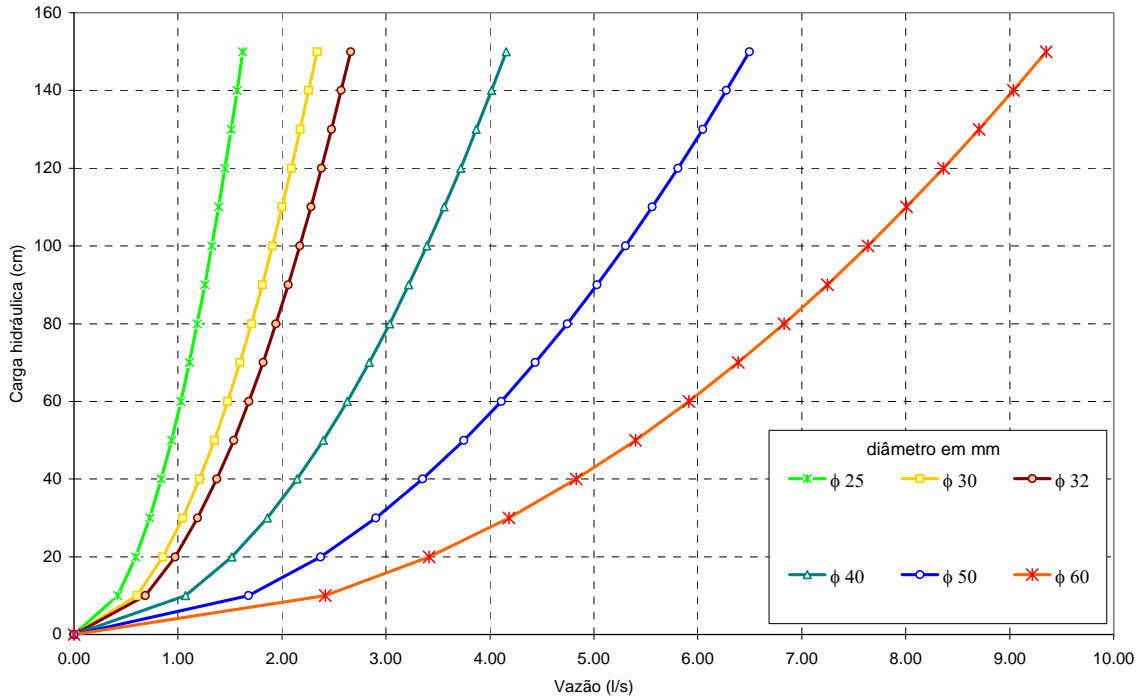


Figura 6.21 - Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60mm)

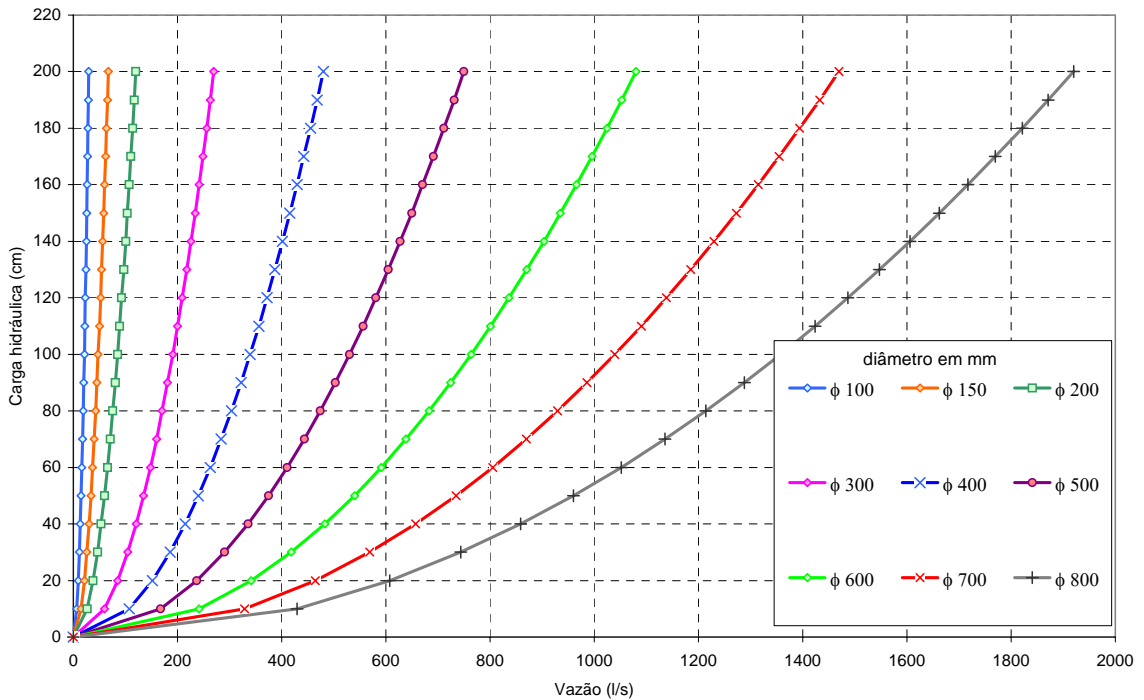


Figura 6.22 - Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores ou igual a 60mm)

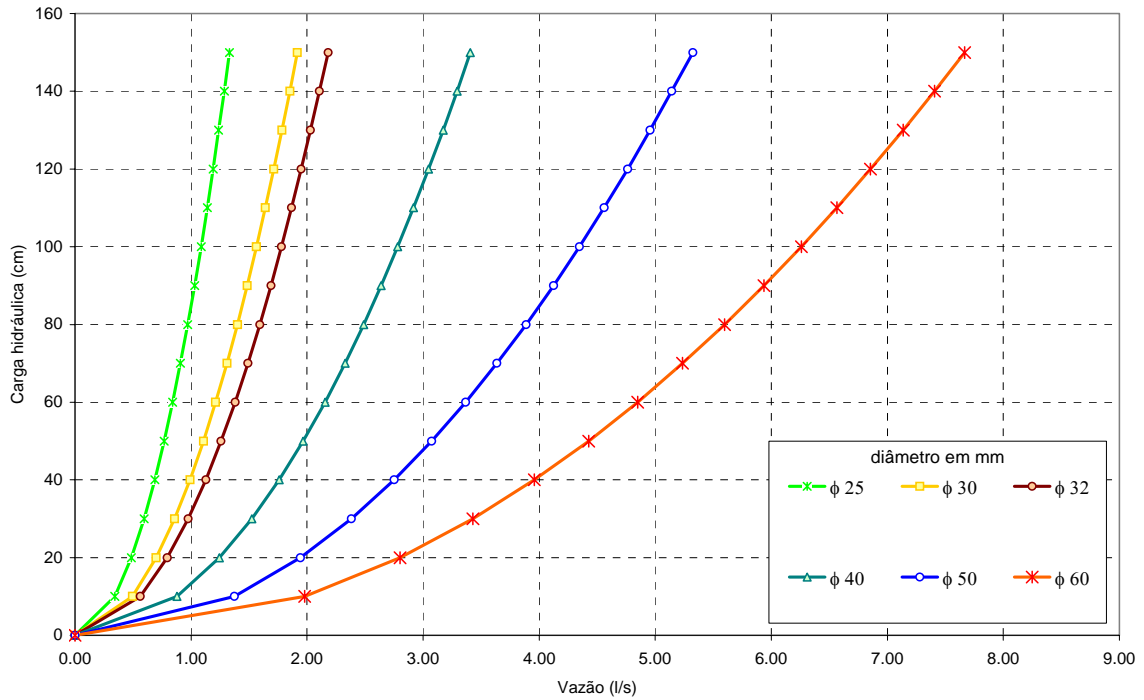


Figura 6.23 – Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60mm)

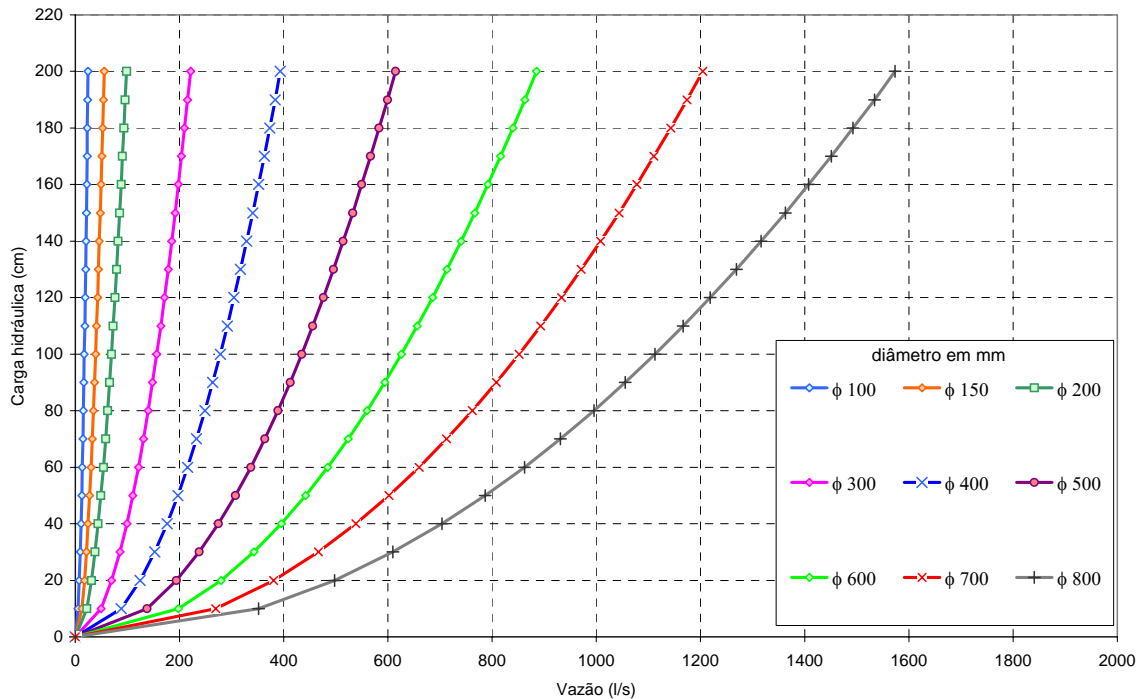


Figura 6.24 – Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores ou igual a 60mm)

Na figura 6.25 são apresentadas as curvas da área da seção transversal do descarregador (orifício) em função da carga hidráulica h_c e da máxima vazão de saída permitida Q_{pd} .

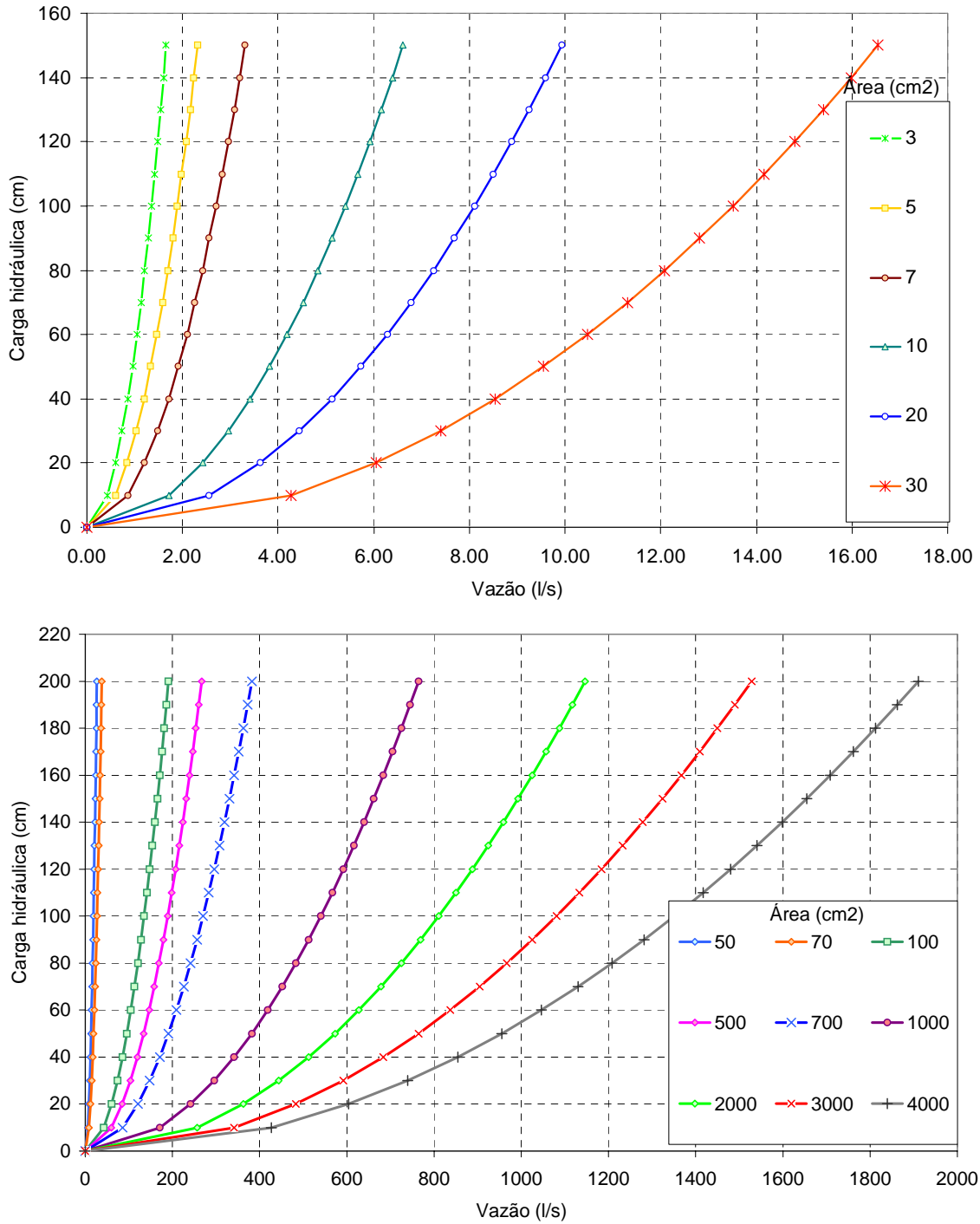


Figura 6.25 – Área da seção transversal do descarregador de fundo (orifício) em função da vazão e carga hidráulica

Recomenda-se que seja utilizado o maior tamanho (diâmetro, área) possível obtido no dimensionamento do descarregador, evitando, por exemplo, a utilização de dois descarregadores. Esta medida evitará possíveis entupimentos da estrutura.

6.4.5 Dimensionamento do vertedor de excessos

O vertedor de excessos, como o próprio nome sugere, tem a finalidade de escoar o excesso de água que entra no reservatório, quando ocorrem chuvas com intensidade superior à utilizada no dimensionamento.

Recomenda-se no entanto, que o dimensionamento do vertedor seja feito somente quando o extravasamento do reservatório possa provocar danos na propriedade. Na maioria dos casos este dispositivo é desnecessário, visto que a água fica acumulada nas superfícies por um curto período de tempo.

O vertedor, de acordo com aspectos construtivos utilizados, podem ser de paredes delgadas ou de parede espessa. Esta classificação é:

- Parede delgada: $e < 2/3 \cdot h_{max}$,
- Parede espessa: $e \geq 2/3 \cdot h_{max}$

onde e é a espessura da parede do vertedor; e h_{max} é a carga máxima desejada no vertedor ($h_{max} = z - z_w$, sendo z é a cota corrente e z_w é a cota da crista). Neste manual recomenda-se a utilização de $h_{max} = 5$ cm. Assim, o vertedor será de parede delgada quando a espessura da parede for menor ou igual a 3 cm, e de parede espessa quando a espessura forma maior que 3 cm.

A vazão de descarga do vertedor (Q_v), deve ser determinada a partir da equação 6.33 (Método Racional).

$$Q_v = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (6.33)$$

onde:

Q_v : vazão de descarga do vertedor (m^3/s);

C : coeficiente de escoamento da área que contribui para a estrutura (entre 0,85 e 0,95);

A : área drenada para a estrutura (km^2);

I : intensidade da precipitação (mm/h). A intensidade I deve ser obtida a partir da equação IDF do local em estudo, para uma duração igual ao tempo de concentração (tc), com tempo de retorno de 50 anos. O tempo de concentração em planos deve ser estimado a partir da equação da onda cinemática-Manning (equação 6.34 - maiores detalhes podem ser encontrados no Anexo D).

$$tc = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} \quad (6.34)$$

onde:

tc : tempo de concentração (minutos);

S : declividade (m/m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning (conforme tabela D1);

L : comprimento do escoamento (m);

P_{24} : precipitação com 24 horas de duração (mm). A P_{24} é determinada para IDF correspondente ao local em estudo, considerando o tempo de retorno de projeto.

Quando não existirem contribuições externas, a área contribuinte for, no máximo de 1 ha, e a declividade média for menor ou igual a 0,2 m/m , o tempo de concentração inicial não deve ser calculado pela formulação acima, mas sim adotado igual a 5 minutos.

A equação 6.35 deve ser utilizada para o dimensionamento do vertedor com de parede delgada, e a equação 6.36 deve ser utilizada para paredes espessas:

$$L_v = \frac{Q_v}{2,95.C_v.(h_{max})^{1.5}} \quad (6.35)$$

$$L_v = \frac{Q_v}{C_v.1,704.(h_{max})^{1.5}} \quad (6.36)$$

onde:

L_v : comprimento da crista do vertedor (m);

Q_v : vazão de descarga do vertedor, determinada conforme equação 6.33 (m³/s);

$h_{máx}$: carga sobre o vertedor (m);

C_v : coeficiente de descarga do vertedor.

Recomenda-se usar $C_v=0,64$, para vertedores de parede delgada, e $C_v=0,86$ para vertedores de parede espessa, e $h_{máx}$ igual a 5 cm.

Exemplo 6.6. Dimensione um reservatório de detenção em um lote na região do 8º Distrito, com dimensões de 30x30 m, no qual se pretende impermeabilizar aproximadamente 75% da área, através da implementação da residência. Uma inspeção em campo mostrou que não existe muita cota disponível para a implantação do reservatório, sendo possível usar no máximo uma altura de 90 cm. Utilizando a metodologia apresentada acima e o “Modelo de procedimento de projeto para o dimensionamento de reservatórios”, proceder o dimensionamento do reservatório.

Exemplo 6.7. Considerando os dados do exemplo acima, redimensionar o reservatório, mas desta vez não existe problema com disponibilidade de cota para a conexão do reservatório com a rede de drenagem pública, e o proprietário deseja utilizar no máximo 20 m² da área total do seu terreno para reservação. Vamos preencher novamente “Modelo de procedimento de projeto para o dimensionamento de reservatórios”.

Modelo de procedimento de projeto	
Dimensionamento de reservatório	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto: Volume do reservatório - Exemplo 6.6	
Localização: Região próxima ao 8º Distrito	
<p>1. Características da área</p> <p>Largura do lote</p> <p>Comprimento do lote</p> <p>Área $A = (lc) / 10.000$</p> <p>Declividade média (m/m)</p> <p>Comprimento do talvegue ou rede contribuinte (m)</p> <p>Coefficiente de escoamento correspondente à impermeabilização</p> <p>2. Determinação da vazão máxima de saída do lote</p> <p>$Q_{pd} = 20,8.A$</p> <p>3. Determinação do volume de armazenamento</p> <p>Área Impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais</p> <p>Volume a ser armazenado ($V = 4,25.A.AI$)</p> <p>4. Determinação das características do reservatório</p> <p>Existe restrição de cota para a implantação do reservatório Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/></p> <p>Se a resposta for Sim informar a altura H a ser usada no dimensionamento e calcular a área em planta necessária para o armazenamento ($A_{planta} = V/H$)</p> <p>Se a resposta for não informar a área em planta desejada e calcular a altura necessária para o armazenamento ($H = V/A_{planta}$)</p> <p>5. Determinação da seção do descarregador de fundo</p> <p>Informar a diferença h_c entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção de saída</p> <p>Se o descarregador utilizado for um orifício $A_c = 0,37.Q_{pd} / \sqrt{h_c}$</p> <p>Se o descarregador utilizado for um bocal $A_c = 0,45.Q_{pd} / \sqrt{h_c}$</p> <p>Caso o descarregador utilizado seja circular definir o diâmetro</p> <p>Se o descarregador é um orifício e circular $D = 0,69.\sqrt{Q_{pd}} / \sqrt{\sqrt{h_c}}$</p> <p>Se o descarregador utilizado for um bocal $D = 0,76.\sqrt{Q_{pd}} / \sqrt{\sqrt{h_c}}$</p> <p>6. Dimensionamento do vertedor de excessos</p> <p>Espessura da parede do vertedor</p> <p>Se $e < 3$ cm $C_v = 0,64$; Se $e > 3$ cm $C_v = 0,86$</p> <p>Tempo de concentração (Conforme metodologia do Anexo D)</p> <p>IDF do local: Redenção: $I = (1265,7.T^{0,052}) / (t+12)^{(0,88/T^{0,05})}$ <input type="checkbox"/></p> <p> Aeroporto: $I = (826,8.T^{0,143}) / (t+13,3)^{0,79}$ <input type="checkbox"/></p> <p> 8º Distrito: $I = (1297,9.T^{0,171}) / (t+11,6)^{0,85}$ <input checked="" type="checkbox"/></p> <p> IPH: $I = (509,859.T^{0,196}) / (t+10)^{0,72}$ <input type="checkbox"/></p> <p>Determinar a vazão de descarga do vertedor $Q_v = 0,278.CA$ onde A em km^2</p> <p>Determinação do comprimento do vertedor (L_v)</p> <p>Se o vertedor for de parede delgada $L_v = \frac{Q_v}{2,95.C(h_{max})^{1,5}}$</p> <p>Se o vertedor for de parede espessa $L_v = \frac{Q_v}{C_v.1,704.(h_{max})^{1,5}}$</p>	<p>$l = 30$ m</p> <p>$c = 30$ m</p> <p>$A = 0,09$ ha</p> <p>$S = 0,05$ m/m</p> <p>$L = 30$ m</p> <p>$C = 0,95$</p> <p>$Q_{pd} = 1,87$ l/s</p> <p>$AI = 75$ %</p> <p>$V = 28,69$ m^3</p> <p>$H = 0,90$ m</p> <p>$A_{planta} = 31,88$ m^2</p> <p>$A_{planta} =$ m^2</p> <p>$H =$ m</p> <p>$h_c = 0,85$ m</p> <p>$A_c = 0,00075$ m^2</p> <p>$\phi = 32$ mm</p> <p>$D =$ m</p> <p>$e = 2,5$ cm</p> <p>$C_v = 0,64$</p> <p>$t_c = 5$ minutos</p> <p>$I_{50 \text{ anos}} = 232,65$ (mm/h)</p> <p>$Q_v = 0,055$ m^3/s</p> <p>$L_v = 2,60$ m</p>
<p>Observações: neste exemplo o construtor poderia ter utilizado uma altura menor do reservatório, o que mudaria as características das estruturas complementares que foram dimensionadas.</p>	

Modelo de procedimento de projeto	
Dimensionamento de reservatório	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto: Volume do reservatório - Exemplo 6.7	
Localização: Região próxima ao 8º Distrito	
<p>1. Características da área</p> <p>Largura do lote</p> <p>Comprimento do lote</p> <p>Área A = (l.c) / 10.000</p> <p>Declividade média (m/m)</p> <p>Comprimento do talvegue ou ede contribuinte (m)</p> <p>Coefficiente de escoamento correspondente à impermeabilização</p> <p>2. Determinação da vazão máxima de saída do lote</p> <p>$Q_{pd} = 20,8.A$</p> <p>3. Determinação do volume de armazenamento</p> <p>Área Impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais</p> <p>Volume a ser armazenado ($V = 4,25.A.AI$)</p> <p>4. Determinação das características do reservatório</p> <p>Existe restrição de cota para implantação do reservatório Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/></p> <p>Se a resposta for Sim informar a altura H a ser usada no dimensionamento e calcular a área em planta necessária para o armazenamento ($A_{planta} = V/H$)</p> <p>Se a resposta for não informar a área em planta desejada e calcular a altura necessária para o armazenamento ($H = V/A_{planta}$)</p> <p>5. Determinação da seção do descarregador de fundo</p> <p>Informar a diferença h_c entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção de saída</p> <p>Se o descarregador utilizado for um orifício $A_c = 0,37.Q_{pd} / \sqrt{h_c}$</p> <p>Se o descarregador utilizado for um bocal $A_c = 0,45.Q_{pd} / \sqrt{h_c}$</p> <p>Caso o descarregador utilizado seja circular definir o diâmetro</p> <p>Se o descarregador é um orifício e circular $D = 0,69.\sqrt{Q_{pd}} / \sqrt{\sqrt{h_c}}$</p> <p>Se o descarregador utilizado for um bocal $D = 0,76.\sqrt{Q_{pd}} / \sqrt{\sqrt{h_c}}$</p> <p>6. Dimensionamento do vertedor de excessos</p> <p>Espessura da parede do vertedor</p> <p>Se $e < 3$ cm $C_v = 0,64$; Se $e > 3$ cm $C_v = 0,86$</p> <p>Tempo de concentração (Conforme metodologia do Anexo D)</p> <p>IDF do local: Redenção: $I = (1265,7.T^{0,052}) / (t+12)^{(0,88/T^{0,05})}$ <input type="checkbox"/> Aeroporto: $I = (826,8.T^{0,143}) / (t+13,3)^{0,79}$ <input type="checkbox"/> 8º Distrito: $I = (1297,9.T^{0,171}) / (t+11,6)^{0,85}$ <input checked="" type="checkbox"/> IPH: $I = (509,859.T^{0,196}) / (t+10)^{0,72}$ <input type="checkbox"/></p> <p>Determinar a vazão de descarga do vertedor $Q_v = 0,278.CA$ onde A em km²</p> <p>Determinação do comprimento do vertedor (L_v)</p> <p>Se o vertedor for de parede delgada $L_v = \frac{Q_v}{2,95.C(h_{max})^{1,5}}$</p> <p>Se o vertedor for de parede espessa $L_v = \frac{Q_v}{C_v.1,704.(h_{max})^{1,5}}$</p>	<p>$l = 30$ m</p> <p>$c = 30$ m</p> <p>$A = 0,09$ ha</p> <p>$S = 0,05$ m/m</p> <p>$L = 30$ m</p> <p>$C = 0,95$</p> <p>$Q_{pd} = 1,87$ l/s</p> <p>$AI = 75$ %</p> <p>$V = 28,69$ m³</p> <p>$H =$ m</p> <p>$A_{planta} =$ m²</p> <p>$A_{planta} = 20,00$ m²</p> <p>$H = 1,44$ m</p> <p>$h_c = 1,40$ m</p> <p>$A_c = 0,00058$ m²</p> <p>$\phi = 30$ mm</p> <p>$D =$ m</p> <p>$e = 2,5$ cm</p> <p>$C_v = 0,64$</p> <p>$t_c = 5$ minutos</p> <p>$I_{50 \text{ anos}} = 232,65$ (mm/h)</p> <p>$Q_v = 0,055$ m³/s</p> <p>$L_v = 2,60$ m</p>
<p>Observações: Conforme pode-se comparar com o exemplo anterior, o aumento da altura do reservatório em detrimento da área em planta, reduz o diâmetro do descarregador.</p>	

7. Microdrenagem

A microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais no loteamento ou na rede primária urbana. Neste capítulo, são apresentados os procedimentos convencionais utilizados no projeto de uma rede deste tipo, juntamente com o conceito de controle do aumento da vazão.

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

- subdivisão da área e traçado;
- determinação das vazões que afluem à rede de condutos;
- dimensionamento da rede de condutos;
- dimensionamento das medidas de controle.

Este capítulo tratará, inicialmente, dos elementos físicos do projeto, das definições e dos procedimentos para cálculo da vazão através do Método Racional, do dimensionamento hidráulico da rede e da(s) detenção(ões) do sistema de drenagem.

7.1 Dados necessários

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

Mapas: Os principais mapas necessários aos estudos são os seguintes:

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

Levantamento Topográfico: o nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudança de direção e mudança de greides das vias públicas;

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

Urbanização: devem-se selecionar os seguintes elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor:

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

Dados relativos ao curso de água receptor: as informações são as seguintes:

- indicações sobre o nível de água máximo do canal/arroio que irá receber o lançamento final;
- levantamento topográfico do local de descarga final.

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

7.2 Configuração da drenagem

Com base na topografia disponível e na rede de drenagem é realizado o traçado da rede pluvial. Para estudar a configuração da drenagem é necessário realizar um processo iterativo com o projetista do arranjo e disposição da área, principalmente para que se obtenha um melhor aproveitamento das áreas de detenção ou retenção, de acordo com a filosofia de projeto da área.

7.2.1 Critérios para o traçado da rede pluvial

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

- os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente assinalados nas plantas;
- os trechos em que o escoamento se dê apenas pelas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;
- as galerias pluviais, sempre que possível, deverão ser lançadas sob os passeios;
- o sistema coletor, em uma determinada via, poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas-de-lobo de ambos os passeios;
- a solução mais adequada, em cada rua, é estabelecida, economicamente, em função da sua largura e condições de pavimentação;
- o amortecimento do escoamento é realizado nas áreas baixas junto a drenagem principal. Procura-se localizar a área de amortecimento preferencialmente junto a saída do sistema projetado;
- preferencialmente os sistemas de detenções devem estar integrados de forma paisagística na área, neste caso, poderá ser necessário utilizar detenções ou retenções internas ao parcelamento na forma de lagos permanentes ou secos integrados ao uso previsto para a área;
- o projeto deve estabelecer a área máxima impermeável de cada lote do parcelamento, além das áreas comuns.

7.2.2 Componentes da rede hidráulica

Bocas-de-Lobo - as bocas-de-lobo devem ser localizadas de maneira a conduzirem, adequadamente, as vazões superficiais para a rede de condutos. Nos pontos mais baixos do sistema viário, deverão ser, necessariamente, colocadas bocas-de-lobo com vistas a se evitar a criação de zonas mortas com alagamentos e águas paradas.

Poços de Visita - os poços de visita devem atender às mudanças de direção, de diâmetro e de declividade à ligação das bocas-de-lobo, ao entroncamento dos diversos trechos e ao afastamento máximo admissível.

Galerias circulares - o diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,30m. Os diâmetros comerciais correntes são: 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50m. Alguns dos critérios básicos de projeto são os seguintes:

- as galerias pluviais são projetadas para funcionamento a seção plena com a vazão de projeto. A velocidade máxima admissível determina-se em função do material a ser empregado na rede. Para tubo de concreto, a velocidade máxima admissível é de 4,0m/s, a velocidade mínima é de 0,80 m/s;
- o recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,00m, quando forem empregadas tubulações sem estrutura especial. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;
- nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como indicado na figura 7.1

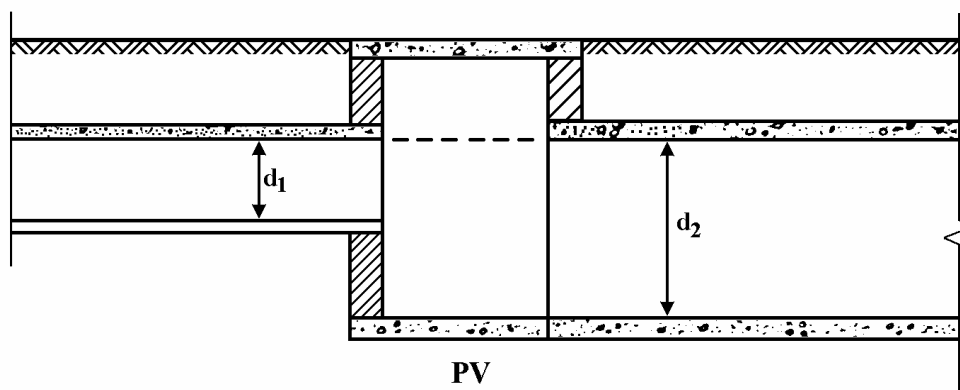


Figura 7.1- Alinhamento dos condutos

7.2.3 Controle da vazão utilizando amortecimento

A medida de controle, tradicionalmente utilizada para eliminar as inundações na microdrenagem, consiste em drenar a área desenvolvida através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho urbano. Esse tipo de solução acaba transferindo para jusante o aumento do escoamento superficial com maior velocidade, já que o tempo de deslocamento do escoamento é menor que nas condições preexistentes. Desta forma, acaba provocando inundações nos troncos principais ou na macrodrenagem.

A impermeabilização e a canalização produzem aumento da vazão máxima e do escoamento superficial. Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido para jusante, utiliza-se o amortecimento do volume gerado, através de dispositivos como: tanques,

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

➤ *Características e funções dos reservatórios*

Os reservatórios são utilizados de acordo com o objetivo do controle desejado. Esse dispositivo pode ser utilizado para:

- **Controle da vazão máxima:** Este é o caso típico de controle dos efeitos de inundação sobre áreas urbanas. O reservatório é utilizado para amortecer o pico da vazão a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e procurando manter as condições de vazão pré-existente na área desenvolvida.

- **Controle do volume:** normalmente, esse tipo de controle é utilizado quando o escoamento cloacal e pluvial são transportados por condutos combinados ou quando recebe a água de uma área sujeita a contaminação. Como a capacidade de uma estação de tratamento é limitada, é necessário armazenar o volume para que possa ser tratado. O reservatório também é utilizado para a deposição de sedimentos e depuração da qualidade da água, mantendo seu volume por mais tempo dentro do reservatório. O *tempo de detenção*, que é a diferença entre o centro de gravidade do hidrograma de entrada e o de saída, é um dos indicadores utilizados para avaliar a capacidade de depuração do reservatório.

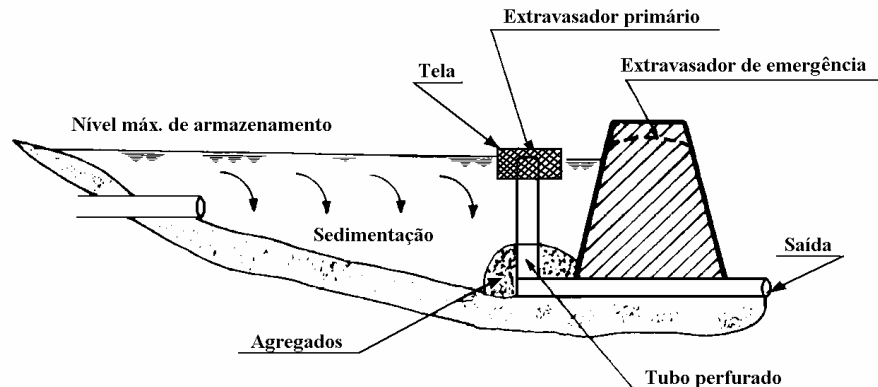
- **Controle de material sólido:** quando a quantidade de sedimentos produzida é significativa, esse tipo de dispositivo pode reter parte dos sedimentos para que sejam retirados do sistema de drenagem.

Os reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (*retenção*), ou secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa para serem utilizados em outras finalidades (*detenção*) (figura 7.2). A vantagem da manutenção da lâmina de água e do conseqüente volume morto é que não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água. O seu uso integrado, junto a parques, pode permitir um bom ambiente recreacional. A vantagem de utilização do dispositivo seco é que pode ser utilizado para outras finalidades. Uma prática comum consiste em dimensionar uma determinada área do reservatório para escoar uma cheia freqüente, como a de dois anos, e planejar a área de extravasamento com paisagismo e campos de esporte para as cheias acima da cota referente ao risco mencionado. Quando a mesma ocorrer, será necessário realizar apenas a limpeza da área atingida, sem maiores danos a montante ou a jusante.

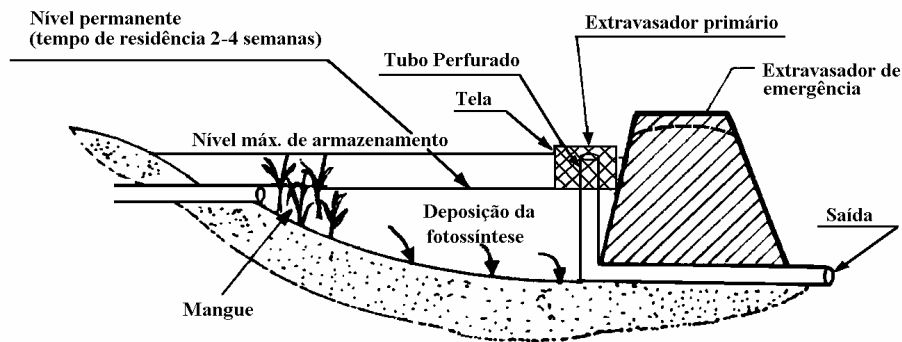
Na figura 7.2, são apresentados, de forma esquemática, o reservatório de detenção, e o reservatório com lâmina de água permanente (retenção). Os reservatórios ou bacias de detenção são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália. São projetados, principalmente, para controle da vazão, com esvaziamento de até seis horas e com pouco efeito sobre a remoção de poluentes. Aumentando-se a detenção para 24 a 60 h, poderá haver melhora na remoção de poluentes (Urbonas e Roesner, 1994), sendo que para esta finalidade é mais indicado o uso de um reservatório de retenção. Este tipo reservatório pode ter um fundo natural, escavado ou de concreto. Os reservatórios em concreto são mais caros, mas permitem paredes verticais, com aumento de volume. Isso é útil onde o espaço tem um custo alto.

ASCE (1985) menciona que as instalações de detenção têm maior sucesso quando a instalação está integrada a outros usos, como a recreação, já que a comunidade, no seu

cotidiano, usará esse espaço de recreação. Portanto, é desejável que o projeto desse sistema esteja integrado ao planejamento do uso da área.



a - reservatório de detenção



b - reservatório de retenção

Figura 7.2 - Reservatórios para controle de material sólido (Maidment, 1993)

7.2.4 Disposição dos componentes

- *Traçado preliminar* - através de critérios usuais de drenagem urbana, devem ser estudados diversos traçados da rede de galerias, considerando-se os dados topográficos existentes e o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico. A definição da concepção inicial é mais importante para a economia global do sistema do que os estudos posteriores de detalhamento do projeto, de especificação de materiais, etc.

Esse trabalho deve ser desenvolvido simultaneamente ao plano urbanístico das ruas e das quadras, pois, caso contrário, ficam impostas, ao sistema de drenagem, restrições que levam sempre a maiores custos. O sistema de galerias deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando, a todas as áreas, condições adequadas de drenagem.

- *Coletores* - existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: (i) no passeio, a 1/3 da guia (meio-fio) e (ii) a menos utilizada, sob o eixo da via pública (figura 7.3). Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento das bocas-de-lobo.

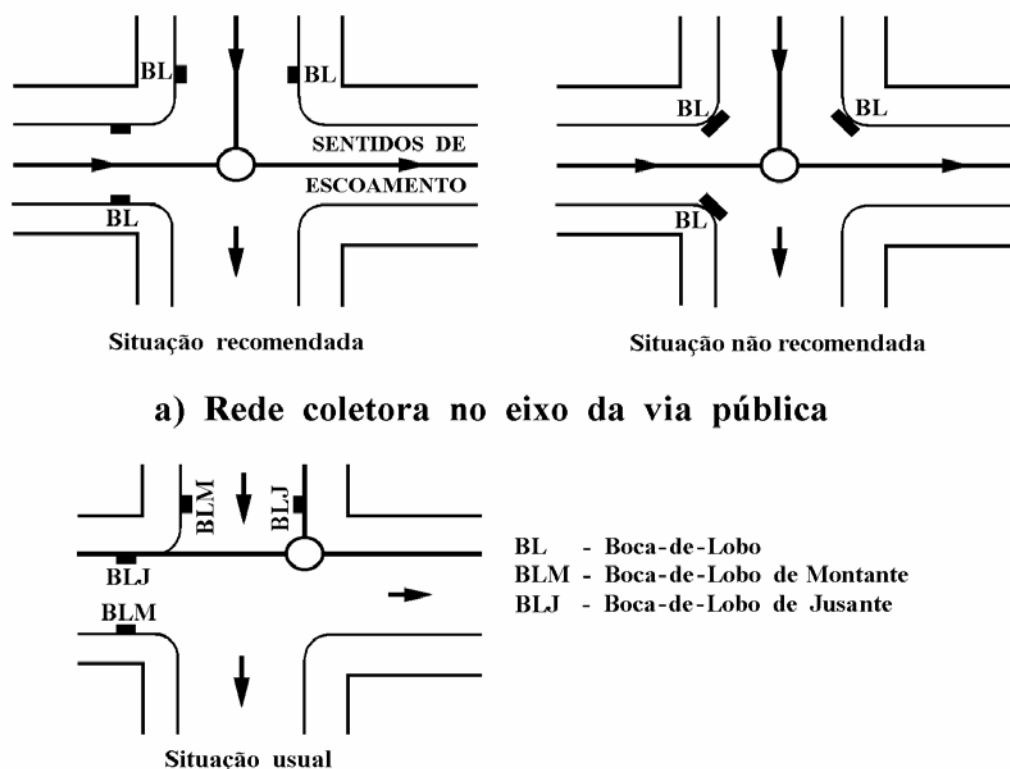


Figura 7.3. Rede coletora.

- **Bocas-de-Lobo** - a localização das bocas-de-lobo deve considerar as seguintes recomendações:

- serão locadas em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- serão locadas nos pontos baixos da quadra;
- a localização das bocas-de-lobo deve ser determinada através do cálculo da capacidade hidráulica da sarjeta, considerando-se uma altura do meio-fio de 0,15 m e uma largura da lâmina d'água variável (estipulada caso a caso, nas diretrizes de projeto fornecidas pela DOP/DEP);
- a melhor solução para a instalação de bocas-de-lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, pelos seguintes motivos: (i) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial; (ii) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam, como resultante, um escoamento de velocidade em sentido contrário ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.

- **Poços de visita e de queda** - o poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possam mantê-las em bom estado de funcionamento. Sua locação é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudança de diâmetro. O espaçamento recomendado para os poços de visita é de 50 m (casos excepcionais devem ser submetidos à avaliação do DOP/DEP).

- **Detenção ou retenção:** Como foi mencionado acima, os reservatórios podem ser abertos ou enterrados, de acordo com as condições para sua localização. Em locais onde o espaço seja reduzido ou que seja necessário manter-se uma superfície superior integrada com outros usos,

pode-se utilizar reservatórios subterrâneos; no entanto, o custo desse tipo de solução é superior ao dos reservatórios abertos.

Quando o sistema descarrega diretamente o volume drenado para o reservatório, trata-se de uma reservação do tipo on-line. No caso em que o escoamento é transferido para a área de amortecimento somente após atingir uma certa vazão, o sistema é denominado off-line.

Quanto à localização dos reservatórios, pode-se dizer que ela dependerá dos seguintes fatores:

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

7.3. Determinação da vazão de projeto para rede de microdrenagem: Método Racional

7.3.1 Equacionamento

O método racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas.

Para o dimensionamento de redes, utilizando o método racional, adota-se como limite uma área de até 2km².

Os princípios básicos do Método Racional são:

- a duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que essa condição aconteça, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade;
- adota um coeficiente único de perdas, denominado C, estimado com base nas características da bacia;
- não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões, portanto não pode ser utilizado para o dimensionamento de reservatórios de amortecimento.

A equação do modelo é a seguinte:

$$Q = 2,78.C.I.A \quad (7.1)$$

onde:

Q: vazão máxima (m³/s);

C: coeficiente de escoamento;

I: intensidade da precipitação (mm/h);

A: área da bacia (ha).

A *intensidade da precipitação* depende dos seguintes fatores:

- Equação IDF característica da região: as equações IDF da cidade de Porto Alegre estão apresentadas no Capítulo 5, Precipitação;
- Tempo de concentração: para a estimativa da intensidade da precipitação, é necessário conhecer o tempo de concentração da bacia, já que o mesmo é considerado igual à duração

da precipitação máxima. A metodologia a ser utilizada para a determinação do tempo de concentração é apresentada no Anexo D;

- Tempo de retorno (TR): o TR utilizado na microdrenagem varia de dois a dez anos, conforme Capítulo 4, item 4.3, Risco e Incerteza. O DEP pode estabelecer o critério a ser utilizado no dimensionamento;

O *coeficiente de escoamento* utilizado no método racional depende das seguintes características:

- solo;
- cobertura;
- tipo de ocupação;
- tempo de retorno;
- intensidade da precipitação.

Os coeficientes de escoamento recomendado para as superfícies urbanas estão apresentados na tabela 7.2. Na tabela 7.3 são apresentados coeficientes de escoamento com base em superfícies de revestimento. Para os tempos de retorno utilizados na microdrenagem, não existe variação desse coeficiente com eles. A variação com a intensidade da precipitação também não é considerada, já que é uma das premissas utilizadas pelo método.

Tabela 7.2 - Valores de C por tipo de ocupação (adaptado: ASCE, 1969 e Wilken, 1978)

Descrição da área	C
Área Comercial/Edificação muito densa:	
Partes centrais, densamente construídas, em cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
Área Comercial/Edificação não muito densa:	
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
Área Residencial:	
residências isoladas; com muita superfície livre	0,35 - 0,50
unidades múltiplas (separadas); partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 - 0,60
unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 - 0,75
lotes com > 2.000 m ²	0,30 - 0,45
áreas com apartamentos	0,50 - 0,70
Área industrial:	
indústrias leves	0,50 - 0,80
indústrias pesadas	0,60 - 0,90
Outros:	
Matas, parques e campos de esporte, partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas e parques ajardinados	0,05 - 0,20
parques, cemitérios; subúrbio com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
Playgrounds	0,20 - 0,35
pátios ferroviários	0,20 - 0,40
áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

Tabela 7.3 - Valores de C de acordo com superfícies de revestimento (ASCE, 1969)

Superfície	C
Pavimento:	
Asfalto	0,70 - 0,95
Concreto	0,80 - 0,95
Calçadas	0,75 - 0,85
Telhado	0,75 - 0,95
Cobertura: grama/areia	
plano (declividade 2%)	0,05 - 0,10
médio (declividade de 2 a 7%)	0,10 - 0,15
alta (declividade 7%)	0,15 - 0,20
Grama, solo pesado:	
plano (declividade 2%)	0,13 - 0,17
médio (declividade de 2 a 7%)	0,18 - 0,22
alta (declividade 7%)	0,25 - 0,35

7.4 Dimensionamento hidráulico da rede de condutos

7.4.1 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

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

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

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

Para a primeira hipótese, admitem-se a declividade da rua (seção transversal) de 3% (figura 7.4) e a altura de água na sarjeta $h_1 = 0,15$ m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade também de 3% e $h_2 = 0,10$ m.

O dimensionamento hidráulico pode ser obtido pela equação de Manning transformada:

$$Q = \frac{A \cdot R h^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (7.2)$$

onde:

Q : vazão (m^3/s);

A : área de seção transversal (m^2);

Rh : raio hidráulico (m);

S : declividade do fundo (m/m);

n : o coeficiente de rugosidade de Manning (consultar tabela - Anexo F). Para via pública, o coeficiente de rugosidade, em geral, é de 0,017.

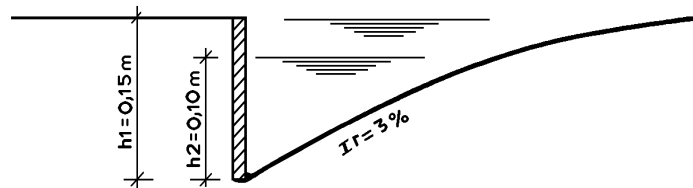


Figura 7.4 - Seção da sarjeta

Exemplo 7.1. Calcule a vazão máxima que escoar pela sarjeta com uma altura de 15 cm e por toda a rua, segundo os parâmetros normais de via pública. Para uma declividade longitudinal de 0,005 m/m, quais são as vazões?

Solução:

a) capacidade total da calha da rua: neste caso, a largura de cada lado fica

$$0,15/0,03 = 5 \text{ m.}$$

A área da seção pode ser aproximada por um triângulo e fica

$$A = (0,15 \times 5,0) / 2 = 0,375 \text{ m}^2$$

O perímetro é obtido pela altura no meio fio 0,15, somado da hipotenusa do triângulo $[(0,15)^2 + (5,0)^2]^{1/2} = 5,0$, o que resulta $P = 5 + 0,15 = 5,15 \text{ m}$. A vazão resulta:

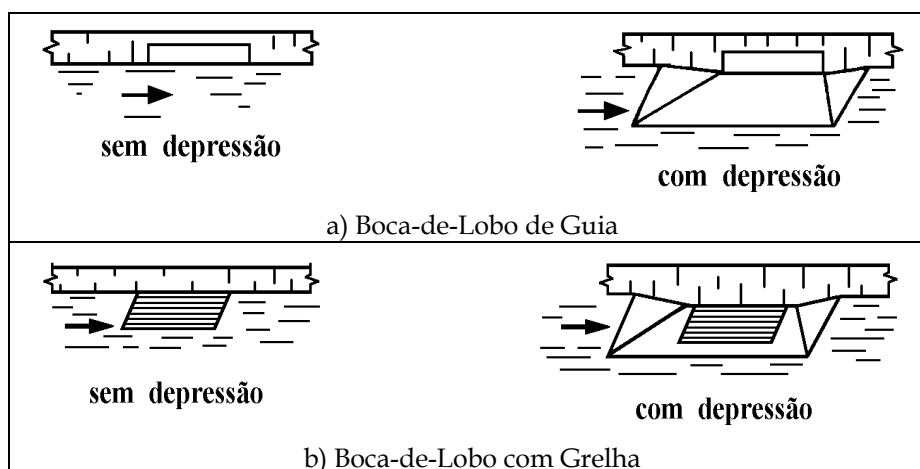
$$Q = \frac{0,375 \cdot (0,375 / 5,15)^{2/3} (0,005)^{1/2}}{0,017} = 0,272 \text{ m}^3 / \text{s}$$

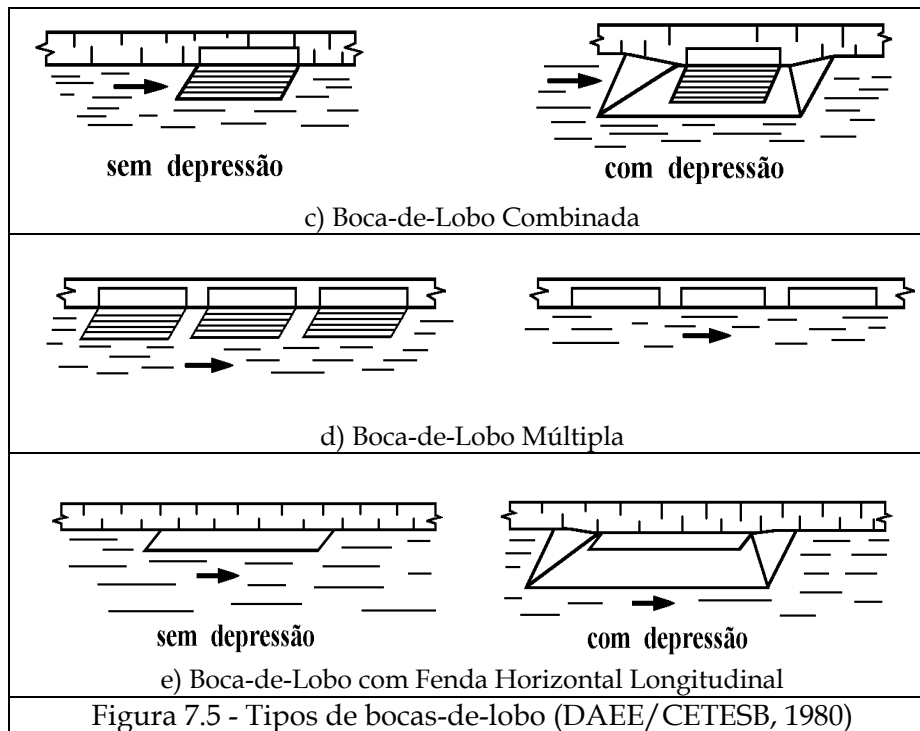
Para os dois lados da rua, resulta $Q = 2 \cdot 0,272 = 0,544 \text{ m}^3 / \text{s}$

b) capacidade das sarjetas, $h_2 = 10 \text{ m}$. O procedimento é semelhante, resultando $A = 0,167 \text{ m}^2$, $P = 3,43 \text{ m}$ e $Q = 0,094 \text{ m}^3 / \text{s}$. Para os dois lados da rua, fica $Q = 0,188 \text{ m}^3 / \text{s}$.

7.4.2 Bocas-de-Lobo

Tipos - As bocas coletoras (bocas-de-lobo) podem ser classificadas em três grupos principais: bocas ou ralos de guias; ralos de sarjetas (grelhas); ralos combinados. Cada tipo inclui variações quanto às depressões (rebaixamento) em relação ao nível da superfície normal do perímetro e ao seu número (simples ou múltipla) (figura 7.5).





Capacidade de engolimento - Quando a água acumula sobre a boca-de-lobo, gera uma lâmina com altura menor do que a abertura da guia. Esse tipo de boca-de-lobo pode ser considerado um vertedor, e a capacidade de engolimento será

$$Q = 1,7.L.y^{3/2} \quad (7.3)$$

onde:

Q : vazão de engolimento (m^3/s);

y : altura de água próxima à abertura na guia (m);

L : comprimento da soleira (m).

Nas figuras 7.6 e 7.7, são apresentados gráficos que permitem determinar a vazão total, com base na altura e largura da depressão do bueiro, declividade transversal e altura projetada de água.

Quando a altura de água sobre o local for maior do que o dobro da abertura na guia, a vazão será calculada por

$$Q = 3,01Lh^{3/2} (y1/h)^{1/2} \quad (7.4)$$

onde:

L : comprimento da abertura (m);

h : altura da guia (m);

$y1$: carga da abertura da guia (m) ; ($y1 = y - h/2$). Para cargas de uma a duas vezes a altura da abertura da guia ($1 < y1/h < 2$), a opção por um ou outro critério deve ser definida pelo projetista.

As bocas-de-lobo com grelha funcionam como um vertedor de soleira livre para profundidade de lâmina de até 12 cm. Se um dos lados da grelha for adjacente à guia, este lado deverá ser excluído do perímetro L da mesma. A vazão é calculada pela equação 7.3, substituindo-se L por P , onde P é o perímetro do orifício em m. Para profundidades de lâmina maiores que 42 cm, a vazão é calculada por:

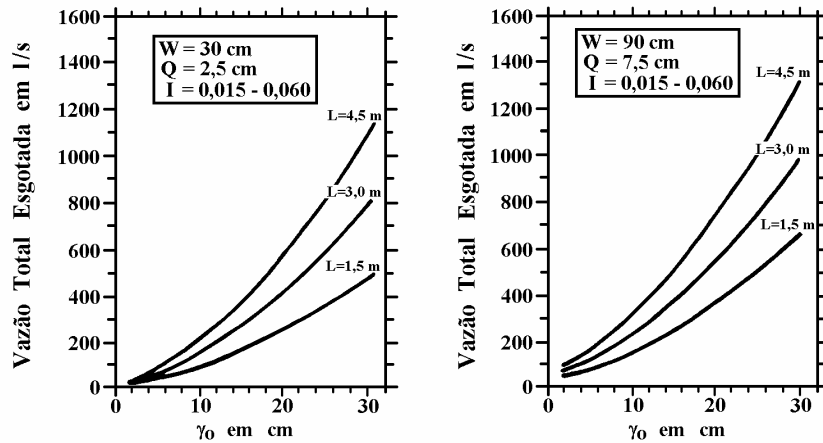
$$Q = 2,91.A.y^{1/2} \tag{7.5}$$

onde:

A: área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras (m²);

y: altura de água na sarjeta sobre a grelha (m). Na faixa de transição entre 12 e 42 cm, a carga a ser adotada é definida segundo julgamento do projetista.

A capacidade teórica de esgotamento das bocas-de-lobo combinadas é, aproximadamente, igual à somatória das vazões pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.



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

Figura 7.6 - Capacidade de engolimento (DAEE/CETESB, 1980)

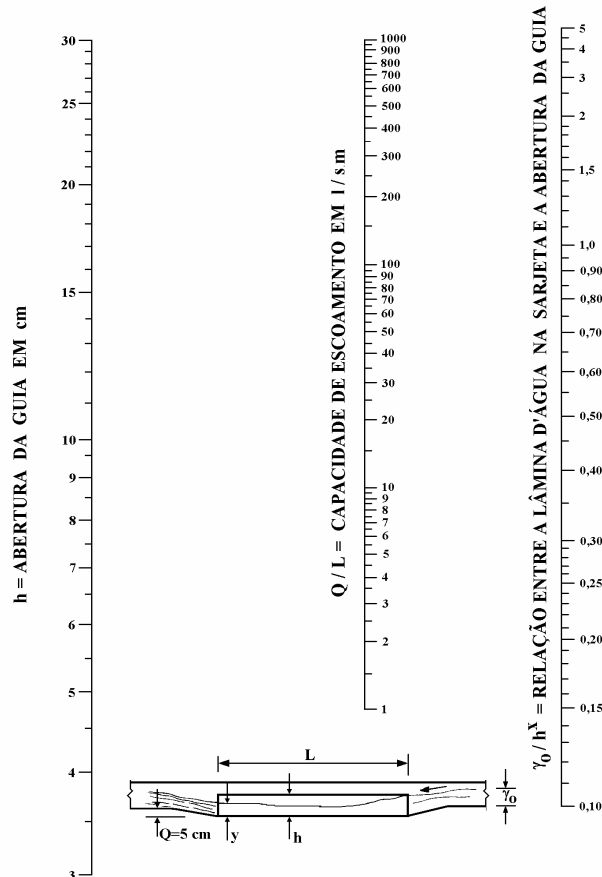


Figura 7.7 - Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980)

Exemplo 7.2 Dimensione uma boca-de-lobo para uma vazão de 94 l/s na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.

Solução: como boca-de-lobo de guia: da equação 7.4, pode-se isolar L, resultando:

$$L = Q / (1,7y^{3/2}) = 0,094 / [1,7 \cdot (0,10)^{3/2}] = 1,75\text{m}$$

Logo, haverá necessidade de um comprimento de 1,75 m de soleira. Pode-se adotar duas bocas-de-lobo padrão, com L = 1,0 m cada e guia com h = 0,15m. Entra-se na figura 7.8 com h = 15 cm (abertura da guia padrão) e com $y_0/h = 0,10/0,15=0,67$, a partir da identificação destes dois pontos no gráfico, traça-se uma reta unindo ambos. A interseção da reta com a linha da escala Q/L permite determinar a capacidade de escoamento (l/s.m).

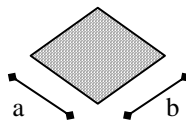
Como Q= 94 l/s, L = 94/55 = 1,71 m. Semelhante ao anterior.

Trabalhando como boca-de-lobo combinada:

a) boca-de-lobo guia padrão (h = 0,15 m e L =1,0 m) e

$$Q = 1,7.L.y^{3/2} = 1,7 \cdot 1,0 \cdot (0,10)^{3/2} = 54 \text{ l/s}$$

b) boca-de-lobo grelha padrão (a = 0,87 e b = 0,29m, conforme esquema)



$$Q = 1,7.P.y^{3/2} = 1,7 \cdot (0,87 + 2 \cdot 0,29) \cdot (0,10)^{3/2} = 78 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ total} = 54 + 78 = 132 \text{ l/s } (> 94 \text{ l/s}),$$

portanto o dimensionamento atende às necessidades de drenagem do local.

Fatores de redução da capacidade de escoamento - A capacidade de escoamento anteriormente citada pode, segundo alguns autores, sofrer redução no valor calculado, dadas limitações existentes nos casos reais.

No caso das sarjetas, uma vez calculada a capacidade teórica, multiplica-se o seu valor por um fator de redução, que leva em conta a possibilidade de obstrução de sarjetas de pequenas declividade por sedimentos, carros estacionados, lixo, etc.. Na tabela 7.4 são apresentados valores recomendados de fatores de redução.

Tabela 7.4 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/ CETESB, 1980)

Declividade da sarjeta (%)	fator de redução
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

A capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo é menor que a calculada devido a vários fatores, entre os quais: obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e alinhamento real.

Na tabela 7.5 são propostos alguns coeficientes de redução para estimar essa redução.

Tabela 7.5 - Fator de redução do escoamento para bocas-de-lobo (DAEEE/CETESB, 1980)

Localização na sarjeta	Tipo de Boca de Lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto Intermediário	guia	80
	grelha longitudinal	60
	grelha transversal	60
	ou longitudinal com barras transversais	
	combinadas	110% dos valores indicados para a grelha correspondente

* Valor que multiplica os indicados nas grelhas correspondentes.

7.4.3. Galerias

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning (equação 7.2), Chezy e outras. O cálculo depende do coeficiente de rugosidade e do tipo de galeria adotado. Para maiores detalhes quanto aos coeficientes de rugosidade, consulte o anexo F.

Os elementos geométricos das principais seções transversais de redes de drenagem, utilizadas em drenagem urbana, estão apresentadas no Anexo G (outras informações podem ser obtidas em Chow, 1959).

Os passos a serem seguidos para o dimensionamento de uma rede de microdrenagem pluvial estão explicados em detalhe no exemplo 7.4.

Exemplo 7.3 Determine o diâmetro necessário para escoar a vazão de 94 l/s obtida no exemplo anterior, considerando a declividade longitudinal da rua igual a 0,001 m/m. O conduto é de concreto, com $n = 0,013$.

Solução - Com o uso da equação da continuidade e fazendo-se, na equação de Manning, $R = D/4$ (seção plena), deduz-se a expressão para o diâmetro:

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

$$D = 1,55 \cdot \left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}}\right)^{3/8} = 0,458m$$

Pode-se adotar $D = 0,50$ m.

Exemplo 7.4. Dimensione a rede de pluviais das figuras 7.9 e 7.10. Na figura 7.9, é apresentada a rede de pluviais e, na figura 7.10, a delimitação das áreas contribuintes (somente da primeira rede). Os dados adicionais à figura e os principais elementos do projeto são apresentados ao longo da descrição do exemplo.

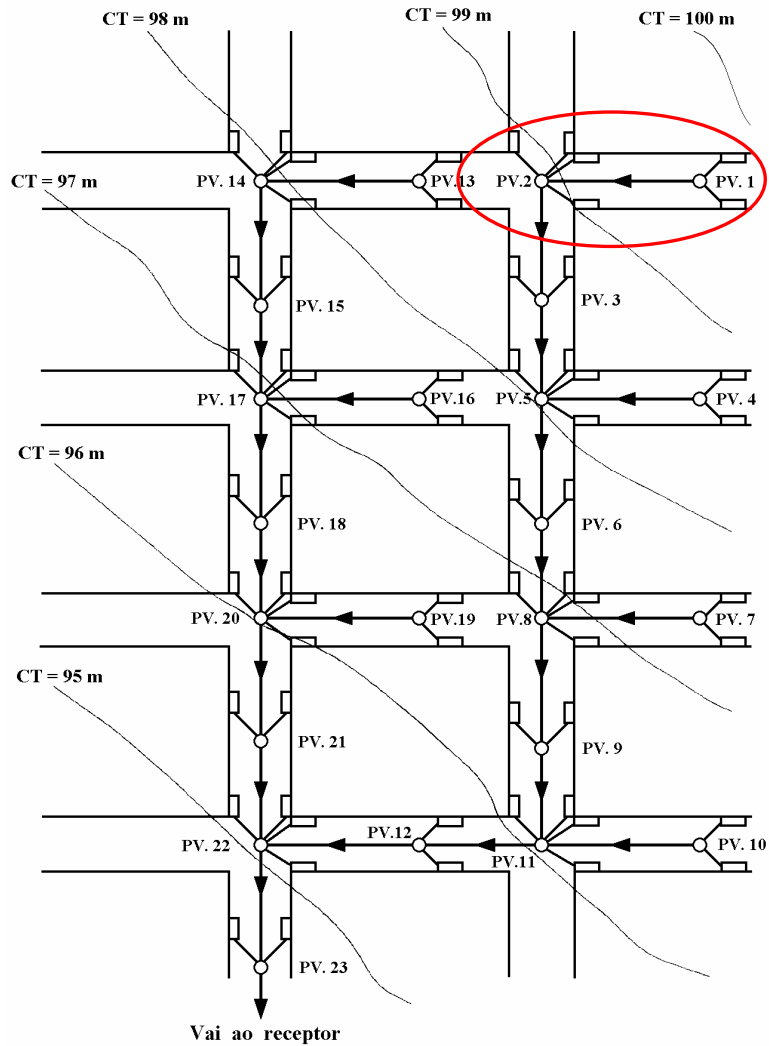


Figura 7.8 - Rede de pluviais

Solução:

a) Precipitação de projeto:

Neste exemplo, vamos considerar que o projeto é na região do 8º Distrito, portanto, selecionamos a equação IDF correspondente (equação 7.6), apresentada no Capítulo 5 Precipitação, item 5.2

$$i = \frac{1297,9 \cdot T^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}} \quad \text{equação 7.6}$$

Primeiramente é calculado o tempo de concentração médio calculado para a região mais a montante do sistema, através da metodologia apresentada no Anexo D, sendo que este valor resultou em aproximadamente 10 minutos.

Conforme orientação do DEP, o período de retorno de dimensionamento desta obra será de 5 anos.

Substituindo o tempo de retorno e duração na equação 7.6 encontra-se uma intensidade de precipitação de 125,45 mm/h.

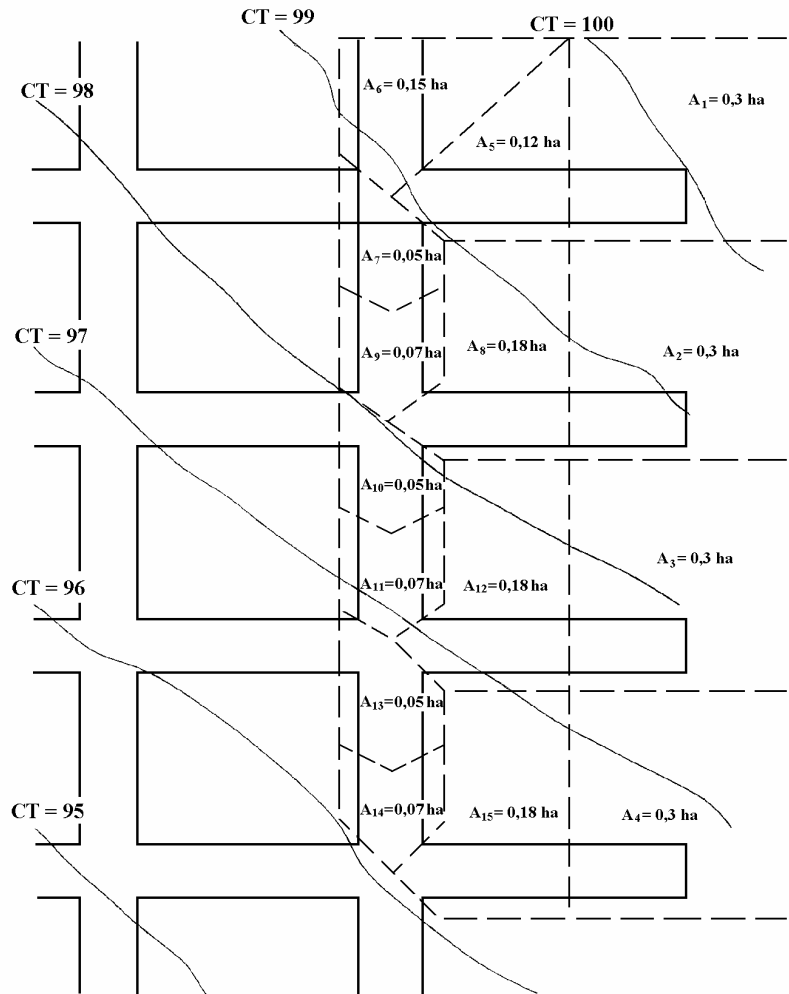


Figura 7.9 - Delimitação das áreas de contribuição

b) Determinação do coeficiente de escoamento

A região do projeto é predominantemente residencial (aproximadamente 70% da área total), cujos lotes possuem cerca de 40% de área impermeável.

Como o restante da área, cerca de 30% da superfície da região, é impermeabilizada pelas ruas e passeios, deve-se utilizar um coeficiente de escoamento ponderado, contemplando as diferentes superfícies.

Áreas de residências: Vamos considerar que o coeficiente de escoamento (C) das áreas impermeáveis das residência seja correspondente ao de um telhado, ou seja, 0,95 (consultar tabela 7.3). Nas áreas permeáveis adotaremos um coeficiente de escoamento de 0,22 (grama, solo pesado - visto que em áreas urbanas normalmente o solo está compactado). Calculando, então um C médio, temos:

$$C = (0,60 \cdot 0,22) + (0,40 \cdot 0,95) = 0,512$$

Áreas públicas (ruas e passeios): Como estas superfícies normalmente são revestidas por pavimento impermeável, consideraremos um C de 0,95.

Portanto, o coeficiente de escoamento final é:

$$C = (0,7 \cdot 0,512) + (0,95 \cdot 0,30) = 0,64$$

c) Dimensionamento hidráulico: utilizando-se a equação de Manning (equação 7.2), e substituindo-se $Q = v/A$, isolando-se o termo em v , pode-se determinar a velocidade

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

substituindo a rugosidade $n=0,014$ (consultar Anexo F).

$$v = \frac{Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}}{0,014} = 71,4 \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Procedesse o cálculo, seguindo os seguintes passos:

- Considerando-se que a precipitação origina-se no limite físico do loteamento, calculou-se o tempo de concentração $t_c = 10$ min., que é, então, o tempo de concentração de partida;
- Estabelecem-se os percursos da rede e delimitam-se as áreas contribuintes a cada trecho, como mostram as figuras 7.9 e 7.10.
- Uma planilha auxiliar de cálculo é apresentada (tabela 7.6), e procede-se o cálculo em seqüência. Para o trecho PV1- PV2 (inicial, assinalado em vermelho na figura 7.9), onde a área de contribuição é de 0,3 ha (0,003 km²):

Utilizando então a equação 7.1 – Método Racional:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A = 0,278 \cdot 0,64 \cdot 125,45 \cdot 0,003 = 0,067 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando a declividade do trecho:

$$S \text{ (m/m)} = (99,50 - 98,80)/50 = 0,014 \text{ m/m}$$

Utilizando a equação de Manning do exemplo 7.3 onde isolou-se o diâmetro, determina-se o diâmetro necessário, lembrando que o diâmetro mínimo utilizado em microdrenagem é de 30 cm

$$D = 1,55 \cdot \left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,55 \left[\frac{0,067 \cdot 0,014}{(0,014)^{1/2}} \right]^{3/8} = 0,253 \text{ m}$$

Como $D_{\text{mínimo}} = 0,30$ m é maior que $D_{\text{calculado}} = 0,253$ m calculado, adota-se o diâmetro mínimo de 30 cm.

d) Como $D_{\text{adotado}} > D_{\text{calculado}}$, deve-se calcular a lâmina percentual (y/D), a qual levará ao raio hidráulico R_h real e a velocidade efetiva v de escoamento no conduto. Os elementos de um conduto parcialmente cheio podem ser obtidos a partir das expressões geométricas apresentadas no Anexo G.

Para a determinação de y/D , deve-se primeiramente determinar o fator hidráulico (F_h) da seção circular. Este fator é dado pela equação 7.7.

$$F_h = \frac{Q \cdot n}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}} \quad \text{equação 7.7}$$

substituindo os valores na equação,

$$F_h = \frac{0,067 \cdot 0,014}{0,30^{8/3} \cdot 0,014^{1/2}} = 0,196$$

determinado F_h , entra-se com este valor na tabela apresentada no Anexo I (Relações para Fator Hidráulico de seções circulares) e determinam-se as relações R_h/D e y/D .

Resulta então, para $Fh=0,196$ (este valor não está tabelado, portanto, deve-se usar uma interpolação entre o limite superior e inferior). Logo:

$$Rh/D = 0,271$$

$$y/D = 0,575$$

como D é conhecido, calcula-se agora o $Rh = 0,271 \cdot D = 0,271 \cdot 0,30 = 0,0813 \text{ m}$

Recorrendo-se novamente à equação de Manning, determinamos a velocidade v :

$$v = \frac{(0,0813)^{2/3} \cdot (0,014)^{1/2}}{0,014} = 1,58 \text{ m/s}$$

e) O tempo de viagem do escoamento é obtido pela equação de movimento uniforme (considerando o comprimento do trecho):

$$t_e = \frac{\text{comprimento}}{\text{velocidade}} = \frac{50}{1,58} = 31,5 \text{ s} \cong 0,53 \text{ min.}$$

f) Para os trechos subseqüentes, o tempo de concentração t_c será do trecho inicial de dez minutos mais o tempo de escoamento t_e . Para o trecho PV2-PV3, resulta:

$$t_c = 10 + 0,53 = 10,53 \text{ min}$$

Sempre que, para um PV, concorrerem dois ou mais trechos, o t_c adotado deverá ser aquele que representar o maior valor.

g) Calcula-se a precipitação para a duração de 10,53 min, a partir da IDF (equação 7.6), o que resulta 122,89 mm/h.

h) Para o trecho PV2-PV3, fica:

$$Q = 0,278 \cdot 0,64 \cdot 122,89 \cdot 0,0057 = 0,125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando a declividade do trecho:

$$S \text{ (m/m)} = (98,80 - 98,50)/40 = 0,0075 \text{ m/m}$$

Determinando o diâmetro:

$$D = 1,55 \left[\frac{0,125 \cdot 0,014}{(0,0075)^{1/2}} \right]^{3/8} = 0,359 \text{ m}$$

Adota-se $D = 0,40 \text{ m}$, e calculam-se os elementos hidráulicos:

$$Fh = \frac{0,125 \cdot 0,014}{0,40^{8/3} \cdot 0,0075^{1/2}} = 0,233$$

consulta-se o Anexo I:

$$Rh/D = 0,287 \Rightarrow Rh = 0,40 \cdot 0,287 = 0,115 \text{ m}$$

$$y/D = 0,645$$

Determinando a velocidade:

$$v = \frac{(0,115)^{2/3} \cdot (0,0075)^{1/2}}{0,014} = 1,46 \text{ m/s}$$

Determinando o tempo de viagem:

$$te = \frac{40}{1,46} = 27,3s \cong 0,46 \text{ min.}$$

Para facilitar o cálculo, recomenda-se que seja montada uma planilha, conforme a planilha 7.1. Este procedimento é repetido seqüencialmente para todos os sub-trechos da rede.

Planilha 7.1 - Planilha de cálculo de redes de microdrenagem - Exemplo 7.4

Trecho (PV)	L (m)	Áreas (ha)		tc (min)	Q (l/s)	D (m)	S (m/m)	y/D (%)	V m/s	te (min)	Cotas do terreno (m)		Cotas do greide (m)		Profund. (m)	
		trecho	acum.								mont	jus	mont	jus	mont	jus
1 - 2	50	0,30	0,30	10	67,0	0,3	0,014	57,5	1,58	0,53	99,50	98,80	98,50	97,80	1,00	1,00
2 - 3	40	0,27	0,57	10,53	125,0	0,4	0,0075	64,5	1,46	0,46	98,80	98,50	97,80	97,50	1,00	1,00
3 - 5	40	0,05	0,62	10,99												
4 - 5	50	0,30	0,30													
5 - 6	40	0,25	1,17													
6 - 8	40	0,05	1,22													
7 - 8	50	0,30	0,30													
8 - 9	40	0,25	1,77													
9 - 11	40	0,05	1,82													
10 - 11	50	0,30	0,30													
11 - 12	50	0,25	2,37													

7.5 Dimensionamento do reservatório de amortecimento

Tratando-se do dimensionamento de reservatórios de amortecimento, o método racional não deve ser utilizado. Neste caso, para áreas de até 1 km², pode-se utilizar o procedimento apresentado no Capítulo 6, item 6.4 Dispositivos de Armazenamento. Para áreas superiores a 1 km², ou a critério do projetista, utiliza-se a metodologia apresentada no Capítulo 8, item 8.2 Modelos, seguindo o roteiro: 1) determinação dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento, utilizando o procedimento de transformação chuva-vazão apresentado no item 8.2.1 (Hidrograma do SCS); 2) propagação do hidrograma em reservatório utilizando o algoritmo de Puls apresentado no item 8.2.3.

O dimensionamento do reservatório envolve as seguintes etapas:

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

7.5.1 Disposição espacial do reservatório

Além da disposição espacial, os reservatórios devem ser projetados considerando os seguintes condicionantes:

I) Nos trechos em que não existe separador absoluto da rede de drenagem com relação a rede cloacal, o controle da qualidade da água não pode ser realizado por uma detenção aberta *on-line*. Neste caso, a detenção é projetada para receber somente o excedente da capacidade de descarga do sistema de galerias e/ou canais e funciona *off-line* (figura 7.10). O canal ou galeria que drena a vazão paralelamente ao reservatório chamamos de *by-pass*. Durante a estiagem, o escoamento que é transportado pelo sistema de drenagem é uma combinação de esgoto cloacal com a contribuição natural da bacia.

Este mesmo dispositivo pode funcionar com um vertedor lateral ou com uma galeria ou canal, extravasando para a área de detenção a partir de uma vazão, como pode ser observado na figura 7.11. Estes são sistemas de detenção parcialmente *on-line*, mas que funcionam como o anterior. Existem grandes variações destes dispositivos em função dos condicionantes locais de capacidade de escoamento para jusante, volume e afluência ao sistema.

II) Quando existe separador absoluto, as detenções também podem ser projetadas para reter sempre a parte inicial da inundação do pluvial com o objetivo de melhorar os condicionantes de qualidade da água e sedimentos, além de amortecer o volume excedente visando o controle de volume (recomenda-se este tipo de estrutura quando existe separador absoluto). Este tipo de dispositivo é denominado de *Detenção estendida* porque mantém a água da primeira parte da cheia, que contém maior quantidade de contaminação por um período de 6 a 40 horas na detenção. Geralmente este tipo de reservatório funciona *on-line*, com uma câmara de entrada para reter os resíduos sólidos e uma canaleta para o escoamento na estiagem.

Além deste sistema, existem dispositivos denominados de *Retenção* que são reservatórios com lâmina de água, que são projetados para melhorar a qualidade da água da drenagem afluente em função do tempo de residência do volume dentro do reservatório.

Estes dispositivos têm seu volume acrescido, com relação ao amortecimento pico, visando o atendimento das condições de qualidade da água.

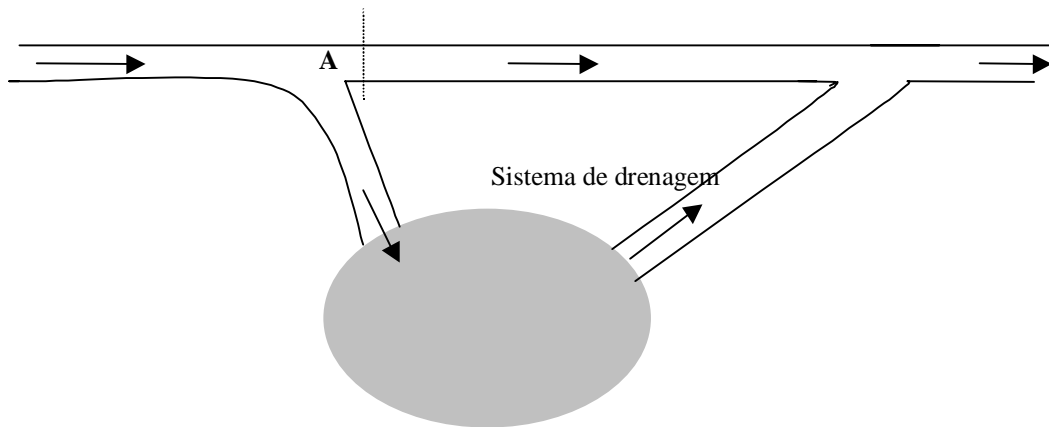


Figura 7.10 - Sistema de drenagem com capacidade limitada na seção A e uso da detenção para amortecimento da vazão para volume superior a capacidade de escoamento em A (detenção *off-line*).

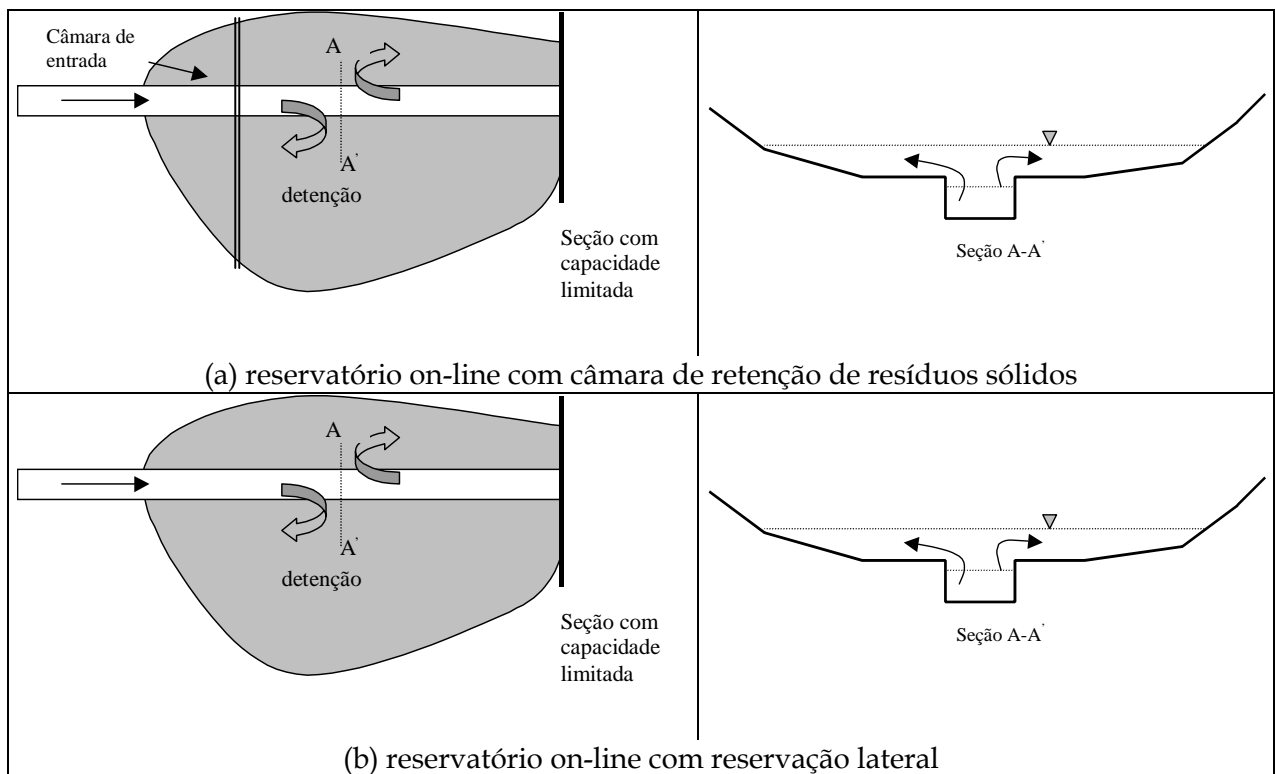


Figura 7.11 - Detenção ao longo do sistema de drenagem (parcialmente *on-line*). Controle de saída limitado pela seção de jusante.

7.5.2 Volume do reservatório

Como foi descrito anteriormente os reservatórios podem possuir as seguintes funções básicas: controle de vazão máxima, qualidade da água e sedimentos. O volume do reservatório é dimensionado de acordo com o tipo de controle desejado.

O volume, conforme mencionado, pode ser determinado através do procedimento apresentado no Capítulo 6 (preencher o Modelo de procedimento de projeto - Dimensionamento de reservatório) para áreas de até 1 km², desde que no dimensionamento não sejam utilizadas estruturas especiais como o *by-pass* (reservatório *off-line*). Caso contrário, para

área superior a esta, ou se o projetista preferir um dimensionamento mais criterioso, deve-se utilizar a metodologia apresentada no Capítulo 8.

A seguir são comentados os casos frequentes de utilização de reservatório e o procedimento a ser seguido para a determinação do seu volume.

- **Dimensionamento de um reservatório em loteamento, ou situação similar:** é necessário manter a vazão máxima de pré-ocupação na saída do empreendimento, portanto, deve-se conhecer o hidrograma anterior à ocupação. É necessário também determinar o novo hidrograma, ou seja, aquele após instaladas as edificações no empreendimento, ruas pavimentadas, etc. Desta forma, tem-se dois hidrogramas conhecidos: hidrograma de pré-ocupação x hidrograma de pós-ocupação (figura 7.12). Caso seja instalado um reservatório do tipo *on-line*, o volume preliminar a ser armazenado corresponde à área hachurada da figura 7.11. Se for instalado um dispositivo do tipo *off-line*, com um *by-pass*, deve-se dimensionar o *by-pass* e descarregador de fundo, para que a soma de suas vazões máximas de descarga não ultrapassem a vazão máxima de pré-ocupação. Neste último caso, o volume preliminar de armazenamento pode ser estimado como na figura 7.13.

Se for o caso no qual se enquadra a aplicação da metodologia apresentada no Capítulo 6, item 6.4 Dispositivos de Armazenamento, não é necessária a determinação do hidrograma de pré-ocupação, visto que neste caso, tanto a vazão de pré-ocupação como o volume de armazenamento são determinados diretamente, a partir de equações empíricas, desenvolvidas para Porto Alegre. No entanto, este procedimento, além da área limita-se a reservatórios simples operando na linha do sistema (*on-line*).

Já quando deve-se utilizar o dimensionamento apresentado no Capítulo 8, item 8.2 Modelos, devem ser determinados os dois hidrogramas a partir da metodologia do SCS. Neste caso, a diferença entre os cenários de pré e pós ocupação serão representados através dos parâmetros CN e tempo de concentração (os valores de CN encontram-se no Anexo H, e a metodologia para a determinação do tempo de concentração está apresentada no Anexo D). Após a determinação dos dois hidrogramas utiliza-se o algoritmo de Puls, também apresentado no Capítulo 8, item 8.23 para fazer a propagação do hidrograma de entrada, que no caso é o hidrograma de pós-ocupação. Durante a propagação do hidrograma também é feito o dimensionamento das estruturas de descarga (descarregador de fundo e *by-pass*, quando houver), observando sempre que a vazão máxima de descarga não supere a vazão máxima de pré-ocupação. O exemplo 8.5, apresentado no Capítulo 8 mostra esta situação, embora tenha sido feito para uma região de macrodrenagem, o procedimento a ser seguido é o mesmo. Na figura 7.14 é apresentado um fluxograma apresentando o procedimento a cima mencionado.

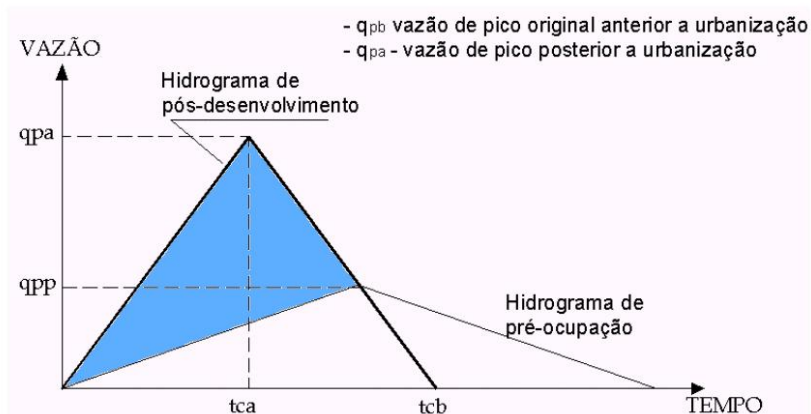


Figura 7.12 – Hidrogramas de pré e pós-ocupação – *on-line*

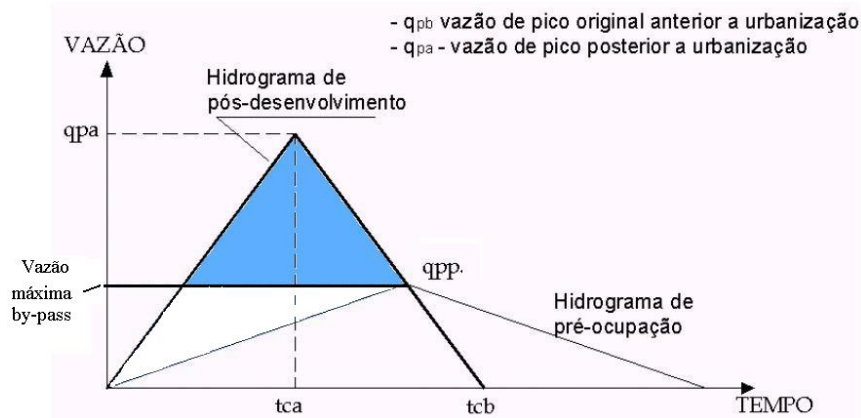


Figura 7.13 - Hidrogramas de pré e pós-ocupação - *off-line*

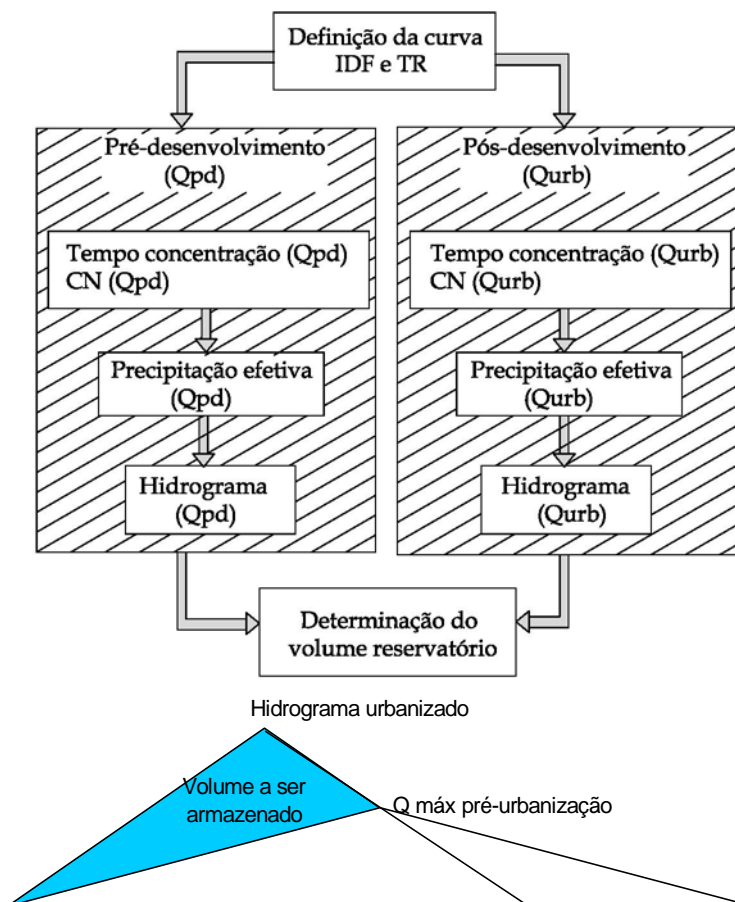


Figura 7.14 - Fluxograma para a determinação do volume do reservatório utilizando o SCS

- **Dimensionamento de um reservatório de microdrenagem para atenuação de inundações:** neste caso, o reservatório será utilizado para atenuar as vazões de pico, eliminando a necessidade de ampliação das redes de microdrenagem a jusante. Para o dimensionamento do reservatório, neste caso, deve-se conhecer a capacidade de drenagem da rede que encontra-se a jusante do reservatório, e que receberá a descarga do mesmo. Assim, o reservatório deverá ser dimensionado de forma a armazenar os volumes gerados, e as estruturas de descarga devem

drenar no máximo a capacidade da rede a jusante, ou caso esta rede de drenagem já receba contribuições, deve-se drenar a vazão complementar, até atingir o limite de capacidade do sistema. As recomendações para o cálculo de volume são as mesmas mencionadas no item anterior.

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

Exemplos de aplicação da metodologia de dimensionamento de reservatório, bem como de estruturas hidráulicas, são apresentados nos capítulos 6 (equações empíricas para Porto Alegre) e 8 (dimensionamento utilizando algoritmo de Puls).

8. Macrodrenagem

A macrodrenagem envolve bacias geralmente com área superior a 2 km², onde o escoamento é composto pela drenagem de áreas urbanizadas e não urbanizadas. O planejamento da drenagem urbana na macrodrenagem envolve a definição de cenários, medidas de planejamento do controle de macrodrenagem e estudos de alternativas de projeto.

Neste capítulo são apresentados o planejamento da bacia, nas suas diferentes etapas, a metodologia de simulação quantitativa dos diferentes cenários e a verificação com os elementos de controles previstos, além de indicadores de custo que podem ser utilizados para a decisão na escolha de uma ou outra alternativa.

8.1 Planejamento da macrodrenagem

8.1.1 Planejamento inadequado

Com raras exceções, a grande maioria das obras de drenagem no Brasil segue até hoje o conceito higienista do século XIX (Silveira, 2000), onde a idéia era a eliminação sistemática das águas, através de obras de canalização. Por exemplo, considerando a bacia da figura 8.1, onde no primeiro estágio (a), a bacia não está totalmente urbanizada, e as inundações ocorrem no trecho urbanizado, nesta região existem áreas (junto à planície de inundação) que inundam com frequência, portanto, não estão ocupadas. A partir do momento em que este trecho é canalizado, as inundações deixam de ocorrer. Assim, a suposta segurança torna estas áreas valorizadas, com ocupações muitas vezes nobres. Com o desenvolvimento da bacia de montante, e o respectivo aumento da vazão máxima, que não é controlada pelo poder público, as inundações voltam a ocorrer no antigo leito maior. Nesta etapa já não existe mais espaço para ampliar lateralmente o canal, sendo necessário aprofundá-lo, aumentando os custos em escala quase exponencial, já que é necessário estruturar as paredes do mesmo.

Além dos problemas mencionados, a simples transferência das vazões gera problemas para as regiões a jusante da saída desta bacia.

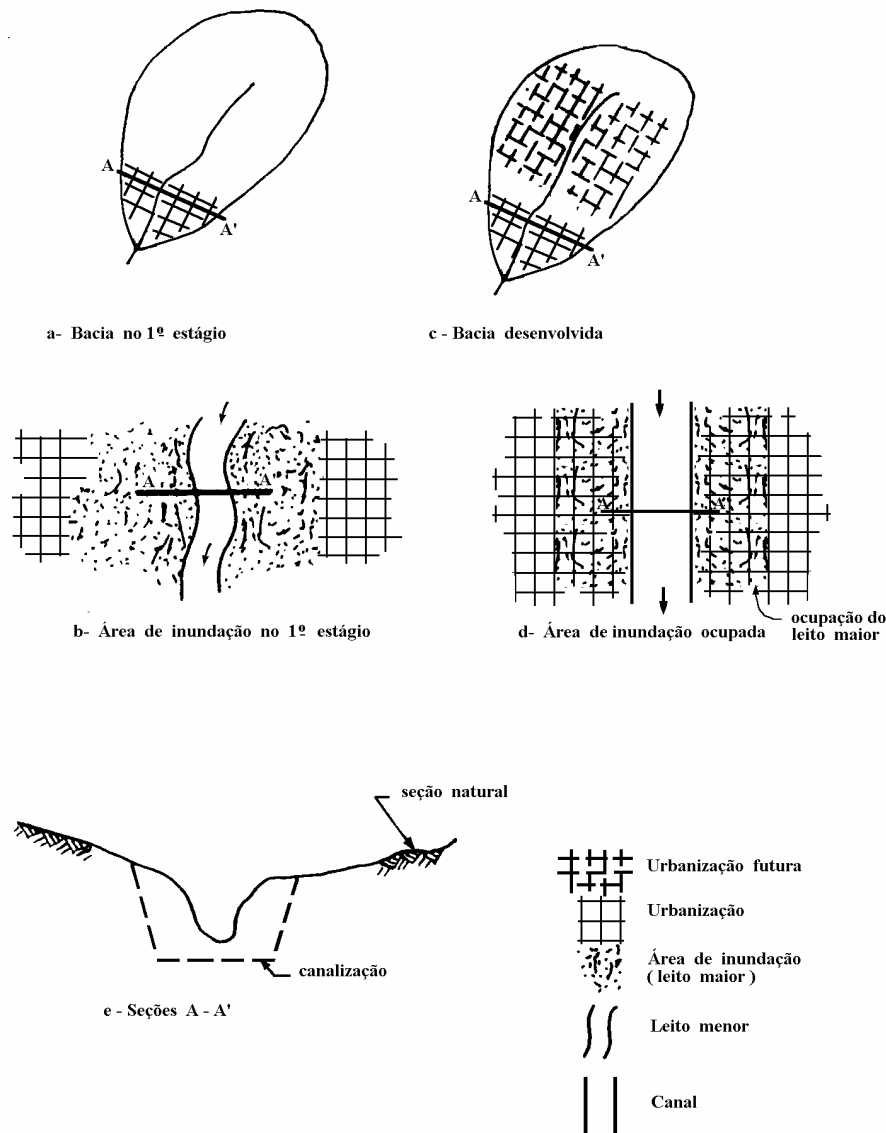


Figura 8.1 - A ocupação da bacia hidrográfica e suas conseqüências

8.1.2 Planejamento proposto

Este processo pode ser evitado através do planejamento e gerenciamento adequado do desenvolvimento da bacia. Existem geralmente duas situações onde o planejamento é diferenciado:

- Bacia desenvolvida com loteamentos implantados:* desenvolvimento do plano de controle, com medidas de detenção e ampliação de rede pluvial, tratando a bacia de forma integrada e considerando todos os efeitos do escoamento, a exemplo do procedimento utilizado no planejamento das bacias do Areia, Moinho, Tamandaré, Cavahada, Capivara e Passo das Pedras no PDDrU.
- Bacia em estágio rural:* a bacia está no primeiro estágio de urbanização ou é ainda rural. Neste caso, pode-se utilizar a estratégia apresentada na figura 8.2:

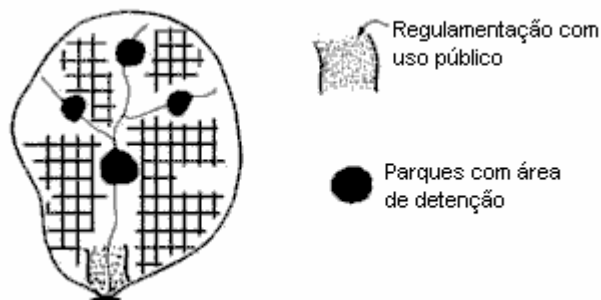


Figura 8.2 - Planejamento de controle de bacia no primeiro estágio de urbanização

- O poder público deve regulamentar o uso e ocupação, especialmente as áreas naturalmente inundáveis;
- combinar estas áreas inundáveis para que atuem como reservatórios de detenção urbano;
- regulamentar a microdrenagem para não ampliar a enchente natural;
- planejar parques e outras as áreas públicas com lagos para amortecer e preservar os hidrogramas, de uma mesma bacia, ou entre diferentes sub-bacias ;
- para as áreas ribeirinhas de risco, quando não pertencentes ao poder público, deve-se prever uso adequado para que haja boa convivência com as inundações. Pode-se reduzir os impostos de acordo com as restrições e prever a troca por solo criado para implementação de uso público, como parques, campos de esporte, entre outros;
- nenhuma área desapropriada pelo poder público pode ficar sem implantação de infraestrutura pública (parque ou área esportiva), evitando desta forma que a mesma seja invadida.

8.1.3. Etapas do planejamento, dimensionamento e verificação

No estudo de planejamento do controle da drenagem urbana de uma bacia são recomendadas as seguintes etapas de desenvolvimento (figura 8.3 e na figura 8.4 a caracterização das etapas de simulação):

a) Caracterização da bacia: esta etapa envolve o seguinte: (i) avaliação da geologia, tipo de solo, hidrogeologia, relevo, ocupação urbana, população caracterizada por sub-bacia para os cenários de interesse; (ii) Drenagem: definição da bacia e sub-bacias, sistema de drenagem natural e construído, com as suas características físicas tais como: seção de escoamento, cota, comprimento e bacias contribuintes a drenagem; (ii) dados hidrológicos: precipitação, sua caracterização pontual, espacial e temporal; verificar a existência de dados de chuva e vazão que permitam ajustar os parâmetros dos modelos utilizados; dados de qualidade da água e produção de material sólido.

b) Definição dos cenários de planejamento: os cenários de planejamento são definidos de acordo com o desenvolvimento previsto para a cidade, representado pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA), bem como as áreas ocupadas que não foram previstas, áreas desocupadas parceladas e áreas que deverão ser parceladas no futuro. Nos estudos realizados neste PDDrU foram definidos os cenários, apresentados no Capítulo 4 - Item 4.4 Cenários de planejamento e alternativas de projeto, deste volume. Poderão existir variantes dos cenários em função de condições específicas de cada bacia.

c) Escolha do risco da precipitação de projetos: para a macrodrenagem o DEP/PMPA tem fornecido o tempo de retorno a ser utilizado no dimensionamento (usualmente 10 anos). No caso de prejuízos maiores e riscos de vida, este tempo de retorno pode ser aumentado (Capítulo 4 – Item 4.3 Risco e Incerteza).

d) Determinação da precipitação de projeto: com base nos registros de precipitação da área mais próxima da bacia deve-se escolher a curva de IDF e determinar a precipitação com duração igual ou maior que o tempo de concentração da bacia (veja capítulo 5). Este valor deve ser distribuído no tempo em intervalos de tempo escolhido para a simulação. O intervalo de tempo deve ser menor ou igual a 1/5 do tempo de concentração da bacia. Para bacias maiores que 25 km² deve-se verificar o abatimento espacial do valor máximo de precipitação (Capítulo 5 – Item 5.3 Distribuição espacial e coeficiente de abatimento).

e) Simulação dos cenários de planejamento com modelo hidrológico: os cenários são simulados para as redes de drenagem existentes ou projetadas. O modelo hidrológico utilizado deve ser capaz de representar a região hidrográfica da simulação da forma mais realista possível dentro do cenário previsto. A finalidade destas simulações é identificar se o sistema tem capacidade de comportar os acréscimos de vazão gerados pela evolução urbana de cada cenário, no caso de verificação; ou no caso de projeto, se o sistema foi corretamente dimensionado para a vazão existente. Quando utiliza-se o cenário de ocupação urbana atual, o objetivo é verificar a capacidade de escoamento das redes de drenagem existentes. A análise dos resultados permite identificar os locais onde o sistema de drenagem não tem capacidade de escoar as vazões, gerando portanto, inundações.

d) Seleção de alternativas para Controle: considerando as condições simuladas no item anterior, quando a situação for de verificação da capacidade das rede de drenagem, devem ser identificadas as limitações existentes no sistema e os locais onde ocorrem (caso não exista, esta etapa não é realizada). Neste caso, o planejador deve buscar analisar as alternativas de controle, priorizando medidas de detenção ou retenção, que não transfiram para jusante os acréscimos de vazão máxima. Geralmente, a combinação de soluções envolvem reservatórios urbanos em áreas públicas, ou áreas potencialmente públicas, com adaptação da capacidade de drenagem em alguns trechos, mantendo a vazão máxima dentro de limites previstos pela legislação ou da capacidade dos rios, arroios ou canais a jusante do sistema. No caso de dimensionamento, a alternativa de controle deve prever a utilização de estruturas de amortecimento da cheia para não ampliar a enchente a jusante, e deve-se verificar se a rede projetada tem capacidade para escoar a atual vazão.

e) Simulação das alternativas de controle: definidas as alternativas na fase anterior, as mesmas devem ser simuladas para o risco e cenário definido como meta. Nas simulações é verificado se a alternativa de controle também evita as inundações das ruas para riscos menores ou iguais ao de projeto. No caso de verificação, a mesma pode ser realizada para o cenário atual de ocupação e/ou para um cenário de ocupação futura. Nesta análise também deve ser examinado o impacto para riscos superiores ao de projeto (até 100 anos), com a finalidade de alertar a Defesa Civil, tráfego e outros elementos urbanos, sobre os riscos à população envolvidos quando ocorra esta situação.

f) Avaliação qualidade da água: as etapas da avaliação da qualidade da água são: (i) determinação da carga proveniente do cloacal que não é coletada pela rede de esgotamento sanitário; (ii) determinação da carga de resíduo sólido; (c) determinação da carga produzido pelo pluvial; (iii) avaliação da capacidade de redução das cargas em função das medidas de

controle previstas nas alternativas. A avaliação da qualidade da água depende da existência da rede de esgotamento sanitário (veja estratégia adotada no volume 1 do Plano).

g) Avaliação econômica: os custos das alternativas devem ser quantificados, permitindo analisar a alternativa mais econômica para controle da drenagem, envolvendo, quando possível, também a melhoria da qualidade da água pluvial.

h) Seleção da alternativa: em função dos condicionantes, econômicos, sociais e ambientais deve ser recomendada uma das alternativas de controle para o sistema estudado, estabelecendo etapas para projeto executivo, seqüência de implementação das obras e programas que sejam considerados necessários.

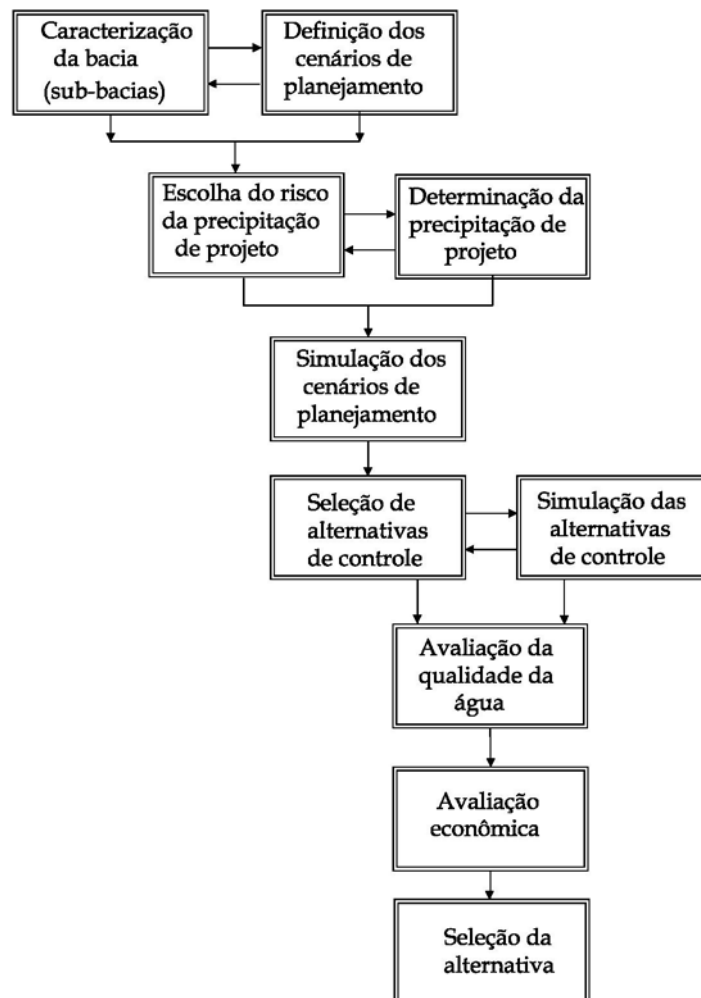


Figura 8.3 - Etapas do planejamento

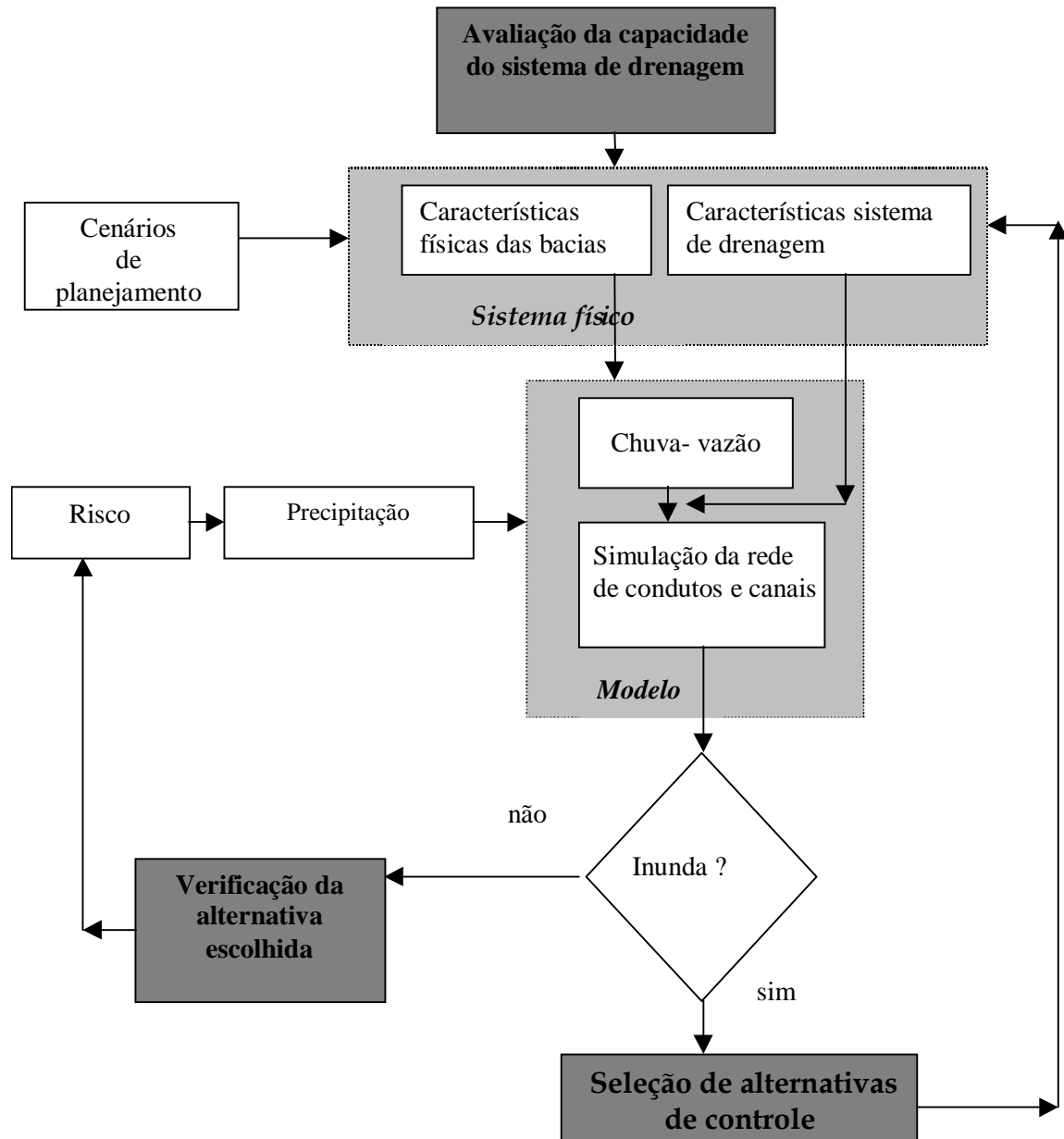


Figura 8.4 - Caracterização das etapas de simulação

Exemplo 8.1. Tomando a bacia do arroio do Moinho, pode-se seguir os modelos de procedimento de projeto “Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 1” e “Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 2”.

Modelo de procedimento de projeto	
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Bacia do arroio Moinho	
1. Localização	Entre os Morros Pelado
	e da Polícia
2. Área	A = <u>4,50</u> km ²
3. Contexto de bacia	
É sub-bacia de alguma outra bacia ? (Sim ou Não)	
Em caso afirmativo, qual a bacia ?	Sub-bacia do arroio Dilúvio
	pela sua margem esquerda
Sim <input checked="" type="checkbox"/>	
Não <input type="checkbox"/>	
4. Comprimento	L = <u>4,00</u> km
5. Desnível	H = <u>200,00</u> m
6. Tempo de concentração (Anexo D)	
$tc = \frac{5,474(n.L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} . S^{0,4}}$	tc = <u>75</u> min
7. Afluentes	
Há algum afluente ? (Sim ou Não)	
Descrever caso a opção marcada for a Sim	No trecho inferior recebe o
Sim <input checked="" type="checkbox"/>	Arroio do Meio, um pequeno
Não <input type="checkbox"/>	contribuinte e na parte
	superior a drenagem se abre
	em três pequenas nascentes
	dos morros da vizinhança
9. Geologia	É formada principalmente de
	rochas graníticas com
	Porosidade secundária devido
	às fraturas (Menegat et al. 1998)
10. Solos (classificação geológica)	Podzólico vermelho-amarelo
	e Associação Litólico
11. Solos (SCS)	A parte superior da bacia tem solo do
	tipo A e a parte inferior do tipo C,
	segundo classificação realizada por
	Campana e Tucci (1994) com
	base em imagens de satélite, mapas
	existentes e visitas ao local
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem – parte 2	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Bacia do arroio Moinho	
1. Rede de drenagem não canalizada Desde a entrada até a montante, o riacho se desenvolve a superfície livre, numa seção menor de 2,0 a 4,0 m de largura do curso principal e profundidade de 20 a 50 cm, onde o fluxo em período de estiagem ocorre. Na seção maior a largura chega a 5,0 a 10,0 m (valor variável) com muita vegetação	
2. Rede de drenagem canalizada Arroio do Meio, galeria de entrada no arroio Dilúvio (conduto enterrado entre a Av. Bento Gonçalves e a Av. Ipiranga), galeria na Bento Gonçalves	
3. Outras descrições A entrada no Dilúvio ocorre através no fundo de propriedades privadas, impedindo o acesso direto. A delimitação da área do canal ocorre de forma irregular, pela construção de muros no fundo das propriedades. O sistema de drenagem natural da bacia foi alterado em função da construção da drenagem urbana dos diferentes loteamentos.	
4. Urbanização O seu curso principal se desenvolve pela área mais urbanizada e, na sua parte superior, quando a urbanização diminui, o mesmo tem três formadores principais	
Observações:	

Exemplo 8.2. Definição de cenários. Continuando com a bacia do arroio do Moinho, pode-se seguir o modelo de procedimento de projeto “Definição de cenários para estudos de macrodrenagem” .

Modelo de procedimento de projeto “Definição de cenários para estudos de macrodrenagem”	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Bacia do arroio Moinho	
1. Número de cenários	3
2. Descrição dos cenários Atual : Condições de urbanização atual, envolve a ocupação urbana de 2000, obtida de acordo com estimativas demográficas e imagens de satélite Cenário atual + PDDU: envolve a ocupação atual para as partes da bacia onde o PDDUA foi superado na previsão, enquanto que para as áreas em que o PDDUA não foi superado, foi considerado o valor de densificação previsto no mesmo. Cenário de ocupação máxima: envolve a ocupação máxima de acordo com o que vem sendo observado em diferentes partes da cidade que se encontram neste estágio. Este cenário representa a situação que ocorrerá se o disciplinamento do uso do solo não for obedecido.	
Observações:	

8.2 Modelos

Para a simulação dos cenários indicados acima podem ser usados diferentes modelos de acordo com as necessidades do sistema e do problema.

Os modelos são sub-divididos nos seguintes tipos: *bacia*, *canal* (ou conduto) e *reservatório*. No modelo *bacia* são representados os principais processos de transformação da chuva em vazão. No modelo *canal* a vazão é transportada pelos canais e condutos através do sistema de drenagem, que podem ser naturais ou construídos. No modelo *reservatório* é representado o amortecimento da vazões nos reservatórios através do balanço entre os volumes de entrada e saída.

A seguir são apresentados os modelos aplicados a cada um destes módulos, e recomendados por este manual.

8.2.1 Simulação precipitação-vazão

Nesta simulação são determinados, a partir da transformação de chuva em vazão, os hidrogramas ou vazões de aporte às galerias, condutos ou reservatórios. Simplificadamente, os processos hidrológicos que ocorrem na bacia são: precipitação, perdas iniciais, infiltração e escoamento superficial. Cada um destes processos pode ser tratado com um algoritmo específico, até a determinação final do escoamento superficial que será utilizado para o dimensionamento. Alguns exemplos de modelos que tratam estes processos são IPH II (Tucci et al., 1981); SCS (SCS, 1975).

O modelo utilizado na bacia deve possuir condições de representar os cenários de urbanização (planejamento) além das condições de infiltração, dadas pelo tipo e uso do solo. Em resumo, na bacia os processos são basicamente:

- Precipitação
- Simulação da transformação de precipitação em vazão que possui dois sub-módulos básicos: separação do escoamento e propagação do escoamento superficial.

➤ *Precipitação*

A precipitação é um dado hidrológico de entrada para a simulação. Existem as seguintes situações:

- Precipitação de projeto (obtida a partir de uma equação IDF);
- Precipitação conhecida (evento observado).

A precipitação de projeto é determinado com base nos elementos apresentados no Capítulo 5 Precipitação. As etapas são as seguintes:

1. Escolha um posto pluviográfico representativo da área em estudo. Caso a região esteja sob a influência de mais de um posto, deve-se calcular a precipitação, utilizando por exemplo os Polígonos de Thiessen (Sanchez, 1986);
2. Determine o tempo de concentração (t_c) da bacia em estudo. Quando envolver trechos em canais o tempo de concentração deve considerar também o tempo de propagação na seção principal a ser simulada. A metodologia para o cálculo do tempo de concentração é apresentada no anexo D, juntamente com alguns exemplos;

3. A duração total da chuva e o tempo de simulação devem ser de aproximadamente 2 vezes o tempo de concentração da bacia;
4. Determine o intervalo de tempo de simulação (Δt) com base no seguinte critério $\Delta t \leq t_c/5$. Se a bacia for sub-dividida em sub-bacias e a simulação for conjunta o intervalo de tempo deve ser o menor entre as bacias estudadas;
5. Determinar a partir da curva IDF as precipitações máximas para o tempo de retorno escolhido e duração correspondente a cada intervalo de tempo acumulado. Por exemplo, para um intervalo de tempo de 30 minutos obtenha P (30 min); P(60min); P(90 min), etc., até o tempo total de precipitação .
6. Utilize o fator de redução espacial da precipitação para áreas superiores a 25 km² (veja Capítulo 5 – Item 5.3 Distribuição espacial e coeficiente de abatimento);
7. Obtenha as precipitações de cada intervalo de tempo e a sua distribuição temporal crítica (Capítulo 5 – Item 5.4 Distribuição temporal).

Para a transformação da precipitação em vazão a seguir é apresentado o método do SCS, com propagação superficial utilizando o hidrograma unitário triangular.

➤ *Transformação chuva-vazão e propagação superficial com o hidrograma unitário do SCS*

O recomendado neste manual é a utilização do modelo de precipitação-vazão do SCS (Soil Conservation Service, 1975) com a propagação superficial pelo hidrograma unitário triangular do SCS.

Separação do escoamento:

O modelo SCS (1975) faz a separação do escoamento com base na equação 8.1 quando $P > 0,2S$:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad \text{equação 8.1}$$

e quando $P \leq 0,2S$, $P_{ef} = 0$, onde:

P : precipitação em mm;

P_{ef} : precipitação efetiva;

S : armazenamento no solo em mm, estimado por

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{equação 8.2}$$

O CN é um valor estimado com base no tipo de solo e características de cobertura (consultar Anexo H). A área impermeável é determinada com base na densidade habitacional através das relações apresentadas no anexo E.

Determinação do hidrograma unitário:

No hidrograma unitário triangular do SCS, pode está representado na figura 8.5.

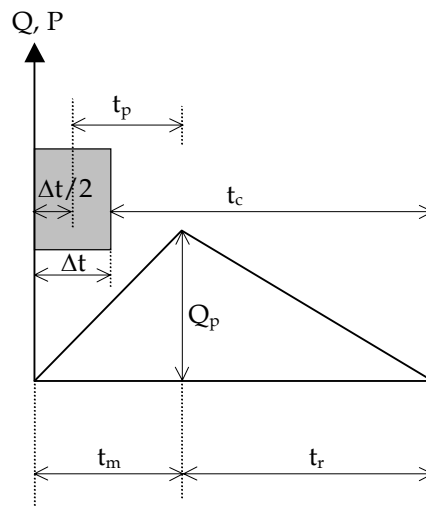


Figura 8.5 - Hidrograma unitário triangular do SCS

Para a determinação do hidrograma unitário, deve-se inicialmente determinar alguns parâmetros, conforme roteiro a seguir:

- 1) Determinar o tempo de concentração (t_c) da bacia (conforme Anexo D).
- 2) Determinar o parâmetro t_m , $t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6.t_c$

onde:

Δt : intervalo de tempo de simulação, obtido a partir da precipitação;

t_c : tempo de concentração da bacia.

- 3) Determinar o tempo de pico do hidrograma t_p , $t_p = 0,6.t_c$
- 4) Determinar o tempo de recessão do hidrograma t_r , $t_r = 1,67.t_p$
- 5) Determinar o tempo de base do hidrograma t_b , $t_b = t_m + t_r$
- 6) Determinar a vazão máxima utilizando a equação 8.3

$$Q_p = \frac{0,208.A}{t_m} \quad \text{equação 8.3}$$

onde:

Q_p : vazão máxima do hidrograma triangular em m^3/s ;

A : área da bacia em km^2 ;

O intervalo de tempo é definido em unidades de t_p . Recomenda-se a utilização de $\Delta t = t_p/5$.

Propagação do escoamento:

O hidrograma resultante, obtido a partir da precipitação de projeto, é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por (e exemplificado na figura 8.6)

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

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^t P e f_i h_{t-i+1} \quad \text{para } t \geq k$$

equação 8.4

onde:

Q_t : vazão de saída da bacia (m^3/s);

H : ordenadas do hidrograma unitário ($m^3/s/mm$);

P_{ef} : valores de precipitação efetiva no intervalo de tempo (mm);

K : número de ordenadas do hidrograma unitário, que pode ser obtido por $k = n - m + 1$, onde m é o número de valores de precipitação e n é o número de valores de vazões do hidrograma.

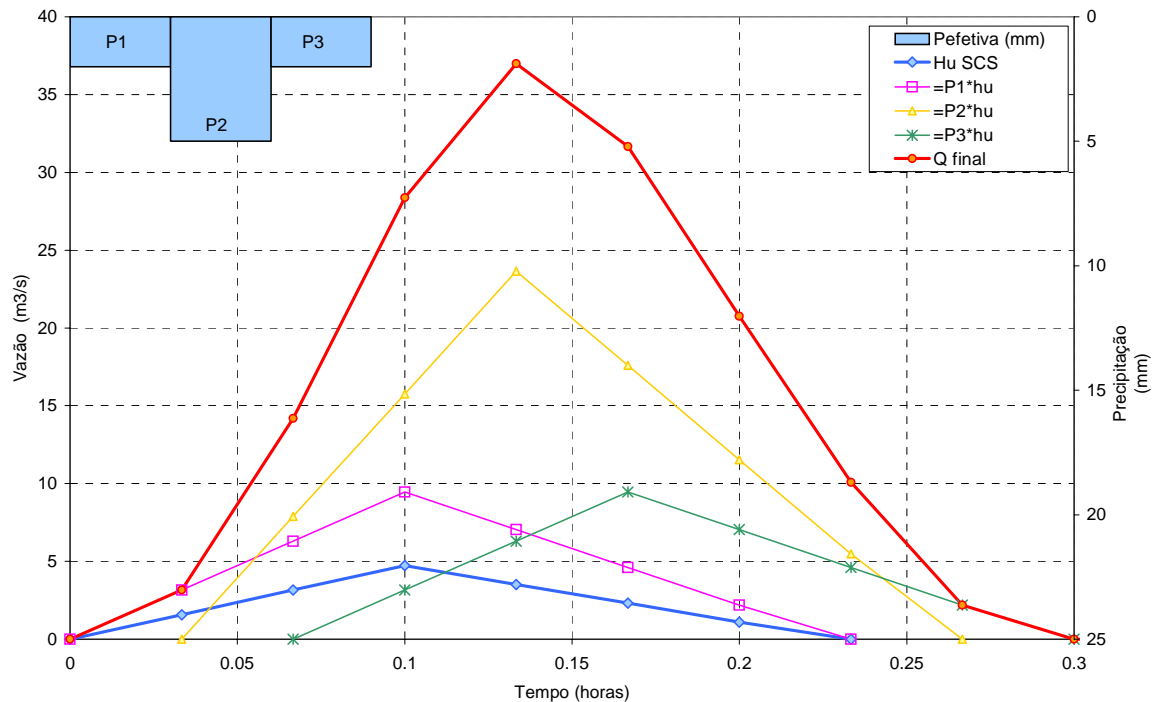


Figura 8.6 – Convolução do hidrograma unitário do SCS

A seguir, é apresentado um exemplo de aplicação deste modelo para o dimensionamento da macrodrenagem.

Exemplo 8.3. Deseja-se fazer uma simulação precipitação-vazão, utilizando o modelo SCS. Para o exemplo será utilizada uma sub-bacia (sub-bacia B1) estudada no PDDrU de Porto Alegre do arroio Moinho. Deseja-se fazer uma avaliação do cenário atual da bacia do arroio do Moinho, para uma chuva com 2 anos de tempo de retorno.

Os dados da sub-bacia retirados do Volume III – Arroio Moinho são:

Área: 2,275 km²

Comprimento da drenagem principal: 1300 m

Desnível: 165 km²

Tempo de concentração: 8 minutos

CN: 90

Solução: Primeiramente, preenchem-se os modelos de procedimento de macrodrenagem “Determinação do CN e parâmetros para a precipitação de projeto”. Para a determinação do HU, utiliza-se o hidrograma triangular conforme o modelo de procedimento de projeto “Hidrograma Unitário triangular SCS”.

Modelo de procedimento de macrodrenagem																																									
Determinação do CN e parâmetros para a precipitação de projeto																																									
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia B1 da bacia do arroio Moinho																																									
1. Cenário 2. Área 2. Comprimento 3. Desnível 4. CN Fonte dos dados de CN Valor do CN 5. Armazenamento e perdas iniciais $S = 25400/CN - 254$ $I_a = 0,2S$ 6. Tempo de concentração (Anexo D) $t_c = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}}$ 7. Tempo de retorno 8. Duração da chuva e discretização Duração da chuva (recomendado = 2.t _c) Discretização (recomendado = t _c /5) 9. Número de intervalos de tempo $N_{int} = t/\Delta t$ 10. Curva IDF Redenção: $I = (1265,7 \cdot T^{0,052}) / (t+12)^{(0,88/T^{0,05})}$ Aeroporto: $I = (826,8 \cdot T^{0,143}) / (t+13,3)^{0,79}$ 8º Distrito: $I = (1297,9 \cdot T^{0,171}) / (t+11,6)^{0,85}$ IPH: $I = (509,859 \cdot T^{0,196}) / (t+10)^{0,72}$ 11. Reordenamento Assinale Sim ou Não se Sim, informar a posição do pico <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 30%;">Sim</td> <td style="width: 10%; border: 1px solid black; text-align: center;">X</td> <td style="width: 30%;">se Sim</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">50%</td> <td style="width: 10%; border: 1px solid black; text-align: center;">X</td> </tr> <tr> <td>Não</td> <td style="border: 1px solid black;"></td> <td></td> <td style="text-align: center;">75%</td> <td style="border: 1px solid black;"></td> </tr> </table>	Sim	X	se Sim	50%	X	Não			75%		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Atual</th> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">A =</td> <td style="text-align: center;">2,275 km²</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">L =</td> <td style="text-align: center;">1,30 km</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">H =</td> <td style="text-align: center;">165 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Plano Diretor de Drenagem Urbana Vol. 1 Arroio do Moinho: Anexo B</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">CN =</td> <td style="text-align: center; border: 1px solid black;">90</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">S =</td> <td style="text-align: center; border: 1px solid black;">28,22 mm</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">I_a =</td> <td style="text-align: center; border: 1px solid black;">5,64 mm</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">t_c =</td> <td style="text-align: center; border: 1px solid black;">8 min</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">TR =</td> <td style="text-align: center; border: 1px solid black;">2 anos</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">t =</td> <td style="text-align: center;">16 min</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Δt =</td> <td style="text-align: center;">2 min</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">N_{int} =</td> <td style="text-align: center; border: 1px solid black;">8 intervalos</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Adotado =</td> <td style="text-align: center;">8 intervalos</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Valor =</td> <td style="text-align: center;">1,00</td> </tr> </table>	Atual		A =	2,275 km ²	L =	1,30 km	H =	165 m	Plano Diretor de Drenagem Urbana Vol. 1 Arroio do Moinho: Anexo B		CN =	90	S =	28,22 mm	I _a =	5,64 mm	t _c =	8 min	TR =	2 anos	t =	16 min	Δt =	2 min	N _{int} =	8 intervalos	Adotado =	8 intervalos	Valor =	1,00
Sim	X	se Sim	50%	X																																					
Não			75%																																						
Atual																																									
A =	2,275 km ²																																								
L =	1,30 km																																								
H =	165 m																																								
Plano Diretor de Drenagem Urbana Vol. 1 Arroio do Moinho: Anexo B																																									
CN =	90																																								
S =	28,22 mm																																								
I _a =	5,64 mm																																								
t _c =	8 min																																								
TR =	2 anos																																								
t =	16 min																																								
Δt =	2 min																																								
N _{int} =	8 intervalos																																								
Adotado =	8 intervalos																																								
Valor =	1,00																																								
12. Coeficiente dos Polígonos de Thiessen																																									
Observações:																																									

Determinados os parâmetros para a determinação de projeto, determina-se a precipitação efetiva conforme é mostrado na planilha P1 - exemplo 8.3 a seguir. Todos os cálculos de precipitação estão em mm.

Planilha P1 - exemplo 8.3

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8
Nint	Δt (min)	Pacum IDF	Pdesagregada	Pprojeto	Pprojeto acum	Pef	Pef'
1	2	5.30	5.30	1.77	1.77	0.62	0.00
2	4	9.43	4.13	2.34	4.11	0.09	0.00
3	6	12.77	3.34	3.34	7.45	0.11	0.02
4	8	15.53	2.77	5.30	12.74	1.43	1.32
5	10	17.88	2.34	4.13	16.87	3.20	1.77
6	12	19.90	2.02	2.77	19.64	4.64	1.44
7	14	21.66	1.77	2.02	21.66	5.80	1.16
8	16	23.22	1.56	1.56	23.22	6.75	0.95

onde:

Col 1: item 9 do modelo de procedimento de macrodrenagem

Col 2: item 8 do modelo de procedimento de macrodrenagem

Col 3: precipitação obtida a partir da curva IDF selecionada no item 10

Col 4: Pdesagregada (Nint) = Pacum IDF(Nint) - Pacum IDF (Nint-1)

Col 5: precipitação reordenada segundo distribuição temporal escolhida no item 11

Col 6: Pprojeto acum (Nint) = Pprojeto(Nint-1) + Pprojeto (Nint)

Col 7: precipitação acumulada obtida da equação: $P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$. Sempre que $P_{ef} \leq 0,2S$ $P_{ef} = 0$

Col 8: precipitação desacomulada e reordenada segundo o método dos blocos alternado (Capítulo 5 - Item 5.4.1 Método dos Blocos Alternados)

Modelo de procedimento de projeto Hidrograma Unitário triangular SCS	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia B1 da bacia do arroio Moinho	
1. Área	A = $\frac{2,275}{1} \text{ km}^2$
2. Tempo de concentração	tc = $\frac{0,133}{1} \text{ h}$
3. Tempo de pico tp = 0,6·tc	tp = $\frac{0,08}{1} \text{ h}$
4. Intervalo de tempo	Δt = $\frac{0,03}{1} \text{ h}$
5. Vazão máxima tm = Δt/2 + tp Qp = 0,208·A/tm	tm = $\frac{0,10}{1} \text{ h}$ Qp = $\frac{4,73}{1} \text{ m}^3/\text{s}$
6. Tempo de recessão tr = 1,67·tp	tr = $\frac{0,13}{1} \text{ h}$
7. Tempo de base tb = tr + tm	tb = $\frac{0,23}{1} \text{ h}$
Observações: O HU do SCS é apresentado na figura 8.7	

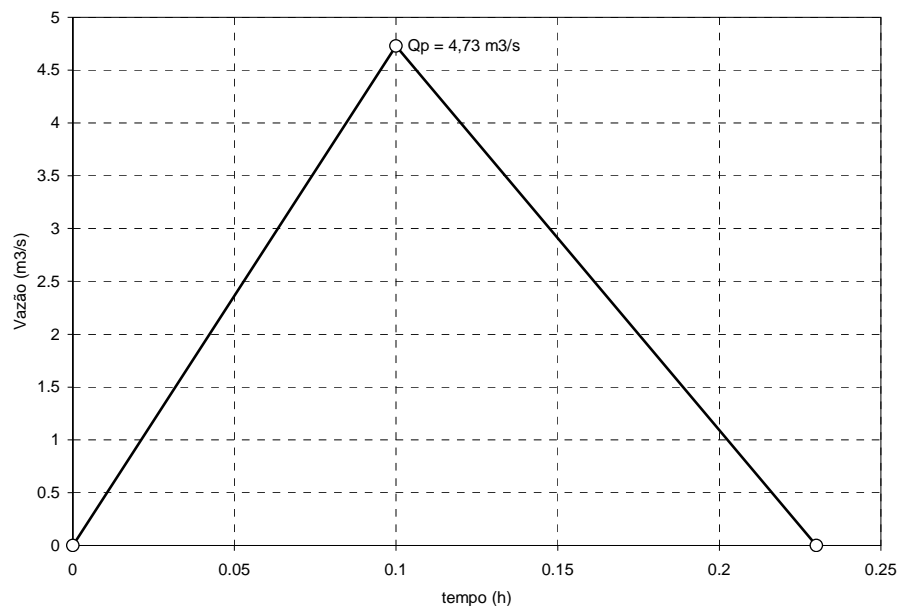


Figura 8.7 - Hidrograma unitário triangular

Determinado o hidrograma unitário triangular, é necessário determinar o hidrograma gerado pela chuva de projeto considerada. O procedimento a ser executado a seguir é a convolução da chuva, para obter o hidrograma de escoamento direto.

Modelo de procedimento de projeto	
Parâmetros para a convolução	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização: Sub-bacia B1 da bacia do arroio Moinho	
<p>1. Tempo de base</p> <p>2. Intervalo de tempo</p> <p>3. Número de ordenadas do hidrograma unitário $k = tb / \Delta t$</p> <p>4. Número de ordenadas da precipitação</p> <p>5. Número de intervalos de tempo do hidrograma Número de ordenadas do hidrograma resultante calculado é $n = k + m - 1$ Os valores diferentes de zero de vazão são calculados até n</p>	<p>$tb = 0,23 \text{ h}$</p> <p>$\Delta t = 0,03 \text{ h}$</p> <p>$k = 7,66 \text{ ordenada(s)}$</p> <p>k adotado 8 ordenada(s)</p> <p>$m = 8 \text{ ordenada(s)}$</p> <p>$n = 15 \text{ ordenada(s)}$</p> <p>n adotado 15 ordenada(s)</p>
Observações:	

Planilha P2 - exemplo 8.3

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6	Col. 7	Col. 8	Col. 9	Col. 10	Col. 11	Col. 12	Col. 13	Col. 14
Ordem	t (min)	t (h)	HU SCS	Pef' (mm)	Q1=P1*hu	Q2=P2*hu	Q3=P3*hu	Q4= P4*hu	Q5= P5*hu	Q6=P6*hu	Q7=P7*hu	Q8=P8*hu	Q final
1	0	0	0.00	0.00	0.00								0.00
2	2	0.03	1.58	0.00	0.00	0.00							0.00
3	4	0.07	3.15	0.02	0.00	0.00	0.00						0.00
4	6	0.10 [#]	4.73	1.32	0.00	0.00	0.03	0.00					0.03
5	8	0.13	3.52	1.77	0.00	0.00	0.06	2.08	0.00				2.14
6	10	0.17	2.31	1.44	0.00	0.00	0.09	4.16	2.79	0.00			7.04
7	12	0.20	1.09	1.16	0.00	0.00	0.07	6.24	5.58	2.28	0.00		14.16
8	14	0.23	0.00	0.95	0.00	0.00	0.05	4.64	8.37	4.55	1.83	0.00	19.44
9	16	0.27				0.00	0.02	3.04	6.23	6.83	3.65	1.49	21.27
10	18	0.30					0.00	1.44	4.08	5.08	5.48	2.99	19.07
11	20	0.33						0.00	1.94	3.33	4.08	4.48	13.83
12	22	0.37							0.00	1.58	2.67	3.33	7.59
13	24	0.40								0.00	1.27	2.19	3.45
14	26	0.43									0.00	1.04	1.04
15	28	0.47										0.00	0.00

#a partir deste intervalo de tempo trata-se da recessão do hidrograma

Onde:

Col. 1: número de ordenadas (item 5 - Modelo de procedimento de projeto - Parâmetros para a convolução)

Col. 2: intervalo de tempo em minutos

Col. 3: intervalo de tempo em horas

Col. 4: valor das ordenadas do hu, obtido conforme: - se $t < t_p$, $hu = (Q_{pico} / t_p) * tempo$

- se $t > t_p$, $hu = [Q_{pico} * (t_b - tempo)] / (t_p - t_b)$

Col. 5: precipitação efetiva, determinada na Planilha P1 - exemplo 8.3

Col. 6: para o primeiro intervalo de tempo = $Pef*(1)*hu(1)$; para o segundo intervalo de tempo = $Pef*(1)*hu(2)$; assim por diante.

Col. 7 à Col. 13: calculado conforme a coluna 6.

Col. 14: somatório das vazões calculadas em cada linha da planilha.

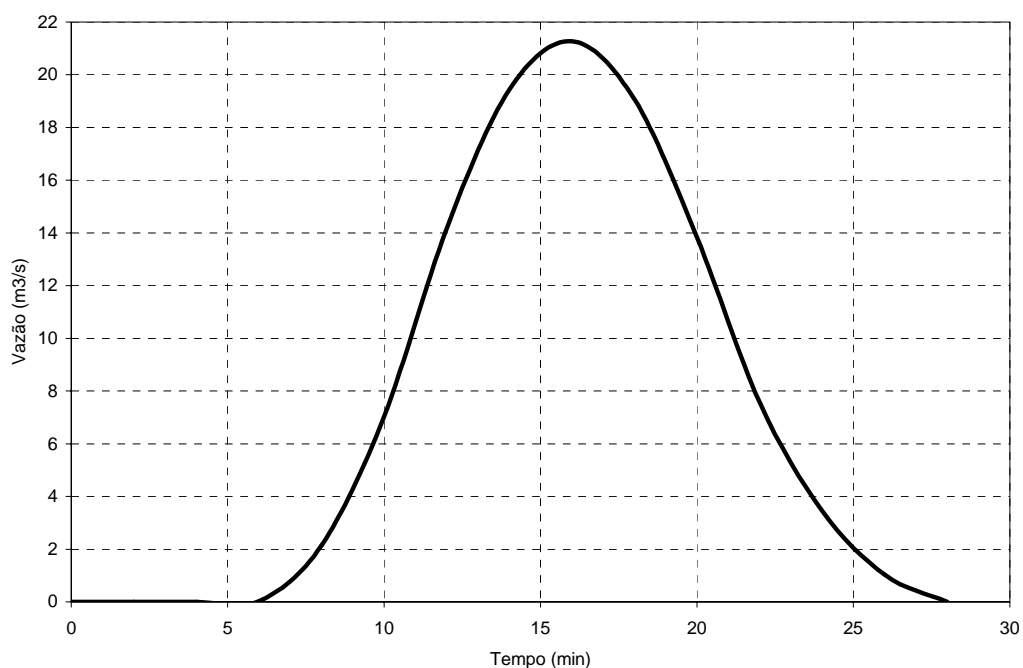


Figura 8.8 - Hidrograma resultante.

8.2.2 Propagação em canal ou condutos

Os modelos de simulação do escoamento em galerias, canais e condutos em geral podem possuir as seguintes características:

Modelo do tipo armazenamento: considera basicamente os efeitos de armazenamento no conduto ou canal, trasladando as ondas de cheias. Não considera efeitos de remanso no escoamento. Este tipo de modelo é útil para representar o escoamento de projeto, onde geralmente é definida a capacidade dos condutos, ou a primeira verificação da capacidade de escoamento no sistema de drenagem existente. O modelo deste tipo mais utilizado na prática deste tipo é o de *Muskingun-Cunge*.

Modelo Hidrodinâmico: o modelo hidrodinâmico pode trabalhar à superfície livre ou considerar as condições de pressão dentro dos condutos. Este último considera todos os efeitos do escoamento dentro dos condutos como refluxo, remanso, ressalto, escoamento supercrítico e o escoamento sob-pressão de gradientes de pressão moderados.

Os modelos de propagação e suas características são descritos a seguir:

➤ *Modelo Muskingun-Cunge*

O modelo Muskingun (Tucci, 1998) utiliza a equação da continuidade e a equação de armazenamento seguinte:

$$S = K [X I + (1 - X) Q] \quad \text{equação 8.5}$$

Derivando a equação 8.5 com relação ao tempo e substituindo na equação da continuidade, resulta em uma equação diferencial do modelo, cuja discretização por diferenças finitas, resulta

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad \text{equação 8.6}$$

onde

$$C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

Cunge (1969) estimou os parâmetros do modelo Muskingun utilizando considerações do termo de difusão numérico e real, obtendo

$$X = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{Q_{ref}}{B \cdot So \cdot Cel \cdot \Delta x}\right) \quad \text{equação 8.7}$$

onde:

B: base do canal;

So: declividade;

Δx : comprimento do trecho;

Qref: vazão de referência para determinação dos parâmetros (normalmente 2/3 $Q_{máx}$);

Cel: celeridade da onda, determinada conforme a equação abaixo.

$$Cel = \frac{5}{3} \cdot \frac{S_o^{0,3} \cdot Q_{ref}^{0,4}}{n^{0,6} \cdot B^{0,4}} \quad \text{equação 8.8}$$

onde *n* é a rugosidade de Manning.

O parâmetro *X* representa o peso da integração da vazão no espaço. Seu intervalo de variação é

$$0 \leq X \leq 0,5 \quad \text{equação 8.9}$$

O parâmetro *K* tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho, e é determinado segundo a equação

$$K = \frac{\Delta x}{c_0} \quad \text{equação 8.10}$$

A figura 8.7 mostra a região válida dos parâmetros e a equação abaixo o intervalo

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1-X) \quad \text{equação 8.11}$$

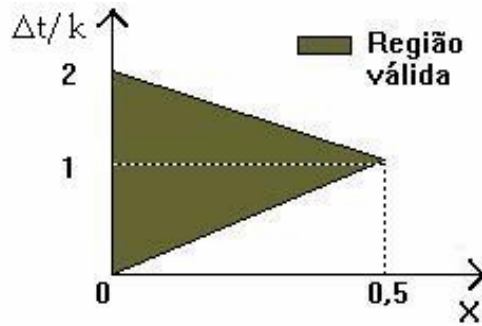


Figura 8.9 - Variação dos parâmetros

Jones (1981) demonstrou que a difusão numérica afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo que a atenua. Também analisou a solução numérica da equação de difusão, com base no esquema utilizado pelo método Muskingum, definindo os erros envolvidos na discretização. Na figura 8.10 são apresentados as isolíneas do erro numérico na atenuação e na velocidade para diferentes valores de X e K/Δt. Nesta figura, no intervalo de X entre 0,2 e 0,5 pode-se ajustar uma curva que atenua as duas funções dentro da margem de 2,5% de erro.

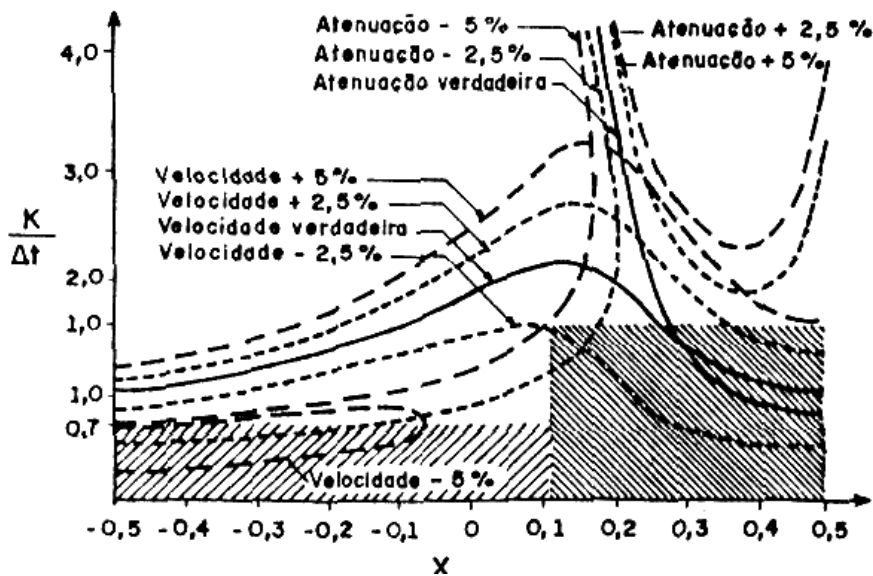


Figura 8.10 - Curva de precisão (Jones,1981)

Observando a equação 8.6, os coeficiente C1 e C3 podem ficar negativos de acordo com os valores dos parâmetros. C1 é negativo quando o $\Delta t / K$ é menor que $2X$, ou seja a distância entre as seções é muito grande produzindo um valor alto de K, sendo necessário, evitar vazões negativas, subdividir o trecho, o que reduzirá o valor de K para cada sub-trecho.

Quando C3 é negativo $\Delta t / K$ é maior do que $2(1-X)$ o que indica que o intervalo de tempo é muito grande, o que também pode produzir valores negativos nas vazões, portanto é recomendável que o intervalo de tempo seja reduzido.

Recomenda-se que o modelo de Muskingun-Cunge seja utilizado somente quando seja cumprida a seguinte equação:

$$T \geq \frac{30}{S_o \cdot \sqrt{\frac{g}{h_o}}} \quad \text{equação 8.12}$$

onde:

T: período da onda de cheia (corresponde ao tempo total do hidrograma a ser propagado);

S_o: declividade do canal;

g: aceleração da gravidade;

h_o: profundidade máxima do canal.

Caso não seja cumprida a equação 8.12, a propagação deverá ser realizada com um modelo de remanso ou hidrodinâmico.

Roteiro de cálculo

O roteiro de cálculo começa com a escolha do Δt e Δx de cálculo, no entanto, estes dependem das características dos trechos e dados disponíveis. Quando Δx é fixado em função dos dados (largura, declividade ou rugosidade), Δt é determinado procurando ficar dentro das faixas de precisão das curvas estabelecidas e $\Delta t \leq t_p/5$, onde t_p é o tempo de pico do hidrograma de entrada. Para um trecho de canal com condições físicas aproximadamente uniformes e sem dados históricos, a combinação das equações anteriores pode ser usada na discretização. Existem várias alternativas, a seguir apresentamos dois roteiros:

- 1) fixe $\Delta t = t_p/5$ ou outro valor que obedeça à condição $\Delta t \leq t_p/5$;
- 2) Δx é determinado por tentativa, iniciando com um valor obtido por

$$\Delta x_o = \frac{2,5 \cdot Q_{ref}}{S_o \cdot B \cdot C_o} \quad \text{equação 8.13}$$

- 3) valor de Q_{ref} deve ser adotado como 2/3 da vazão máxima do hidrograma de montante.
- 4) conhecido Δx é possível calcular X e K das expressões 8.7 e 8.10. Verifique se a precisão está dentro da faixa de 5%, caso contrário retorne ao item 2 e reavalie Δx , ou usar outro valor de Δt .
- 5) após determinados os valores de X e K dentro dos limites de aplicabilidade, determinar os valores dos ponderadores C_1 , C_2 e C_3 ;
- 6) realizar a propagação, com o cuidado de quando os dados não estarem discretizados de acordo com o Δt calculado, deve-se interpolar os dados de vazão.

Exemplo 8.4. Deseja-se fazer a propagação do hidrograma gerado no exemplo 8.3. Como é necessário dimensionar o canal, sabe-se de um levantamento topográfico que o canal deve ter no máximo 1,8m de largura pois não existe espaço disponível para a implementação de uma seção maior. O comprimento total a ser canalizado é de 500m, com uma declividade de 1%.

Solução: Utilizando a equação de Manning, apresentada no capítulo 7, o canal foi dimensionado, considerando a restrição de largura apresentada no problema, e uma rugosidade de 0,020. As dimensões resultantes para o canal dimensionado para a vazão máxima do hidrograma (21,27 m³/s) foram 1,80x3 m (base x altura).

Modelo de procedimento de dimensionamento de macrodrenagem Propagação em canal - Muskingun-Cunge	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia B1 da bacia do arroio Moinho	
1. Comprimento do trecho 2. Base do canal 3. Altura do canal 4. Declividade 5. Rugosidade 6. Tempo de pico 7. Intervalo de tempo do hidrograma 8. Tempo total do hidrograma 9. Vazão máxima a ser propagada 10. Limite de aplicabilidade de Muskingun-Cunge $T = 30 / (So \cdot \sqrt{g/ho})$	Comp. = <u>500</u> m B = <u>1,80</u> m ho = <u>3,00</u> m So = <u>0,01</u> m/m n = <u>0,02</u> tp = <u>7,80</u> min Δt hidro. = <u>2,00</u> min Ttotal = <u>28</u> min Qmáx = <u>21,27</u> m³/s T = <u>28</u> min
Se $T \geq T_{total}$ prosseguir o preenchimento	
11. Vazão de referência $Q_{ref} = 2/3 Q_{máx}$ 12. Celeridade $Co = (1,67 \cdot So^{0,3} \cdot Q_{ref}^{0,4}) / (n^{0,6} \cdot B^{0,4})$ 13. Estimativa de dx $dx = (2,5 \cdot Q_{ref}) / (So \cdot B \cdot Cel)$ 14. Número de trechos $N_{trecho} = Comp. / dx = 2,54$ (fracionário) => 3 (inteiro) 15. Δx final dos trechos $\Delta x = Comp. / N_{trecho}$ útil. 16. Valor do parâmetro K $K = \Delta x / Cel$ 17. Valor do parâmetro X $X = 0,5 \cdot [1 - (Q_{ref} / B \cdot So \cdot Cel \cdot \Delta x)]$ 18. Determinação de Δt de cálculo $\Delta t = tp / 5$ 19. Verificação da validade dos parâmetros $0 \leq X \leq 0,5$ Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Se for não deve-se adotar outro Δx, e voltar ao passo 15. Se for sim, fazer a verificação a baixo $2X \leq \Delta t / K \leq 2(1-X)$ Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> $\Delta t / K =$ <u>1,44</u> Se não deve-se adotar outro Δt e verificar novamente; pode-se adotar outro Δx e recomeçar a partir de 16 Atende às condições de precisão numérica Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> $K / \Delta t =$ <u>0,69</u> *consultar curvas de precisão (fig.8.8) Se for não deve-se adotar outro Δt e verificar novamente Pode-se adotar outro Δx, e refazer os cálculos a partir de 16 20. Determinação dos ponderadores C1, C2 e C3 (Ver equações 8.6) Se C1 for negativo => reduzir Δx Se C3 for negativo => reduzir Δt Condição: $C1 + C2 + C3 = 1$	Qref = <u>14,18</u> m³/s Cel = <u>10</u> m/s dx = <u>197,04</u> m Ntrecho = <u>3</u> trechos Δx = <u>166,67</u> m K = <u>16,67</u> s X = <u>0,26</u> Δt = <u>24#</u> s C1 = <u>0,313</u> C2 = <u>0,675</u> C3 = <u>0,012</u>
Observações: # Inicialmente havia sido utilizado o valor resultante de $tp/5 = 93,6$ s, mas teve que ser alterado posteriormente (item 19) para atender as condições de estabilidade	

Determinados os parâmetros necessários, parte-se para a propagação com o modelo de Muskingun-Cunge. Conforme pode-se verificar, o Δt do hidrograma de entrada no canal não é o mesmo

que deve ser utilizado na propagação. Neste caso deve-se fazer uma interpolação linear entre as vazões para preencher os valores desconhecidos no tempo. A baixo é apresentada uma planilha (P3) com o procedimento final da propagação.

Planilha P3 - exemplo 8.4

			<i>Propagação</i>		
Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
Tempo (min.)	Tempo (seg.)	Q entrada (m ³ /s)	Tempo (seg.)	Q entrada (m ³ /s) discretizada	Q saída (m ³ /s)
0	0	0.00	0	0.00	0.00
2	120	0.00	24	0.00	0.00
4	240	0.00	48	0.00	0.00
6	360	0.03	72	0.00	0.00
8	480	2.14	96	0.00	0.00
10	600	7.04	120	0.00	0.00
12	720	14.16	144	0.00	0.00
14	840	19.44	168	0.00	0.00
16	960	21.27	192	0.00	0.00
18	1080	19.07	216	0.00	0.00
20	1200	13.83	240	0.00	0.00
22	1320	7.59	264	0.01	0.00
24	1440	3.45	288	0.01	0.01
26	1560	1.04	312	0.02	0.01
28	1680	0.00	336	0.02	0.02
			360	0.03	0.03
			384	0.45	0.16
			408	0.87	0.58
			432	1.30	1.00
			456	1.72	1.42
			480	2.14	1.85
			504	3.12	2.44
			528	4.10	3.42
			552	5.08	4.40
			576	6.06	5.38
			600	7.04	6.36
			624	8.46	7.48
			648	9.89	8.90
			672	11.31	10.32
			696	12.74	11.75
			720	14.16	13.17
			744	15.22	14.48
			768	16.27	15.54
			792	17.33	16.59
			816	18.38	17.65
			840	19.44	18.71
			864	19.81	19.55
			888	20.17	19.92
			912	20.54	20.28
			936	20.90	20.65
			960	21.27	21.02
			984	20.83	21.13
			1008	20.39	20.70
			1032	19.95	20.26
			1056	19.51	19.82
			1080	19.07	19.38

			Propagação		
Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
Tempo (min.)	Tempo (seg.)	Q entrada (m ³ /s)	Tempo (seg.)	Q entrada (m ³ /s) discretizada	Q saída (m ³ /s)
			1104	18.02	18.75
			1128	16.97	17.70
			1152	15.93	16.65
			1176	14.88	15.61
			1200	13.83	14.56
			1224	12.58	13.45
			1248	11.33	12.20
			1272	10.09	10.95
			1296	8.84	9.71
			1320	7.59	8.46
			1344	6.76	7.34
			1368	5.93	6.51
			1392	5.11	5.68
			1416	4.28	4.85
			1440	3.45	4.03
			1464	2.97	3.31
			1488	2.49	2.82
			1512	2.00	2.34
			1536	1.52	1.86
			1560	1.04	1.37
			1584	0.83	0.98
			1608	0.62	0.77
			1632	0.42	0.56
			1656	0.21	0.35
			1680	0.00	0.14

Onde:

Col. 1: é o tempo em minutos do hidrograma de entrada, obtido do SCS;

Col. 2: é o tempo em segundos do hidrograma de entrada, para compatibilização com propagação;

Col. 3: é a vazão de entrada, obtida a partir do algoritmo do SCS;

Col. 4: é o tempo em segundo que deve ser utilizado na propagação por Muskingun-Cunge;

Col. 5: é a vazão de entrada, agora discretizada no Δt necessário para a propagação de Muskingun-Cunge;

Col. 6: é a vazão de saída da propagação, conforme a equação $Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t$, onde C_1 , C_2 e C_3 são os ponderadores calculados no item 20 do Modelo de procedimento de dimensionamento de macrodrenagem - Propagação em canal - Muskingun-Cunge. I representa as vazões de entrada, e Q a vazão propagada.

O hidrograma resultante é apresentado na figura 8.11.

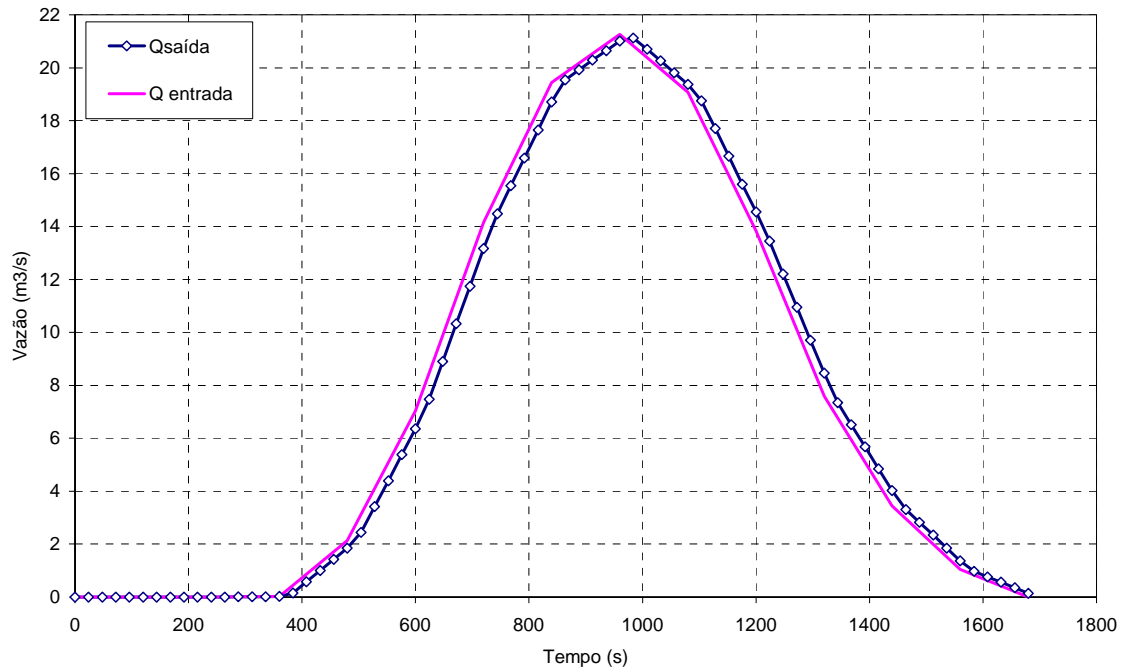


Figura 8.11 – Hidrograma propagado com Muskingun-Cunge

➤ Modelo hidrodinâmico

O escoamento numa área urbana pode ser considerado como resultante de diversos componentes, dois dos quais são de grande destaque, o que se desenvolve na superfície da bacia e o que está ligado à Rede de Drenagem de Águas Pluviais (RDAP). No primeiro, utilizam-se métodos de transformação precipitação-vazão e propagação do escoamento superficial. No segundo, os modelos de rede de condutos.

Sendo simples ou complexos, os modelos de redes de condutos desempenham grande papel no projeto e melhoramento das RDAPs, pois os resultados advindos de sua aplicação podem ser largamente utilizados para planejamento, projeto e para propósitos operacionais, e sua escolha depende de vários fatores como, por exemplo, o desejo de se representar os fenômenos físicos ou não, adquirir mais consistência ou precisão nos resultados, aplicabilidade e outros que consigam fornecer ganhos significativos.

Dentre estes modelos, os hidrodinâmicos são os mais sofisticados, pois utilizam as equações completas de Saint Venant que levam em consideração os principais elementos governantes do fluxo unidimensional. Esta formulação é necessária quando se deseja uma simulação precisa, contudo processar os fenômenos em sofisticados modelos não necessariamente significa melhorar a precisão; a vantagem está na avaliação da performance de componentes propostos de um sistema. De uma forma ou de outra, os modelos computacionais sofisticados permitem uma análise mais completa e dão resultados mais realistas.

Os modelos hidrodinâmicos em geral podem representar o sistema de redes de drenagem e contemplam todos os efeitos de remanso. As equações de fluxo são resolvidas por esquemas implícitos de diferenças finitas. As estruturas especiais que aparecem numa rede de drenagem são representadas, geralmente, de forma simplificada, mas contemplando todos os efeitos importantes que elas provocam. Como esses modelos tratam todos os processos principais envolvidos, permitem analisar modificações e levar em conta efeitos de jusante, que outros métodos não têm condições de representar, e podem ser tão rápidos quanto os outros métodos.

Atualmente, tanto na macrodrenagem como na microdrenagem, os modelos de hidrodinâmicos estão assumindo papel de destaque. Ao passo que sua sofisticação aumenta, também aumenta o suporte tecnológico e vice-versa.

Existem modelos hidrodinâmicos disponibilizados gratuitamente, por exemplo o SWMM (Storm Water Management Model) que pode ser obtido a partir de um download na Internet (www.epa.gov/ednrmrml/swmm/).

8.2.3 Propagação em reservatório (Puls)

O método recomendado para o dimensionamento dos reservatório é o de Puls, por ser um dos mais conhecidos. O método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem contribuição lateral e a relação entre o armazenamento e a vazão é obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal. Discretizando a equação da continuidade resulta

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad \text{equação 8.14}$$

onde:

I_t e I_{t+1} : vazões de entrada no reservatório em t e t+1;

Q_t e Q_{t+1} : vazões de saída do reservatório em t e t+1;

S_t e S_{t+1} : armazenamento do reservatório nos tempos referidos.

As duas incógnitas do problema são Q e S no tempo t+1. Reorganizando a equação 8.14 com as variáveis conhecidas de um lado e as desconhecidas de outro, resulta

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad \text{equação 8.15}$$

Como existe uma equação e duas incógnitas, a equação adicional é a relação $Q = f(S)$, relacionando a vazão de saída do reservatório com o estado de armazenamento do mesmo. A obtenção dessa função é descrita posteriormente nesse texto. Utilizando esta função, é possível construir uma segunda função auxiliar, para a determinação de Q_{t+1}

$$Q = f_1(Q + 2S/\Delta S) \quad \text{equação 8.16}$$

Normalmente essa função é conhecida de forma tabular, onde para cada ordenada haverá um valor de S, dividido pelo intervalo de tempo de cálculo e somado a vazão define a nova abscissa, gerando a função f_1 .

Com base nas equações 8.15 e 8.16 é possível simular o escoamento através do reservatório através da seguinte seqüência:

- a) Para o início do cálculo é necessário definir o volume inicial do reservatório (S_0). Esse volume depende dos critérios do estudo em análise ou do valor observado conhecido, no caso de reprodução de um evento. Conhecido S_0 é calculado Q_0 através da função entre as duas variáveis ($Q = f(S)$);
- b) Para o intervalo de tempo seguinte deve-se determinar os termos da direita da equação 8.15, já que todos os termos do lado esquerdo da equação são conhecidos (hidrograma de entrada deve ser previamente conhecido);

- c) O termo da direita é igual à abcissa da função f1. Portanto entrando com esse valor na função obtém-se a vazão Q_{t+1} ;
- d) Conhecido Q_{t+1} determina-se S_{t+1} através da função que relaciona essas variáveis.

Os passos de b até d se repetem para todos os intervalos de tempo.

Determinação da relação entre S e Q:

Esta relação é estabelecida com base nas seguintes relações:

- cota e o armazenamento;
- cota e vazão de saída.

A curva cota x armazenamento é obtida pela cubagem do reservatório (figura 8.12). Essa relação é apresentada na forma de tabela, gráfico ou é ajustada uma equação. Devido às características normalmente encontrada nos reservatórios essa função pode ser ajustada a uma função do tipo seguinte

$$Z = aS^b \quad \text{equação 8.17}$$

onde a e b são coeficientes ajustados aos dados e Z a cota. Existem outras expressões matemáticas utilizadas para o ajuste.

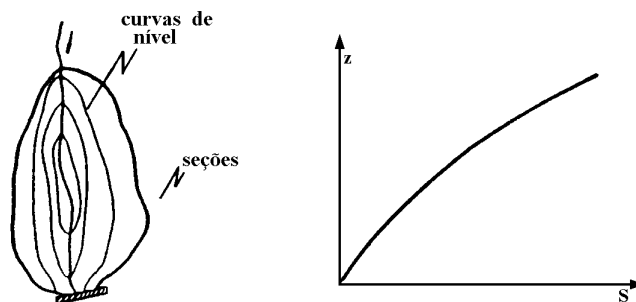


Figura 8.12 - Relação entre cota e armazenamento

A função entre cota e a vazão de saída depende do tipo de estrutura de saída que está sendo utilizada. Essa função é fornecida pelo projetista ou estabelecida através de modelo reduzido. Os reservatórios podem possuir dois tipos de extravasores: vertedor e descarregador de fundo (figura 8.13). Tanto um como o outro podem ter comportas.

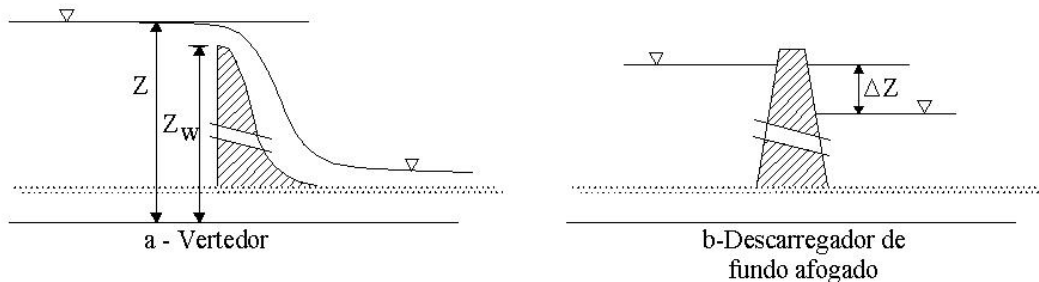


Figura 8.13 -Extravasores de reservatórios

Para evitar que haja alteração destas equações, e possível comprometimento do funcionamento do reservatório, recomenda-se que as estruturas de descarga não operem afogadas, e para proporcionar o esvaziamento total do reservatório, que o descarregador de fundo esteja posicionado junto ao fundo do reservatório.

Combinando a função $Z = f_2(S)$ com a função $Q = f_3(Z)$ é possível determinar $Q = f(S)$ (conforme figura 8.14). Utilizando um valor de Z_i da primeira função, determina-se S_i . Para o mesmo valor de Z_i , na função f_3 determina-se Q_i . Com esse pontos e outros obtidos da mesma forma pode-se construir a relação mencionada (figura 8.15).

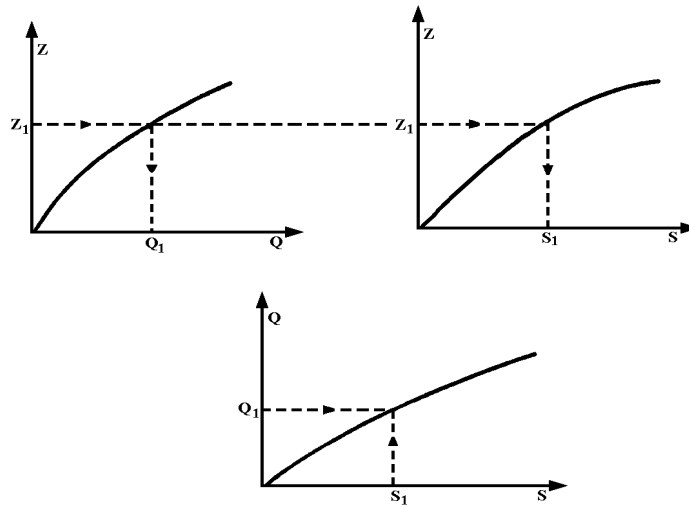


Figura 8.14 - Cálculo do amortecimento em reservatório: funções de armazenamento

Quando o reservatório possui comportas, a curva de descarga muda para cada manobra de comporta. A função f_3 é alterada, o que necessita um novo cálculo de $Q = f(S)$. A regra operacional é transferida para a simulação através da função f_3 .

A aplicação do método de Puls, ou o uso somente da relação biunívoca entre armazenamento e vazão, implica em admitir que a linha de água no reservatório é aproximadamente horizontal. Quando a declividade da linha de água é importante, e os processos dinâmicos afetam o escoamento de saída e mesmo ao longo do reservatório, esse tipo de método não deve ser utilizado. Para esta situação deve-se procurar utilizar um modelo hidrodinâmico baseado na solução das equações completas de Saint Venant ou outro modelo de escoamento que trata o trecho do reservatório como um rio.

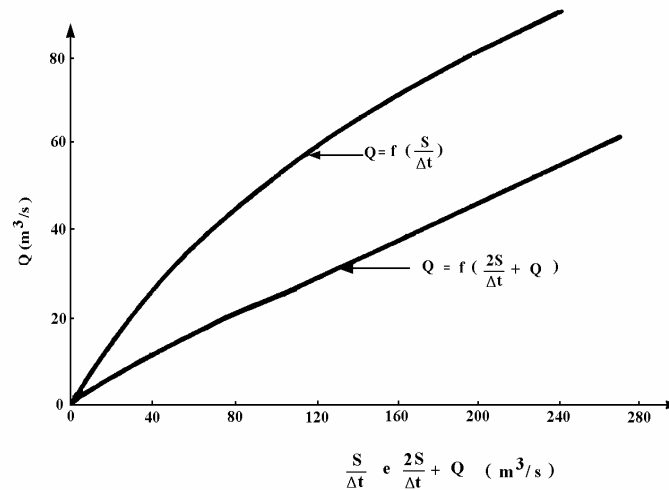


Figura 8.15 - Função vazão x armazenamento

Exemplo 8.5. Vamos supor neste exemplo, que o hidrograma gerado no exemplo 8.3 deva ser propagado no reservatório, e que se trata de um hidrograma representativo de uma situação de pós-ocupação. Consideraremos, por exemplo, que o reservatório será implantado para controlar o acréscimo de vazão decorrente da urbanização da área, conforme figura 8.16.

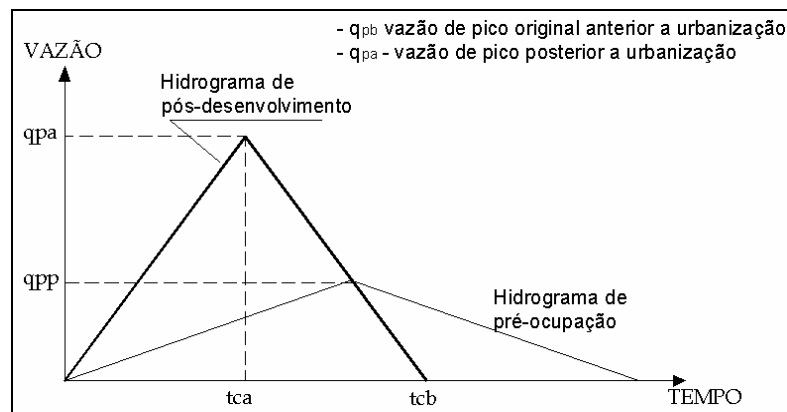


Figura 8.16 - Exemplo de situação de pré e pós-urbanização

O hidrograma representativo do estágio anterior à urbanização foi estimado utilizando a metodologia do hidrograma triangular do SCS apresentado no item anterior, com os seguintes parâmetros: $t_c = 11$ minutos e $CN = 77.5$; o procedimento de cálculo, a equação IDF e o TR foram iguais aos apresentados no exemplo 8.4. O hidrograma resultante da condição de pré-ocupação encontra-se na figura 8.17.

A vazão máxima que pode ser drenada é de $5\text{m}^3/\text{s}$, portanto deve-se planejar o reservatório de forma a impedir a propagação de vazões superiores a esta. O reservatório estudado possuirá um descarregador de fundo e um vertedor de emergência.

Solução: Primeiramente deve-se fazer uma estimativa do volume necessário para o armazenamento. Esta estimativa preliminar pode ser feita a partir do hidrograma a ser armazenado, conforme a figura 8.18. Neste caso o volume aproximado foi de 13.087 m^3 . Cabe lembrar que o volume final do reservatório somente será conhecido após verificado o funcionamento das estruturas hidráulicas (entradas e saídas).

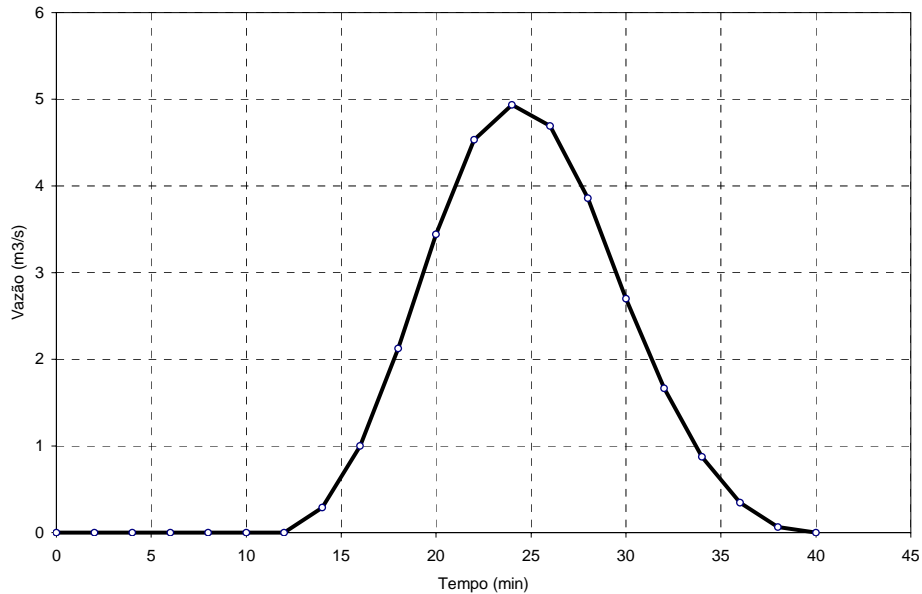


Figura 8.17 - Hidrograma de pré-ocupação

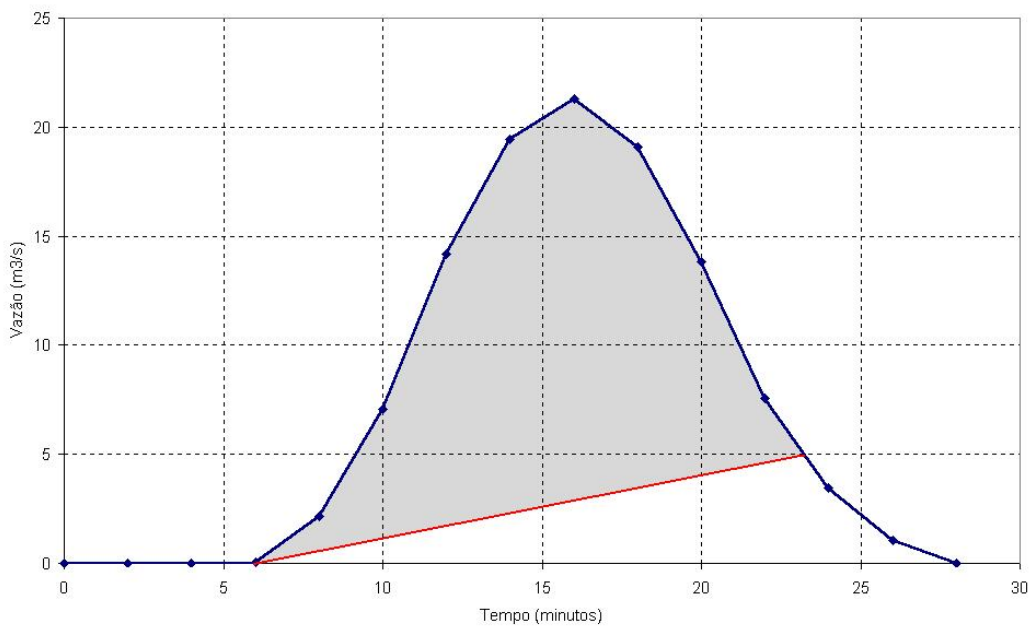


Figura 8.18 - Estimativa do volume de armazenamento necessário

Vamos considerando que para haver uma drenagem adequada, ou seja, sem afogamento do descarregador de fundo, o reservatório deverá ter no máximo 2,5m de altura (considerando a partir da cota do terreno para o fundo do reservatório). Conhecidos os dados básicos para o dimensionamento do reservatório, deve-se conhecer a área disponível para a implementação da estrutura e a forma que será utilizada (de acordo com condicionantes físicos ou de projeto). O reservatório poderá ter qualquer forma. Supondo que há condicionantes locais, e que o reservatório será retangular, que têm expressão já pronta para a relação cota x armazenamento ($z \times S$). Caso se escolha, por motivos diversos tais como adequação ao paisagismo, uma forma não convencional, entra-se com a curva $z \times S$ como um dado, no modelo de procedimento de projeto "Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório".

Modelo de procedimento de projeto		
Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório		
Projetista:		
Empresa:		
Data:		
Projeto: Dimensionamento de reservatório		
Localização:		
1. Volume mínimo necessário (V_{min})	$V_{min} = \underline{13.087} \text{ m}^3$	
2. Forma		
Retangular <input checked="" type="checkbox"/> Tronco pirâmide <input type="checkbox"/> Outra <input type="checkbox"/>		
3. Tronco de pirâmide (Se outra forma, não preencha)		
Comprimento da base inferior c_{inf}	$c_{inf} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}$	
Comprimento da base superior c_{sup}	$c_{sup} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}$	
Largura da base inferior l_{inf}	$l_{inf} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}$	
Largura da base superior l_{sup}	$l_{sup} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}$	
$A_{inf} = l_{inf} \cdot c_{inf}$	$A_{inf} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}^2$	
$A_{sup} = l_{sup} \cdot c_{sup}$	$A_{sup} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}^2$	
Profundidade P	$P = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}$	
Volume $V = P/3 \cdot [A_{inf} + A_{sup} + (A_{inf} \cdot A_{sup})^{1/2}]$	$V = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}^3$	
Talude I (horizontal/vertical)	$I = \underline{\hspace{2cm}}$	
4. Retangular (Se outra forma, não preencha)		
Comprimento c	$c = \underline{80} \text{ m}$	
Largura l	$l = \underline{70} \text{ m}$	
Profundidade P	$P = \underline{2} \text{ m}$	
Área $A = l \cdot c$	$A = \underline{5600} \text{ m}^2$	
Volume $V = A \cdot P$	$V = \underline{11200} \text{ m}^3$	
5. Cotas do reservatório		
Cota de fundo Z_o	$Z_o = \underline{53,2} \text{ m}$	
Cota topo $Z = Z_o + P$	$Z = \underline{56,2} \text{ m}$	
6. Armazenamento Inicial (S_o)	$S_o = \underline{0} \text{ m}^3$	
7. Curva cota x Armazenamento		
Caso o reservatório seja <i>retangular</i> , S é calculado por:		
$S = c \cdot l \cdot prof$		
Caso o reservatório seja na forma de tronco de <i>pirâmide</i> S é calculado por:		
$S = V - [(P - prof)/3] \cdot \{ A_{inf} + (l_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) + [A_{inf} \cdot (l_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof)]^{1/2} \}$		
Caso a forma seja outra, forneça a curva z x S como dado de entrada		
Onde: prof é cada uma das profundidades discretizadas		
	Prof (m)	z = zo + prof (m) S (m³)
	0.0	53.20 0.0
	0.1	53.30 560.0
	0.2	53.40 1120.0
	0.3	53.50 1680.0
	0.4	53.60 2240.0
	0.5	53.70 2800.0
	0.6	53.80 3360.0
	0.7	53.90 3920.0
	0.8	54.00 4480.0
	0.9	54.10 5040.0
	1.0	54.20 5600.0
	1.1	54.30 6160.0
	1.2	54.40 6720.0
	1.3	54.50 7280.0
	1.4	54.60 7840.0
	1.5	54.70 8400.0
	1.6	54.80 8960.0
	1.7	54.90 9520.0
	1.8	55.00 10080.0
	1.9	55.10 10640.0
	2.0	55.20 11200.0
	1.9	55.10 10640.0
	2.0	55.20 11200.0

Caso exista um ajuste $Z = aS^b$, informar os valores das constantes a e b Caso haja outro tipo de ajuste, informar a equação Caso haja $S/\Delta t = f4(Q_{df})$ ajustada, informar Caso haja $Q_{df} = f1(2S/\Delta t + Q)$ ajustada, informar	2.1	55.30	11760.0
	2.5	55.70	14000.0
8. Existe by-pass na entrada do reservatório Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>	a = _____		b = _____
Se a resposta for Sim, deve-se informar $Q_{by-pass}$	$Q_{by-pass} =$ <input type="text"/> m^3/s		
9. Intervalo de tempo de cálculo Δt cálculo do hidrograma a ser propagado	$\Delta t =$ <input type="text" value="120"/> s		
9. Estruturas de descarga Existe descarregador? Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Existe vertedor? Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>	Se a resposta for Sim, para qualquer uma das duas perguntas acima, deve-se preencher o "Modelo de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor"		
Observações: Embora o volume disponível reservada para armazenamento seja menor que o necessário, deve-se considerar que a estimativa preliminar não considera a descarga pelo descarregador de fundo.			

A fase seguinte é preencher o modelo complementar: "Modelo de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor".

Modelo de procedimento de projeto	
Descarregador de fundo e/ou Vertedor	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto: Dimensionamento de reservatório	
Localização:	
<p>1. Descarregador de fundo:</p> <p>1.1 Número de descarregadores de fundo</p> <p>1.2. Forma da seção de saída Retangular <input type="checkbox"/> Circular <input checked="" type="checkbox"/></p> <p>1.3. Tipo de funcionamento (orifício ou bocal) Orifício <input type="checkbox"/> Bocal <input checked="" type="checkbox"/></p> <p>1.4. Existe restrição de vazão de saída do reservatório? Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/></p> <p>Se a resposta for Sim., preencher $Q_{máxdf}$</p> <p>1.5. Área da seção transversal do descarregador Coeficiente de descarga C_d (conforme tabela 6.13) Profundidade total do reservatório H_t (<i>instalar descarregador no fundo</i>) Profundidade do útil reservatório H</p> <p>5.1 Se a resposta foi Sim no item 4: Calcular a área da seção transversal do descarregador usando a equação</p> $A_c = \frac{Q_{máxdf}}{C' \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$ <p>5.2 Se a resposta foi Não: informar a área da seção transversal do descarregador</p> <p>1.6. Dimensionamento do descarregador</p> <p>6.1 Caso o descarregador seja circular: $A_c = 0,25 \cdot \pi \cdot (\text{Diam})^2$ Diâmetro adotado $\text{Diam} = \sqrt{A_c / \pi} \cdot 0,25$ Diâmetro adotado</p> <p>6.2 Caso o descarregador seja retangular: $A_c = l_c \cdot h_c$ Comprimento do descarregador l_c Altura adotada h_c</p> <p>1.7 Bocal (Não preencher se for orifício) Comprimento descarregador (L)</p> <p>1.8 Orifício (Não preencher se for bocal) Comprimento descarregador (L)</p> <p>2. Vertedor: Comprimento do vertedor (L_v) Cota da crista do vertedor (Z_w) Coeficiente de descarga C_v (conforme item 6.4.5)</p>	<p>$N = \underline{\quad 1 \quad}$</p> <p>$Q_{máxdf} = \underline{\quad 5,00 \quad} \text{ m}^3/\text{s}$</p> <p>$C_d = \underline{\quad 0,50 \quad}$ $H_t = \underline{\quad 2,50 \quad} \text{ m}$ $H = \underline{\quad 2,10 \quad} \text{ m}$</p> <p>$A_c = \underline{\quad 1,56 \quad} \text{ m}^2$ $A_c = \underline{\quad \quad \quad} \text{ m}^2$</p> <p>$\text{Diam} = \underline{\quad 1,40 \quad} \text{ m}$ $\text{Diam}' = \underline{\quad 1,40 \quad} \text{ m}$</p> <p>$l_c = \underline{\quad \quad \quad} \text{ m}$ $h_c = \underline{\quad \quad \quad} \text{ m}$</p> <p>$L = \underline{\quad 15,0 \quad} \text{ m}$</p> <p>$L = \underline{\quad \quad \quad} \text{ m}$</p> <p>$L_v = \underline{\quad 10 \quad} \text{ m}$ $Z_w = \underline{\quad 55,2 \quad} \text{ m}$ $C_v = \underline{\quad 0,86 \quad}$</p>
Observações:	

O próximo passo é a construção da curva da função conhecida f_1 ($Q = f_1(Q + 2S/\Delta S)$). Neste exemplo esta função existirá para o descarregador de fundo e vertedor. A planilha P4 mostra o procedimento de cálculo para este fim.

Planilha P4 - exemplo 8.5

Col1	Col2	Col3	Col4	Col5	Col6	Col7	Col8
Altura (m)	Armazenamento (m ³)	Z (m)	Q vertedor (m ³ /s)	Q descarregador (m ³ /s)	(2S/dt) (m ³ /s)	(2S/dt) + Qdesc + Q vert (m ³ /s)	Q saída (m ³ /s)
0.0	0.0	53.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	560.0	53.30	0.00	1.18	9.33	10.42	1.09
0.2	1120.0	53.40	0.00	1.67	18.67	20.21	1.54
0.3	1680.0	53.50	0.00	2.04	28.00	29.89	1.89
0.4	2240.0	53.60	0.00	2.36	37.33	39.52	2.18
0.5	2800.0	53.70	0.00	2.64	46.67	49.11	2.44
0.6	3360.0	53.80	0.00	2.89	56.00	58.67	2.67
0.7	3920.0	53.90	0.00	3.12	65.33	68.22	2.89
0.8	4480.0	54.00	0.00	3.33	74.67	77.75	3.09
0.9	5040.0	54.10	0.00	3.54	84.00	87.27	3.27
1.0	5600.0	54.20	0.00	3.73	93.33	96.78	3.45
1.1	6160.0	54.30	0.00	3.91	102.67	106.29	3.62
1.2	6720.0	54.40	0.00	4.08	112.00	115.78	3.78
1.3	7280.0	54.50	0.00	4.25	121.33	125.27	3.93
1.4	7840.0	54.60	0.00	4.41	130.67	134.75	4.08
1.5	8400.0	54.70	0.00	4.56	140.00	144.23	4.23
1.6	8960.0	54.80	0.00	4.71	149.33	153.70	4.36
1.7	9520.0	54.90	0.00	4.86	158.67	163.17	4.50
1.8	10080.0	55.00	0.00	5.00	168.00	172.63	4.63
1.9	10640.0	55.10	0.00	5.14	177.33	182.09	4.76
2.0	11200.0	55.20	0.00	5.27	186.67	191.55	4.88
2.1	11760.0	55.30	0.80	5.40	196.00	201.80	5.80
2.5	14000.0	55.70	8.98	5.46	233.33	247.77	14.43

Onde:

Col. 1: é a altura do reservatório, discretizada em intervalos. Neste exemplo a altura do reservatório foi discretizada em intervalos de 10cm.

Col. 2: foi calculada no item 7 do “Modelo de procedimento de projeto - Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório”.

Col. 3: corresponde à cota referenciada que é atingida dentro do reservatório. $Z = Z_0 + \text{Altura}$ (Z_0 está especificado no “Modelo de procedimento de projeto - Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório”, e altura é a Col. 1).

Col. 4: vazão vertida pelo vertedor. Calculada a partir da equação:

$$Q_v = \frac{2}{3} \cdot C_v \cdot L_v \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (Z - Z_w)^{1,5}$$

Onde: g é a aceleração da gravidade m/s^2 ; C_v e L_v estão especificados no “Modelo de procedimento de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor”.

Substituindo as colunas da planilha P4 na equação, resulta:

$$Q_v = \frac{2}{3} \cdot C_v \cdot L_v \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (Col3 - 55,2)^{1,5}$$

Col. 5: vazão drenada pelo descarregador de fundo. Calculada a partir da equação:

$$Q = C_d \cdot A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Onde: g é a aceleração da gravidade m/s^2 ; C_d e A_c estão especificados no “Modelo de procedimento de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor”.

Substituindo as colunas da planilha P4 na equação, resulta:

$$Q = C_d \cdot A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Col1}$$

Col. 6: armazenamento no reservatório em intervalos de tempo de cálculo do hidrograma de entrada. $(2S/\Delta t) = (2 \cdot Col.2)/\Delta t$.

Δt está definido no “Modelo de procedimento de projeto - Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório”.

Col. 7: Col. 4 + Col. 5 + Col. 6

Col. 8: Col. 4 + Col. 5 (vazão de saída)

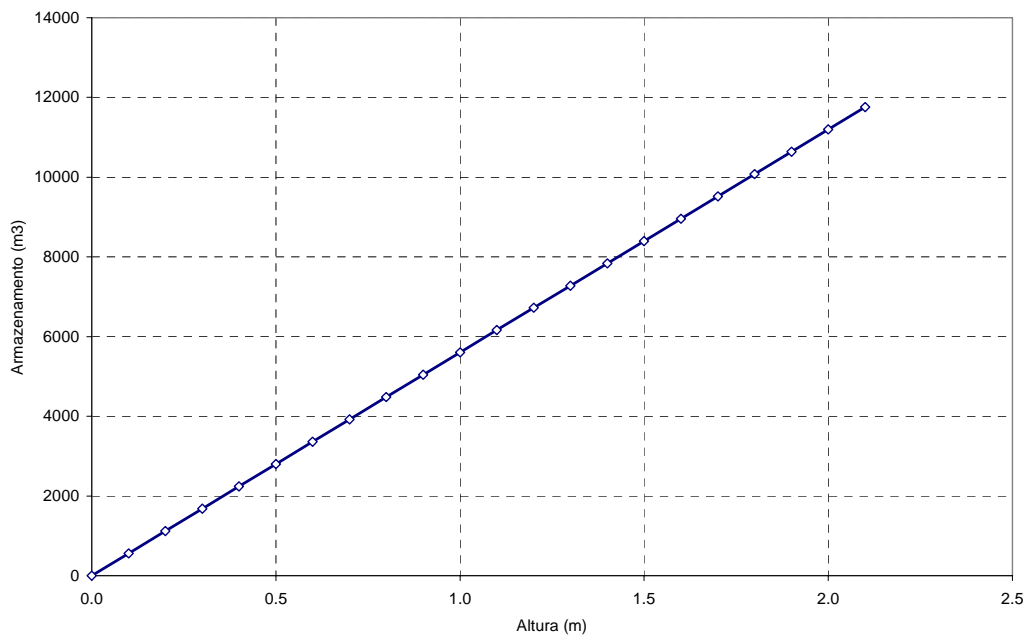


Figura 8.19 – Curva de armazenamento reservatório (Col. 1 x Col. 2 – Planilha P4)

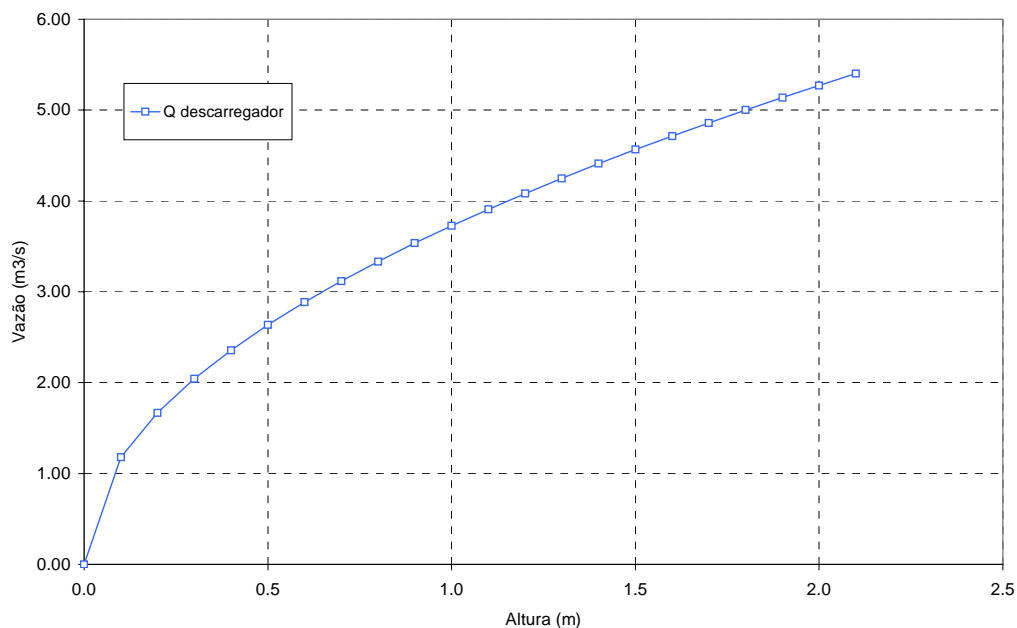


Figura 8.20 – Curva de vazão do descarregador de fundo (Col. 1 x Col. 5 – Planilha P4)

A partir dos cálculos, a propagação do hidrograma está apresentada na planilha P5.

Planilha P5 – exemplo 8.5

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
t	I entrada	$I_t + I_{t+1} - O_t + 2S/dt$	h	(2S/t)	Q saída
(s)	(m³/s)	(m³/s)	(m)	(m³/s)	(m³/s)
0	0.00	-	0.00	0.00	0.00
120	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
240	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
360	0.03	0.03	0.00	0.03	0.00
480	2.14	2.20	0.02	1.97	0.23
600	7.04	10.92	0.11	9.81	1.11
720	14.16	29.90	0.30	28.01	1.89
840	19.44	59.72	0.61	57.03	2.70
960	21.27	95.04	0.98	91.62	3.42
1080	19.07	128.54	1.33	124.56	3.99
1200	13.83	153.47	1.60	149.11	4.36
1320	7.59	166.16	1.73	161.62	4.54
1440	3.45	168.12	1.75	163.55	4.57
1560	1.04	163.48	1.70	158.97	4.50
1680	0.00	155.51	1.62	151.12	4.39
1800		146.73	1.53	142.46	4.26
1920		138.20	1.44	134.07	4.13
2040		129.93	1.35	125.93	4.01
2160		121.92	1.26	118.04	3.88
2280		114.16	1.18	110.41	3.75
2400		106.65	1.10	103.03	3.62
2520		99.40	1.03	95.91	3.50
2640		92.41	0.95	89.04	3.37
2760		85.67	0.88	82.43	3.24
2880		79.19	0.82	76.07	3.11
2892		72.96	0.75	69.97	2.99
3012		66.99	0.69	64.13	2.86

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
t (s)	I entrada (m ³ /s)	$I_t + I_{t+1} - Q_t + 2S_t/\Delta t$ (m ³ /s)	h (m)	(2S _t /t) (m ³ /s)	Q saída (m ³ /s)
3132		0.00	0.00	0.00	0.00
3252		0.00	0.00	0.00	0.00
3372		0.00	0.00	0.00	0.00
3492		0.00	0.00	0.00	0.00
3612		0.00	0.00	0.00	0.00
3732		2.04	0.02	1.83	0.21
3852		12.82	0.12	11.62	1.20
3972		34.02	0.34	32.01	2.02
4092		60.70	0.62	57.98	2.73
4212		85.59	0.88	82.35	3.24
4332		102.01	1.06	98.47	3.57
4452		106.31	1.10	102.69	3.65
4572		101.63	1.05	98.09	3.54
4692		94.55	0.98	91.14	3.41
4812		87.73	0.90	84.45	3.28
4932		81.17	0.84	78.01	3.15
5052		74.86	0.77	71.83	3.03
5172		68.81	0.71	65.91	2.90
5292		63.01	0.65	60.24	2.77
5412		57.47	0.59	54.83	2.64
5532		52.18	0.53	49.67	2.51
5652		47.15	0.48	44.77	2.39
5772		42.38	0.43	40.12	2.26
5892		37.86	0.38	35.73	2.13
:		:	:	:	:
:		:	:	:	:
7452		0.05	0.00	0.04	0.00

Onde:

Col. 1: intervalo de tempo de propagação (segundos).

Col. 2: hidrograma de a ser propagado no reservatório.

Col. 3: Esta coluna representa o termo da direita da equação 8.15 ($Q_{t+1} + 2.S_{t+1}/\Delta t = I_t + I_{t+1} - Q_t + 2.S_t/\Delta t$).

Para o primeiro intervalo de tempo, o armazenamento inicial é conhecido ($S_0=0$), o armazenamento é nulo e a Q saída é nula. Conhecido o valor do termo da direita da equação 8.15 (1,78), calcula-se a cota atingida no reservatório (h) , consultando as colunas 7 e 3 da Planilha P4. Determina-se ($2.S_t/\Delta t$) consultando as colunas 6 e 7 da Planilha P4, na mesma planilha, determina-se Q_t consultando as colunas 7 e 8. O mesmo procedimento é feito para todos os intervalos de tempo seguinte, até haver a completa propagação no reservatório.

Col. 4: cota atingida no interior do reservatório. Calculada conforme apresentado acima.

Col. 5: armazenamento/ Δt no interior do reservatório. Calculada conforme apresentado acima.

Col. 6: vazão de saída do reservatório. Calculada conforme apresentado acima.

Os hidrogramas de entrada e saída do reservatório podem ser vistos na figura 8.21. Na figura 8.22 são graficadas as cotas atingidas no interior do reservatório.

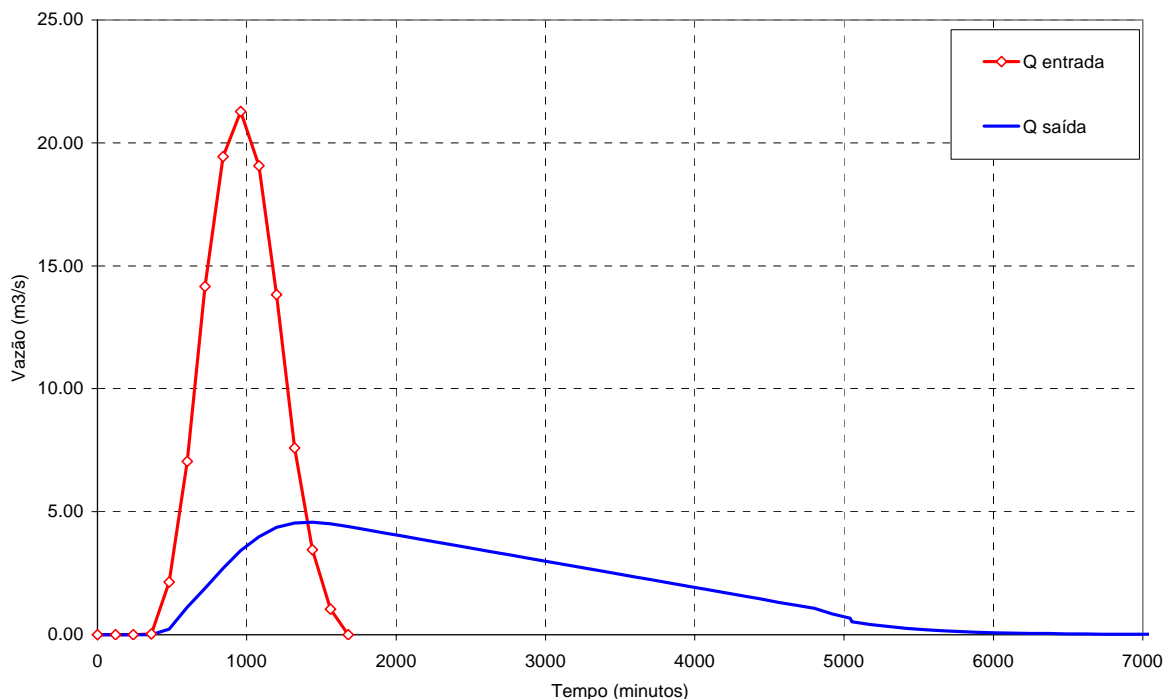


Figura 8.21 – Hidrogramas de entrada e saída do reservatório.

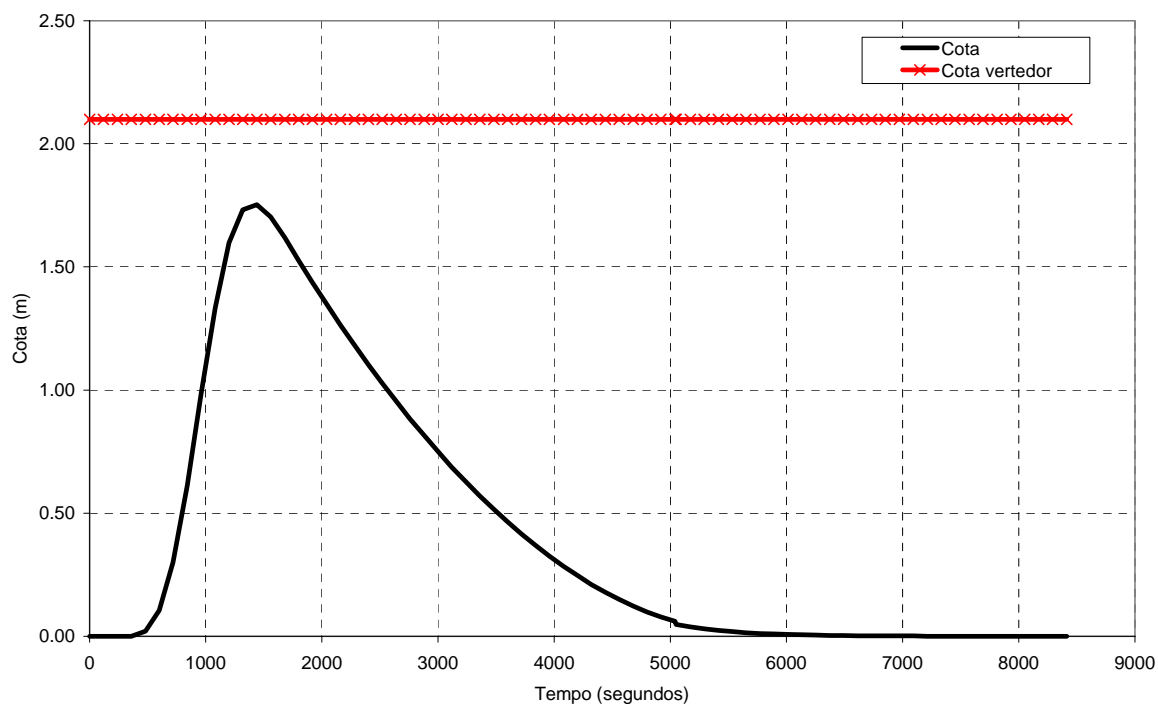


Figura 8.22 – Cotas atingidas pela água no interior do reservatório.

Conforme os resultados da propagação, verifica-se que a vazão máxima ocorreu aos 1440s e foi de $4,57\text{m}^3/\text{s}$. Como a máxima vazão permissível é de $5\text{m}^3/\text{s}$, o dimensionamento foi adequado. Na figura 8.22 pode-se verificar que o reservatório ficou com certa folga; para minimizar a mesma, pode ser reduzida a profundidade útil do reservatório. Caso se decida otimizar as dimensões do reservatório, deve-se fazer uma nova verificação. Vale lembrar que qualquer alteração nas características das estruturas de descarga, ou na curva de armazenamento altera o resultado da propagação, portanto o processo deve ser refeito.

Exemplo 8.6. Vamos refazer o exemplo 8.5, considerando que agora o reservatório estará operando com uma estrutura do tipo by-pass na entrada (este tipo de estrutura está descrito em detalhe no Capítulo 7 – Item 7.5.1 Disposição espacial do reservatório), evitando assim, que o reservatório encha para chuvas com tempos de retorno muito baixos. Vamos considerar agora, que a rede de macrodrenagem a jusante tem capacidade para escoar uma vazão máxima de $10\text{m}^3/\text{s}$.

A vazão que deve passar pelo by-pass deve ser definida no projeto preliminar, mas vamos considerar que neste exemplo ela seja conhecida, e igual a $5\text{m}^3/\text{s}$, o que significa que entrará água no reservatório somente se a vazão do hidrograma for maior que este valor, e que deverá sair do reservatório no máximo $5\text{m}^3/\text{s}$ para não exceder a capacidade da rede a jusante.

O reservatório estudado possuirá um descarregador de fundo e um vertedor de emergência.

Solução: Conforme o procedimento anterior, deve-se fazer uma estimativa inicial do volume necessário para o armazenamento. Esta estimativa preliminar pode ser feita a partir do hidrograma da figura 8.23. Nesta figura foi traçada a vazão limite do by-pass, e o volume na região compreendida entre esta linha e o hidrograma fornece uma idéia do volume mínimo a ser armazenado. Neste caso o volume aproximado foi de 9.690 m^3 . Neste caso também, o volume final do reservatório somente será conhecido após verificado o funcionamento das estruturas hidráulicas (entradas e saídas).

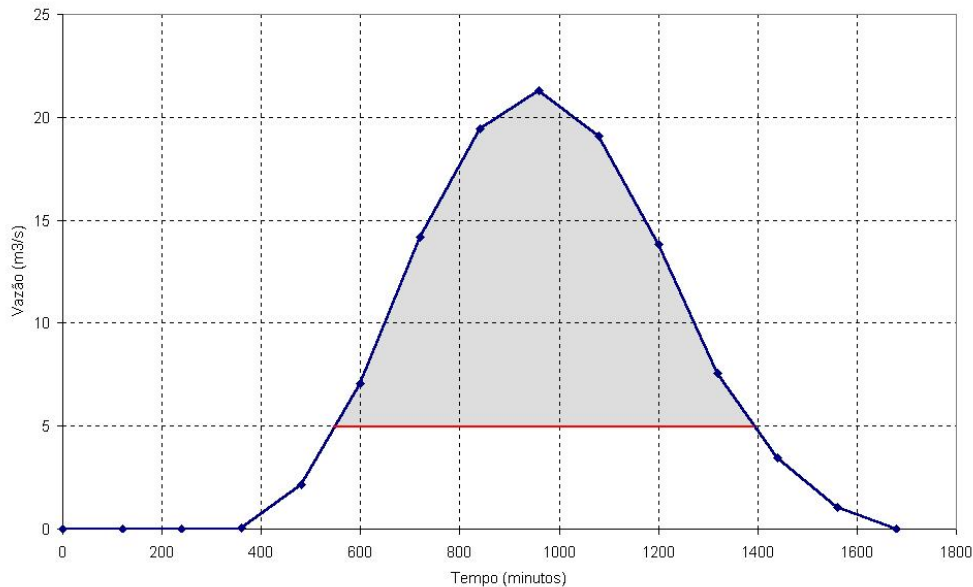


Figura 8.23 – Estimativa de volume de armazenamento necessário

Considerando a mesma altura do reservatório dimensionado no exemplo anterior, e a mesma curva cota x armazenamento ($z \times S$). Preenche-se novamente o modelo de procedimento de projeto “Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório”.

Modelo de procedimento de projeto		
Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório		
Projetista:		
Empresa:		
Data:		
Projeto: Dimensionamento de reservatório com by-pass		
Localização:		
1. Volume mínimo necessário (V_{min})	$V_{min} =$	9.690 m ³
2. Forma		
Retangular <input checked="" type="checkbox"/> Tronco pirâmide <input type="checkbox"/> Outra <input type="checkbox"/>		
3. Tronco de pirâmide (Se outra forma, não preencha)		
Comprimento da base inferior c_{inf}	$c_{inf} =$	_____ m
Comprimento da base superior c_{sup}	$c_{sup} =$	_____ m
Largura da base inferior l_{inf}	$l_{inf} =$	_____ m
Largura da base superior l_{sup}	$l_{sup} =$	_____ m
$A_{inf} = l_{inf} \cdot c_{inf}$	$A_{inf} =$	_____ m ²
$A_{sup} = l_{sup} \cdot c_{sup}$	$A_{sup} =$	_____ m ²
Profundidade P	P =	_____ m
Volume $V = P/3 \cdot [A_{inf} + A_{sup} + (A_{inf} \cdot A_{sup})^{1/2}]$	V =	_____ m ³
Talude I (horizontal/vertical)	I =	_____
4. Retangular (Se outra forma, não preencha)		
Comprimento c	c =	80 m
Largura l	l =	70 m
Profundidade P	P =	2 m
Área $A = l \cdot c$	A =	5600 m ²
Volume $V = A \cdot P$	V =	16800 m ³
5. Cotas do reservatório		
Cota de fundo Z_o	$Z_o =$	53,2 m
Cota topo $Z = Z_o + P$	Z =	56,2 m
6. Armazenamento Inicial (S_o)	$S_o =$	0 m ³
7. Curva cota x Armazenamento		
Caso o reservatório seja <i>retangular</i> , S é calculado por: $S = c \cdot l \cdot prof$	Prof (m)	z = z _o + prof (m) S (m ³)
Caso o reservatório seja na forma de tronco de pirâmide S é calculado por: $S = V - [(P - prof)/3] \cdot \{ A_{inf} + (l_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) + [A_{inf} \cdot (l_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof)]^{1/2} \}$		
Caso a forma seja outra, forneça a curva z x S como Dado de entrada		
Onde: prof é cada uma das profundidades discretizadas.		
	0.0	53.20 0.0
	0.1	53.30 560.0
	0.2	53.40 1120.0
	0.3	53.50 1680.0
	0.4	53.60 2240.0
	0.5	53.70 2800.0
	0.6	53.80 3360.0
	0.7	53.90 3920.0
	0.8	54.00 4480.0
	0.9	54.10 5040.0
	1.0	54.20 5600.0
	1.1	54.30 6160.0
	1.2	54.40 6720.0
	1.3	54.50 7280.0
	1.4	54.60 7840.0
	1.5	54.70 8400.0
	1.6	54.80 8960.0
	1.7	54.90 9520.0
	1.8	55.00 10080.0
	1.9	55.10 10640.0
	2.0	55.20 11200.0

	1.9	55.10	10640.0
	2.0	55.20	11200.0
	2.1	55.30	11760.0
	2.5	55.80	14000.0
	3.0	56.30	16800.0
Caso exista um ajuste $Z = aS^b$, informar os valores das constantes a e b	a = _____ b = _____		
Caso haja outro tipo de ajuste, informar a equação			
Caso haja $S/\square t = f4(Q_{df})$ ajustada, informar			
Caso haja $Q_{df} = f1(2S/\square t + Q)$ ajustada, informar			
8. Existe by-pass na entrada do reservatório			
Sim	<input checked="" type="checkbox"/>		
Não	<input type="checkbox"/>		
Se a resposta for Sim, deve-se informar $Q_{by-pass}$	$Q_{by-pass} = \underline{5,0} \text{ m}^3/\text{s}$		
9. Intervalo de tempo de cálculo			
Δt cálculo do hidrograma a ser propagado	$\Delta t = \underline{120} \text{ s}$		
9. Estruturas de descarga			
Existe descarregador?	Sim	<input checked="" type="checkbox"/>	
	Não	<input type="checkbox"/>	
Existe vertedor?	Sim	<input checked="" type="checkbox"/>	
	Não	<input type="checkbox"/>	
Se a resposta for Sim, para qualquer uma das duas perguntas acima, deve-se preencher o "Modelo de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor"			
Observações:			

A fase seguinte é preencher o modelo complementar: "Modelo de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor". Como não houve alteração da vazão máxima de descarga do reservatório, o modelo é idêntico ao preenchido no exemplo 8.5.

A planilha P4 preenchida no exemplo anterior continua válida para este exemplo, visto que não houve alteração nas características das estruturas de descarga. O próximo passo é a propagação do hidrograma afluente ao reservatório, apresentado na planilha P6 - exemplo 8.6. Deve-se observar que neste caso deve-se descontar a vazão que passa pelo by-pass do hidrograma afluente.

Planilha P6 - exemplo 8.6

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6	Col. 7	Col. 8
t (s)	I entrada (m ³ /s)	Q by-pass (m ³ /s)	I' entrada (m ³ /s)	It + It+1 - Ot + 2S/dt (m ³ /s)	H (m)	(2S/t) (m ³ /s)	Q saída (m ³ /s)
0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
120	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
240	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
360	0.03	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
480	2.14	2.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
600	7.04	5.0	2.04	2.04	0.02	1.83	0.21
720	14.16	5.0	9.16	12.82	0.12	11.62	1.20
840	19.44	5.0	14.44	34.02	0.34	32.01	2.02
960	21.27	5.0	16.27	60.70	0.62	57.98	2.73
1080	19.07	5.0	14.07	85.59	0.88	82.35	3.24
1200	13.83	5.0	8.83	102.01	1.06	98.47	3.57
1320	7.59	5.0	2.59	106.31	1.10	102.69	3.65
1440	3.45	3.5	0.00	101.63	1.05	98.09	3.54
1560	1.04	1.0	0.00	94.55	0.98	91.14	3.41
1680	0.00	0.0	0.00	87.73	0.90	84.45	3.28
1800				81.17	0.84	78.01	3.15
1920				74.86	0.77	71.83	3.03
2040				68.81	0.71	65.91	2.90
2160				63.01	0.65	60.24	2.77
2280				57.47	0.59	54.83	2.64
2400				52.18	0.53	49.67	2.51
2520				47.15	0.48	44.77	2.39
2640				42.38	0.43	40.12	2.26
2760				37.86	0.38	35.73	2.13
2880				33.60	0.34	31.59	2.00
3000				29.59	0.30	27.71	1.88
3120				25.83	0.26	24.09	1.74
3240				22.35	0.22	20.73	1.62
3360				19.11	0.19	17.61	1.49
3480				16.12	0.16	14.77	1.35
3600				13.41	0.13	12.18	1.23
3720				10.96	0.11	9.84	1.12
3840				8.72	0.08	7.81	0.91
3960				6.90	0.07	6.18	0.72
4080				5.45	0.05	4.88	0.57
4200				4.31	0.04	3.86	0.45
4320				3.41	0.03	3.05	0.36
4440				2.70	0.03	2.41	0.28
:				:	:	:	:
:				:	:	:	:
6492				0.04	0.00	0.04	0.00

Onde:

Col. 1: intervalo de tempo de propagação (segundos).

Col. 2: hidrograma afluente ao reservatório.

Col. 3: vazão máxima drenada no by-pass para todos os intervalos de tempo de simulação.

Col. 4: hidrograma a ser propagado no reservatório. Col. 4 = Col. 2 - Col. 3

Col. 5: procedimento conforme explicado para a Col. 3 da planilha P5.

Col. 6: procedimento conforme explicado para a Col. 4 da planilha P5.

Col. 7: procedimento conforme explicado para a Col. 5 da planilha P5.

Col. 8: procedimento conforme explicado para a Col. 6 da planilha P5.

Os hidrogramas de entrada e saída do reservatório podem ser vistos na figura 8.24; na figura 8.25 estão graficados o hidrograma que entra no reservatório, o hidrograma que sai do reservatório, o hidrograma que passa pelo by-pass, e a vazão final que entra na rede de macrodrenagem.

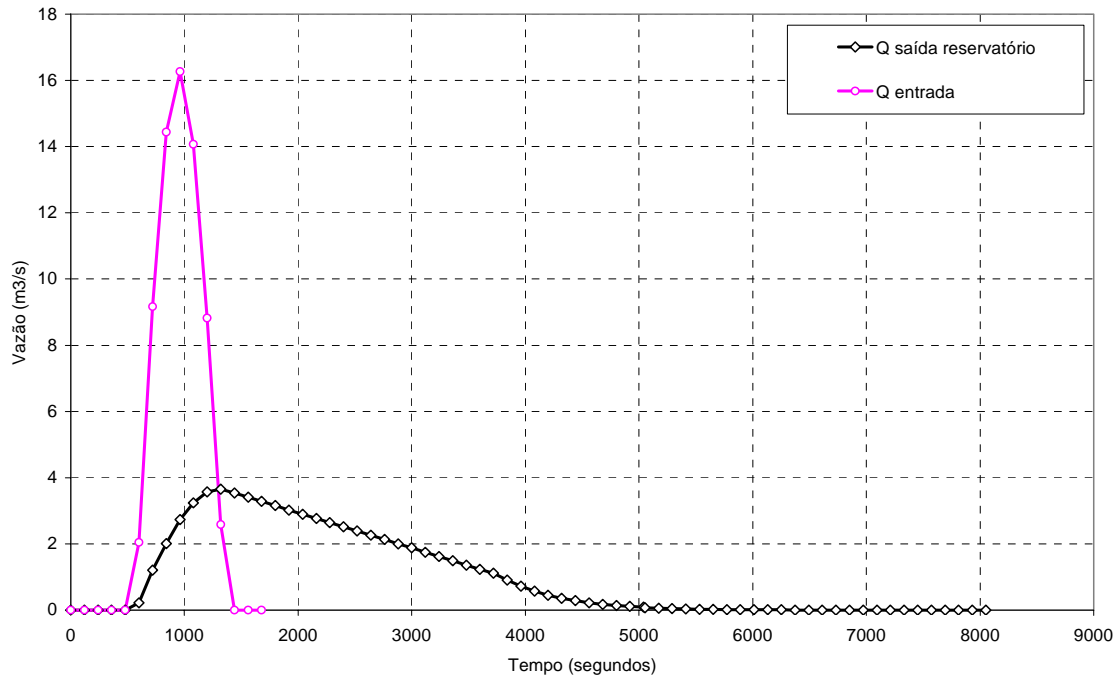


Figura 8.24 – Hidrogramas de entrada e saída do reservatório.

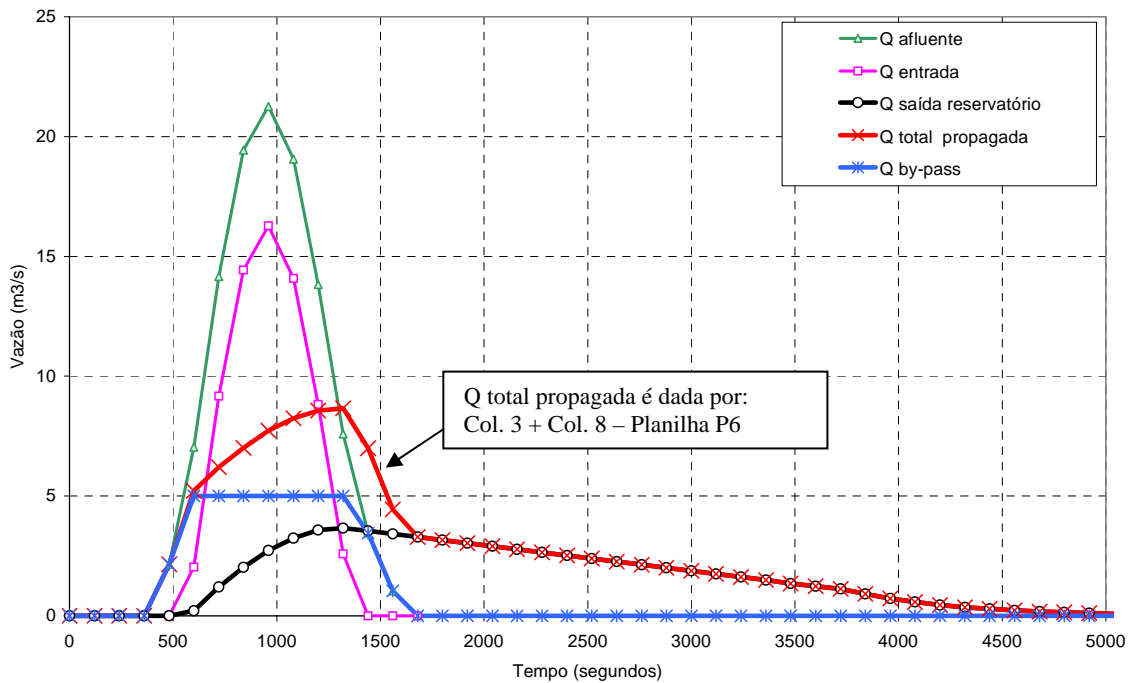


Figura 8.25 – Hidrogramas de entrada e saída do reservatório.

Na figura 8.26 são graficadas as cotas atingidas no interior do reservatório para este exemplo.

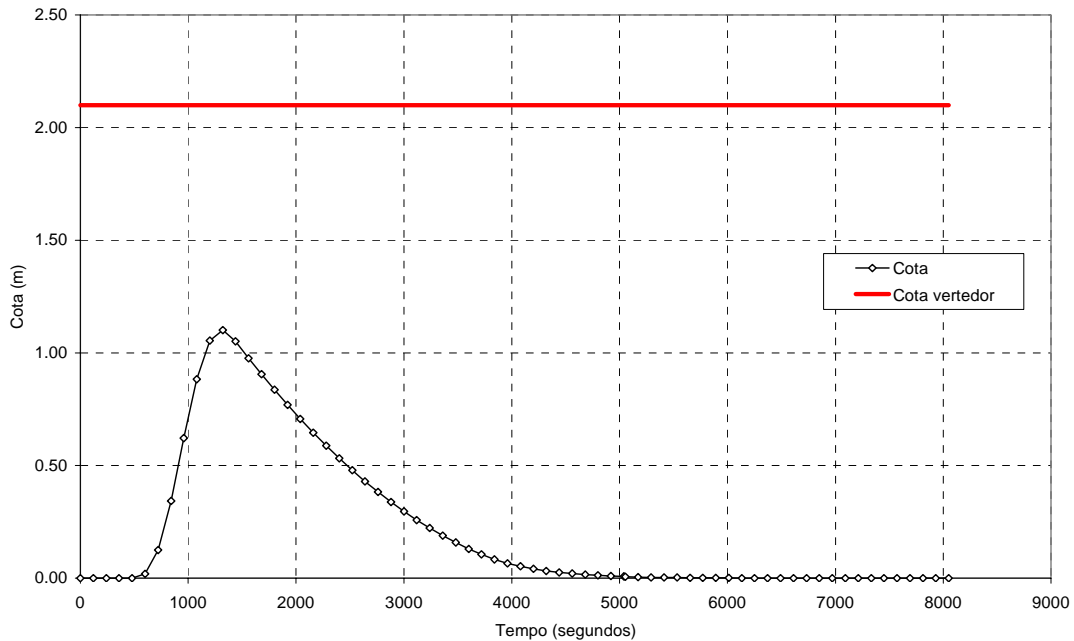


Figura 8.26 – Cotas atingidas pela água no interior do reservatório.

Conforme verifica-se na figura 8.25, a vazão máxima efluente da propagação no reservatório (8,65 m³/s) manteve-se abaixo dos 10m³/s (limite máximo). O projetista pode tentar otimizar esta vazão de saída, até que ela seja o mais próxima possível do limite máximo, alterando características como o volume de armazenamento, altura ou o descarregador de fundo. Através da figura 8.26, pode-se verificar também que o reservatório dimensionado ficou com muita folga; assim, pode-se sugerir, por exemplo, que seja utilizado um reservatório menos profundo, apenas levantando a cota de fundo do mesmo, o que não altera a propagação realizada; ou ainda pode-se sugerir que seja utilizada menos área em planta, reduzindo desta forma o volume, sendo que neste último caso os cálculos deverão ser refeitos, pois a vazão de saída do descarregador de fundo depende da carga hidráulica no interior do reservatório.

O exemplo apresentado mostra uma situação onde houve folga de dimensionamento, no entanto, podem ocorrer situações onde há o extravasamento do reservatório, neste caso, deve-se verificar se é possível aumentar a vazão de saída do reservatório, ou se é necessário aumentar o volume de reservação.

8.3 Verificação da linha de energia em regime permanente

As redes de drenagem devem ser dimensionadas de forma a transportar as vazões sem sobrecarregar o sistema. É necessário verificar a linha piezométrica na rede de drenagem, de forma a identificar os locais onde a linha piezométrica ultrapassa o nível das sarjetas, podendo haver refluxos de água para as ruas, e mesmo projetar as redes para que trabalhem sob pressão.

A metodologia de cálculo apresentada neste manual foi desenvolvida (Chow, 1959) para escoamento em regime permanente, e a equação utilizada para a determinação da linha de energia é de Bernoulli (equação 8.18), devendo ser aplicada entre duas seções do canal, conforme a figura 8.27.

$$Z_a + \frac{V_a^2}{2.g} = Z_b + \frac{V_b^2}{2.g} + hf \quad \text{equação 8.18}$$

onde:

Z_a e Z_b : são os níveis nas seções a e b;

V_a e V_b : velocidade nas seções respectivas;
 hf : somatório de perdas de carga entre seções.

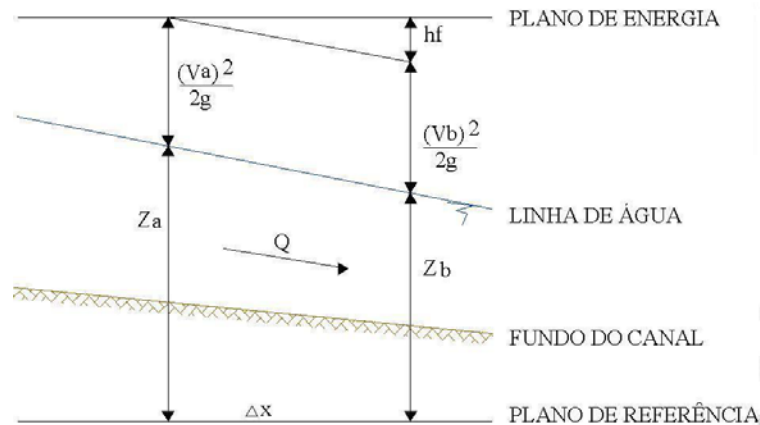


Figura 8.27 - Determinação da linha de energia utilizando a equação de Bernoulli

O termo hf pode ser separado em perdas de carga singulares ou localizadas (h_s) e perdas de carga lineares (h_l), então

$$hf = h_s + h_l \quad \text{equação 8.19}$$

cada um dos tipos de perda é descrito em maior detalhe a seguir.

8.3.1 Perda de carga linear ou por atrito

As perdas de carga linear devem-se principalmente ao atrito, e podem ser calculadas utilizando uma equação para condições de escoamento pleno derivada da equação de Manning.

$$Sf = \frac{19,62.n^2}{Rh^{1,33}} \cdot \left(\frac{V^2}{2.g} \right) \quad \text{equação 8.20}$$

onde:

Sf : declividade provocada pelo atrito (m/m);

V : velocidade do escoamento(m/s);

n : é o coeficiente de rugosidade de Manning (consultar tabela Anexo F);

g : aceleração gravidade (9,81 m/s²);

Rh : raio hidráulico (m), calculado conforme a equação:

$$Rh = \frac{A}{Pm} \quad \text{equação 8.21}$$

onde:

A : é a área da seção transversal (m²);

Pm : é o perímetro molhado da seção transversal (m).

Assim, a perda de carga linear é obtida a partir da multiplicação do resultado da equação 8.20 (perda de carga devido ao atrito) multiplicada pelo comprimento do conduto, conforme a equação 8.22.

$$h_l = Sf \cdot L \quad \text{equação 8.22}$$

8.3.2 Perda de carga singular ou localizada

Geralmente entre a entrada e saída dos condutos encontramos uma variedade de configurações no caminho de passagem do escoamento, tais como mudanças de tamanho, ramificações, curvas, junções, expansões e contrações. Estas configurações impõem perdas adicionais àquelas resultantes do atrito. As perdas podem ser expressas genericamente conforme a equação 8.23.

$$H = K \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{equação 8.23}$$

onde:

H : são as perdas de carga (m);

K : é o coeficiente de perdas;

V : é a velocidade do escoamento (m/s);

G : é a aceleração da gravidade (m/s²).

As equações para o cálculo das perdas de carga localizadas mais comuns em drenagem urbana, específicas para cada singularidade comentada estão descritas em detalhe no Anexo J. Para condições não especificadas neste Manual de Drenagem, deve-se consultar bibliografia especializada.

Além da verificação da linha de energia, deve-se assegurar que a velocidade no interior dos condutos obedeça às condições especificadas no Caderno de Encargos da cidade (DOP/DEP, 2005):

- Velocidade mínima 0,80 m/s;
- Velocidade máxima 5,00 m/s.

8.3.3 Determinação do tipo de regime de escoamento

Para iniciar o processo de cálculo, deve-se, primeiramente identificar que tipo de escoamento está ocorrendo no sistema. Os coeficientes de perda acima apresentados devem ser utilizados para o cálculo da linha de energia para escoamento em condição subcrítica, situação mais freqüente de ocorrência de escoamento em rede de drenagem urbana.

A determinação do tipo de escoamento deve ser feita a partir do cálculo do número de *Froude*, considerando a profundidade normal do escoamento. A seguir o processo é descrito em maior detalhe. Para uma revisão bibliográfica mais detalhada, ou ainda para proceder com o cálculo da linha de energia para escoamento em regime supercrítico, deve ser consultada literatura especializada em hidráulica (por exemplo: Porto, 2001; Neves, 1979; Chow, 1959)

8.3.3.1 Determinação do número de *Froude*

Um dos significados principais do número de *Froude* (F) nos projetos de drenagem urbana, é que ele representa a relação entre forças de inércia e gravidade do escoamento

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_n}} \quad \text{equação 8.24}$$

onde:

V : velocidade média do escoamento (m/s);

g : aceleração gravidade (m/s²).

h_n : profundidade normal (m).

A profundidade normal utilizada na equação 8.24 pode ser obtida diretamente do projeto ou determinada conforme apresentado no Anexo K - Equações para determinação da profundidade normal.

O valor do número de *Froude* permite identificar que tipo de regime de escoamento está ocorrendo no sistema:

- se $F < 1$:

Neste caso trata-se de escoamento em regime subcrítico. Neste tipo de regime o escoamento as forças gravitacionais têm efeito mais pronunciado; portanto, o escoamento tem baixa velocidade e grande profundidade, e é encontrado tipicamente em declividades suaves. Quando encontramos este tipo de escoamento, o cálculo da linha de energia deve ser realizado de jusante para montante;

- se $F = 1$:

Quando o número de *Froude* é igual à unidade, diz-se que o regime de escoamento é crítico. Este tipo de regime deve ser evitado em projetos de drenagem urbana, pois torna o sistema instável;

- se $F > 1$:

Se o número de *Froude* é maior que um, o regime de escoamento é o supercrítico, caracterizado pela preponderância das forças inerciais sobre as gravitacionais; o escoamento tem alta velocidade e baixa profundidade. Este tipo deve ser evitado, pois existe grande probabilidade de provocar a erosão das canalizações. Conforme mencionado anteriormente, para este tipo de escoamento o cálculo da linha de energia não será feito de forma detalhada neste manual, portanto, caso seja esta a situação, uma literatura especializada deve ser consultada.

Portanto, determinado o número de *Froude*, se ele for menor que a unidade, deve-se utilizar o procedimento apresentado a seguir, aplicando as metodologias apresentadas no item 8.3

Exemplo 8.7. Deseja-se saber se o cálculo de linha de energia do canal trapezoidal apresentado na figura 8.28 deve ser feito de montante para jusante, ou de jusante para montante, sabendo que a vazão de projeto é $12 \text{ m}^3/\text{s}$, a rugosidade é 0,013, e a declividade do canal é de 0,005.

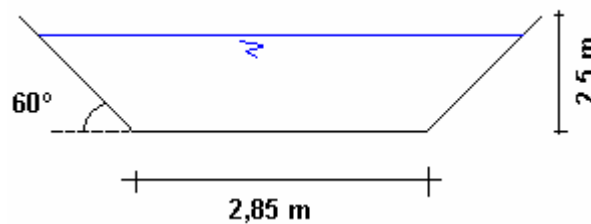
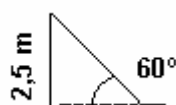


Figura 8.28 - Canal trapezoidal

Solução: Como trata-se de um canal trapezoidal, inicialmente devemos determinar o fator de talude m . A baixo é mostrado o procedimento de cálculo. Através de relações trigonométricas é possível calcular os elementos geométricos do canal.



Através da relação trigonométrica:

$$m = \frac{\cos 60^\circ}{\sin 60^\circ}$$

$$m = 0,577$$

Determinado o fator m , determina-se a profundidade normal através da equação específica para este tipo de seção apresentada no Anexo K.

Montando a equação:

$$h_{i+1} = \left(\frac{0,013.12}{\sqrt{0,005}} \right)^{0,6} \cdot \left[\frac{2,85 + \left(2.h_i \cdot \sqrt{1+0,577^2} \right)}{2,85 + 0,577.h_i} \right]^{-0,4}$$

- Para uma primeira tentativa, vamos usar $h_i = 1,0$ que substituído na equação acima resulta $h_{i+1} = 1,88$.
 - Na segunda tentativa $h_i = 1,88$, e substitui-se novamente na equação montada acima, resultando $h_{i+1} = 2,04$.
 - Na terceira tentativa $h_i = 2,04$, e substitui-se novamente na equação resulta $h_{i+1} = 2,06$.
 - Na quarta tentativa $h_i = 2,06$, e substitui-se resultando finalmente $h_{i+1} = 2,06$.
- Logo $h_i = 2,06$ m.

Determinando o número de *Froude*: para calcular a velocidade média deve-se conhecer a área da seção transversal na qual há escoamento. Portanto, conhecida a profundidade normal, e dados os elementos geométricos (Anexo G - Elementos geométricos das seções dos canais) da figura 8.28, resulta:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{12}{\left[\frac{(2,85 + 5,22).2,06}{2} \right]} = 1,44 \text{ m/s}$$

onde a área da seção transversal com água pode ser determinada conhecendo a profundidade normal. (No anexo G é apresentada uma tabela com elementos geométricos das seções transversais).

Substituindo na equação 8.24:

$$F = \frac{1,44}{\sqrt{9,81.2,06}} = 0,32$$

Logo: $F (0,32) < 1$. Portanto, neste caso, o cálculo da linha de energia deve ser feito de jusante para montante.

8.3.4 Determinação do condicionante de jusante ao escoamento

Para a verificação da linha de energia em escoamento subcrítico, deve-se conhecer a condição do sistema a jusante da rede de drenagem em estudo. Este condicionante de jusante em redes de drenagem, normalmente é um determinado nível de água, como por exemplo, o arroio Dilúvio, ao confluir no lago Guaíba, encontra como condicionante de jusante a cota do lago; os sistemas de drenagem que confluem para o canal do arroio Dilúvio tem como condicionante de jusante a cota do arroio.

Esta condição pode estar especificada no projeto, fruto de um levantamento preliminar, ou pode ser fornecida pelo próprio DEP.

A verificação deste condicionante pode não estar restrita a uma única análise, mas pode ser realizada para vários cotas, com diferentes tempos de retorno, por exemplo.

No caso do Lago Guaíba costumam ser usadas as cotas com 2 anos de TR (1,20 m), 5 anos de TR (1,60 m) e 10 anos de TR (1,90 m).

Exemplo 8.8. Determinar a linha de energia e linha de água para o sistema de rede de drenagem pluvial apresentado na figura 8.31 em planta e longitudinalmente na figura 8.32, sabendo que o exutório do sistema é um canal, com cota média de água em 3,5m. O sistema recebe aportes de vazão conforme a figura 8.31. A rugosidade dos condutos é 0,013.

Solução: O primeiro passo é verificar o tipo de escoamento que está ocorrendo no sistema, através da determinação das profundidades normal e número do Froude. Como neste exemplo os canais não têm uniformidade, vamos determinar a profundidade e o número de Froude para cada segmento, com atenção especial dada à confluência do sistema com o canal. Vamos considerar como segmento o comprimento de trecho com mesmas características, e qualquer tipo de alteração (forma, PVs, junções, estreitamentos, alargamentos, etc.) é um ponto de transição para um novo segmento, indicados pelas letras A,B,C,D,E,F,G e H na figura 8.31.

Para facilitar a determinação do tipo de escoamento que está ocorrendo no sistema, foi montada a planilha P7, apresentada a seguir.

Conforme resultados apresentados na planilha P7, todos os trechos estão em condição de regime subcrítico, portanto, aplica-se a metodologia de cálculo apresentada neste manual, onde o cálculo da linha de energia é feita de jusante para montante. Na planilha P8 é realizada a determinação da linha de energia para este sistema.

Na planilha P9 são apresentadas as perdas de carga devido à forma dos condutos para o sistema analisado.

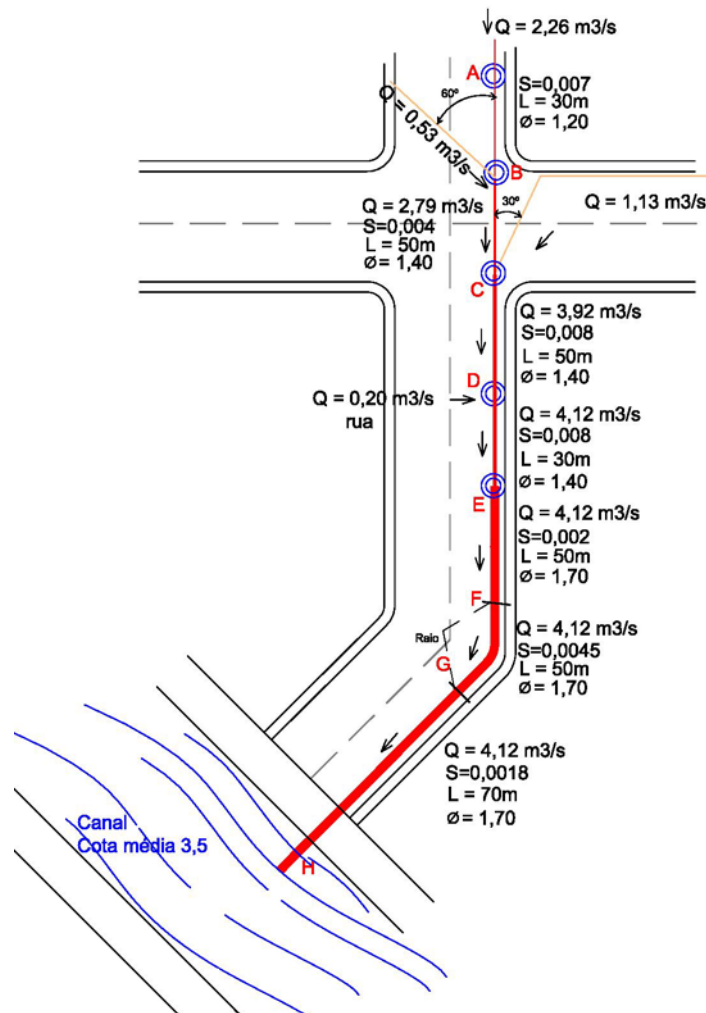


Figura 8.31 - Sistema de drenagem - exemplo 8.9

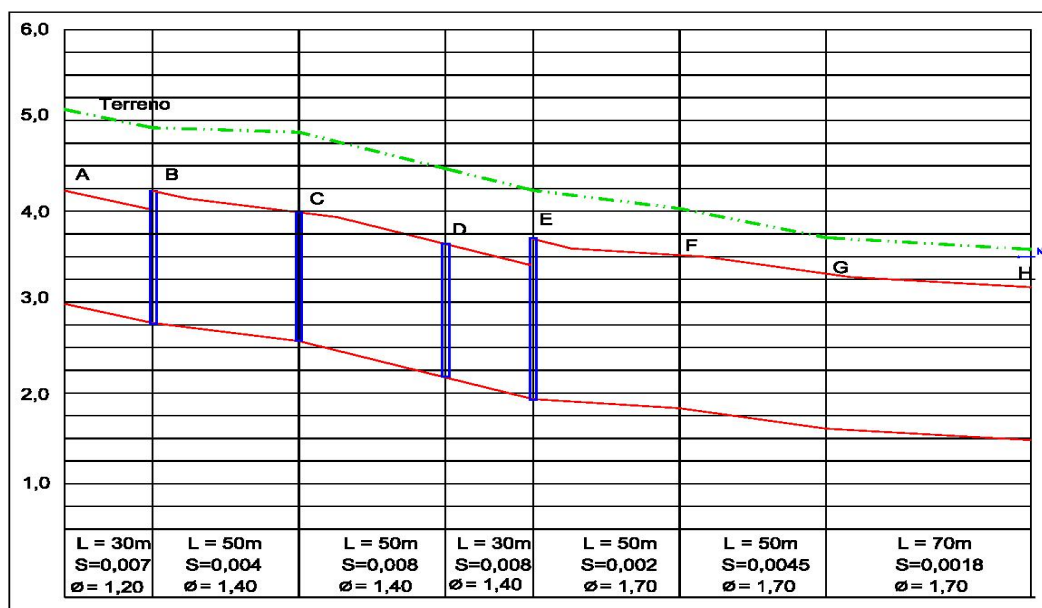


Figura 8.32 - Perfil longitudinal do sistema de drenagem - exemplo 8.9

Planilha P7 - exemplo 8.8

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6	Col. 7	Col. 8	Col. 9
Trecho	Vazão (m³/s)	Diâmetro (m)	Rugosidade	Declividade (m/m)	θ (rad)	h_n (m)	Froude	regime
A-B	2.26	1.2	0.013	0.0070	3.59	0.73	0.74	subcrítico
B-C	2.79	1.4	0.013	0.0040	3.73	0.90	0.61	subcrítico
C-D	3.92	1.4	0.013	0.0080	3.72	0.90	0.86	subcrítico
D-E	4.12	1.4	0.013	0.0080	3.82	0.93	0.88	subcrítico
E-F	4.12	1.7	0.013	0.0020	4.26	1.30	0.51	subcrítico
F-G	4.12	1.7	0.013	0.0045	3.43	0.97	0.59	subcrítico
G-H	4.12	1.7	0.013	0.0018	4.45	1.37	0.50	subcrítico

Onde:

Col. 1: segmento de trecho;

Col. 2: vazão de projeto em cada trecho;

Col. 3: diâmetro de projeto para cada trecho. Caso sejam canalizações do tipo retangular ou trapezoidal a tabela deve ser adaptada para representar as características geométricas destas seções;

Col. 4: rugosidade de projeto para cada trecho;

Col. 5: declividade de projeto para cada trecho;

Col. 6: ângulo para determinação da profundidade normal. Caso seja seção retangular ou trapezoidal não é necessário a determinação deste ângulo;

Col. 7: profundidade normal, determinada conforme equações apresentadas no item 8.3.3.1;

Col. 8: número de Froude, determinado conforme item 8.3.3.2;

Col. 9: tipo de escoamento, determinado a partir da Col. 8, conforme item 8.3.3.2.

Planilha P8 - exemplo 8.8

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6	Col. 7	Col. 8	Col. 9	Col. 10	Col. 11	Col. 12	Col. 13	Col. 14	Col. 15	Col. 16	Col. 17	Col. 18	Col. 19	Col. 20
Trecho	Dist. (m)	Diâm. (m)	C. água (m)	Área (m ²)	P _m (m)	Rh ^{1,33} (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	H _v (m)	L.E. (m)	Sf	Sf	L (m)	Hf (m)	Hb (m)	Hj (m)	Hm (m)	Ht (m)	Hpt (m)
H - G	0	1.70	3.50	1.96	3.79	0.42	2.10	4.12	0.23	3.73	0.0018	0.0018	70	0.13	-	-	-	-	0.13
G-F	70	1.70	3.63	1.34	2.91	0.35	3.08	4.12	0.48	3.85	0.0045	0.0033	50	0.16	0.09	-	-	-	0.25
F-E	120	1.70	3.62	1.86	3.62	0.41	2.21	4.12	0.25	4.10	0.0020	0.0050	50	0.25	-	-	-	-	0.25
E-D	170	1.40	4.10	1.09	2.68	0.30	3.78	4.12	0.73	4.35	0.0080	0.0080	30	0.24	-	-	-	0.001	0.24
D-C	200	1.40	3.87	1.04	2.60	0.30	3.75	3.92	0.72	4.59	0.0080	0.0060	50	0.30	-	-	0.32	-	0.63
C-B	250	1.40	4.50	1.05	2.61	0.30	2.66	2.79	0.36	5.22	0.0040	0.0055	50	0.28	-	0.27	-	-	0.55
B-A	300	1.20	5.41	0.72	2.16	0.23	3.12	2.26	0.50	5.77	0.0070	0.0070	30	0.21	-	0.33	-	-	0.54
A	330	1.20	5.81	0.72	2.16	0.23	3.12	2.26	0.50	6.31									

Onde:

Col. 1: identificação do segmento;

Col. 2: distância acumulada do sistema – jusante para montante;

Col. 3: diâmetro dos condutos, conforme determinado em projeto preliminar;

Col. 4: cota da linha d'água. Para a primeira seção, a cota é o nível da água no canal de jusante. Para as seções seguintes, Col.4_i = Col.11_i – Col.10_{i-1}

Col. 5: área da seção molhada no conduto, determinada a partir da profundidade normal com devidas equações para a seção geométrica em estudo, conforme apresentado no anexo G. Neste caso de seção circular, $A = \frac{l}{8} \cdot (\theta - \text{sen}(\theta)) \cdot D^2$;

Col. 6: perímetro molhado da seção molhada (m), também determinado conforme equações apresentado no anexo G. No caso de condutos circulares, $P = 0,5 \cdot \theta \cdot D$;

Col. 7: Rh^{1,33} = (Col.5 / Col. 6)^{1,33} ;

Col. 8: V = (Col. 9 / Col. 5);

Col. 9: vazão, conforme projeto preliminar;

Col. 10: carga cinética: Col.10 = [(Col.8²) / 2.g];

Col. 11: linha energia: Neste exemplo, para a primeira seção: Col.11_i = Col.4_i + Col.10_i. Para as seções seguintes: Col.11_i = Col.11_{i-1} + Col.20_{i-1}

Col. 12: declividade da linha da água provocada pelo atrito: calculada conforme equação 8.18. $Sf = \frac{19,62 \cdot n^2}{C.10} \cdot C.13$

Col. 13: média da declividade da linha da água entre seção de montante e jusante $Sf_i = 0,5 \cdot (Sf_i + Sf_{i+1})$

Col. 14: comprimento do segmento (m);

Col. 15: perda de carga devido ao atrito Col.15 = Col.13*Col.14;

Col.16: perda de carga devido à curvas, com coeficiente de perdas (K_g) determinado conforme tabela 8.4; Col.16_i = K_g.(Col.10_{i+1}) (equação 8.23);

Col.17: perda de carga devido a junções; coeficiente de perdas (K_j) determinado conforme figura 8.26; $Col.17_i = Col.10_{i+1} - K_j \cdot (Col.10_i)$ (equação 8.25);

Col.18: perda de carga devido a poços-de-visita; coeficiente de perdas (K_{pv}) determinado conforme figura 8.26; $Col.18_i = K_{pv} \cdot Col.10_{i+1}$ (equação 8.24);

Col.19: perda de carga devido a transições (expansão (K_e) ou contração (K_c)), com coeficiente de perdas determinado na tabelas 8.2 ou 83, conforme o caso:

$$Col.19_i = K_e \cdot Col.10_i \cdot \left[1 - \left(\frac{Col.5_i}{Col.5_{i+1}} \right)^2 \right]^2 \quad (\text{equação 8.21}) \quad \text{no caso de expansão.}$$

$$Col.19_i = K_c \cdot Col.10_{i+1} \cdot \left[1 - \left(\frac{Col.5_{i+1}}{Col.5_i} \right)^2 \right]^2 \quad (\text{equação 8.22}) \quad \text{no caso de contração.}$$

Col. 20: perda de carga total: $Col.20 = Col.15 + Col.16 + Col.17 + Col.18 + Col.19$

Planilha P9 - exemplo 8.8

Tipo de perda						
Curva	Trecho G - F	Ângulo 45°	K_g 0.18	Observação Curva com raio grande		
Expansão	Trecho E - D	D1 1.4	D2 1.7	D2/D1 1.214	Ângulo 45°	K_e 1.06
Poço-de-visita	Trecho D - C	Caso I	K_{pv} 0.05			
Junção	Trecho C - B B - A	Caso III III	Ângulo 30° 60°	K_j 0.62 0.33		

Na figura 8.33 está graficado o perfil da linha de energia e linha de água para este exemplo proposto.

Conforme pode-se verificar na figura 8.35, o sistema está trabalhando em carga nestas condições de projeto. Na região de jusante o nível da água está muito próximo à cota do terreno, e a montante a linha da água supera a cota do terreno. Esta situação fornece subsídios para que seja recomendado que neste caso não sejam feitas conexões externas nestas regiões, pois pode haver refluxo de água.

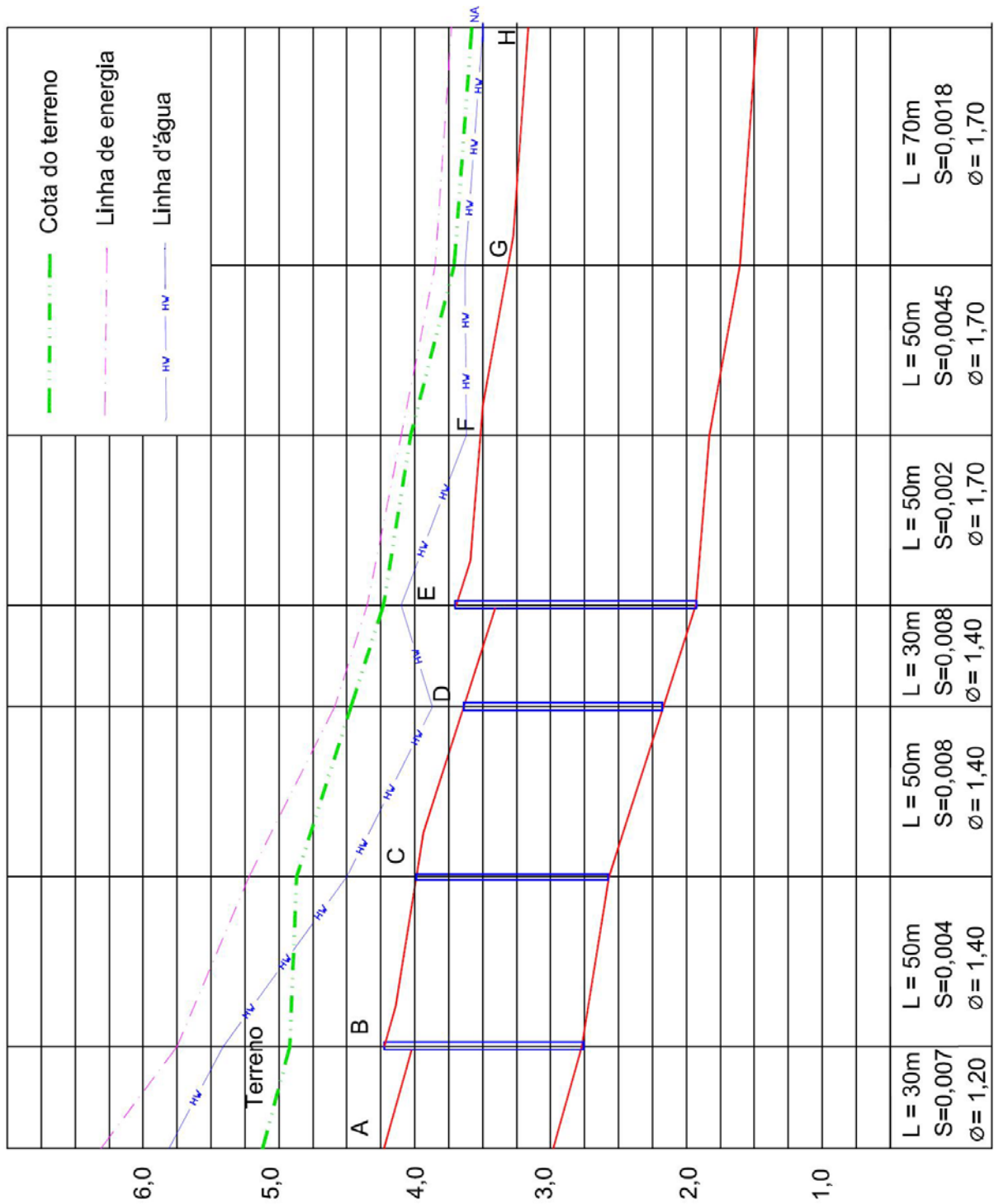


Figura 8.35 - Linha de energia e linha d'água - exemplo 8.9

9. Referências Bibliográficas

- ALVAREZ, C., SANCHEZ O., J. 1979. *Estudo Hidrológico da Urbanização da bacia do Arroio Dilúvio: relatório final*. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS.
- ARAÚJO, P.R. 2000. *Análise experimental da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 137p.
- ASCE, 1969. *Design and Construction of sanitary and storm sewers*. New York (Manuals and Reports of Engineering Practice, 37).
- ASCE, 1985. *Stormwater Detention Outlet Control Structures*. Task Comitee on the Design of Outlet Structures. American Society of Civil Engineers, New York.
- ASCE, 1992. *Design and construction of stormwater management systems*. The urban water resources research council of the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the Water Environmental Federation. New York, NY.
- BEMFICA, D.C., 1999. *Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 160p.
- CAMPANA, N. A., TUCCI, C.E.M. 1994. Estimativa da área impermeável de macro-bacias urbanas. *Revista Brasileira de Engenharia*. Vol. 12. N 2. (Dez 1994). p 79 - 94.
- CAPUTO, Homero Pinto (1969). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. vol. 1. 2.ed. Ao livro técnico. Rio de Janeiro
- CHOW, V. Te, 1959. *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill – Civil Engineering Series. 680p.
- CIRIA (1996). *Infiltration drainage - Manual of good practice*. Roger Bettis Bsc PhD MCIWEM. CIRIA Report 156
- CRUZ, M.A.S. 1998. *Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 140p.

- CUNGE, J.A. 1969. On the Subject of Flood Propagation Computation Method (Muskingun Method). *Journal of Hydraulic Research*, Delft V7, N. 2, p205-230.
- DAEE/CETESB 1980. *Drenagem Urbana*. 2 ed. São Paulo.
- DAWDY, D.R. 1967. Knowledge of sedimentation in urban environments. *Journal of the Hydraulic Division*. ASCE. v.93, Ser. HY, n.6, p. 235-245, Nov.
- DEP/PMPA. 1992. *Caderno de Encargos*. Porto Alegre : Prefeitura Municipal.
- DIAZ, O.B.P. 1987. *Precipitação de Projeto e Regionalização de Hidrogramas Unitários para Bacias Urbanas Brasileiras*. Dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 347f.
- FUJITA, S., 1984. Experimental Sewer Systems for Reduction of Urban Storm Runoff. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg, *Proceedings*. Göteborg: Chalmers University of Technology, 4v. v3., p. 1211-1220.
- FUJITA, S., 1993. Stormwater goes to ground as Japan chooses infiltration. *Water Quality International*. London, n.3, p. 18-19.
- GENZ, F., 1994. *Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 160p.
- GOLDENFUM, J.A., CAMANO SCHETTINI, E.B., SILVESTRINI, J.H. 1990. *Chuvas intensas em Porto Alegre determinação de curvas i-d-f*. Porto Alegre : Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, 1990. 26 f.
- HOGLAND, W.; NIEMCZYNOWICZ, J., 1986. The unit Superstructure - A New Construction to prevent groundwater depletion. In: BUDAPEST SYMPOSIUM, 1986. *Conjunctive Water Use: Proceedings*. Wallingford: IAHS. 547p. 512-522 (International Association of Hydrological Sciences. Publication n. 156).
- HOLMSTRAND, O. 1984. Infiltration of Stormwater: research at Chalmers University of Technology. Results and examples of Application. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. *proceedings*. Göteborg: chalmers University of Technology. 4v. v3, p1057-1066.
- JONES, S.B. 1981. Choice of space and time steps in the Muskingun-Cunge flood routing method. *Proceedings Institution of Civil Engineers*, v.71, n.2, p758-772.
- LEOPOLD, L.B., 1968. *Hydrology for Urban Planning - A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use*. USGS circ. 554, 18p.
- MAIDMENT, D.R. (ed.) 1993. *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- MENEGAT, R. (org.) , PORTO, M.L. , CARRARO, C.C., FERNANDES, L.A.D. 1998. *Atlas Ambiental de Porto Alegre*. Ed. Universidade/UFRGS. Porto Alegre, RS.
- NEVILLE, A. M. 1982. *Properties of Concret*. (Português). *Propriedades do Concreto*. São Paulo: PINI. XVI, 738p. IL.

- NEVES, Eurico Trindade (1979). *Curso de Hidráulica*. 6 ed. Globo. Porto Alegre - RS.
- PFAFSTETTER, O. 1957. Chuvas intensas no Brasil : relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos . [Rio de Janeiro] : Dnocs, 1957. 419p.
- PORTO, Rodrigo de Melo (2001). *Hidráulica básica*. 2 ed. EESC USP. Projeto Reenge. São Carlos-SP.
- SANCHEZ, J. E., 2000. *Fundamentos de Hidrologia*. 2ª edição revisada e atualizada. 346p.
- SCHUELLER, T. 1987. *Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs*.
- SCS, 1957. *Engineering Handbook: section 4 Hydrology*. Washington: U.S. Department of Agriculture Supplement A.
- SCS, 1975. *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington: U.S. Dept. Agr. (Technical Release, 55).
- SCS, 1986. *Hydrology nº 4 - Time of concentration*. NENTC Chester - Pennsylvania U.S. Dept. Agr. (Technical Note).
- SILVEIRA, A.L.L. 1996. Contribution a l'etude hydrologique d'un bassin semi-urbanise dans le bresil subtropical : bassin de l'arroyo diluvio a Porto Alegre . Universite Montpellier II. Montpellier, Fr. Tese (Doutorado).
- SILVEIRA, A.L.L., 1997. Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Porto Alegre, RS. vol. 2, n. 2(jul./dez.1997), p. 93-107.
- SILVEIRA, 2000. Hidrologia urbana no Brasil. In: *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade. P. 511-525.
- SIMÕES LOPES, M.O., SANCHEZ, J.E.O. 1986. *Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização de uma bacia*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. vol. 1 e 2, ca.20 f.
- TASSI, R. 2002. *Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana*. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 132f. Dissertação de Mestrado.
- TUCCI, C.E.M., ORDONEZ, J.S., SIMÕES, M.L. 1981. Modelo matemático precipitação-vazão IPH II Alguns resultados. *Anais. IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. ABRH. Fortaleza, CE.
- TUCCI, C.E.M. 1998. Modelos Hidrológicos. Ed. da Universidade/UFRGS/ABRH. Porto Alegre. 669p.
- URBONAS, B.; STAHLRE, P., 1993. *Stormwater Best Management Practices and Detetion*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.

WILKEN, P.S.,1978. *Engenharia de drenagem superficial*. São Paulo: CETESB 477p.

Anexo A
Decreto municipal que regulamenta a drenagem urbana

DECRETO N.

Regulamenta o controle da drenagem urbana

O Prefeito Municipal de Porto Alegre, usando de suas atribuições legais e tendo em vista os artigos 97 e 135 da Lei ___ de ____ de 1999 e considerando que:

- Compete ao poder público prevenir contra o aumento das inundações devido a impermeabilização do solo e canalização dos arroios naturais;
- O impacto resultante da impermeabilização produzem aumento de frequência da inundação, piora da qualidade da água e transporte de material sólido, degradando o ambiente urbano;
- Deve ser responsabilidade de cada empreendedor urbano a manutenção das condições prévias de inundação nos arroios da cidade, evitando transferir para o restante da população o ônus da adequada compatibilização da drenagem urbana;
- A preservação da capacidade de infiltração das bacias urbanas é prioridade para a conservação ambiental dos arroios e rios que compõem a macrodrenagem, além dos rios receptores do escoamento da cidade de Porto Alegre.

Art 1º Toda edificação que resulte em superfície impermeável, aprovado pelo poder público municipal, deverá possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de pluviais igual a de pré-desenvolvimento.

Parágrafo 1 A vazão máxima de saída é calculada multiplicando a vazão específica pela área total do terreno no qual se insere a edificação.

Parágrafo 2. A água precipitada sobre o terreno não pode ser drenada diretamente para ruas e sarjetas, excetuando o previsto no parágrafo 3º deste artigo.

Parágrafo 3. As áreas de recuo poderão drenar o escoamento de até 20% da sua superfície diretamente para a sarjeta das ruas e para os bueiros, descontando a área drenada da área total do terreno referida no parágrafo 1.

Art. 2º Todo novo parcelamento do solo deverá prever na sua implantação o limite de vazão máxima específica disposto no artigo 1º deste decreto.

Art. 3º A manutenção das condições de pré-desenvolvimento no lote ou no parcelamento do solo devem ser demonstrado ao DEP (Departamento de Esgoto Pluvial) através de estudo hidrológico específico.

Parágrafo 1º O volume necessário para áreas superiores a 100 hectares devem ser realizados com estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com probabilidade de 1(uma) em 10 (vezes) em qualquer ano.

Parágrafo 2º : Serão consideradas áreas impermeáveis todas as superfícies que não permitem a infiltração da água para o sub-solo, como existente antes da construção.

Parágrafo 3º: Pavimentos permeáveis poderão ser considerados como áreas permeáveis desde que atendido o previsto no parágrafo 2º .

Art 4º Na edificação dos lotes, resultante do parcelamento à partir deste decreto, a área impermeável deve ser menor ou igual a prevista para o lote e para o seu sistema viário prevista no projeto de drenagem do parcelamento aprovado de acordo com os artigos 2 e 3.

Art. 5º Após a aprovação por parte do DEP, do projeto de drenagem urbana da edificação ou do parcelamento é vedada qualquer impermeabilização adicional de superfície.

Parágrafo Único: A impermeabilização poderá ser realizada se houver retenção do volume adicional gerado.

Art. 6º Está vedada edificação que cubra trecho do sistema público de drenagem pluvial, mesmo em trecho de propriedade privada.

Art. 7º Para novo parcelamento do solo deverá ser preservada a faixa domínio dos arroios urbanos, de acordo com o código florestal, como prevê o art. 134 § 4º da lei Municipal ---- de ----- 1999.

Parágrafo Único: a área correspondente a faixa de domínio somente poderá ser incluída no percentual de área pública se na referida faixa for implementado um parque linear de acordo com definições da SMAM.

Anexo B

Curvas intensidade-duração-freqüência de Porto Alegre

Curvas Intensidade-duração-freqüência de Porto Alegre

➤ *Curvas IDF do Parque da Redenção*

Existem três curvas publicadas para este local onde funcionava a estação meteorológica nacional oficial de Porto Alegre, removida em 1974 para o Jardim Botânico.

1. Curva IDF de Pfafstetter (1957)

Foi uma das 98 IDFs estabelecidas no Brasil publicadas por Pfafstetter (1957). A IDF de Porto Alegre utilizou dados de precipitação máxima anual de 24 anos, com durações entre 5 minutos e 48 horas, da antiga estação meteorológica situada no Parque da Redenção, junto ao campus central da UFRGS (coordenadas 30°02' sul e 51°13' oeste).

A equação IDF ajustada por Pfafstetter (1957) é de natureza empírica (não houve ajuste a uma distribuição estatística) e pode ser apresentada com a seguinte expressão:

$$i = \frac{I}{t} \cdot TR^{\alpha + \frac{0,08}{TR^{0,25}}} \cdot [0,4t + 22 \cdot \log_{10} (I + 20t)] \quad \text{equação B.1}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (horas);

α : coeficiente dependente da duração (ver abaixo).

Tabela 1 - Parâmetro α de Pfafstetter (1957)

t	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h
α	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,174	0,170	0,166

A curva IDF de Pfafstetter (1957) não é recomendada por este manual porque há expressões mais recentes no mesmo local.

2. Curva IDF de Camilo de Menezes e Noronha

Também refere-se ao Parque da Redenção. Há informações sobre ela em DNOS (1968) e sua divulgação no conhecido livro de Wilken (1978) preocupa porque é uma IDF errônea.

A equação IDF estabelecida por Camilo de Menezes e Noronha foi baseada em 54 chuvas máximas anuais entre 1914 e 1967 (com durações diversas) e tem a seguinte expressão :

$$i = \frac{a_{TR}}{t + b_{TR}} \quad \text{equação B.2}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

a_{TR} e b_{TR} : parâmetros dependentes do período de retorno.

Tabela 2 - Parâmetros de Camilo de Menezes e Noronha

	T=2 anos	T=5 anos	T=10 anos	T=15 anos	T=30 anos
a _T	539	1217	1712	2874	5714
b _T	1,3	2,4	3,9	8,6	16,5

A IDF de Camilo de Menezes e Noronha fornece valores de intensidade claramente subestimados, portanto não é recomendado o seu uso.

3. Curva IDF do DMAE (1972)

Referente também à antiga estação meteorológica do Parque da Redenção, foi uma curva IDF estabelecida com base em 33 anos de dados pluviográficos, entre 1940 e 1972. Foram pré-selecionados 107 eventos de precipitação intensa neste período, a partir dos quais foram estabelecidas séries anuais de precipitação máxima com durações de 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 75, 90, 105 e 120 minutos. A distribuição de Gumbel foi ajustada às séries e os valores decorrentes deram origem à expressão analítica abaixo obtida por mínimos quadrados :

$$i = \frac{1265,67 \cdot TR^{0,052}}{\frac{0,88}{(t+12)^{TR^{0,05}}}} \quad \text{equação B.3}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

Esta expressão é uma das quatro curvas IDF recomendadas no antigo Caderno de Encargos do DEP (DEP, 1992) e é recomendada neste manual.

➤ **Curvas IDF do 8º Distrito de Meteorologia do INMET no Jardim Botânico**

Duas curvas foram obtidas para este local que abriga a estação meteorológica nacional oficial de Porto Alegre a partir de 1974.

1. Curva IDF de Goldenfum et alli (1990)

Esta curva para o posto pluviográfico do 8º Distrito de Meteorologia do INMET foi estabelecida para o caderno de encargos do DEP (DEP, 1992). As séries estudadas foram as das intensidades máximas anuais deste posto entre 1974 (ano de inauguração do novo local do 8º Distrito, antes era no Parque da Redenção) e 1989, com durações de 10, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150 e 180 minuto. Para cada duração foi aplicada uma distribuição de Gumbel cujos resultados foram posteriormente sintetizados através do ajuste por mínimos quadrados na seguinte equação analítica :

$$i = \frac{2491,782 \cdot TR^{0,192}}{(t + 16)^{1,021}} \quad \text{equação B.4}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

Apesar de ser consistente, esta IDF não é recomendada neste manual por haver outra mais atual que é a de Bemfica (1999).

2. Curva IDF de Bemfica (1999)

A curva IDF estabelecida por Bemfica (1999) baseou-se numa criteriosa digitalização de todos os pluviogramas do posto do 8º Distrito até abril de 1998, cujo funcionamento no Jardim Botânico começou em setembro de 1974. As precipitações foram digitalizadas ao passo de 5 minutos e as séries construídas para análise estatística corresponderam às durações de 5, 10, 15, 30, 60, 120, 240, 360, 720, 1080 e 1440 minutos. A distribuição de Gumbel foi utilizada para ajustar as séries das precipitações máximas anuais de cada duração, fornecendo os valores que permitiram obter, por mínimos quadrados, a seguinte expressão :

$$i = \frac{1297,9 \cdot TR^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}} \quad \text{equação B.5}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

Esta é uma das curvas IDF recomendadas para uso no manual.

➤ *Curvas IDF do Aeroporto Salgado Filho*

Os mesmos estudos que definiram as curvas IDF existentes para o 8º Distrito do INMET, também obtiveram as correspondentes do posto pluviográfico do Aeroporto Salgado Filho, havendo portanto a disponibilidade de duas relações IDF.

1. Curva IDF de Goldenfum et alli (1990)

Em estudo realizado para o caderno de encargos do DEP (DEP, 1992), Goldenfum et alli (1990) obtiveram os valores máximos anuais de precipitação para as durações de 10, 20, 30, 45, 60, 90, 120 e 150 minutos pela desagregação dos valores horários disponíveis que abrangiam o período de 1973 a 1989. A distribuição de Gumbel foi adotada para todas as durações e os valores obtidos serviram para ajuste da equação abaixo :

$$i = \frac{748,34 \cdot TR^{0,191}}{(t + 10)^{0,803}} \quad \text{equação B.6}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

O uso desta expressão não é recomendado neste manual por haver outra melhor definida sem o uso de desagregações, que é a de Bemfica (1999).

2. Curva IDF de Bemfica (1999)

A curva IDF estabelecida por Bemfica (1999) baseou-se na digitalização, sem desagregações, das alturas de precipitação, a cada 10 minutos, registradas em pluviogramas de 1962 a 1987, com alguns períodos de falhas. O ajuste da distribuição de Gumbel foi realizada individualmente para as séries de máximos anuais com durações de 10, 20, 30, 40, 60, 120, 240, 360, 720, 1080 e 1440. Na sequência, para cada uma das séries, foram determinadas as intensidades correspondentes aos períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, que permitiram o ajuste da equação matemática abaixo :

$$i = \frac{826,8 \cdot TR^{0,143}}{(t + 13,3)^{0,79}} \quad \text{equação B.7}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

Esta é uma das curvas IDF recomendadas para uso no manual.

➤ **Curvas IDF do posto IPH**

O posto IPH, instalado e operado pelo DEPRC, forneceu dados que resultaram em duas relações IDF.

1. Curva IDF de Diaz (1987)

A curva IDF estabelecida por Diaz (1987) utilizou os pluviogramas de 1964 a 1983 para retirar os valores máximos anuais :

$$i = \frac{376,825 \cdot TR^{0,211}}{(t + b)^{0,6545 \cdot TR^{0,01}}} \quad \text{equação B.8}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

b: parâmetro que varia com o período de retorno.

Tabela 3 - Parâmetro *b* da IDF de Diaz (1987)

	T = 2 anos	T = 5 anos	T ≥ 10 anos
b	9	6	3

Esta curva não é recomendada para uso neste manual porque existe outra de aplicação mais simples que é a de Goldenfum et alli (1990).

2. Curva IDF de Goldenfum et alli (1990)

O estudo realizado para o caderno de encargos do DEP (DEP, 1992) por Goldenfum et alli (1990) considerou as durações de 10, 20, 30, 45, 60, 90, 120 e 150 minutos para a compilação dos valores máximos anuais do período disponível de 1964 a 1983. A distribuição de Gumbel foi adotada para todas as durações e as intensidades obtidas para os períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos serviram para ajuste da equação abaixo :

$$i = \frac{509,859 \cdot TR^{0,196}}{(t + 10)^{0,72}} \quad \text{equação B.9}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

Esta é uma das curvas recomendadas neste manual.

➤ Curvas IDF do posto Cavallhada

O posto Cavallhada, instalado e operado pelo DEP de Porto Alegre, desde 199? forneceu dados que permitiram o estabelecimento de uma relação IDF.

(em elaboração)

Esta é uma das curvas recomendadas pelo presente manual.

➤ **Curvas IDF de outros locais**

1. Relações IDF de Silveira (1996) para a bacia do Arroio Dilúvio

Em um trabalho de pesquisa, Silveira (1996) estabeleceu relações IDF para os 14 postos pluviográficos da rede operada na bacia do Dilúvio, entre os anos de 1978 e 1982, basicamente, para estudo do impacto da urbanização dos escoamentos realizado por Alvarez e Sanchez (1979) e por Simões Lopes e Sanchez (1986). As relações calculadas por Silveira (1996) foram baseadas em séries parciais e utilizadas para averiguação de sua variabilidade espacial. As durações consideradas foram de 30, 60, 90, 120, 360 e 480 minutos e a lei estatística ajustada foi a gama com dois parâmetros e os períodos de retorno avaliados foram de 1 a 5 anos. A metodologia aplicada pôde ser verificada com as curvas IDF existentes, até 1996, dos postos Parque da Redenção, 8º Distrito e IPH, havendo discrepância significativa apenas para a do 8º Distrito.

$$i = \frac{a.TR^b}{t^n} \quad \text{equação B.10}$$

onde:

i: intensidade da precipitação (mm/h);

TR: período de retorno (anos);

t: duração da chuva (minutos);

Tabela 4 - Parâmetros das relações IDF de Silveira (1996)

Posto	Nome	a	b	n
P1	Parque da Redenção	542	0,192	0,709
P2	Bela Vista	414	0,182	0,649
P3	CEPA-3 (CEEE)	306	0,186	0,598
P4	Glória (Alpes Suíços)	544	0,169	0,711
P5	8º Distrito (INMET)	472	0,183	0,688
P6	Microondas	329	0,194	0,656
P7	Volta da Cobra	563	0,184	0,704
P8	Beco do Carvalho	392	0,191	0,635
P9	Morro da Tuca	479	0,188	0,659
P10	Agronomia	489	0,195	0,672
P11	Beco do David	299	0,180	0,599
P12	Morro Santana	359	0,168	0,673
P13	IPH-DEPRC	317	0,179	0,620
P14	Saint Hilaire	298	0,189	0,604

Uma análise das 14 curvas IDF da bacia do Dilúvio apontou diferenças espaciais coerentes com o efeito da urbanização (Silveira, 1997). Isto é, os postos situados na parte urbanizada da bacia tendem a ter uma IDF com maiores intensidades para as mesmas durações, quando comparados aos postos em áreas suburbanas da bacia. Embora não se possa afirmar que a urbanização seja efetivamente a causa, as diferenças constatadas são significativas e não podem ser ignoradas. Com menos curvas IDF analisadas, Goldenfum et alli (1990) também aventaram a possibilidade do efeito urbano e recomendaram seu zoneamento, o que foi adotado pelo caderno de encargos do DEP (DEP, 1992).

As curvas IDF de Silveira (1996) não são recomendadas para uso neste manual porque abrange uma área restrita de Porto Alegre (bacia do arroio Dilúvio) onde já existem curvas representativas obtidas com séries de dados maiores.

➤ *Diagnóstico das IDF existentes em Porto Alegre*

Pelas razões expostas acima, Porto Alegre pode contar com cinco equações IDF de boa qualidade para projetos de drenagem urbana : Aeroporto, 8º DISME, Redenção, IPH e Cavallhada. Note-se que as quatro primeiras correspondem a locais já contemplados no antigo Caderno de Encargos do DEP (DEP, 1992). O Cavallhada é um posto relativamente recente, mas está em operação, o que acontece somente com os postos Aeroporto e 8º DISME dos quatro primeiros, atualmente. Os outros estudos de IDF ou eram versões mais antigas dos locais acima ou abrangeram redes de postos com abrangência espacial coincidente e com período de funcionamento restrito.

Neste contexto a IDF do posto Aeroporto é representativa da zona norte e das ilhas, a do posto IPH é válida para a zona sudoeste, a do Parque da Redenção, para o centro e arredores, a do 8º DISME para a zona leste e a da Cavallhada para a zona sul.

No texto principal do manual especificam-se os bairros atendidos por cada relação IDF.

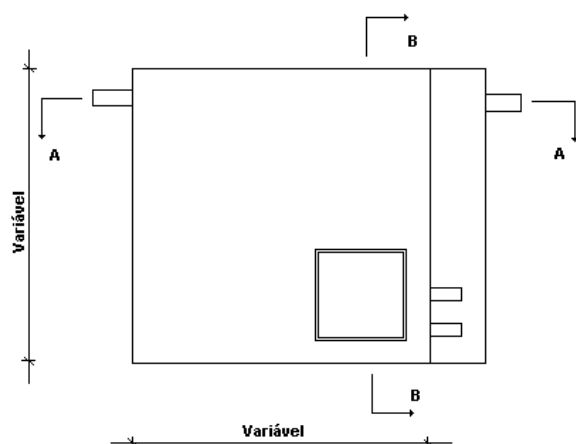
Anexo C

Exemplos de reservatórios para controle na fonte

Exemplos de reservatórios para controle na fonte

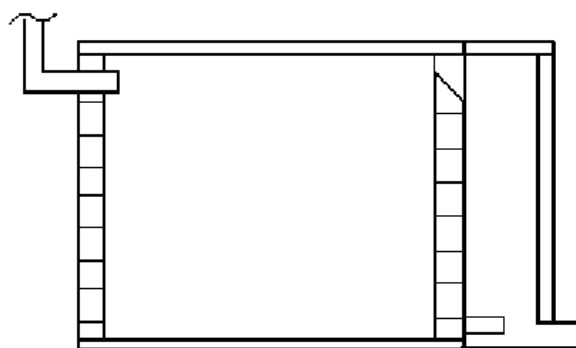
Alguns dispositivos de reservação que podem ser utilizados para o controle na fonte são apresentados a seguir

- *Detenção enterrada retangular (Cruz et al., 1998)*

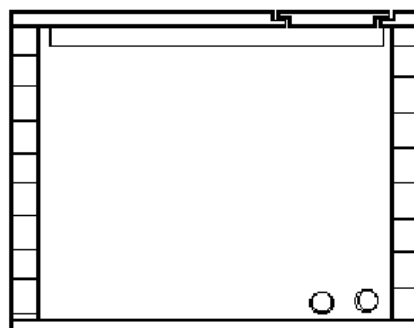


EM PLANTA

alternativa de profundidade

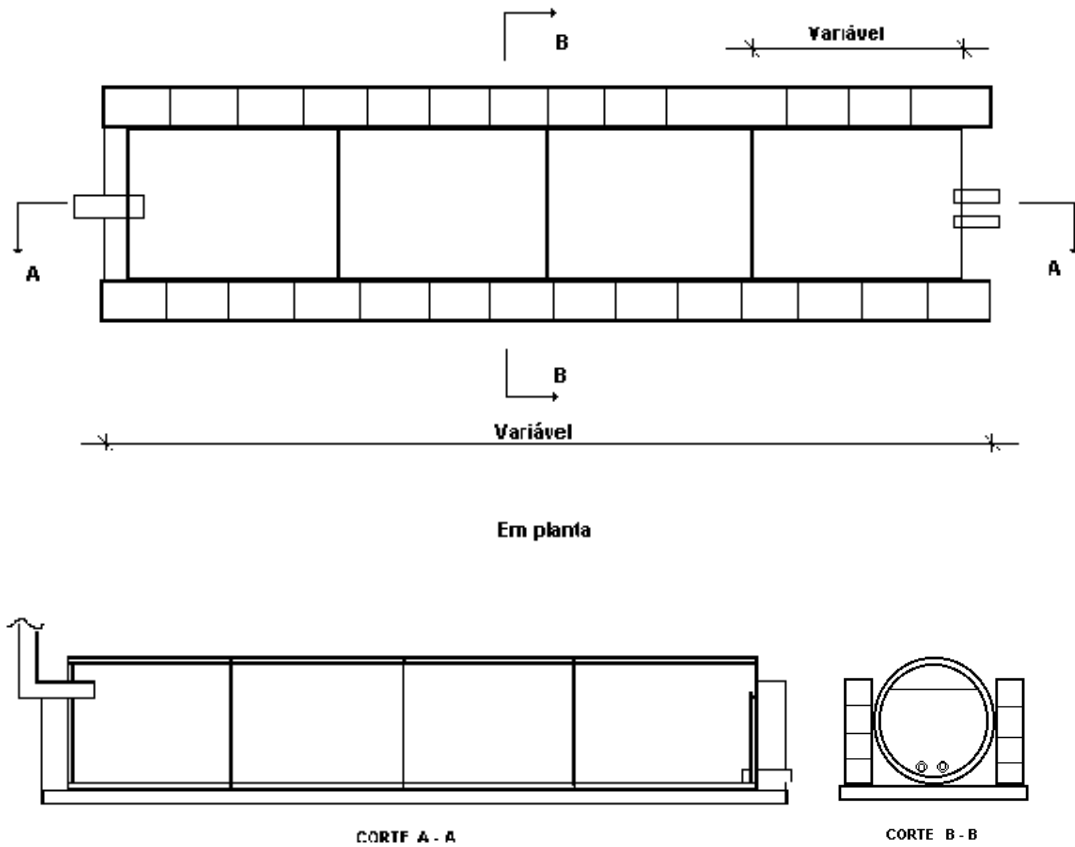


CORTE A - A

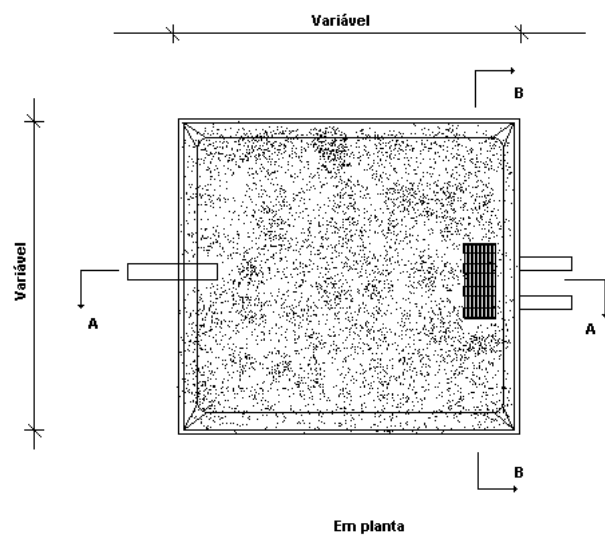


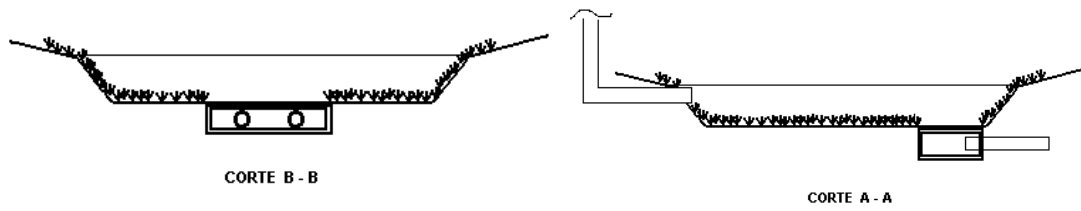
CORTE B - B

➤ Detenção enterrada circular (Cruz et al., 1998)

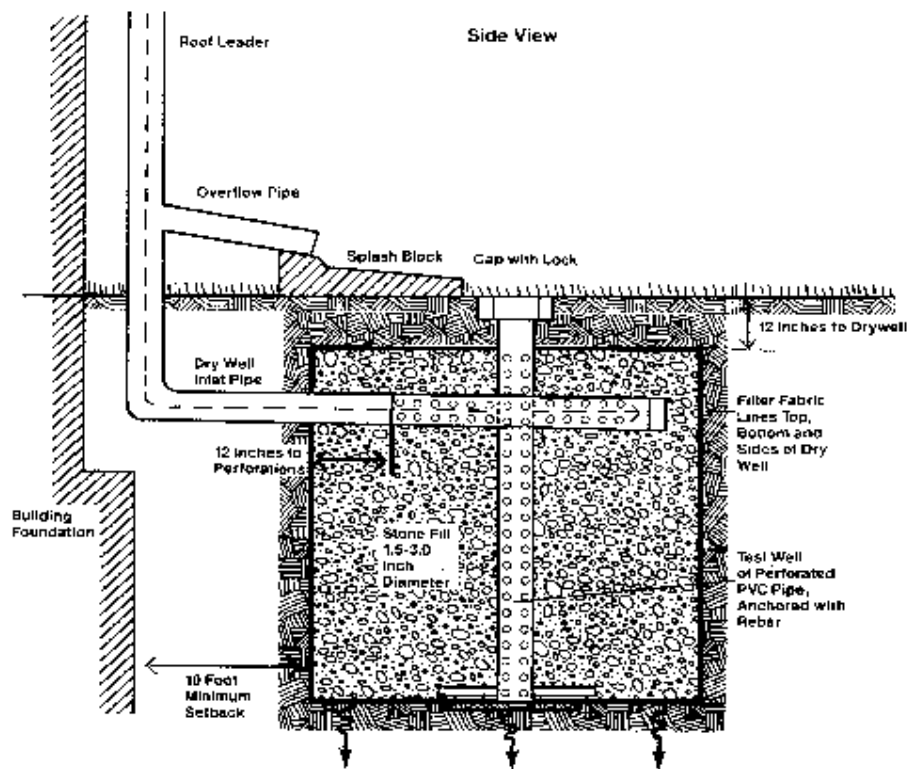


➤ Detenção aberta (Cruz et al., 1998)





➤ *Microrreservatório poroso enterrado (Schueler, 1987)*



Anexo D

Metodologia para determinação do tempo de concentração (t_c)

Metodologia para determinação do tempo de concentração

Para a determinação do tempo de concentração, recomenda-se a utilização da metodologia apresentada pelo Serviço de Conservação dos Solos (SCS, 1986). A metodologia utiliza dois tipos de equação, de acordo com a característica (escoamento superficial ou escoamento em canal) do local onde está feito o cálculo.

Ambas as metodologias são apresentadas em detalhe a seguir.

➤ *Escoamento Superficial*

Considera planos de escoamento, escoamentos em pequenos arroios não convergentes e superfícies irregulares. Como o escoamento sobre uma superfície tem pequena profundidade, o fator de atrito de Manning deve incluir os efeitos do impacto das gotas de chuva, canalização do escoamento em pequenos canais, obstáculos, e pedras, arraste sobre a superfície e erosão e transporte de sedimentos.

É importante notar que particularmente para superfícies não pavimentadas estes fatores de atrito são significativamente diferentes que os tradicionalmente utilizados em projetos de rede de drenagem.

Para estes tipos de superfície, utiliza-se uma formulação obtida a partir da solução da onda Cinemática-Manning. A equação é apresentada a seguir:

$$t_c = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} \quad \text{equação D.1}$$

onde:

t_c : tempo de concentração (minutos);

S : declividade (m/m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning (conforme tabela D1);

L : comprimento do escoamento (m);

P_{24} : precipitação com 24 horas de duração (mm). A P_{24} é determinada para IDF correspondente ao local em estudo, considerando o tempo de retorno de projeto.

Deve-se ter cuidado na utilização da equação D.1, pois normalmente planos de escoamento com comprimentos (L) maiores a 200 m passam a comportar-se como superfície de escoamento com pequena lâmina.

Tabela D1 - Coeficientes de rugosidade de Manning para escoamento superficial (SCS, 1986)

Descrição da superfície	Rugosidade (<i>n</i>)
Superfícies alisadas	
Concreto, asfalto, pedregulhos ou solo exposto	0.011
Solos sem cultivo	
	0.050
Solos cultivados	
Resíduos cobrem < 20%	0.150
Resíduos cobrem > 20%	0.240
Gramma nativa, alfafa, etc.	0.410
Pastagens naturais	
	0.130
Florestas:	
Vegetação rasteira esparsa	0.400
Vegetação rasteira densa	0.800

➤ **Escoamento concentrado de pequena lâmina, canais e redes de drenagem**

O processo apresentado a seguir é utilizado para a determinação do tempo de concentração nas seguintes situações:

- a lâmina de água passa a ser maior que no escoamento em um plano, convergindo para um sistema único, formando uma espécie de canal;
- rios e arroios;
- redes de drenagem.

O procedimento consiste na aplicação da equação D.2 (*Manning*).

$$V = \frac{Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad \text{equação D.2}$$

onde:

V: velocidade do escoamento (m/s);

S: declividade do fundo (m/m);

n: o coeficiente de rugosidade de Manning (consultar tabela - Anexo F);

Rh: raio hidráulico (m), calculado conforme a equação:

$$Rh = \frac{A}{Pm} \quad \text{equação D.3}$$

onde:

A: é a área da seção transversal (m²);

Pm: é o perímetro molhado da seção transversal (m).

Determinada a velocidade do escoamento, determina-se o tempo de concentração através da equação D.4

$$tc = \frac{L}{V} \quad \text{equação D.4}$$

onde:

tc : tempo de concentração (segundos);

L : comprimento do trecho onde ocorre escoamento (m);

V : velocidade do escoamento (m/s).

Quando se tratarem de vários trechos de drenagem deve ser calculado um tc para cada trecho, e o tc total será dado pela soma dos tc individuais.

Exemplo D.1: Determinar o tempo de concentração da sub-bacia da figura D.1 localizada na região de influência do posto do 8º Distrito, que contribui para o sistema de macrodrenagem. O projeto em estudo é de macrodrenagem, portanto consideraremos que o tempo de retorno para projeto é de 10 anos.

O comprimento médio da superfície de escoamento é de 1000m, com uma declividade média de 0,05 m/m. A sub-bacia encontra-se em uma região urbanizada, portanto pode-se considerar que a superfície está alisada.

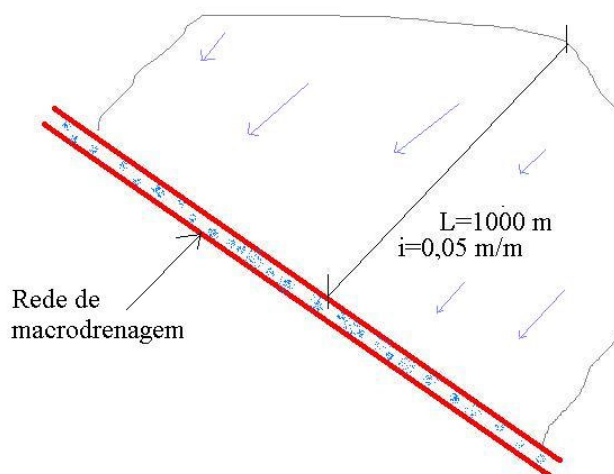


Figura D.1 - Croqui do exemplo D.1

Solução: Seleciona-se primeiramente a equação IDF do posto do 8º Distrito:

$$i = \frac{1297,9T^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}}$$

A partir da equação, determina-se:

Tempo 24 h (min)	TR macro	I (mm/h)	I (mm)
1440	10	3.95	94.82

Portanto, a P_{24} para este projeto é 94.82 mm.

Substituindo na fórmula para o cálculo do tempo de concentração resulta:

$$t_c = \frac{5,474 \cdot (0,011 \cdot 1000)^{0,8}}{94,82^{0,5} \cdot 0,05^{0,4}} = 12,69 \text{ minutos}$$

Exemplo D.2: Na bacia da figura D.2 existem quatro tipos de condições escoamento, conforme tabela D.2. Calcular o tempo de concentração de cada segmento, bem como o t_c total. Utilizar a equação IDF do 8º Distrito para um TR de 10 anos.

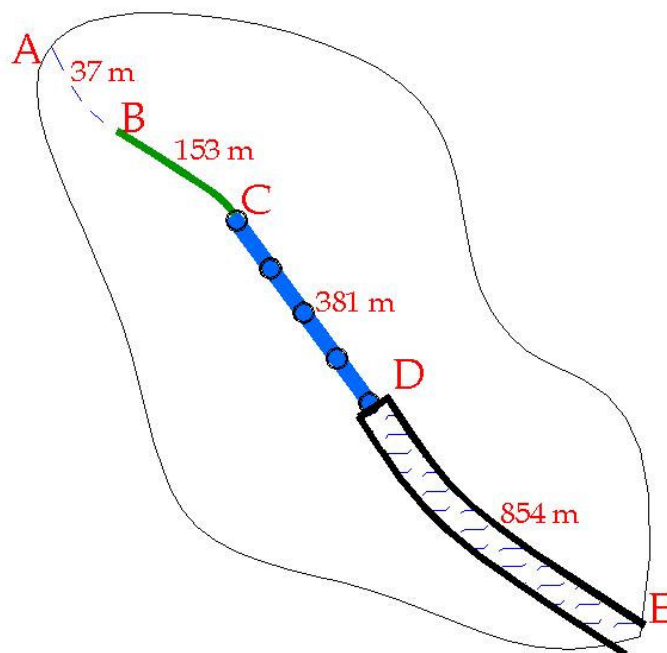


Figura D.2 - Croqui do exemplo D.2

Tabela D2 - Características dos segmentos do exemplo D.2

Segmento	Descrição	Declividade (m/m)	Comprimento (m)
A - B	Escoamento superficial (estacionamento concreto de um lote)	0,02	37
B - C	Escoamento em pequeno canal gramado (B=1m; H=0,1m; n=0,017)	0,06	153
C - D	Rede de microdrenagem $\phi=1\text{m}$ e $n=0,015$ (PVs, curvas, expansões, etc.)	0,018	381
D - E	Rede de macrodrenagem B=1,50m, H=1m, Z=1:1, n=0,019 (canal trapezoidal aberto)	0,0053	854

*as rugosidades para os trechos em canais estão apresentadas no Anexo F - Coeficientes de rugosidade de Manning para canais

Solução: A $P_{24} = 94,82 \text{ mm}$ já foi determinada no exemplo D.1.

- 1) Calcular o tempo de viagem do escoamento superficial do segmento A-B. Da tabela D.1 obtemos para superfície alisada $n = 0,011$, substituindo os valores em D.1 resulta:

$$t_c = \frac{5,474 \cdot (0,011 \cdot 37)^{0,8}}{94,82^{0,5} \cdot 0,02^{0,4}} = 1,31 \text{ minutos}$$

- 2) Calcular o tempo de viagem no segmento B-C.

$$Rh = \frac{(1,0,1)}{(1 + 2,0,1)} = 0,083m$$

$$V = \frac{(0,083)^{2/3} \cdot (0,06)^{1/2}}{0,017} = 2,74m/s$$

$$t_c = \frac{153}{2,74} = 19,3s = 0,32 \text{ min}$$

- 3) Calcular o tempo de viagem no segmento C-D.

$$Rh = \frac{(II,0,5^2)}{(2 \cdot II,0,5)} = 0,25m$$

$$V = \frac{(0,25)^{2/3} \cdot (0,018)^{1/2}}{0,015} = 3,55m/s$$

$$t_c = \frac{381}{3,55} = 107,3s = 1,8 \text{ min}$$

- 4) Calcular o tempo de viagem no segmento D-E.

$$Rh = \frac{(3,5 + 3) \cdot 1,0,5}{(2 \cdot 1,41 + 1,5)} = 0,75m$$

$$V = \frac{(0,75)^{2/3} \cdot (0,0053)^{1/2}}{0,019} = 3,16m/s$$

$$t_c = \frac{854}{3,16} = 270s = 4,50 \text{ min}$$

Logo o tempo de concentração total é:

$$t_c = 1,31 + 0,32 + 1,8 + 4,50 = 7,93 \text{ minutos}$$

Anexo E

Relação habitacional para estimativa da área impermeável

Relações habitacionais para estimativa de área impermeável

A urbanização de uma área produz aumento das áreas impermeáveis e modificações no sistema de drenagem, produzindo maior volume de escoamento superficial e acréscimo de velocidade do escoamento. Nos projetos de drenagem urbana é necessário determinar a área impermeável e a velocidade do escoamento devido à nova urbanização.

Nos projetos de macrodrenagem, quando não é conhecida a ocupação futura da bacia à montante, também se desconhece a área impermeável; no entanto, é necessário estimá-la com base em elementos de planejamento urbano. No passado os projetos de redes de drenagem eram realizados sem uma avaliação dos cenários futuros de ocupação urbana. Hoje em dia tornou-se evidente a necessidade do planejamento de qualquer ação, além da avaliação preventiva de futuros impactos.

Devido às características topográficas da cidade de Porto Alegre, e à tendência da maioria das áreas urbanas, o crescimento demográfico tem ocorrido no sentido de jusante para montante das bacias hidrográficas. Considerando esta tendência, a população que ocupa a bacia mais recentemente produz impactos sobre a população mais antiga.

Portanto, devem ser considerados os dois cenários de urbanização da cidade:

➤ **Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental de Porto Alegre (PDDUA/POA).**

O PDDUA especifica para as diferentes áreas da cidade a densificação máxima prevista no referido Plano. A densidade é obtida em habitantes/hectare em função do tipo de ocupação prevista na região. Portanto, o horizonte temporal de planejamento considerado para o dimensionamento das redes de drenagem deve considerar todo o acréscimo de urbanização – impermeabilização permitida por lei.

➤ **Evolução não controlada da ocupação da cidade**

Esta situação retrata uma cidade desenvolvendo-se informalmente, através do aparecimento de loteamentos clandestinos ou invasão de áreas públicas e privadas, alterando os condicionantes previstos, além da natural dinâmica urbana.

Neste anexo é apresentado um método de estimativa da área impermeável para bacias com área superior a 2 km² com base na densidade habitacional.

A área impermeável é entendida como a área que não permite infiltração da água precipitada sobre a mesma, fazendo com que o escoamento ocorra diretamente para a rede de drenagem pluvial. Existem áreas impermeáveis onde o volume precipitado escoar para áreas onde pode ser infiltrado, o que não caracteriza área impermeável para efeito de drenagem.

A área impermeável e a densidade habitacional foram relacionados por Campana e Tucci (1994) com base em dados das cidades de Curitiba, São Paulo e Porto Alegre. A determinação da área impermeável foi realizada através de imagens de satélites, e foi obtida a curva ajustada aos valores destas cidades, apresentada na figura E.1. A tabela E.1 permite a estimativa dos valores com maior facilidade. Esta relação foi obtida para as seguintes condições:

- Bacias com áreas acima de 2 km². Para áreas menores podem ocorrer muitas distorções;
- Áreas com predominância de ocupação residencial;
- Distribuição uniforme de ocupação uni e multifamiliar;

Obs: Bacias com acentuado relevo e grandes áreas verdes poderão ocorrer distorções.

Para áreas menores que a mencionada é possível determinar a área impermeável diretamente. Para áreas industriais e comerciais a estimativa deve buscar identificar o tipo de ocupação e obter os valores de áreas impermeáveis por amostragem.

Tabela E.1 - Relação entre densidade habitacional e área impermeável

Densidade Urbana (hab/ha)	Área Impermeável (%)
0	0
10	3,5
20	7,9
30	13,0
40	18,3
50	24,2
60	30,4
70	36,9
80	43,1
90	49,0
100	53,3
110	57,2
120	60,4
150	64,2
200	65,2

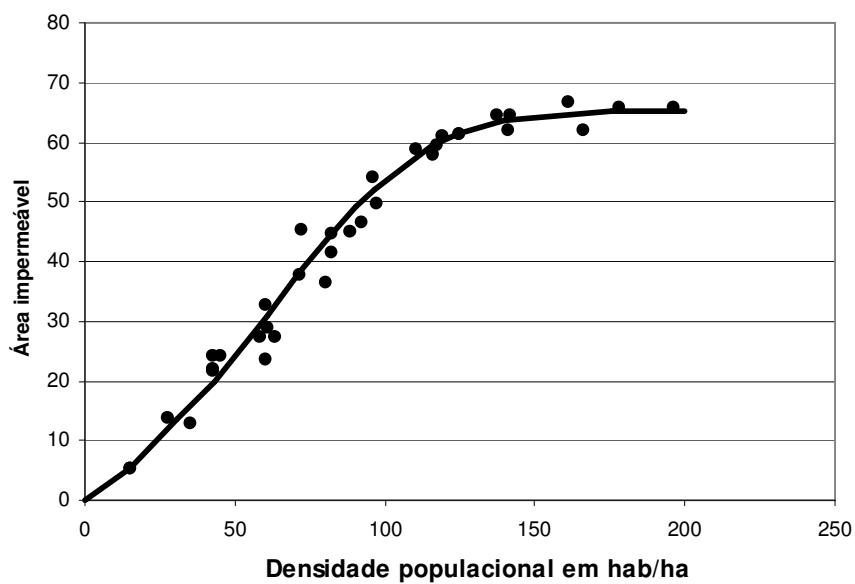


Figura E.1 - Relação entre áreas Impermeáveis e densidade habitacional

Anexo F

Coeficientes de rugosidade de Manning para canais

Coeficientes de rugosidade de Manning para canais

Tabela F1 - Coeficiente de rugosidade de Manning	
Características	n
Canais revestidos:	
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura	0,30 - 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30 cm de altura	0,30 - 0,060
Galerias de concreto:	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 - 0,014
Moldado no local com formas metálicas simples	0,012 - 0,014
Moldado no local com formas de madeira	0,015 - 0,020
Sarjetas:	
Asfalto suave	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 - 0,017
Pedras	0,017

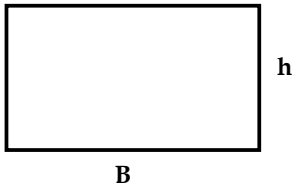
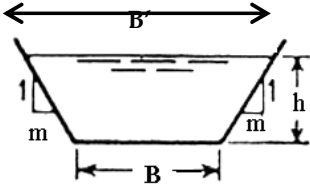
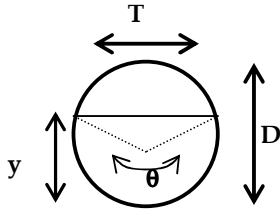
Para outros tipos de materiais pode-se recorrer às tabelas e fotografias apresentadas por Chow (1959), no livro *Open-channel Hydraulics*.

Anexo G

Elementos geométricos das seções dos canais

Elementos geométricos das seções dos canais

Tabela G1 - Elementos geométrico das seções dos canais

Características	Retangular	Trapezoidal	Circular
			
Área	$B \cdot h$	$(B + m.h) \cdot h$	$\frac{1}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta) \cdot D^2$
Perímetro molhado	$B + 2.h$	$B + 2.h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \cdot \theta \cdot D$
Raio hidráulico	$\frac{B.h}{B + 2.h}$	$\frac{(B + h.m).h}{B + 2.h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) \cdot D$

Para outros tipos de seção pode-se recorrer às tabelas apresentadas por Chow (1959), no livro *Open-channel Hydraulics*.

Anexo H

Curve Numbers (CNs)

Curve Numbers (CNs)

Tabela H.1 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do 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 em 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 com relva em mais de 75% 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 (m2) % 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, Arruamentos e estradas:				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Anexo I

Relações para fator hidráulico de seções circulares

Tabela I1 - Relações para Fator Hidráulico de seções circulares

FH de 0.001 a 0.080			FH de 0.081 a 0.250			FH de 0.251 a 0.333		
FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D
0.0001	0.0066	0.01	0.0820	0.1935	0.35	0.2511	0.2933	0.68
0.0002	0.0132	0.02	0.0864	0.1978	0.36	0.2560	0.2948	0.69
0.0005	0.0197	0.03	0.0910	0.2020	0.37	0.2610	0.2962	0.70
0.0009	0.0262	0.04	0.0956	0.2062	0.38	0.2658	0.2975	0.71
0.0015	0.0326	0.05	0.1003	0.2102	0.39	0.2705	0.2988	0.72
0.0022	0.0389	0.06	0.1050	0.2142	0.40	0.2752	0.2998	0.73
0.0031	0.0451	0.07	0.1099	0.2182	0.41	0.2798	0.3008	0.74
0.0041	0.0513	0.08	0.1148	0.2220	0.42	0.2842	0.3017	0.75
0.0052	0.0575	0.09	0.1197	0.2258	0.43	0.2886	0.3024	0.76
0.0065	0.0635	0.10	0.1248	0.2295	0.44	0.2928	0.3031	0.77
0.0080	0.0695	0.11	0.1298	0.2331	0.45	0.2969	0.3036	0.78
0.0095	0.0755	0.12	0.1350	0.2366	0.46	0.3009	0.3040	0.79
0.0113	0.0813	0.13	0.1401	0.2401	0.47	0.3047	0.3042	0.80
0.0131	0.0871	0.14	0.1453	0.2435	0.48	0.3083	0.3043	0.81
0.0152	0.0929	0.15	0.1506	0.2468	0.49	0.3118	0.3043	0.82
0.0173	0.0986	0.16	0.1558	0.2500	0.50	0.3151	0.3041	0.83
0.0196	0.1042	0.17	0.1612	0.2531	0.51	0.3183	0.3038	0.84
0.0220	0.1097	0.18	0.1665	0.2562	0.52	0.3212	0.3033	0.85
0.0246	0.1152	0.19	0.1718	0.2592	0.53	0.3239	0.3026	0.86
0.0273	0.1206	0.20	0.1772	0.2621	0.54	0.3264	0.3018	0.87
0.0301	0.1259	0.21	0.1826	0.2649	0.55	0.3286	0.3007	0.88
0.0331	0.1312	0.22	0.1879	0.2676	0.56	0.3305	0.2995	0.89
0.0362	0.1364	0.23	0.1933	0.2703	0.57	0.3322	0.2980	0.90
0.0394	0.1416	0.24	0.1987	0.2728	0.58	0.3335	0.2963	0.91
0.0427	0.1466	0.25	0.2041	0.2753	0.59	0.3345	0.2944	0.92
0.0461	0.1516	0.26	0.2094	0.2776	0.60	0.3351	0.2921	0.93
0.0497	0.1566	0.27	0.2147	0.2799	0.61	0.3353	0.2895	0.94
0.0534	0.1614	0.28	0.2200	0.2821	0.62	0.3349	0.2865	0.95
0.0572	0.1662	0.29	0.2253	0.2842	0.63	0.3339	0.2829	0.96
0.0610	0.1709	0.30	0.2306	0.2862	0.64	0.3222	0.2787	0.97
0.0650	0.1756	0.31	0.2388	0.2882	0.65	0.3294	0.2735	0.98
0.0691	0.1802	0.32	0.2409	0.2899	0.66	0.3248	0.2666	0.99
0.0733	0.1847	0.33	0.2460	0.2917	0.67	0.3117	0.2500	1.00
0.0776	0.1891	0.34						

Anexo J

Perdas de carga localizadas

Perdas de carga localizadas

Nas equações apresentadas a seguir os subíndices **a** e **b** denotam a seção de **montante** e **jusante**, respectivamente.

➤ Perdas por expansão dos condutos

Expansões em um sistema de drenagem resultarão em uma ação de corte entre a alta velocidade de entrada do jato e a borda circundante. Como resultado, muita energia cinética é dissipada pelos redemoinhos correntes e turbulentos. Esta perda pode ser expressado por

$$H_e = K_e \cdot \frac{V_a^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{A_a}{A_b} \right)^2 \right]^2 \quad \text{equação J.1}$$

onde:

A: a área da seção transversal (m²);

K_e : coeficiente de perda de carga por expansão;

V: velocidade do escoamento (m/s).

O valor de K_e é aproximadamente 1,0 para o caso de uma expansão brusca e 0,2 para uma expansão com transição suave. Na figura J.1 é apresentado um esquema de expansão em condutos, e na tabela J.1 encontram-se os coeficientes de perda de carga por expansão.

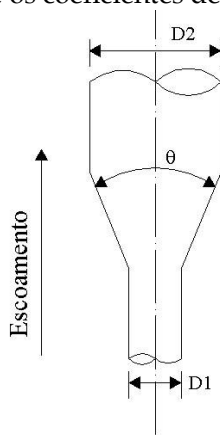


Figura J.1 - Esquema de expansão em condutos

Tabela J.1 - Coeficiente de perda de carga por expansão

θ	K_e	
	* $D_2/D_1 = 3$	* $D_2/D_1 = 1.5$
10	0,17	0,17
20	0,40	0,40
45	0,86	1,06
60	1,02	1,21
90	1,06	1,14
120	1,04	1,07
180	1,00	1,00

*para valores de D_2/D_1 entre 3 e 1.5 usar interpolação;

*se $D_2/D_1 > 3$ considerar $D_2/D_1 = 3$;

*se $D_2/D_1 < 1.5$ considerar $D_2/D_1 = 1.5$.

➤ **Perdas por contração dos condutos**

As perdas devido à contração (figura J.2) podem ser obtidas segundo a equação abaixo

$$H_c = K_c \cdot \frac{V_b^2}{2.g} \left[1 - \left(\frac{A_b}{A_a} \right)^2 \right]^2 \quad \text{equação J.2}$$

onde:

A: a área da seção transversal (m²);

K_c: coeficiente de perda de carga por contração (conforme tabela J.2);

V: velocidade do escoamento (m/s).

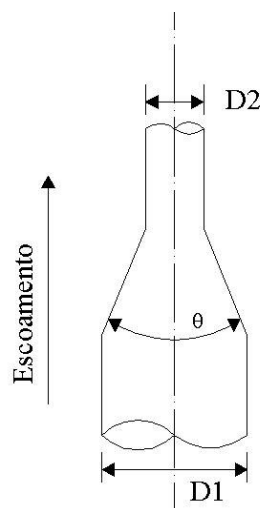


Figura J.2 - Esquema de contração na rede de drenagem

Na tabela J.2 são apresentados os coeficientes de perda de carga por contração, considerando a relação entre áreas das seções transversais.

Tabela J.2 - Coeficiente de perda de carga por contração

D ₂ /D ₁	K _c
0	0,50
0,4	0,40
0,6	0,30
0,8	0,10
1,0	0,00

➤ **Perdas devido a curvas**

As perdas de carga causadas por curvas pode ser expressa pela relação

$$H_g = K_g \cdot \frac{V_b^2}{2.g} \quad \text{equação J.3}$$

onde:

K_g: coeficiente de perdas devido a curvas (conforme tabela J.3).

Tabela J. 3 - Coeficiente de perda de carga devido a curvas

1. Curvas com raios grandes		
θ	K_g	
90°	0,25	
60°	0,20	
45°	0,18	
30°	0,14	

2. Curvas com raio igual ao D do conduto		
θ	K_g	
90°	0,50	
60°	0,43	
45°	0,35	
30°	0,25	

Obs: a perda de carga é aplicada na entrada da curva

➤ **Perdas devido a junções e poços-de-visita**

Uma junção ocorre quando um ou mais braços do sistema de drenagem entra no sistema principal, usualmente sendo conectada através de um poço-de-visita. A perda de carga para um sistema passando em um poço-de-visita (PV) ou até a entrada na rede de drenagem é calculada pela equação J.4. A perda de carga devido ao impacto das junções é calculada conforme a equação J.5.

$$H_{pv} = K_{pv} \cdot \frac{V_b^2}{2.g} \quad \text{equação J.4}$$

$$H_j = \frac{V_b^2}{2.g} - K_j \cdot \frac{V_a^2}{2.g} \quad \text{equação J.5}$$

onde:

A: a área da seção transversal (m²);

K_j : coeficiente de perda de carga devido a junções;

K_{pv} : coeficiente de perda de carga devido ao PV;

V: velocidade do escoamento (m/s).

Na figura J.3 são apresentados os coeficiente K_j e K_{pv} para algumas situações comuns de junções e poços-de-visita.

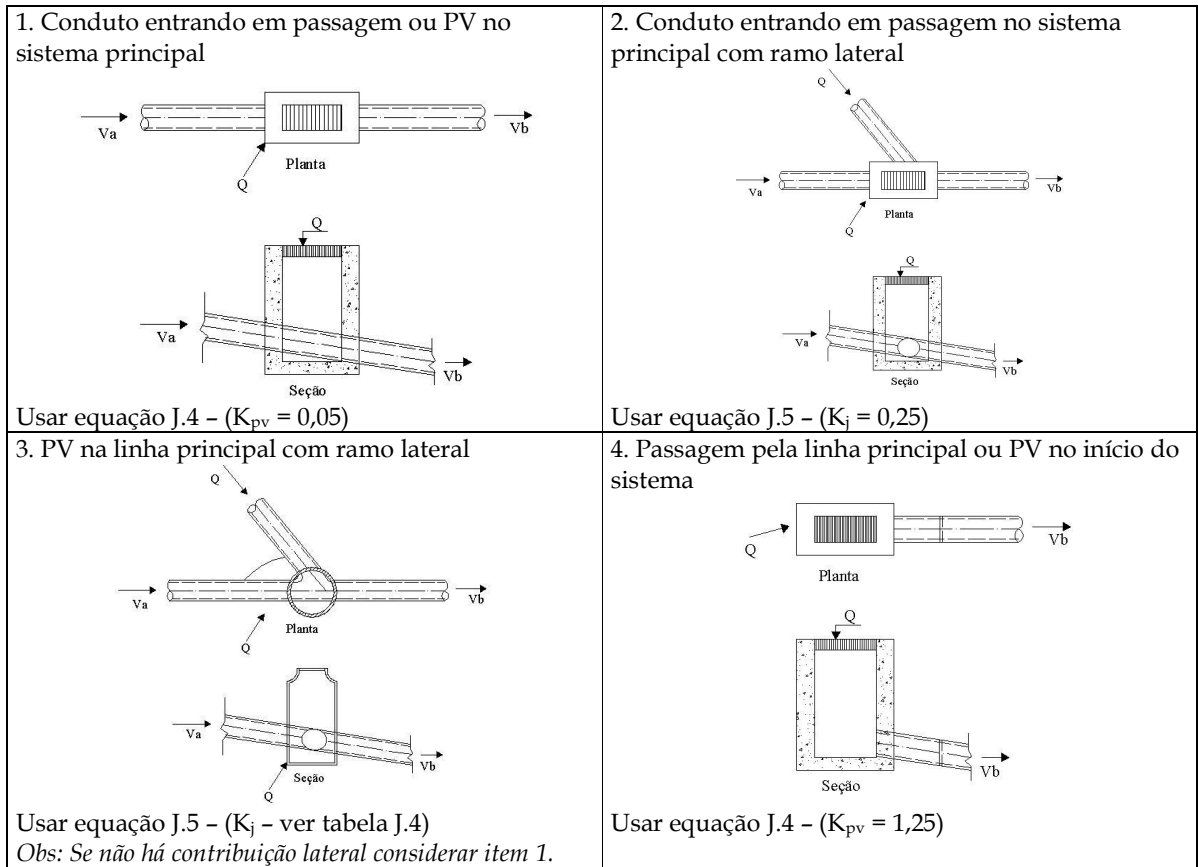


Figura J.3 - Coeficientes de perdas em junções e poços-de-visita

Tabela J.4 - Coeficiente de perda de carga por junções

θ	K_j
0,5 - 22	0,75
45	0,50
60	0,35
90	0,25

Anexo K

Equações para a determinação da profundidade normal

Equações para a determinação da profundidade normal

A profundidade normal é uma função da vazão, tamanho e forma do canal, declividade, e resistência por atrito ao escoamento. Para determinar a profundidade normal, pode-se utilizar as equações apresentadas a seguir, derivadas da equação de Manning para diferentes formas de canais.

Existem ainda as situações onde a profundidade normal está especificada no projeto do sistema de drenagem, não havendo portanto a necessidade da utilização das equações citadas abaixo para a determinação da mesma.

➤ Canal retangular:

$$h_{i+1} = \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}} \right)^{0,6} \left[\frac{B + 2 \cdot h_i}{B} \right]^{0,4} \quad \text{equação K.1}$$

onde:

B : base do retângulo (m);

n : rugosidade de Manning (consultar anexo F);

Q : vazão (m³/s);

S : declividade do canal (m/m);

h_i : estimativa inicial da profundidade normal (m);

h_{i+1} : altura normal resultante da estimativa inicial (m).

A equação K.1 é recursiva, portanto o valor da profundidade normal é obtido por tentativas, até que h_{i+1} seja igual a h_i .

➤ Canal circular:

$$h_i = \frac{D}{2} \cdot \left[1 - \cos\left(\frac{\theta_i}{2}\right) \right] \quad \text{equação K.2}$$

onde:

D : diâmetro do tubo (m);

θ_i : ângulo em radianos, formado no interior da seção (figura K.1). O valor de θ é determinado a partir da equação recursiva K.3.



Figura K.1 - Determinação do ângulo θ

$$\theta_{i+1} = \text{sen } \theta_i + 6,06 \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}} \right)^{0,6} \cdot D^{-1,6} \cdot \theta_i^{0,4} \quad \text{equação K.3}$$

onde:

D : diâmetro do tubo (m);

n : rugosidade de Manning (consultar anexo F);

Q : vazão (m³/s);

S : declividade do canal (m/m);

θ : estimativa inicial do ângulo (rad);

θ_{+1} : ângulo resultante da estimativa inicial (rad).

A estimativa do ângulo θ a ser utilizado na equação K.2, é feita por tentativas, com a equação K.3, onde arbitra-se um valor inicial de θ e calcula-se θ_{+1} ; o valor encontrado de θ_{+1} será o novo valor de θ no cálculo seguinte; o processo termina quando $\theta_{+1} = \theta$.

➤ **Canal trapezoidal:**

$$h_{i+1} = \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}} \right)^{0,6} \left[\frac{B + (2 \cdot h_i \cdot \sqrt{1 + m^2})}{B + m \cdot h_i} \right]^{0,4} \quad \text{equação K.4}$$

onde:

B : base do trapézio (m);

n : rugosidade de Manning (consultar anexo F);

Q : vazão (m³/s);

S : declividade do canal (m/m);

m : relação horizontal do talude (1:m), conforme figura K.2;

h_i : estimativa inicial da profundidade normal (m);

h_{i+1} : altura normal resultante da estimativa inicial (m).

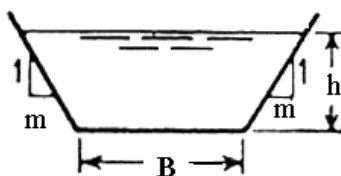


Figura K.2 - Determinação do fator m

Assim como as equações K.1 e K.3, a equação K.4 também é recursiva, portanto o valor da profundidade normal é obtido por tentativas, até que h_{i+1} seja igual a h_i .

Anexo L

Modelos de procedimento de projeto

Modelo de procedimento de projeto Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de infiltração - parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada	
<p>1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo da superfície Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f_1 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f_1 = 1$ </p>	Prof = _____ m
<p>2. Camada impermeável da superfície infiltrante 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f_2 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f_2 = 1$ </p>	Prof = _____ m
<p>3. A superfície infiltrante está preenchida (assinale Sim ou Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> $f_3 = 1$ </p> <p>Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim)</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f_3 = 1$ Não <input type="checkbox"/> $f_3 = 0$ </p>	
<p>4. Solos das duas camadas é do tipo D, do SCS (assinale Sim ou Não): ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f_4 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f_4 = 1$ </p>	
<p>5. Fator f global $f = f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_4$</p>	f = <input style="width: 50px;" type="text"/>
<p>5. Conclusão Se $f = 1$, marcar a opção passar para a parte 2 Se $f = 0$, marcar a opção não passar para a parte 2</p> <p style="text-align: right;"> Passar para parte 2 <input type="checkbox"/> Não passar para parte 2 <input type="checkbox"/> </p>	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de percolação – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada	
1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo do fundo Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim <input type="checkbox"/> $f1 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f1 = 1$	Prof = _____ m
2. Camada impermeável do fundo do leito de percolação 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim <input type="checkbox"/> $f2 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f2 = 1$	Prof = _____ m
3. O leito de percolação está preenchido (Sim ou Não): Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> $f3 = 1$ Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim) Sim <input type="checkbox"/> $f3 = 1$ Não <input type="checkbox"/> $f3 = 0$	
4. Solos das duas camadas é do tipo C ou D, do SCS (Sim ou Não): Ou a condutividade hidráulica saturada é menor que $2 \cdot 10^{-5}$ m/s Sim <input type="checkbox"/> $f4 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f4 = 1$	
5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$	f = <input type="text"/>
5. Conclusão Se $f = 1$, marcar a opção passar para a parte 2 Se $f = 0$, marcar a opção não passar para a parte 2 Passar para parte 2 <input type="checkbox"/> Não passar para parte 2 <input type="checkbox"/>	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p>1. Coeficiente de infiltração (q)</p> Solo (marcar a opção): Cascalho (10 - 1000 mm/h) <input type="checkbox"/> Areia (0,1 - 100 mm/h) <input type="checkbox"/> Areno lemoso (0,01 - 1 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo arenoso (0,05 - 0,50 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo (0,001 - 0,1 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo siltooso (0,0005 - 0,05 mm/h) <input type="checkbox"/> Características Calcárias (0,001 - 100 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo argilo arenoso (0,001 - 0,01 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo argilo siltooso (0,00005- 0,05 mm/h) <input type="checkbox"/> Argila (< 0,0001 mm/h) <input type="checkbox"/> Rocha (0,00001- 0,1 mm/h) <input type="checkbox"/> Outro valor de q*: _____ <input type="checkbox"/> * Recomendável ensaios de campo para a determinação de q Nestes testes, tomar o menor valor	q = _____ m/h
<p>2. Porosidade (Item somente é considerado nos sistemas tridimensionais) que serão apresentados nos itens a seguir</p> Existe preenchimento no dispositivo (Sim ou Não) <input type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Se Sim, observar as opções abaixo: Rocha dinamitada (30 %) <input type="checkbox"/> Cascalho de granulometria uniforme (40 %) <input type="checkbox"/> Cascalho graduado ($\leq \frac{1}{4}$ polegadas) (30 %) <input type="checkbox"/> Cascalho de jazida (15 - 25 %) <input type="checkbox"/> Outro valor de ϕ (Sim ou Não) <input type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Se Sim, informar porosidade:	ϕ = _____ %
<p>3. Chuva</p> IDF utilizada: Redenção: $I = (1265,7 \cdot T^{0,052}) / (t+12)^{(0,88/T^{0,05})}$ <input type="checkbox"/> Aeroporto: $I = (826,8 \cdot T^{0,143}) / (t+13,3)^{0,79}$ <input type="checkbox"/> 8º Distrito: $I = (1297,9 \cdot T^{0,171}) / (t+11,6)^{0,85}$ <input type="checkbox"/> IPH: $I = (509,859 \cdot T^{0,196}) / (t+10)^{0,72}$ <input type="checkbox"/> Cavalhada <input type="checkbox"/>	
<p>4. Durações utilizadas e intensidades correspondentes</p>	I = _____ mm/h I = _____ mm/h I = _____ mm/h I = _____ mm/h I = _____ mm/h
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação																																							
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:																																							
1. Coeficiente de infiltração (q) Aplicando o fator de segurança da tabela 6.8 - Fator de segurança (FS) q de projeto = q/F_s Justificativa para F_s		$q = \underline{\hspace{2cm}}$ m/h $F_s = \underline{\hspace{2cm}}$ $q = \underline{\hspace{2cm}}$ m/h																																					
2. Porosidade ($\phi = 1$ para bacia ou valo de infiltração) Se a estrutura for um poço de infiltração em formato cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3 Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>		$\phi = \underline{\hspace{2cm}}$ %																																					
Raio das seções dos anéis Largura da escavação Comprimento da escavação Porosidade ϕ' $\phi' = [\pi r'^2 + \phi(W \cdot L - \pi r'^2)] / (W \cdot L)$		$r' = \underline{\hspace{2cm}}$ m $W = \underline{\hspace{2cm}}$ m $L = \underline{\hspace{2cm}}$ m $\phi' = \underline{\hspace{2cm}}$ % $A = \underline{\hspace{2cm}}$ m ²																																					
3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido		Largura = <u> </u> m e Comprimento = <u> </u> m																																					
4. Valor es de a, b e h_{max} Área A_b de infiltração Perímetro $a = A_b/P - A \cdot I/P \cdot q$ $b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$ Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração / percolação", calculam-se os valores de a, b e h_{max} Obs: desta vez, I está em m/h e t em h Máximo valor de h_{max} $h_{max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$		$A_b = \underline{\hspace{2cm}} = \underline{\hspace{2cm}}$ m ² $P = 2 \times (\underline{\hspace{2cm}} + \underline{\hspace{2cm}}) = \underline{\hspace{2cm}}$ m																																					
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>I (m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>a</th> <th>b h⁻¹</th> <th>h_{max} (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>			I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h_{max} (m)																														
I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h_{max} (m)																																			
		$h_{max} = \underline{\hspace{2cm}}$ m																																					
4. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{esv} = [\phi A_b / (q \cdot p)] \cdot \ln[(h_{max} + A_b/P) / (h_{max}/2 + A_b/P)]$		$t_{esv} = \underline{\hspace{2cm}}$ h																																					
Observações:																																							

Modelo de procedimento de projeto Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração																																							
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:																																							
1. Material Porosidade (ϕ)	$\phi =$ _____																																						
2. Solo Condutividade hidráulica saturada (k) Reduzir o valor da condutividade por um fator de segurança	$K =$ _____ m/s																																						
Condutividade hidráulica de projeto em caso de redução	Em caso de redução: Fator = _____ $k/\text{Fator} =$ _____ m/s																																						
3. Coeficiente de escoamento (C) (Entre 0,85 e 0,95)	$C =$ _____																																						
4. Área contribuinte (A)	$A =$ _____ m ²																																						
5. Dimensões iniciais da trincheira Comprimento Largura Altura (recomenda-se alturas entre 1 e 2m) Área de percolação $A_{perc} = 2 \cdot h \cdot (b+L)$ Volume da trincheira ($V_T = h \cdot b \cdot L$)	$L =$ _____ m $b =$ _____ m $h =$ _____ m $A_{perc} =$ _____ m ² $V_T =$ _____ m ³																																						
6. Curvas de volume de entrada e saída da estrutura Obs: A intensidade da precipitação é fornecida em (l/s/ha)	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 10%;">t (h)</th> <th style="width: 15%;">I (l/s/ha)</th> <th style="width: 10%;">V_e (m³)</th> <th style="width: 10%;">V_s (m³)</th> <th style="width: 15%;">V_e - V_s (m³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	t (h)	I (l/s/ha)	V _e (m ³)	V _s (m ³)	V _e - V _s (m ³)																															Volume (V): _____ m ³ $V_{dim} =$ _____ ³		
t (h)	I (l/s/ha)	V _e (m ³)	V _s (m ³)	V _e - V _s (m ³)																																			
Volume afluente: $V_e = 1,25 \cdot [3600 \cdot C \cdot (I/1000) \cdot t \cdot A]$ Volume de saída: $V_{es} = k \cdot (A_{perc}/2) \cdot 3600 \cdot t$ Volume necessário: $V = \text{máx}(V_e - V_s)$ Volume dimensionamento: $V_{dim} = V/\phi$ Comparar V_T com V_{dim} : - se $V_T \gg V_{dim} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e recomeçar no item 5; - se $V_T < V_{dim} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no item 5; - se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.	Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>																																						
6. Conduto auxiliar (Sim ou Não)																																							
Observações:																																							

Modelo de procedimento de projeto	
Dimensionamento de reservatório	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Características da área Largura do lote Comprimento do lote Área A = (l.c) / 10.000 Declividade média (m/m) Comprimento do talvegue ou ede contribuinte (m) Coeficiente de escoamento correspondente à impermeabilização	l = _____ m c = _____ m A = _____ ha S = _____ m/m L = _____ m C = _____
2. Determinação da vazão máxima de saída do lote $Q_{pd} = 20,8.A$	$Q_{pd} =$ _____ l/s
3. Determinação do volume de armazenamento Área Impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais Volume a ser armazenado ($V = 4,25.A.AI$)	AI = _____ % V = _____ m ³
4. Determinação das características do reservatório Existe restrição de cota para implantação do reservatório	Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Se a resposta for "Sim" informar a altura H a ser usada no dimensionamento e calcular a área em planta necessária para o armazenamento ($A_{planta} = V/H$) Se a resposta for "Não" informar a área em planta desejada e calcular a altura necessária para o armazenamento ($H = V/A_{planta}$)	H = _____ m $A_{planta} =$ _____ m ² $A_{planta} =$ _____ m ² H = _____ m
5. Determinação da seção do descarregador de fundo Informar a diferença h_c entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção de saída Se o descarregador utilizado for um orifício $A_c = 0,37.Q_{pd} / \sqrt{h_c}$ Se o descarregador utilizado for um bocal $A_c = 0,45.Q_{pd} / \sqrt{h_c}$ Caso o descarregador utilizado seja circular definir o diâmetro Se o descarregador é um orifício e circular $D = 0,69.\sqrt{Q_{pd}} / \sqrt{\sqrt{h_c}}$ Se o descarregador utilizado for um bocal $D = 0,76.\sqrt{Q_{pd}} / \sqrt{\sqrt{h_c}}$	$h_c =$ _____ m $A_c =$ _____ m ² $\phi =$ _____ mm $D =$ _____ m
6. Dimensionamento do vertedor de excessos Espessura da parede do vertedor Se $e < 3$ cm $C_v = 0,64$; Se $e > 3$ cm $C_v = 0,86$ Tempo de concentração (Conforme metodologia do Anexo D)	$e =$ _____ cm $C_v =$ _____ $t_c =$ _____ minutos
IDF do local:	Redenção: $I = (1265,7.T^{0,052}) / (t+12)^{0,88/T^{0,05}}$ <input type="checkbox"/> Aeroporto: $I = (826,8.T^{0,143}) / (t+13,3)^{0,79}$ <input type="checkbox"/> 8º Distrito: $I = (1297,9.T^{0,171}) / (t+11,6)^{0,85}$ <input type="checkbox"/> IPH: $I = (509,859.T^{0,196}) / (t+10)^{0,72}$ <input type="checkbox"/>
Determinar a vazão de descarga do vertedor $Q_v = 0,278.CA$ onde A em km ² Determinação do comprimento do vertedor (L _v) Se o vertedor for de parede delgada $L_v = Q_v / (2,95.Q_{\psi_{max}})^{1,5}$ Se o vertedor for de parede espessa $L_v = Q_v / (1,704.Q_{\psi_{max}})^{1,5}$	$I_{50 \text{ anos}} =$ _____ (mm/h) $Q_v =$ _____ m ³ /s $L_v =$ _____ m
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 1	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Localização	
2. Área	A = _____ km ²
3. Contexto de bacia	
É sub-bacia de alguma outra bacia ? (Sim ou Não)	
Em caso afirmativo, qual a bacia ?	
Sim <input type="checkbox"/>	
Não <input type="checkbox"/>	
4. Comprimento	L = _____ km
5. Desnível	H = _____ m
6. Tempo de concentração	tc = _____ min
Determinado conforme Anexo D	
7. Afluentes	
Há algum afluente ? (Sim ou Não)	
Descrever caso a opção marcada for a Sim	
Sim <input type="checkbox"/>	
Não <input type="checkbox"/>	
8. Geologia	
9. Solos (classificação geológica)	
10. Solos (classificação do SCS)	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem – parte 2	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Rede de drenagem não canalizada	
2. Rede de drenagem canalizada	
3. Outras descrições	
4. Urbanização	
Observações:	

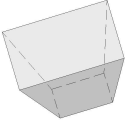
Modelo de procedimento de projeto	
“Definição de cenários para estudos de macrodrenagem”	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Número de cenários	
2. Descrição dos cenários	
Observações:	

Modelo de procedimento de macrodrenagem Determinação do CN e parâmetros para a precipitação de projeto	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Cenário 2. Área 2. Comprimento 3. Desnível 4. CN Fonte dos dados de CN Valor do CN 5. Armazenamento e perdas iniciais $S = 25400 / CN - 254$ $I_a = 0,2 \cdot S$ 6. Tempo de concentração (Anexo D) $t_c = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}}$ 7. Tempo de retorno 8. Duração da chuva e discretização Duração da chuva (recomendado = $2 \cdot t_c$) Discretização (recomendado = $t_c / 5$) 9. Número de intervalos de tempo $N_{int} = t / \Delta t$ 10. Curva IDF Redenção: $I = \frac{(1265,7 \cdot T^{0,052})}{(t+12)^{(0,88/T^{0,05})}}$ Aeroporto: $I = \frac{(826,8 \cdot T^{0,143})}{(t+13,3)^{0,79}}$ 8º Distrito: $I = \frac{(1297,9 \cdot T^{0,171})}{(t+11,6)^{0,85}}$ IPH: $I = \frac{(509,859 \cdot T^{0,196})}{(t+10)^{0,72}}$	A = _____ km ² L = _____ km H = _____ m CN = _____ S = _____ mm I _a = _____ mm t _c = _____ min TR = _____ anos t = _____ min Δt = _____ min N _{int} = _____ intervalos Adotado = _____ intervalos
11. Reordenamento Assinale Sim ou Não se Sim, informar a posição do pico Sim <input type="checkbox"/> se Sim 25% <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> se Sim 50% <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> se Sim 75% <input type="checkbox"/>	Valor = _____
12. Coeficiente dos Polígonos de Thiessen	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto Hidrograma Unitário triangular SCS	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Área 2. Tempo de concentração 3. Tempo de pico $tp = 0,6 \cdot tc$ 4. Intervalo de tempo 5. Vazão máxima $tm = \Delta t / 2 + tp$ $Qp = 0,208 \cdot A / tm$ 6. Tempo de recessão $tr = 1,67 \cdot tp$ 7. Tempo de base $tb = tr + tm$	$A = \underline{\hspace{2cm}} \text{ km}^2$ $tc = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $tp = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $\Delta t = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $tm = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $Qp = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}^3/\text{s}$ $tr = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $tb = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto Parâmetros para a convolução	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Tempo de base 2. Intervalo de tempo 3. Número de ordenadas do hidrograma unitário $k = tb / \Delta t$ 4. Número de ordenadas da precipitação 5. Número de intervalos de tempo do hidrograma Número de ordenadas do hidrograma resultante calculado é $n = k + m - 1$ Os valores diferentes de zero de vazão são calculados até n	$tb = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $\Delta t = \underline{\hspace{2cm}} \text{ h}$ $k = \underline{\hspace{2cm}} \text{ ordenada(s)}$ k adotado $\underline{\hspace{2cm}} \text{ ordenada(s)}$ $m = \underline{\hspace{2cm}} \text{ ordenada(s)}$ $n = \underline{\hspace{2cm}} \text{ ordenada(s)}$ n adotado $\underline{\hspace{2cm}} \text{ ordenada(s)}$
Observações:	

Modelo de procedimento de dimensionamento de macrodrenagem Propagação em canal - Muskingun-Cunge	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Comprimento do trecho 2. Base do canal 3. Altura do canal 4. Declividade 5. Rugosidade 6. Tempo de pico 7. Intervalo de tempo do hidrograma 8. Tempo total do hidrograma 9. Vazão máxima a ser propagada 10. Limite de aplicabilidade de Muskingun-Cunge $T = 30 / (So \cdot \sqrt{g/ho})$	Comp. = _____ m B = _____ m ho = _____ m So = _____ m/m n = _____ tp = _____ min Δt hidro. = _____ min Ttotal = _____ min Qmáx = _____ m ³ /s T = _____ min
Se $T \geq T_{total}$ prosseguir o preenchimento	
11. Vazão de referência $Q_{ref} = 2/3 Q_{máx}$ 12. Celeridade $Co = (1,67 \cdot So^{0,3} \cdot Q_{ref}^{0,4}) / (n^{0,6} \cdot B^{0,4})$ 13. Estimativa de dx $dx = (2,5 \cdot Q_{ref}) / (So \cdot B \cdot Cel)$ 14. Número de trechos $N_{trecho} = Comp. / dx = 2,54$ (fracionário) => 3 (inteiro) 15. Δx final dos trechos $\Delta x = Comp. / N_{trecho}$ util. 16. Valor do parâmetro K $K = \Delta x / Cel$ 17. Valor do parâmetro X $X = 0,5 \cdot [1 - (Q_{ref} / B \cdot So \cdot Cel \cdot \Delta x)]$ 18. Determinação de Δt de cálculo $\Delta t = tp / 5$ 19. Verificação da validade dos parâmetros $0 \leq X \leq 0,5$ Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Se for não deve-se adotar outro Δx, e voltar ao passo 15. Se for sim, fazer a verificação a baixo $2X \leq \Delta t / K \leq 2(1-X)$ Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Se não deve-se adotar outro Δt e verificar novamente; pode-se adotar outro Δx e recomeçar a partir de 16 Atende às condições de precisão numérica Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> *consultar curvas de precisão (fig.8.8) Se for não deve-se adotar outro Δt e verificar novamente Pode-se adotar outro Δx, e refazer os cálculos a partir de 16 20. Determinação dos ponderadores C1, C2 e C3 (Ver equações 8.6) Se C1 for negativo => reduzir Δx Se C3 for negativo => reduzir Δt Condição: $C1 + C2 + C3 = 1$	Qref = _____ m ³ /s Cel = _____ m/s dx = _____ m Ntrecho = _____ trechos Δx = _____ m K = _____ s X = _____ Δt = _____ s Δt/K = _____ K/Δt = _____ C1 = _____ C2 = _____ C3 = _____
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto							
Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório							
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:							
1. Volume mínimo necessário (V_{min}) 2. Forma Retangular <input type="checkbox"/> Tronco pirâmide <input type="checkbox"/> Outra <input type="checkbox"/>	$V_{min} =$ <input type="text"/> m^3						
3. Tronco de pirâmide (Se outra forma, não preencha) Comprimento da base inferior c_{inf} Comprimento da base superior c_{sup} Largura da base inferior l_{inf} Largura da base superior l_{sup} $A_{inf} = l_{inf} \cdot c_{inf}$ $A_{sup} = l_{sup} \cdot c_{sup}$ Profundidade P Volume $V = P/3 \cdot [A_{inf} + A_{sup} + (A_{inf} \cdot A_{sup})^{1/2}]$ Talude I (horizontal/vertical)	 $c_{inf} =$ <input type="text"/> m $c_{sup} =$ <input type="text"/> m $l_{inf} =$ <input type="text"/> m $l_{sup} =$ <input type="text"/> m $A_{inf} =$ <input type="text"/> m^2 $A_{sup} =$ <input type="text"/> m^2 $P =$ <input type="text"/> m $V =$ <input type="text"/> m^3 $I =$ <input type="text"/>						
4. Retangular (Se outra forma, não preencha) Comprimento c Largura l Profundidade P Área $A = l \cdot c$ Volume $V = A \cdot P$	$c =$ <input type="text"/> m $l =$ <input type="text"/> m $P =$ <input type="text"/> m $A =$ <input type="text"/> m^2 $V =$ <input type="text"/> m^3						
5. Cotas do reservatório Cota de fundo Z_o Cota topo $Z = Z_o + P$	$Z_o =$ <input type="text"/> m $Z =$ <input type="text"/> m $S_o =$ <input type="text"/> m^3						
6. Armazenamento Inicial (S_o)							
7. Curva cota x Armazenamento Caso o reservatório seja <i>retangular</i> , S é calculado por: $S = c \cdot l \cdot prof$ Caso o reservatório seja na forma de tronco de <i>pirâmide</i> $S = V - [(P - prof)/3] \cdot \{ A_{inf} + (l_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) + [A_{inf} (l_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot l \cdot prof)]^{1/2} \}$ Caso a forma seja outra, forneça a curva z x S como entrada Onde: prof é cada uma das profundidades discretizadas Caso exista um ajuste $Z = a \cdot S^b$, informar os valores das constantes a e b; Caso haja outro tipo de ajuste informar a equação. Caso haja $S/\Delta t = f_4(Q_{df})$ ajustada, informar. Caso haja $Q_{df} = f_1(2 \cdot S/\Delta t + Q)$ ajustada, informar	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;">Prof (m)</th> <th style="width: 45%;">z = z_o + prof (m)</th> <th style="width: 40%;">S (m³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table> $a =$ <input type="text"/> $b =$ <input type="text"/>	Prof (m)	z = z _o + prof (m)	S (m ³)			
Prof (m)	z = z _o + prof (m)	S (m ³)					
8. Existe by-pass na entrada do reservatório Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>							
Se a resposta for Sim, deve-se informar $Q_{by-pass}$	$Q_{by-pass} =$ <input type="text"/> m^3/s						
9. Intervalo de tempo de cálculo Δt cálculo do hidrograma a ser propagado	$\Delta t =$ <input type="text"/> s						
9. Estruturas de descarga Existe descarregador? Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Existe vertedor? Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>							
Se a resposta for Sim, para qualquer uma das duas perguntas acima, deve-se preencher o "Modelo de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor"							
Observações:							

Modelo de procedimento de projeto	
Descarregador de fundo e/ou Vertedor	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p>1. Descarregador de fundo:</p> <p>1.1 Número de descarregadores de fundo</p> <p>1.2. Forma da seção de saída Retangular <input type="checkbox"/> Circular <input type="checkbox"/></p> <p>1.3. Tipo de funcionamento (orifício ou bocal) Orifício <input type="checkbox"/> Bocal <input type="checkbox"/></p> <p>1.4. Existe restrição de vazão de saída do reservatório? Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/></p> <p>Se a resposta for Sim., preencher $Q_{máxd}$</p> <p>1.5. Área da seção transversal do descarregador Coeficiente de descarga C_d (conforme tabela 6.13) Profundidade total do reservatório H_t (<i>instalar descarregador no fundo</i>) Profundidade do útil reservatório H</p> <p>5.1 Se a resposta foi Sim no item 4: Calcular a área da seção transversal do descarregador usando a equação</p> $A_c = \frac{Q_{máxd}}{C' \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$ <p>5.2 Se a resposta foi Não: informar a área da seção transversal do descarregador</p> <p>1.6. Dimensionamento do descarregador</p> <p>6.1 Caso o descarregador seja circular: $A_c = 0,25 \cdot \pi \cdot (\text{Diam})^2$ Diâmetro adotado $\text{Diam} = \sqrt{A_c / \pi \cdot 0,25}$ Diâmetro adotado</p> <p>6.2 Caso o descarregador seja retangular: $A_c = l_c \cdot h_c$ Comprimento do descarregador l_c Altura adotada h_c</p> <p>1.7 Bocal (Não preencher se for orifício) Comprimento descarregador (L)</p> <p>1.8 Orifício (Não preencher se for bocal) Comprimento descarregador (L)</p> <p>2. Vertedor: Comprimento do vertedor (L_v) Cota da crista do vertedor (Z_w) Coeficiente de descarga C_v (conforme item 6.4.5)</p>	<p>$N =$ _____</p> <p>$Q_{máxd} =$ _____ m^3/s</p> <p>$C_d =$ _____</p> <p>$H_t =$ _____ m</p> <p>$H =$ _____ m</p> <p>$A_c =$ _____ m^2</p> <p>$A_c =$ _____ m^2</p> <p>$\text{Diam} =$ _____ m</p> <p>$\text{Diam}' =$ _____ m</p> <p>$l_c =$ _____ m</p> <p>$h_c =$ _____ m</p> <p>$L =$ _____ m</p> <p>$L =$ _____ m</p> <p>$L_v =$ _____ m</p> <p>$Z_w =$ _____ m</p> <p>$C_v =$ _____</p>
Observações:	