

Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira

Manual de Drenagem



Fevereiro / 2011

951-PMJ-PDC-RT-P1091 | REV.1

REV.	DATA	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO
1	01/11	Emissão Final	ASM / FG / FAC	



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE

SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

ENGECORPS ♦ HIDROSTUDIO ♦ BRLi

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA – PDDU BACIA HIDROGRAFICA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICIPIO DE JOINVILLE - SC

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ELABORADO:	ASM / FG / FAC	APROVADO:	Alberto Lang Filho
VERIFICADO:	Alberto Lang Filho	COORDENADOR GERAL:	Danny Dalberson Oliveira
Nº PMJ:		DATA:	jan/11
		FOLHA:	
Nº ENGECORPS:	951-PMJ-PDC-RT-P1091		Rev. 1

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091

Rev. 1

Janeiro / 2011

APRESENTAÇÃO

O presente relatório tem por objetivo apresentar o Manual de Drenagem, contendo as instruções para dimensionamento de obras de drenagem pluvial no Município de Joinville. É parte integrante dos estudos realizados na elaboração do PDDU – Plano Diretor de Drenagem Urbana – da bacia do rio Cachoeira.

O projeto de obras de drenagem urbana requer a participação de profissionais de engenharia capacitados e experientes. Adicionalmente, existem publicados diversos livros de hidrologia e hidráulica, bem como manuais de dimensionamento específicos para obras de drenagem urbana. A ID-13 – Referencias Bibliográficas, apresenta uma seleção de obras de referencia, as quais podem e devem ser consultadas quando da elaboração dos projetos e dimensionamento das obras.

Assim, a simples compilação de textos contendo métodos, processos de cálculo, etc. em nada acrescenta ao conhecimento desses profissionais ou melhora a qualidade das obras projetadas.

Para a elaboração do Manual de Drenagem optou-se por uma apresentação mais geral no tocante a metodologias de cálculo, as quais estão melhor detalhadas nas publicações referidas.

Para tanto, foram consultadas diversas daquelas obras relacionadas, selecionando entre as mesmas indicações, textos e figuras para compor as Instruções de Drenagem (ID) integrantes do Manual. Estes textos serviram de base para a apresentação de discussão de diversos aspectos da drenagem urbana. Em especial foram utilizados textos do Manual de Drenagem da CETESB (1986).

Na elaboração deste Manual de Drenagem se procurou apresentar critérios e dados específicos para Joinville e avaliar com mais detalhe alguns aspectos muitas vezes negligenciados, como por exemplo, os critérios e conceitos para dimensionar o escoamento em ruas e sarjetas e das captações de águas superficiais para a rede de drenagem.

Finalmente, o Manual de Drenagem esta organizado sob a forma de textos independentes, atendendo ao pedido da equipe técnica da PMJ.

ÍNDICE GERAL
MANUAL DE DRENAGEM

ID-01 - PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM

ID-02 - PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM

ID-03 - PROJETO DE OBRAS DE DETENÇÃO

ID-04 - PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

ID-05 - ESCOAMENTO SUPERFICIAL

ID-06 - MÉTODO RACIONAL

ID-07 - MÉTODO DO SCS

ID-08 - ESCOAMENTO EM RUAS

ID-09 - REDE DE GALERIAS CIRCULARES – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

ID-10 - REDE DE GALERIAS CELULARES – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

ID-11 - BUEIROS CIRCULARES E CELULARES – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

ID-12 - CANAIS DE MACRODRENAGEM – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

ID-13 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ID-14 – OBRAS TÍPICAS - DESENHOS

ID-15 – ESPECIFICAÇÕES DE DESENHO

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-01 - PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-01

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-01 - Projeto de Obras de Microdrenagem

ÍNDICE

	<i>PÁG.</i>
1. MICRODRENAGEM	2
2. DADOS NECESSÁRIOS	3
3. CONFIGURAÇÃO DA DRENAGEM	4
3.1 CRITÉRIOS PARA O TRAÇADO DA REDE PLUVIAL	4
3.2 COMPONENTES DA REDE HIDRÁULICA.....	5
3.2.1 Bocas-de-Lobo.....	5
3.2.2 Caixas de Inspeção / Poço de Visita	5
3.2.3 Caixa de Ligação	6
3.2.4 Meios-fios ou Guias	6
3.2.5 Sarjetas.....	7
3.2.6 Sarjetões.....	7
3.2.7 Travessia ou Bueiro	7
3.2.8 Conexões	7
3.2.9 Galerias Circulares	7
3.3 DISPOSIÇÃO DOS COMPONENTES.....	8
3.3.1 Traçado Preliminar	8
3.3.2 Continuidade do Escoamento Superficial	9
3.3.3 Coletores.....	9
3.3.4 Bocas-de-Lobo.....	9
3.3.5 Caixa de Inspeção / Poços de Visita e de Queda.....	10
4. TIPOS DE PROJETO.....	11
4.1 PROJETO DE REDE DE MICRODRENAGEM.....	11
4.2 PROJETO DE DRENAGEM SUPERFICIAL DE AVENIDA DE FUNDO DE VALE	11
4.3 PROJETO DE DRENAGEM DE VIA ISOLADA.....	12
4.4 PROJETO DE OBRAS-DE-ARTE.....	13
5. APRESENTAÇÃO DO PROJETO.....	13
5.1 ANTEPROJETO.....	13
5.2 PROJETO BÁSICO	14
5.3 PROJETO EXECUTIVO	14
5.4 COMO CONSTRUÍDO	15

1. MICRODRENAGEM

A rede de drenagem urbana é constituída por dois sistemas: microdrenagem e macrodrenagem.

A microdrenagem é composta por todas as obras destinadas à coleta de águas pluviais no ambiente urbano e sua condução até a rede principal, em geral localizada nos talwegues naturais. Integram a microdrenagem as sarjetas, caixas coletoras, tubos de drenagem, poços de visita e demais obras necessárias para a condução das águas pluviais.

A macrodrenagem é composta pelos canais naturais e talwegues e demais obras implantadas para o adequado dimensionamento dos mesmos, incluindo, canais artificiais, galerias e reservatórios de contenção.

O objetivo do presente capítulo é o de apresentar as características e regras de dimensionamento das obras de microdrenagem no município de Joinville.

A microdrenagem urbana pode ser implantada em região da cidade já urbanizada ou em loteamento projetado para expansão. No primeiro caso a implantação de rede de microdrenagem é de responsabilidade da Prefeitura. No segundo caso, a rede de microdrenagem deverá ser projetada e implantada pelo empreendedor responsável pelo parcelamento do solo, quando da implantação do loteamento.

O projeto de uma rede de galerias de águas pluviais integrante da rede de microdrenagem é baseado nas seguintes etapas:

- ✓ subdivisão da área em sub-bacias e traçado da rede;
- ✓ determinação das características das bacias contribuintes;
- ✓ cálculo das vazões que afluem à rede de condutos;
- ✓ dimensionamento da rede de condutos;
- ✓ dimensionamento das medidas de controle.

O projeto da rede de microdrenagem deverá ser elaborado em consonância com o estabelecido pelo PDDU – Plano Diretor de Drenagem Urbana, para a sub-bacia onde estará localizada a rede de microdrenagem. Para a elaboração do projeto de rede de microdrenagem deverá ser consultado o departamento de drenagem urbana da Secretaria de Infraestrutura Urbana – SEINFRA, o qual estabelecerá condicionantes específicas de projeto e construção da rede de microdrenagem em projeto, incluindo a definição do ponto de lançamento da microdrenagem na rede existente de macrodrenagem.

Na elaboração dos projetos de microdrenagem no município de Joinville, além das recomendações constantes desta ID deverão ser observadas as demais considerações e recomendações constantes do Manual de Drenagem.

2. **DADOS NECESSÁRIOS**

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

- ✓ Mapa de situação da localização da área dentro do município de Joinville;
- ✓ 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 planialtimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;
- ✓ Planta planialtimétrica da área do projeto na escala 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 greide das vias públicas;
- ✓ Os levantamentos acima indicados deverão ser substituídos pela restituição aerofotogramétrica escala 1:1.000 elaborada pela PMJ com curvas de nível equidistates de 0,20 m, quando na área coberta por este levantamento;
- ✓ Nos casos de loteamento a ser implantado, deverão ser utilizados o projeto de terraplanagem e de arruamento para implantação do loteamento, na escala 1:1.000 ou melhor;
- ✓ 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:
 - ✧ Indicações sobre o nível de água máximo do canal 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 retenção do escoamento.

3. 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.

3.1 CRITÉRIOS PARA O TRAÇADO DA REDE PLUVIAL

A rede coletora deve ser lançada em planta baixa (escala 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;
- ✓ Em princípio, todas as ruas deverão ser dotadas de galerias de águas pluviais. 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 locadas próximo às guias. Na ID-14 deste manual de drenagem é apresentado o desenho indicando o padrão de localização das galerias pluviais nas ruas da cidade de Joinville;
- ✓ O sistema coletor, em uma determinada via, tipicamente constará de rede dupla, em ambos os lados da via, recebendo ligações de bocas-de-lobo de cada passeio;
- ✓ Em todos os lotes deverão ser previstos dispositivos de detenção/amortecimento de precipitações pluviais de acordo com a legislação vigente;
- ✓ A ligação das águas pluviais efluentes de cada lote será realizada diretamente na rede de drenagem pluvial, utilizando ligação padrão, conforme apresentado no desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1190 apresentado na ID-14 deste manual de drenagem;
- ✓ Nos lotes de grandes dimensões, conforme definido na legislação pertinente, ou com área superior a 1.000 m², deverá ser apresentado projeto específico de detenção/amortecimento de precipitações pluviais e de ligação à rede de microdrenagem;
- ✓ A solução mais adequada, em cada rua, é estabelecida, economicamente, em função da sua largura e condições de pavimentação;
- ✓ Em loteamentos a serem implantados a detenção/amortecimento de precipitações pluviais no lote pode ser substituída ou complementada por amortecimentos implantados próximo ao exutório da rede de microdrenagem do loteamento e que contemplem toda a área esgotada pela rede de microdrenagem;

- ✓ O amortecimento do escoamento é realizado nas áreas baixas junto à drenagem principal. Procura-se localizar a área de amortecimento preferencialmente junto à 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.

3.2 COMPONENTES DA REDE HIDRÁULICA

A rede de microdrenagem é composta dos seguintes elementos:

3.2.1 Bocas-de-Lobo

Trata-se de caixa padronizada para captação de águas pluviais por abertura na guia, chamada guia-chapéu.

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.

Na ID-14 deste manual de drenagem são apresentados dois padrões através dos desenhos 951-PMJ-PDC-A1-P1182 e 951-PMJ-PDC-A1-P1186 com os detalhes típicos de bocas de lobo a serem utilizadas na rede de drenagem pluvial de Joinville.

Para a captação de águas pluviais poderão também ser utilizadas caixas de captação com grelha, também conhecidas como boca-de-leão. Este tipo de dispositivo é indicado para captação de águas pluviais em pontos baixos e superfícies planas, em pontos afastados do alinhamento das guias e sarjetas. Na ID-14 deste manual é apresentado o desenho 951-PDC-A1-P1183 com os detalhes típicos de bocas de leão a serem utilizadas na rede de drenagem pluvial de Joinville.

3.2.2 Caixas de Inspeção / Poço de Visita

O dispositivo poço de visita é também conhecido como caixa de inspeção no município de Joinville sendo estes dois nomes aceito no município.

Trata-se de dispositivo localizado em pontos convenientes do sistema de galerias para acesso, inspeção e limpeza das galerias.

Deverão ser previstas caixas de inspeção em todos locais em que ocorrerem mudanças de direção, de diâmetro e de declividade, nas ligações das bocas-de-lobo, no entroncamento dos diversos trechos;

Todas as caixas de inspeção deverão ser dotadas de acesso que permita a visita e inspeção da rede de drenagem sem necessidade de remoção do pavimento.

A distância máxima entre duas caixas de inspeção é de 50 m.

Na ID-14 deste manual de drenagem são apresentados nos desenhos 951-PDC-A1-P1184, 951-PDC-A1-P1185, 951-PDC-A1-P1187, 951-PDC-A1-P1188 e 951-PDC-A3-P1191 com os detalhes típicos de caixas de inspeção a serem utilizadas na rede de drenagem pluvial de Joinville.

Atualmente em Joinville a PMJ adota o dispositivo caixa de inspeção apresentado no desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1191 sendo esta prejudicada devido a forma, não realizando a curvatura da via e também por necessitar de equipamentos especiais para sua abertura.

Com as exposições acima recomenda-se a adoção do dispositivo chamado poço de visita apresentado no desenho 951-PMJ-PDC-A1-P1184 e 951-PMJ-PDC-A1-P1187 devido sua facilidade de execução e operação.

As duas formas apresentadas podem ser utilizadas para galerias pluviais de grande dimensões, sendo necessário no primeiro caso apenas o prolongamento das paredes verticais da galeria enquanto que no segundo caso deve-se prever uma abertura no topo da galeria para a construção da chaminé.

Recomenda-se que todas as ligações ocorram no poço de visita / caixa de inspeção.

3.2.3 Caixa de Ligação

São caixas de pequenas dimensões previstas para possibilitar a ligação da saída de águas pluviais dos lotes na rede pública. São semelhantes ao poço de visita, porém não possuem acesso para inspeção e visita.

Na ID-14 deste manual de drenagem é apresentado o desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1190 com os detalhes típicos de caixas de ligação a serem utilizadas na rede de drenagem pluvial de Joinville.

3.2.4 Meios-fios ou Guias

Elementos de pedra ou concreto colocados entre o passeio e a via pública, paralelamente ao eixo da rua e com sua face superior no mesmo nível do passeio. São utilizados para delimitar o leito carroçável das vias e contenção do escoamento pluvial.

A altura dos meio-fios ou guias deve ser de 15 cm.

3.2.5 Sarjetas

As sarjetas são faixas de via pública paralelas e vizinhas ao meio-fio. A calha formada pela sarjeta e contida lateralmente pela guia é a receptora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas, e é utilizada para sua condução até as captações da rede de drenagem (bocas de lobo).

As sarjetas devem ser construídas com largura mínima de 0,30 m e declividade transversal ao eixo da rua de 10%. Preferencialmente devem ser construídas em concreto de cimento portland.

Na ID-14 deste manual de drenagem é apresentado o desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1189 com os detalhes típicos de guias e sarjetas a serem utilizadas nas vias públicas de Joinville.

3.2.6 Sarjetões

Os sarjetões são calhas localizadas no cruzamento de vias públicas destinadas a orientar o escoamento das águas entre as sarjetas consecutivas. Os sarjetões são formados pela própria pavimentação da via ou especialmente construídos em concreto de cimento Portland.

Na ID-14 deste manual de drenagem é apresentado o desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1189 com os detalhes típicos de sarjetões a serem utilizados na drenagem pluvial de Joinville.

3.2.7 Travessia ou Bueiro

Galeria executada no sentido transversal ou oblíquo à via, de modo a viabilizar a passagem desta sobre um curso d'água.

Na ID-11 deste manual estão apresentadas as características e regras para dimensionamento de bueiros ou travessias.

3.2.8 Conexões

Tubulação destinada a conduzir as águas pluviais das captações para os poços de visita. São utilizados, nessas conexões, tubos de concreto com diâmetro 0,30 m, Ø 0,40 m ou Ø 0,50 m.

3.2.9 Galerias Circulares

Canalização pública utilizada para conduzir as águas pluviais, interligando os vários poços de visita, até o despejo em um curso d'água, canal ou galeria de maior porte.

O diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,40 m. Os diâmetros comerciais correntes a serem utilizados na rede de microdrenagem são: 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00 e 1,20 m. Alguns dos critérios básicos de projeto são os seguintes:

- ✓ As galerias pluviais são projetadas para funcionamento com lâmina máxima de água de 75% do diâmetro da canalização, com a vazão de projeto. A velocidade máxima admissível

determina-se em função do material a ser empregado na rede. Para tubos de concreto, a velocidade máxima admissível é de 4,0 m/s, e a velocidade mínima é de 0,80 m/s;

- ✓ Em casos especiais em que haja afogamento da tubulação em decorrência do nível do corpo receptor a jusante, as canalizações poderão ser projetadas para funcionamento em seção plena;
- ✓ O recobrimento mínimo da rede deve ser de 0,80 m, quando forem empregadas tubulações sem estrutura especial. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;
- ✓ Para o assentamento das tubulações deverão ser utilizados berços de material granular ou em concreto, devidamente projetados para as condições de fundação no local;
- ✓ Nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como indicado na figura 3.1;

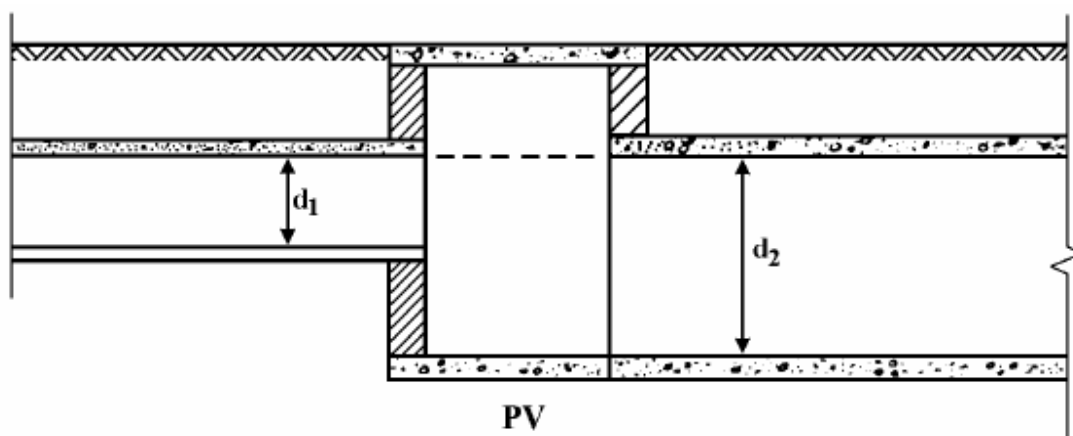


Figura 3.1 - Alinhamento dos Condutos.

- ✓ Sempre que se torne necessário implantar a rede de drenagem com declividade inferior a do terreno para limitação da velocidade de escoamento, deverão ser previstos poços de queda. Os poços de queda serão projetados com dimensões e características semelhantes às das caixas de inspeção, com altura máxima de queda de 1,50 m.

3.3 DISPOSIÇÃO DOS COMPONENTES

3.3.1 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.

3.3.2 Continuidade do Escoamento Superficial

Na concepção e definição do traçado do arruamento deverá ser observada a continuidade do escoamento superficial desde os pontos altos até o corpo receptor. Pontos baixos no arruamento, não conectados diretamente ao corpo receptor devem ser evitados.

Nos locais em que a urbanização não possibilitar a continuidade do escoamento deverão ser previstas vielas sanitárias de modo a não permitir a inundação dos lotes.

3.3.3 Coletores

Na cidade de Joinville o padrão é a utilização de duas redes de drenagem na via pública, conforme indicado no desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1190.

Usualmente, uma destas redes será a principal, dimensionada para o escoamento de das vazões oriundas de trechos de rede a montante e a segunda servirá de coletora local, conectando-se a rede principal em pontos selecionados.

Em ambas as redes deverá ser prevista a implantação das ligações prediais das saídas de águas pluviais dos lotes.

3.3.4 Bocas-de-Lobo

A locação 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.
- ✓ 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.

A Figura 3.2 apresenta exemplos de localização de bocas de lobo.

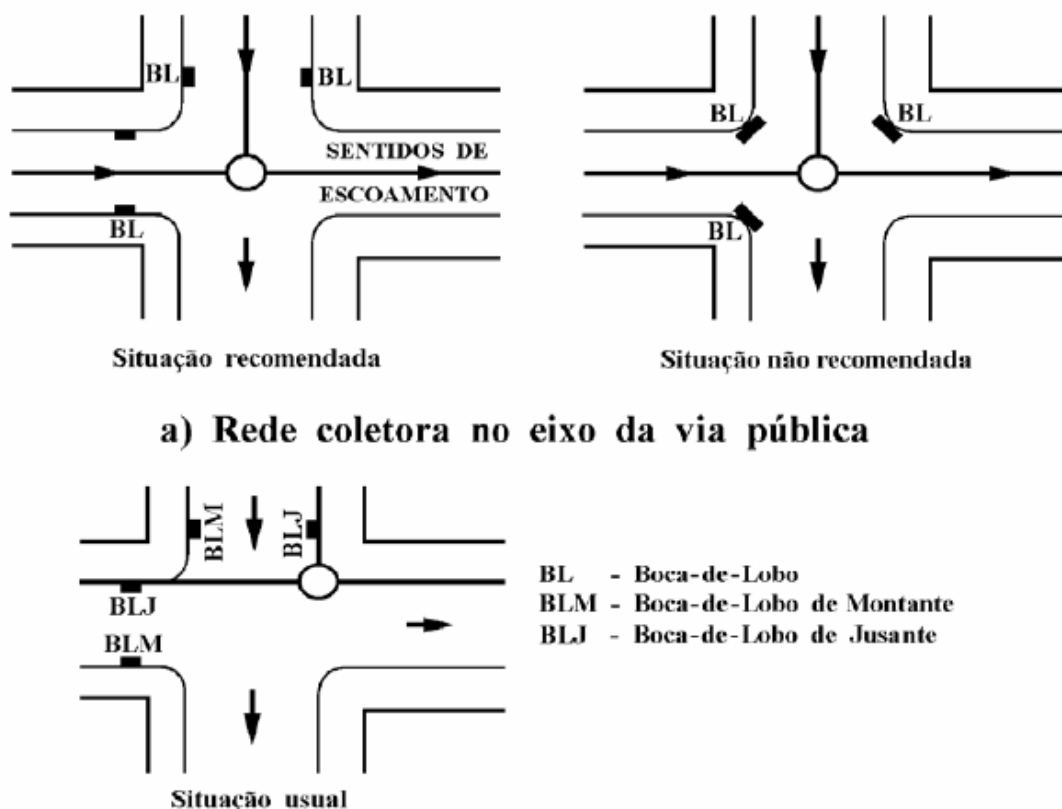


Figura 3.2 – Localização de Bocas de Lobo.

3.3.5 Caixa de Inspeção / Poços de Visita e de Queda

O poço de visita ou caixa de inspeção 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 justificados e submetidos à avaliação da SEINFRA).

Nas redes em que a declividade da tubulação deva ser menor do que a do terreno deverão ser implantados poços de queda para evitar o aprofundamento da rede de microdrenagem. Os poços de queda tem projeto semelhante aos poços de visita ou caixas de inspeção, porém com diferença de cota entre as tubulações afluente e defluente. O desnível máximo entre as geratrizes superiores das tubulações afluente e defluente é de 1,50 m.

4. TIPOS DE PROJETO

4.1 PROJETO DE REDE DE MICRODRENAGEM

Trata-se do estudo de uma ou mais bacias abrangidas pela área em estudo, como, por exemplo, um novo loteamento. Este tipo de projeto é o mais adequado, pois permite o planejamento de toda a rede de microdrenagem de acordo com o relevo da área e dá condições ao projetista de racionalizar o sistema de drenagem. Desse modo, podem ser evitadas algumas situações problemáticas, tais como:

- ✓ escoamento de águas pluviais entre residências;
- ✓ ponto baixo de vias com escoamento para áreas particulares;
- ✓ obras de drenagem que dependem de desapropriações;
- ✓ interferência da rede de drenagem com equipamentos de concessionárias;
- ✓ incompatibilidade entre projetos elaborados por empresas e órgãos diferentes para a mesma região.

Esses problemas são especialmente evidenciados no caso das várzeas alagadiças ocupadas de maneira desordenada. Com a topografia praticamente plana, essas áreas não têm um sistema natural de escoamento das águas pluviais definido. Se a urbanização ocorre sem planejamento, não são reservadas faixas especiais para a construção dos canais principais de drenagem, ou para outras obras de drenagem convencionais ou não, que se fizerem necessárias. Normalmente, com o agravamento dos problemas de enchentes, é elaborado um projeto de drenagem “a posteriori” que resulta sempre em obras onerosas e de difícil viabilização.

4.2 PROJETO DE DRENAGEM SUPERFICIAL DE AVENIDA DE FUNDO DE VALE

Nesse tipo de obra, sobressaem a construção da própria avenida e a canalização do córrego situado ao longo da mesma, e a drenagem das pistas pode ser dada uma atenção menor. Alguns cuidados devem ser tomados nesse tipo de projeto, a fim de evitar problemas de inundações localizadas que podem comprometer a obra como um todo:

- ✓ Evitar que o greide da nova avenida esteja acima das vias transversais locais; deste modo, o escoamento superficial das mesmas fica mantido e qualquer problema de entupimento da rede de captações não atinge seriamente as residências ali situadas. A criação de pontos baixos nas vias transversais exige a construção de galerias em alguns locais, onde não haveria necessidade se o escoamento superficial fosse mantido;
- ✓ As travessias sob a avenida dos afluentes do curso d’água principal devem ser dimensionadas como bueiro. Caso sejam calculadas como galerias contínuas, normalmente ocorre o afogamento na entrada e, conseqüentemente, alagamentos;

- ✓ As galerias existentes devem ser verificadas quanto à suficiência, e se for o caso, devem ser reforçadas ou substituídas no trecho onde será efetuada pavimentação;
- ✓ A linha d'água das galerias afluentes deve sempre estar acima da linha d'água de projeto do curso d'água principal;
- ✓ Devem ser previstas captações ao longo das pistas, pelo menos a cada 50 metros;
- ✓ Caso o curso d'água principal seja retificado, a área remanescente do antigo fundo de vale deve ser necessariamente aterrada até o nível de 1,00 metro acima da linha d'água do curso principal ou acima do greide da avenida (o maior dos dois). Caso haja galeria ou afluente desaguando nesse trecho do córrego, deve ser projetada galeria para drenar o local até o lançamento no novo canal.

4.3 PROJETO DE DRENAGEM DE VIA ISOLADA

Com a urbanização sem planejamento, que ocorre frequentemente, não é possível planejar uma rede de microdrenagem completa para uma determinada bacia. Assim, acaba sendo feita a pavimentação e drenagem das vias acompanhando a ocupação desordenada e de maneira isolada.

Esse tipo de projeto exige alguns cuidados especiais, tais como:

- ✓ Deverão ser pesquisados os projetos e cadastros de todas as vias situadas no entorno da rua em estudo e ainda estudos anteriores para o mesmo local. Caso haja incompatibilidade entre os projetos, deverá ser providenciado um novo estudo para solucionar o problema;
- ✓ Caso um projeto anterior seja considerado adequado, deverá ser transcrito e adaptado ao novo projeto que deverá indicar a fonte, na qual o estudo se baseou;
- ✓ Para o despejo da galeria projetada deverá ser escolhida uma galeria a jusante de dimensões iguais ou maiores, canal ou curso d'água natural com as devidas proteções contra erosões. Caso o ponto considerado adequado para despejo não se encontre na via em estudo, a galeria deverá ser estendida a jusante da mesma até esse ponto;
- ✓ Deverá ser verificado o dimensionamento da galeria a jusante. Caso a galeria existente a jusante não seja suficiente para receber a contribuição da galeria projetada, deverá ser estudado o seu reforço ou a sua substituição no trecho em que for necessário;
- ✓ Se o prolongamento da galeria a jusante atravessar uma área particular, deverá ser indicada na planta a faixa necessária para executar a obra e para garantir a manutenção da galeria. As construções a serem removidas deverão ser cadastradas e destacadas no projeto, de modo a permitir que sejam avaliados os custos da obra com desapropriações;
- ✓ Deverá ser evitada, quando possível, a formação de pontos baixos no meio das quadras, com escoamento para áreas particulares. Isso poderá ser obtido em alguns casos com uma

adequação no greide da rua, de modo a conduzir superficialmente as águas pluviais do ponto baixo, para alguma via transversal com escoamento natural.

4.4 PROJETO DE OBRAS-DE-ARTE

Nesses projetos, o estudo de microdrenagem deverá ter os mesmos cuidados que deverão ser tomados em um projeto de via isolada. Para o caso de túneis e passagens inferiores, o projeto de drenagem superficial ganha uma importância maior, devendo ser seguidas as seguintes recomendações:

- ✓ Caso a geometria e greide da obra permitam, as pistas deverão ter escoamento superficial livre sem pontos baixos;
- ✓ Para a drenagem do ponto baixo, dever-se-á procurar viabilizar a execução de galeria por gravidade, sem a necessidade de estação de bombeamento;
- ✓ Reduzir ao mínimo a área contribuinte que afluí para o ponto baixo mediante alteamento do greide nas entradas do túnel ou da passagem. As águas pluviais podem também ser captadas por grelhas situadas nessas entradas;
- ✓ Adotar sistema de bombeamento somente como último recurso. O sistema deverá ser dimensionado para um período de retorno mínimo de 100 anos.

5. APRESENTAÇÃO DO PROJETO

Os projetos de microdrenagem deverão ser elaborados em três níveis de detalhamento, conforme seja a responsabilidade de sua implantação.

Para a implantação de redes de drenagem por parte da iniciativa privada deverá ser elaborado um anteprojeto, conforme descrito a seguir, para aprovação da SEINFRA. Neste caso o projeto executivo e respectivos detalhes serão de responsabilidade do empreendedor, não sendo necessária sua apresentação ou aprovação. Após a execução da obra deverá ser encaminhado a SEINFRA o cadastro da rede implantada, contendo todos os elementos realmente implantados (Como Construído).

5.1 ANTEPROJETO

O anteprojeto de uma rede de microdrenagem deverá apresentar os seguintes elementos:

- ✓ Projeto da rede de drenagem em planta e perfil, na escala 1:1.000, ou melhor, contendo todos os elementos necessários para caracterização da rede a ser implantada: localização em planta, perfil detalhado incluindo cotas do terreno, cotas de implantação da rede, diâmetros, linhas d'água, velocidade de escoamento, etc.;

- ✓ O anteprojeto deverá ser apresentado sobre base cartográfica georreferenciada no sistema SIRGAS 2.000, preferencialmente utilizando a restituição aerofotogramétrica elaborada pela PMJ em 2007;
- ✓ O estaqueamento da rede deverá ser elaborado de 20 em 20 m, de jusante para montante;
- ✓ Deverão ser apresentados em planta todos os elementos constituintes da rede de microdrenagem, incluindo: dispositivos de captação, caixas de inspeção, dispositivos especiais, sarjetões, etc.,
- ✓ Nas plantas deverão ser indicados em todas as ruas o caminamento das águas superficiais e declividades das sarjetas e demais dispositivos;
- ✓ Memórias de cálculo hidrológico e hidráulico;
- ✓ Avaliação das condições de fundação e características dos berços. Quando a avaliação das condições locais assim o indicarem deverão ser apresentados resultados de sondagens;
- ✓ Avaliação das interferências existentes ao longo do traçado. Quando a avaliação assim o indicar deverá ser feita a locação e análise das interferências principais.

5.2 PROJETO BÁSICO

Os projetos contratados pela PMJ deverão ser apresentados em duas etapas: anteprojeto para aprovação da SEINFRA da solução a ser adotada e projeto básico para licitação das obras.

O projeto básico deverá conter, além dos elementos constantes do anteprojeto:

- ✓ Sondagens de reconhecimento;
- ✓ Perfil geológico ao longo da rede;
- ✓ Definição das características para implantação das obras: berço de fundação, escoramento de valas, reforço estrutural de tubulações quando necessário, etc.;
- ✓ Localização de todas as interferências e solução para o seu trato na implantação das obras;
- ✓ Orçamento.

O Projeto Básico deverá atender aos requisitos estabelecidos pela lei 8.666 para licitação de obras públicas.

5.3 PROJETO EXECUTIVO

Nas redes de microdrenagem o projeto executivo deverá ser elaborado concomitantemente com a implantação das obras e deverá conter todo o detalhamento necessário para a

implantação das obras, incluindo escoramento de vala, berços de fundação, tratamento de interferências, desvio de tráfego, etc.

Em especial, o projeto executivo deverá apresentar solução para todos os imprevistos e diferenças encontradas durante a implantação das obras.

5.4 *COMO CONSTRUÍDO*

Ao final da implantação da rede de microdrenagem deverá ser elaborado o cadastramento das obras, indicando sua localização real, cotas de implantação e demais características de todos os dispositivos da rede, para inclusão no Banco de Dados de Drenagem da SEINFRA.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-02 - PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM

CONSÓRCIO ENGEORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-02

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-02 - Projeto de Obras de Macrodrenagem

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	2
2. ELEMENTOS QUE CONSTITUEM O SISTEMA DE MACRODRENAGEM.....	2
2.1 CANAIS ABERTOS	2
2.2 GALERIAS DE GRANDES DIMENSÕES	5
2.3 DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO	7
3. TIPOS DE PROJETO.....	9
3.1 PROJETO DE REDE DE MACRODRENAGEM.....	9
3.2 PROJETO DE CANALIZAÇÃO DE CURSO D'ÁGUA NATURAL	9
3.3 PROJETO DE RECUPERAÇÃO DE REDE DE DRENAGEM.....	10
4. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO	12
4.1 ESTUDO DE VIABILIDADE OU PLANO DIRETOR	12
4.2 PROJETO BÁSICO	13
4.3 PROJETO EXECUTIVO	15
4.4 ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DAS OBRAS - ATO	15
4.5 COMO CONSTRUÍDO	16

1. OBJETIVO

A rede de drenagem urbana é constituída por dois sistemas: microdrenagem e macrodrenagem.

A microdrenagem é composta por todas as obras destinadas à coleta de águas pluviais no ambiente urbano e sua condução até a rede principal, em geral localizada nos talvegues naturais.

A macrodrenagem é composta pelos canais naturais e talvegues e demais obras implantadas para o adequado dimensionamento dos mesmos, incluindo, canais artificiais, galerias e reservatórios de contenção.

Esta diretriz tem por objetivo estabelecer critérios para a elaboração de projetos de macrodrenagem para a Prefeitura de Joinville, definindo os tipos de projeto que se enquadram nessa categoria e os dados necessários, parâmetros e critérios a adotar.

O projeto de macrodrenagem de uma região destina-se à condução das águas pluviais oriundas da rede de microdrenagem (sarjetas, captações e tubulações). Em uma zona urbana, a rede de macrodrenagem substitui os cursos d'água naturais por obras hidráulicas compatíveis com a utilização que se pretende dar à área. Dessa forma, um córrego pode ser canalizado permitindo a construção de uma avenida de fundo de vale, e uma várzea alagadiça pode ser utilizada para a implantação de um reservatório regularizando as vazões a jusante.

Na elaboração dos projetos de macrodrenagem no município de Joinville, além das recomendações constantes desta ID deverão ser observadas as demais considerações e recomendações constantes do Manual de Drenagem.

2. ELEMENTOS QUE CONSTITUEM O SISTEMA DE MACRODRENAGEM

2.1 CANAIS ABERTOS

Dentro de uma concepção geral das mais comuns em drenagem urbana que trata do aumento da condutividade hidráulica, a adoção de canais abertos é uma solução que deve ser cogitada como diretriz básica de projeto pelas seguintes principais razões:

- a) Possibilidade de veiculação de vazões superiores à de projeto, mesmo com prejuízo da borda livre;
- b) Facilidade de manutenção e limpeza;
- c) Possibilidade de adoção de seção transversal de configuração mista com maior economia de investimentos;

- d) Possibilidade de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, quando há espaço disponível;
- e) Maior facilidade para ampliações futuras caso necessário.

Os canais abertos apresentam, por outro lado, restrições à sua implantação em situações em que os espaços disponíveis sejam reduzidos, como é o caso de áreas de grande concentração urbana.

Recomendações para Projeto

A escolha do tipo de seção transversal de um canal a ser projetado depende de fatores fundamentais, como o espaço disponível para implantação, as características do solo de apoio, níveis de água, características do leito, declividade e condições de operação, etc.

A configuração ideal para um canal de drenagem urbana é a seção trapezoidal simplesmente escavada com taludes gramados, pela sua simplicidade de execução e manutenção, assim como pelo menor custo de implantação.

O canal simplesmente escavado, por admitir normalmente velocidades máximas relativamente reduzidas, exige maior espaço para sua implantação, assim como declividades mais reduzidas.

Um dos principais méritos dos canais simplesmente escavados consiste no fato de permitir futuras remodelações para aumento de capacidade mediante revestimento, além de preservar faixas maiores para futuras intervenções que se façam necessárias.

Os canais simplesmente escavados constituem uma alternativa de canalização adequada para cursos d'água em áreas ainda em processo de urbanização, e para as quais sejam previsíveis incrementos futuros das vazões de pico de escoamento superficial.

Quando, por outro lado, o espaço disponível para implantação do canal é limitado, o canal revestido poderá ser inevitável para garantir maiores velocidades de escoamento, e consequentemente, necessidade de seções transversais menores.

A solução de revestimento de pedra argamassada ou gabiões é também bastante conveniente sendo frequentemente utilizada.

Na prática usual de projeto de canais urbanos é comum conceber canais visando apenas a veiculação de vazões de cheia, o que leva a sérios problemas de assoreamento e deposição de detritos para condições de operação com vazões de média intensidade, também conhecidas como vazões formativas ou modeladoras, que são as mais frequentes. Esses canais, sejam eles trapezoidais ou retangulares, normalmente têm fundos largos e incompatíveis com as vazões modeladoras. É comum ocorrer, em canais nessas condições, a formação de pequenos leitos meandrados, seja em meio aos sedimentos depositados, seja no próprio fundo de canais em terra.

Para evitar tais problemas, ou pelo menos reduzi-los, a solução recomendável é adotar seções compostas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões modeladoras em subleitos menores em condições adequadas de velocidade.

Nos casos de canais trapezoidais simplesmente escavados, é possível prever um leito menor, trapezoidal ou retangular, em concreto; nos casos de canais revestidos, sejam eles de seção trapezoidal ou retangular, é possível um fundo com configuração triangular, mediante simples rebaixo do fundo ao longo do eixo.

Nas Figuras 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4 são mostradas sugestões de seções transversais compostas.

É conveniente que tais seções sejam dimensionadas de forma a serem autolimpantes.

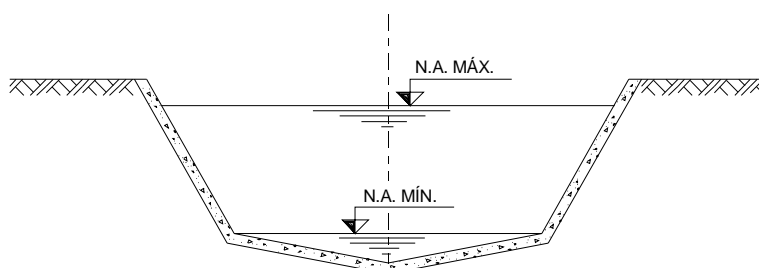


Figura 2.1 – Canal em concreto – Seção trapezoidal mista.

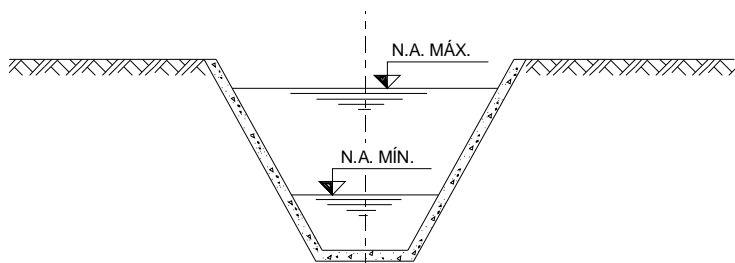


Figura 2.2 – Canal em concreto – Seção trapezoidal com base reduzida.

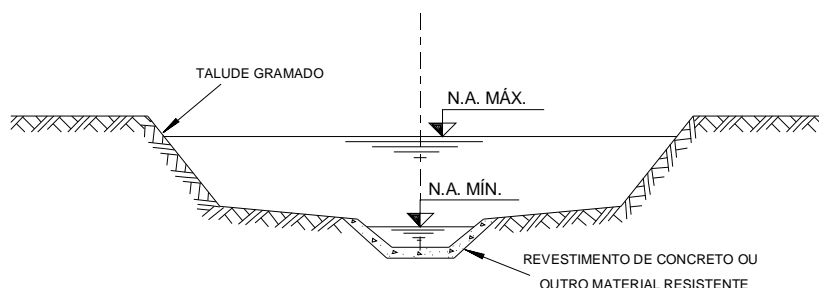


Figura 2.3 – Canal escavado – Seção mista.

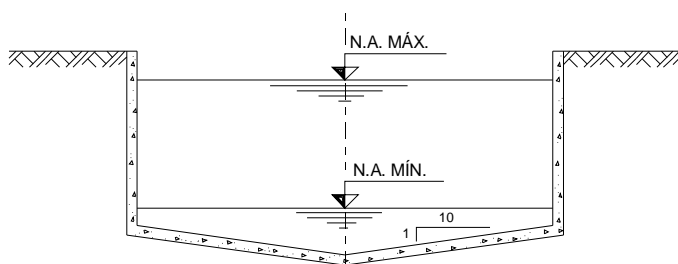


Figura 2.4 – Canal em concreto – Seção retangular mista.

2.2 GALERIAS DE GRANDES DIMENSÕES

Em projetos de drenagem urbana, galerias de grandes dimensões são utilizadas em áreas densamente urbanizadas em virtude principalmente da limitação de espaço e das restrições impostas pelo sistema viário.

a) Aplicação

Ao projetar uma galeria de grandes dimensões, é muito importante ter presentes as limitações desse tipo de conduto, que em linhas gerais, são as seguintes:

- ✓ As galerias têm capacidade de escoamento limitada ao seu raio hidráulico relativo à seção plena, que é inferior à sua capacidade máxima em regime livre. Em outras palavras, as galerias, ao passarem a operar em carga, sofrem uma redução de capacidade, que, muitas vezes, pode estar aquém das necessidades do projeto;
- ✓ Por serem fechadas, as galerias sempre apresentam condições de manutenção mais difíceis que os canais abertos, sendo relativamente grande a probabilidade de ocorrência de problemas de assoreamento e deposição de detritos, que resultam em perda de eficiência hidráulica;

Em determinadas circunstâncias, as galerias exigem a adoção de seção transversal de células múltiplas. Apesar desse tipo de configuração de seção transversal apresentar vantagens sob o ponto de vista estrutural, em termos de desempenho hidráulico e de manutenção, são problemáticas.

O principal inconveniente de natureza hidráulica consiste no fato de ser necessária a introdução de "janelas" ao longo das paredes internas para que haja uma equalização de vazões entre as células. Essas janelas, além de introduzir perdas localizadas não desprezíveis, constituem pontos de acúmulos de lixo e detritos que, além de reduzirem a seção livre para escoamento, causam perturbações no fluxo d'água que resultam em perda de energia, contribuindo para aumentar o coeficiente global de rugosidade, fato normalmente não considerado no projeto.

Além disso, as galerias de células múltiplas existentes mostram, invariavelmente, a tendência de o escoamento das vazões menores se concentrarem em apenas uma célula. Isto resulta em

assoreamento mais acentuado nas demais células, com perda de eficiência na veiculação de vazões próximas à de projeto, em virtude da redução da seção útil de escoamento.

b) Recomendações para projeto

Pelas razões apontadas, sempre que possível, é conveniente adotar galerias de célula única, o que permite, inclusive, prever o fundo em forma de triângulo, possibilitando a concentração das vazões menores em sua parte central, favorecendo o carreamento natural do material sedimentável.

Nos casos em que não seja possível evitar a utilização de galerias de células múltiplas, julga-se razoável propor as recomendações a seguir com o propósito de melhorar a eficiência das mesmas, ou de pelo menos minimizar seus inconvenientes:

- ✓ Se possível, introduzir trechos em canal aberto que atuariam como elementos de homogeneização do fluxo d'água, situando-os principalmente nos locais de entrada das principais contribuições laterais, de modo a evitar a necessidade de janelas nas paredes internas dos tramos de galeria. Além da sua função hidráulica, os trechos em canal aberto, conforme proposto, constituiriam locais de acesso para manutenção e limpeza em condições mais razoáveis do que no caso de galeria fechada;
- ✓ Nos casos em que as galerias de células múltiplas não possam ser evitadas, é preferível optar por galeria de apenas duas células. Se for necessária a utilização de janelas de equalização, estas devem ser dimensionadas considerando as diferenças das afluências em cada célula, por trecho de galeria, que deverão transpassar de lado. Para simplificação na execução, esse dimensionamento deve ser encarado basicamente como uma verificação das dimensões e espaçamento entre janelas, de modo que a transferência de vazões de uma célula para outra seja assegurada. Julga-se também recomendável, no sentido de reduzir o problema de retenção de detritos nas janelas, que o bordo vertente das mesmas esteja situado de 1/2 a 2/3 da altura livre da galeria;
- ✓ Nos pontos em que é mais provável o acúmulo de detritos, como nas confluências, bifurcações, janelas de equalização e curvas mais acentuadas, devem ser projetadas caixas que permitam o acesso a equipamentos de limpeza e remoção de detritos. Sempre que possível ao invés das referidas caixas, é preferível inserir trechos curtos em canal aberto com as devidas proteções externas por guarda-corpos o que facilita os trabalhos de manutenção e permite melhor equalização de vazões;
- ✓ Conforme já destacado, as galerias multicelulares, em virtude da necessidade de janelas nas suas paredes internas, possuem coeficiente de rugosidade global maior do que as galerias de células simples.

2.3 DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO

A utilização de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não é uma tradição no Brasil. A literatura técnica internacional mostra, contudo, que esse tipo de instalação vem sendo crescentemente utilizado praticamente em todos os países de primeiro mundo nas últimas duas décadas.

Cabe destacar que, na fase inicial de desenvolvimento das obras de drenagem urbana, o princípio fundamental que norteava os projetos era o de garantir o rápido escoamento das águas.

Com o crescimento das áreas urbanas, especialmente nas atuais metrópoles, os picos de cheias dos cursos d'água principais passaram a alcançar valores extremamente elevados em relação às condições primitivas de ocupação, com graves problemas de inundação.

Isso permitiu constatar que a filosofia de projeto de obras de drenagem deveria ser radicalmente alterada, no sentido de propiciar maiores tempos de permanência das águas precipitadas sobre uma dada bacia, com o propósito de reduzir as vazões de pico excessivamente elevadas nos pontos mais a jusante da mesma.

A partir de então, os dispositivos de retenção passaram a ter uma especial importância nos projetos de drenagem urbana.

Além do que já foi dito, acrescentem-se os benefícios de caráter ambiental e estabilidade morfológica dos cursos d'água receptores que, com isto, não têm a mesma amplitude de variação de vazões escoadas, em comparação com os projetos em que se contemplam apenas as soluções de canalização.

A função básica dos dispositivos de armazenamento é a de retardar as águas precipitadas sobre uma dada área, de modo a contribuir para a redução das vazões de pico de cheia em pontos a jusante.

Os dispositivos de armazenamento compreendem dois tipos distintos que são os de **controle na fonte** e os de **controle a jusante**.

Os dispositivos de **controle na fonte** são instalações de pequeno porte colocadas próximas ao local de origem do escoamento superficial, de modo a permitir uma utilização mais eficiente da rede de drenagem a jusante.

Esse tipo de dispositivo possui grande flexibilidade em termos de escolha de local de implantação, apresenta possibilidade de padronização da instalação, permite uma melhoria das condições de drenagem a jusante, bem como do controle em tempo real das vazões. Permite, ainda, um incremento de capacidade de drenagem global do sistema. Por outro lado, dificulta o monitoramento e a manutenção destas pequenas unidades instaladas em grande número e em diferentes locais. Isto implica também em elevados custos de manutenção.

Os dispositivos de **controle a jusante**, por outro lado, envolvem um menor número de locais de armazenamento. As obras de armazenamento podem, por exemplo, estar localizadas no extremo de jusante de uma bacia de drenagem de porte apreciável, ou mesmo numa sub-bacia de porte também expressivo.

Esta modalidade de controle permite reduzir o custo de implantação em relação ao caso de grande número de pequenas instalações de controle na fonte e apresenta maior facilidade de operação e manutenção com custos mais reduzidos. Por outro lado, apresenta maior dificuldade para encontrar locais adequados para sua implantação, com custos de desapropriação mais elevados, além de encontrar uma maior resistência na opinião pública quando se trata de reservatórios de armazenamento ou barramentos de maior porte.

É necessário destacar que não há uma distinção clara entre os dois tipos de dispositivos mencionados, existindo dispositivos que se enquadram em ambos os tipos.

Para melhor esclarecer a terminologia acima apresentada, são descritos adiante, com mais pormenores, os diferentes tipos de dispositivos existentes. O Quadro 2.1 dá uma visão geral dos diferentes tipos de dispositivos de armazenamento ou retenção normalmente utilizados:

QUADRO 2.1 - CLASSIFICAÇÃO DOS DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO OU RETENÇÃO

CLASSIFICAÇÃO DOS DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO OU RETENÇÃO		
CONTROLE NA FONTE	DISPOSIÇÃO LOCAL	1. LEITOS DE INFILTRAÇÃO 2. BACIAS DE PERCOLAÇÃO 3. PAVIMENTOS POROSOS
	CONTROLE DE ENTRADA	1. TELHADOS 2. ESTACIONAMENTO
	DETENÇÃO NA ORIGEM	1. VALAS 2. DEPRESSÕES SECAS 3. LAGOS ESCAVADOS 4. RESERVATÓRIOS DE CONCRETO 5. RESERVATÓRIO TUBULAR
CONTROLE A JUSANTE	DETENÇÃO EM LINHA	1. REDE DE GALERIAS 2. RESERVATÓRIO TUBULAR 3. RESERVATÓRIO DE CONCRETO 4. TÚNEL EM ROCHA 5. RESERVATÓRIO ABERTO
	DETENÇÃO LATERAL	1. RESERVATÓRIOS LATERAIS

De uma forma geral, os dispositivos de **controle na fonte** dependem de investimento da iniciativa privada, que só serão obtidos a partir de incentivos fiscais e legislação específica, cujos princípios podem ser estabelecidos em plano diretor de drenagem. Para a cidade de Joinville, os dispositivos de controle na fonte esta previstos na legislação pertinente.

Para os projetos de macrodrenagem aqui tratados devem ser consideradas os dispositivos controle a jusante e conforme ID-03 – Obras de Detenção / Retenção.

3. TIPOS DE PROJETO

3.1 PROJETO DE REDE DE MACRODRENAGEM

Aplica-se a extensas áreas, e geralmente é elaborado para planejamento urbano, podendo fazer parte do plano diretor de drenagem da região. Esse tipo de projeto tem nível de detalhamento de um Estudo de Planejamento (Viabilidade). Usualmente o projeto da rede de drenagem é realizado para toda a bacia hidrográfica. Cada conjunto de estruturas hidráulicas (ou mesmo algumas estruturas isoladas), por sua vez, deverá ser detalhado posteriormente através de Projetos Básico e Executivo, específicos.

O objetivo desse estudo é o de compatibilizar o dimensionamento de uma rede de macrodrenagem, incluindo as vazões e as obras dos diversos cursos d'água da região, propondo estruturas hidráulicas tanto para escoamento quanto para reservação das águas pluviais mais adequadas a cada local. Podem, eventualmente, ainda serem propostas outras medidas para controle das cheias.

3.2 PROJETO DE CANALIZAÇÃO DE CURSO D'ÁGUA NATURAL

É o tipo mais frequente de projeto de macrodrenagem, e trata de um curso d'água específico, no qual é proposto um tipo de obra que seja adequada à ocupação que se pretenda dar ao fundo de vale em consideração.

Atualmente em áreas urbanas, o projeto de canalização propriamente dito, faz parte de um projeto multidisciplinar, onde são estudados também, o sistema viário, as obras de arte, a pavimentação e a urbanização do fundo de vale; dessa forma, o aproveitamento desse espaço pode ser feito de maneira mais racional para as suas diversas utilidades – drenagem, sistema viário, equipamentos urbanos, sistemas de transportes, rede de concessionárias, etc.

Destaque-se, ainda, a importância do estudo de alternativas nos projetos de canalização, para que a solução proposta seja realmente considerada a mais adequada sob os aspectos técnico e econômico.

Este tipo de projeto, por ser localizado, deve atender às diretrizes estabelecidas no planejamento da macrodrenagem ou, na ausência deste último, analisar o conjunto da rede de macrodrenagem e definir, em nível de planejamento, um conjunto de obras que possibilite inserir o projeto de canalização na futura rede de macrodrenagem, em termos de vazões, perfis, etc.

No projeto básico, esse estudo deve apontar qual o tipo de estrutura hidráulica é a mais adequada (galeria, canal ou reservatório) e, ainda, o sistema construtivo mais adequado.

No caso de canal, normalmente é utilizada seção de configuração trapezoidal ou retangular com revestimento em gabião, concreto pré-moldado ou moldado in loco, ou grama.

No projeto executivo, deve ser feita uma revisão entre os sistemas construtivos cogitados, tipo de estrutura hidráulica adotada, e definido o método executivo mais indicado para o caso.

3.3 PROJETO DE RECUPERAÇÃO DE REDE DE DRENAGEM

Nas áreas com urbanização mais antiga, o sistema de drenagem muitas vezes apresenta uma série de problemas, surgindo a necessidade de recuperação dos casos mais críticos. Os principais problemas verificados em galerias antigas são:

- a) Galerias dimensionadas com critérios inadequados ou executadas sem projeto;
- b) Galerias em colapso estrutural devido à presença de águas agressivas, aumento da carga proveniente da alteração do uso da via sobre a mesma, obstrução por fundação de edifícios ou tubulações de concessionárias;
- c) Galerias executadas de maneira diversa da que foi prevista no projeto quando não é seguida corretamente a sua declividade de projeto e até mesmo as dimensões são alteradas por dificuldades de execução.

Para buscar uma solução para as enchentes causadas por esses problemas, é necessário iniciar o estudo por um diagnóstico da situação, baseado em uma ampla coleta de dados, e especialmente no cadastro completo das galerias existentes.

O estudo da capacidade das galerias pode ser bastante complexo quando são encontradas muitas singularidades e mudanças de seção e de declividade. O diagnóstico da situação deve abordar não só as condições hidráulicas da rede de drenagem em estudo, mas também, as suas condições estruturais e, apontar as irregularidades como obstruções, pontos de acúmulo de detritos e condições de assoreamento.

A partir desse diagnóstico, deverão ser estudadas as soluções mais indicadas para cada caso. Considerando que as intervenções na região central são bastante onerosas e causam grandes transtornos, deverão ser também consideradas as soluções parciais para o problema estudado.

Assim, a recuperação de uma galeria existente poderá em alguns casos representar uma melhoria significativa com custo mais reduzido, apesar de não ter a capacidade de escoamento almejada para a região (período de retorno). É recomendável que projeto de recuperação de um trecho da rede de drenagem seja precedido de um estudo de planejamento da rede de macrodrenagem. As soluções que podem ser estudadas são, entre outras:

a) Recuperação da galeria existente

É composto de um conjunto de obras ao longo da mesma com o objetivo de restabelecer as condições originais da galeria para que volte a contar com sua capacidade máxima de escoamento. A recuperação pode abranger os serviços de:

- ✓ Remoção de dutos de concessionárias;

- ✓ Remoção de estacas ou outras obstruções;
- ✓ Recuperação ou reforço estrutural;
- ✓ Substituição completa de trechos mais danificados;
- ✓ Desassoreamento e remoção de detritos;
- ✓ Revestimento interno para diminuição de rugosidade e proteção contra águas agressivas.

Esse tipo de obra, em geral, apresenta um custo mais reduzido em relação a outras alternativas, mas pode não ser a solução definitiva para o problema a ser resolvido.

b) Reforço parcial da galeria existente

Aplica-se a galerias onde o diagnóstico da situação revelar uma deficiência mais acentuada em determinado trecho. Essa deficiência pode estar em um trecho com seção transversal reduzida ou em colapso estrutural sem possibilidade de recuperação. Nesses casos, o reforço parcial da galeria no trecho comprometido tem como objetivo utilizar a plena capacidade do sistema do restante da galeria a um custo mais reduzido.

c) Reforço completo da galeria existente

Quando o diagnóstico apontar uma deficiência maior no sistema existente, a solução mais usual é a execução de uma nova galeria que complemente a existente, dando condições de escoamento para a vazão calculada para a chuva de projeto.

Essa nova galeria deverá ser projetada paralelamente à existente, mas, em alguns casos, será mais econômico adotar um traçado diferente, de modo a reduzir a sua extensão e evitar interferências.

Esse tipo de solução apresenta, em geral, custo elevado, pois a região onde são implantadas tem sua urbanização consolidada e a obra deve equacionar problemas de tráfego, remoção de interferências, demolição e reconstrução de sistema viário, desapropriação, etc.

d) Substituição da galeria existente

É a alternativa adotada quando o sistema existente apresenta uma capacidade hidráulica muito baixa, que pode ser desprezada, ou tem um comprometimento estrutural muito grande, cuja recuperação se torna antieconômica.

Ocorrem também casos em que não há espaço suficiente para acomodar a nova galeria sem a remoção da existente. Nesse caso, a nova galeria será dimensionada para receber toda a vazão de projeto, sendo desativada a galeria existente. Geralmente, é a solução mais onerosa e deve ser adotada quando as demais se mostram inviáveis sob o aspecto técnico ou econômico.

Sempre que a galeria existente não for utilizada na solução proposta de drenagem, esta deverá ser preferencialmente removida ou, quando não for possível, tamponada em toda sua extensão com material granular fino para evitar o colapso da obra.

4. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

A elaboração do projeto de macrodrenagem compreende várias etapas que envolvem basicamente as atividades indicadas a seguir:

4.1 ESTUDO DE VIABILIDADE OU PLANO DIRETOR

O objetivo de um estudo de viabilidade é analisar uma bacia hidrográfica ou trecho de uma bacia ou conjunto de bacias as condições existentes e propor, em nível de planejamento, um conjunto coordenado de soluções para o problema de cheias. Quando elaborado para uma bacia ou conjunto de bacias, que integram a área urbana é geralmente denominado Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU).

Em Joinville foi elaborado em 2010 o PDDU da bacia do rio Cachoeira, estabelecendo as diretrizes para projeto e implantação das obras de macrodrenagem em toda a rede de macrodrenagem que integra a bacia do rio Cachoeira. Nesta bacia de drenagem, os estudos e projetos de obras de drenagem deverão ser executados em consonância com o planejamento definido no PDDU do rio Cachoeira.

Está prevista a elaboração do PDDU das demais bacias de drenagem que integram a área urbana da cidade de Joinville. Até que tais planos sejam elaborados, obras de macrodrenagem a serem implantadas nas demais bacias urbanas deverão ser precedidas de estudos de viabilidade específicos, incluindo:

a) Coleta e análise dos dados da bacia em estudo:

- ✧ Planta de situação e localização dentro do município;
- ✧ Plantas do levantamento aerofotogramétrico da bacia em estudo, escala 1:1.000, elaborado pela PMJ;
- ✧ Identificação da rede de macrodrenagem, delimitação de sub-bacias e outras características hidrológicas;
- ✧ Levantamento topobatimétrico dos canais naturais e artificiais, incluindo perfil e seções transversais equidistantes de no máximo 50 m;
- ✧ Cadastro das obras existentes, incluindo pontes, galerias, bueiros, etc., contendo o traçado e posição dos vários dispositivos de drenagem e das conexões e galerias com seus diâmetros. Os poços de visita deverão ter assinalada a cota da tampa e a profundidade das tubulações de entrada e saída. Deverá ser tomada a cota de fundo e de topo das galerias no ponto de despejo em córregos e canais;

- ✧ Cadastro especial das galerias existentes que possibilitem acesso a equipamentos topográficos necessários à realização desse tipo de levantamento, geralmente com altura interna superior a 1,50 m;
 - ✧ Projetos anteriores referentes ao mesmo local e projetos, cuja rede de drenagem irá se conectar com o sistema de galerias que está sendo projetado;
 - ✧ Identificação das características de ocupação da bacia, incluindo: demografia, zoneamento urbano, Plano Diretor de Desenvolvimento Sustentável, áreas impermeabilizadas, etc.;
 - ✧ Características fisiográficas: geologia, pedologia, etc.;
 - ✧ Indicações sobre os níveis de enchente dos cursos d'água;
- b) Vistoria ao local;
- c) Execução de estudos hidrológicos para determinação da vazão contribuinte para cada trecho dos cursos d'água ou canalizações em estudo para a situação atual (diagnóstico) e futura (prognóstico);
- d) Avaliação hidráulica do comportamento da rede de drenagem nas situações atual (diagnóstico) e futura (prognóstico);
- e) Estudo das alternativas de soluções de obras, incluindo alternativas não convencionais e de estruturas de reservação para diminuição das vazões de cheia;
- f) Seleção técnico-econômica-ambiental da melhor alternativa para implantação;
- g) Detalhamento da alternativa selecionada, incluindo estudo preliminar de método construtivo e orçamento;
- h) Estudo preliminar do método construtivo;
- i) Elaboração dos respectivos orçamentos;
- j) Apresentação do estudo de alternativas para definição da solução ou soluções a serem detalhadas;
- k) Conclusão e apresentação do Estudo de Viabilidade.

4.2 PROJETO BÁSICO

A Lei 8.666 de 21 de junho de 1993 define Projeto Básico como sendo:

“IX - Projeto Básico - conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, ou complexo de obras ou serviços objeto da licitação, elaborado com base nas indicações dos estudos técnicos preliminares, que assegurem a viabilidade técnica e o adequado tratamento do impacto ambiental do empreendimento, e que possibilite a avaliação do custo da obra e a definição dos métodos e do prazo de execução, devendo conter os seguintes elementos:

- a) desenvolvimento da solução escolhida de forma a fornecer visão global da obra e identificar todos os seus elementos constitutivos com clareza;*
- b) soluções técnicas globais e localizadas, suficientemente detalhadas, de forma a minimizar a necessidade de reformulação ou de variantes durante as fases de elaboração do projeto executivo e de realização das obras e montagem;*
- c) identificação dos tipos de serviços a executar e de materiais e equipamentos a incorporar à obra, bem como suas especificações que assegurem os melhores resultados para o empreendimento, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução;*
- d) informações que possibilitem o estudo e a dedução de métodos construtivos, instalações provisórias e condições organizacionais para a obra, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução;*
- e) subsídios para montagem do plano de licitação e gestão da obra, compreendendo a sua programação, a estratégia de suprimentos, as normas de fiscalização e outros dados necessários em cada caso;*
- f) orçamento detalhado do custo global da obra, fundamentado em quantitativos de serviços e fornecimentos propriamente avaliados;”*

Desta forma, na elaboração do Projeto Básico, a partir de investigações suficientemente detalhadas das condições do terreno, das obras circundantes, das interferências existentes e outras características pertinentes as obras de drenagem deverão ser detalhadas possibilitando sua licitação e implantação.

O Projeto Básico deverá efetuar a revisão dos estudos de viabilidade, avaliando a validade e adequação da implantação das obras propostas nos Estudos de Viabilidade (ou no PDDU), à luz do desenvolvimento urbano no período decorrido desde sua elaboração e das investigações complementares realizadas para a elaboração do Projeto Básico como, por exemplo, sondagens geotécnicas, características estruturais e de fundação de obras próximas, interferências, etc.

Na elaboração do Projeto Básico deverá ser considerado:

- a) Coleta de dados complementares, incluindo:
 - ✧ Vistoria ao local;
 - ✧ Levantamentos topográficos e cadastrais;
 - ✧ Sondagens;
 - ✧ Cadastro de Interferências
 - ✧ Caracterização das edificações e obras nas proximidades;
- b) Estudo hidrológico, já levando em consideração os tipos de estruturas hidráulicas adotados para o cálculo do tempo de concentração;

- c) Dimensionamento hidráulico completo, inclusive com estudo de remanso, regime de escoamento, estudo de linha d'água, singularidades, podendo ainda ser utilizada modelagem matemática ou física conforme o caso;
- d) Estudo de métodos construtivos;
- e) Detalhamento da solução adotada, incluindo projeto de fundações, estruturas, métodos construtivos, manuseio e remanejamento de interferências, etc.;
- f) Orçamento e especificações técnicas;
- g) Conclusão e apresentação do Projeto Básico.

4.3 PROJETO EXECUTIVO

A Lei 8.666 define o Projeto Executivo como sendo:

“X - Projeto Executivo - o conjunto dos elementos necessários e suficientes à execução completa da obra, de acordo com as normas pertinentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas;”

Nesta fase deverá ser elaborado o detalhamento de todas as obras que integram o projeto de drenagem. Os trabalhos de elaboração do Projeto Executivo deverão iniciar pela análise e revisão do Projeto Básico para sua validação, considerando o tempo decorrido após a sua conclusão e as consequentes modificações na urbe. Para esse detalhamento deverão ser considerados:

- a) Coleta de dados e levantamentos topográficos complementares;
- b) Vistoria ao local;
- c) Estudo hidrológico e hidráulico, caso as características da estrutura hidráulica proposta no projeto básico sejam alteradas;
- d) Detalhamento dos projetos de fundações, estrutural e demais elementos que compõem as obras;
- e) Conclusão e apresentação do projeto executivo.

4.4 ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DAS OBRAS - ATO

Durante a implantação das obras deve ser realizado o ATO, preferencialmente pelo responsável pela elaboração do Projeto Executivo. Nesta fase dos trabalhos serão realizados:

- a) acompanhamento dos trabalhos, verificando a correta aplicação do que foi previsto no projeto executivo, bem como a ocorrência de situações não previstas no projeto, promovendo as devidas adequações nas soluções preconizadas;

- b) implantação e acompanhamento do programa de controle das obras, em especial quanto à proteção de propriedades e obras vizinhas;
- c) elaboração de detalhes e modificações necessários para compatibilização com condicionantes e particularidades identificadas durante a execução das obras.

4.5 COMO CONSTRUÍDO

Ao final da implantação da rede de macrodrenagem deverá ser elaborado o cadastramento das obras, indicando sua localização real, cotas de implantação e demais características de todos os dispositivos da rede, para registro e inclusão no Banco de Dados de Drenagem da SEINFRA.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-03 - PROJETO DE OBRAS DE DETENÇÃO

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-03

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-03 - Projeto de Obras de Detenção

ÍNDICE

	<i>PÁG.</i>
1. OBJETIVO.....	2
2. DEFINIÇÃO GERAL.....	2
2.1 OBRAS DE DETENÇÃO (D).....	2
2.2 OBRAS DE RETENÇÃO (R)	2
2.3 BACIAS DE SEDIMENTAÇÃO (BS)	3
3. PROCEDIMENTOS DE PLANEJAMENTO E PROJETO	3
4. COLETA E ANÁLISE DOS DADOS RELATIVOS À BACIA DE DRENAGEM	4
5. IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS LOCAIS PARA ARMAZENAMENTO	5
6. ESTABELECIMENTO DA DESCARGA DE PROJETO	6
7. CONFIGURAÇÃO PRELIMINAR DA HIDROLOGIA DE PROJETO.....	9
8. DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS	14
8.1 ORIFÍCIOS.....	14
8.2 VERTEDORES	15
9. ABORDAGENS DAS CONDICIONANTES LATERAIS E VERTICAIS	16
10. FINALIZAÇÃO DO PROJETO	17
11. OBRAS MÚLTIPLAS DE D/R	20
12. ASPECTOS NEGATIVOS E USOS INADEQUADOS DE OBRAS DE D/R	22
13. RECOMENDAÇÕES	23

1. OBJETIVO

Esta diretriz tem por objetivo apresentar os conceitos e procedimentos fundamentais para planejamento e projeto de obras de retenção / retenção (D/R) nos projetos de drenagem urbana no município de Joinville.

O projeto de obras de retenção de uma área de drenagem visa reduzir o pico do hidrograma de cheia, através da acumulação de um determinado volume de projeto, de uma descarga controlada para o sistema de drenagem, evitando assim ondas de cheias que resultam em inundações.

Na elaboração dos projetos de obras de retenção no município de Joinville, além das recomendações constantes desta ID, deverão ser observadas as demais considerações, recomendações constantes do Manual de Drenagem.

Deve-se verificar a legislação existente no que se refere a critérios a volume de armazenamento e/ou vazão de descarga da rede.

2. DEFINIÇÃO GERAL

Existem duas abordagens distintas de controle do escoamento superficial nas áreas urbanas, uma voltada para o esgotamento rápido das águas e outra para o seu armazenamento, formas estas que não são mutuamente excludentes.

Neste item é feita uma apresentação geral dos conceitos e procedimentos fundamentais para planejamento e projeto de obras de retenção/retenção, cabendo enfatizar que não é possível estabelecer uma metodologia detalhada neste sentido, face à grande variabilidade de possibilidades de soluções.

No âmbito do presente trabalho, serão adotadas as seguintes definições para as obras de retenção e retenção:

2.1 OBRAS DE DETENÇÃO (D)

São obras que permitem o armazenamento de água de escoamento superficial temporariamente, durante e imediatamente após um evento. Constituem exemplos de dispositivos de retenção: valas naturais, depressões naturais ou escavadas, caixas ou reservatórios subsuperficiais, armazenamento em telhados e bacias de infiltração.

2.2 OBRAS DE RETENÇÃO (R)

São obras que permitem o armazenamento de águas de escoamento superficial com o objetivo de dar uma destinação a essas águas retidas para fins recreativos, estéticos, abastecimento, ou outros propósitos. A água de escoamento superficial é temporariamente armazenada acima do nível normal de retenção, durante e imediatamente após um evento de precipitação.

Constituem exemplos de dispositivos de retenção, reservatórios e pequenos lagos em áreas públicas, comerciais ou residenciais.

2.3 BACIAS DE SEDIMENTAÇÃO (BS)

São dispositivos que permitem o armazenamento de águas de escoamento superficial com o objetivo de reter material sólido em suspensão, bem como, detritos flutuantes carregados através do sistema de drenagem. Estes, por sua vez, podem ser partes integrantes de um sistema mais amplo destinado a múltiplos propósitos.

3. PROCEDIMENTOS DE PLANEJAMENTO E PROJETO

Dos aspectos técnicos que devem ser destacados no projeto dessas obras, além dos relativos à hidrologia e da hidráulica, são os seguintes:

- a) Determinação da inclinação máxima de talude para escavação de reservatórios de armazenamento em locais potencialmente favoráveis para isso, assim como de pequenos levantamentos em valas naturais que ofereçam condições propícias para armazenamento;
- b) Estimativa da carga anual de transporte de material sólido da bacia tributária, verificando se será necessário prever bacia(s) de sedimentação ou outros meios de controle de sedimentos;
- c) Seleção do tipo de revestimento das obras de D/R, objetivando tanto a utilização da bacia para outros fins como também a manutenção da mesma em condições higiênicas. A escolha dos materiais inclui a utilização de revestimento de concreto, gabião, revestimento vegetal, incluindo a seleção das variedades de grama para proteção de taludes que resistam a inundações ocasionais que possam durar várias horas ou mesmo vários dias e outros materiais que possam ser utilizados.

Devem também ser consideradas as condicionantes e necessidades de natureza não técnica, dentre as quais devem ser ressaltadas:

- a) A análise das necessidades da comunidade local, inclusive as relativas à recreação, de modo a inserir as possíveis obras de D/R num contexto de uso múltiplo;
- b) A análise dos riscos que possam comprometer as condições de segurança e prever os meios de mitigá-los;
- c) A busca de meios adequados para financiamento de desapropriações, construção e manutenção das obras.

Para uma abordagem completa dos aspectos fundamentais no planejamento e projeto de um sistema de obras de D/R, recomenda-se seguir os passos discriminados a seguir:

- a) Coleta e análise de dados relativos à bacia de drenagem;
- b) Identificação dos possíveis locais para armazenamento;
- c) Estabelecimento de hidrograma de cheia de projeto;
- d) Configuração preliminar da concepção hidrológica e hidráulica do projeto;
- e) Análise e consolidação de todas as restrições e condicionantes laterais e verticais;
- f) Desenho do projeto hidrológico-hidráulico
- g) Projeto Básico das obras de D/R propriamente ditas.

Os tópicos a seguir abordam cada um dos passos acima indicados em seus aspectos essenciais.

4. COLETA E ANÁLISE DOS DADOS RELATIVOS À BACIA DE DRENAGEM

Tendo por base a cartografia disponível, deverá inicialmente ser delimitada toda a área abrangida pela bacia em estudo, como também as respectivas sub-bacias relativas aos locais cogitados para possíveis obras de D/R.

Obras de D/R que venham a ser cogitadas devem ser concebidas visando disciplinar as águas de escoamento superficial para a condição mais crítica de uso do solo, que corresponde à condição de ocupação futura da área em estudo.

As condições atuais de uso e ocupação do solo devem ser avaliadas com base nas informações disponíveis, assim como, em reconhecimento de campo.

Os parâmetros a serem avaliados devem abordar as condições de usos do solo atuais e futuras cabendo destacar:

- a) Tipos predominantes de solo, como areia, argila, silte, grau de suscetibilidade à erosão e outras características relevantes;
- b) Grupo hidrológico dos solos A, B, C e D, conforme definido pelo “Soil Conservation Service (SCS)”, tendo por base as informações disponíveis em cada sub-bacia;
- c) Declividade nominal;
- d) Porcentagem de impermeabilização;
- e) Coeficientes de escoamento superficial tendo em vista a aplicação do método racional;
- f) Número de curva (CN) tendo em vista a utilização da metodologia hidrológica do SCS, com base nas características dos solos e respectivos usos (Ver ID- 05 deste manual);

- g) Tempos de concentração e tempos totais de escoamento necessários, para a utilização de modelos hidrológicos.

Dois tipos de informação sobre precipitação são necessários para o planejamento e projeto de obras de D/R. O primeiro refere-se às curvas ou equações que relacionam intensidade, duração e frequência de chuvas intensas, e o segundo refere-se aos pluviogramas ou outro tipo de informação de observação direta disponível no histórico de chuvas da região.

Sempre que possível, é conveniente selecionar as principais tormentas observadas, em especial as mais recentes que tenham causado problemas de inundação nas áreas objeto de estudo.

A posição do lençol freático tem importância fundamental na construção e ocupação de obras de D/R.

No caso de uma obra de retenção com fins recreativos ou estéticos, é necessário que o nível do lençol freático esteja situado acima do fundo do reservatório a ser criado, a fim de garantir um nível permanente de retenção, e que seja independente das condições de afluência do escoamento superficial. Por outro lado, a construção de uma obra de detenção pode ser bastante dificultada, assim como sua operação pode estar comprometida, se o nível do lençol freático local estiver situado acima do fundo seco desejável para o reservatório.

Como passo anterior à pesquisa de locais propícios para obras de D/R, é necessário efetuar uma seleção de áreas livres, ou com ocupação não significativa, sejam elas pertencentes ao poder público ou mesmo particulares, que possam ser atrativas para a sua implantação.

A seleção envolve uma série de investigações visando identificar propriedades e respectivos proprietários, assim como, possíveis intenções de uso das terras.

5. IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS LOCAIS PARA ARMAZENAMENTO

Neste passo é efetuada uma escolha prévia dos locais potencialmente favoráveis à obra de D/R, antes de efetuar uma análise mais detalhada de cada um.

Uma primeira consideração relativa à obra de D/R é que esteja localizada a montante, e tão próximo quanto possível da área que requer proteção. Quanto mais próximo o local de armazenamento esteja da área sujeita à inundação, evidentemente maior será a porção da área de drenagem controlada pela obra cogitada.

Um local potencialmente utilizável deve revelar, mesmo numa avaliação aproximada, um porte adequado em termos de área, bem como, de volume para armazenamento temporário. Uma vez conhecidas as características da área tributária ao local em consideração, é possível efetuar uma estimativa do volume de escoamento superficial que deve ser retido no local de armazenamento.

Uma primeira estimativa pode ser efetuada considerando uma chuva de 100 anos de período de retomo e 24 horas de duração, coeficiente de escoamento superficial ou um número de curva (CN) representativo da área de drenagem, avaliando em seguida o correspondente volume de escoamento superficial.

É sempre preferível que uma obra de D/R possa operar exclusivamente por gravidade, tanto em termos de captação como de restituição das águas captadas.

Em certos casos, a área favorável para implantação de uma obra de D/R pode estar situada no próprio vale do curso local a ser controlado, podendo haver ou não, a necessidade de escavação adicional para obter o volume de armazenamento necessário. Em tais casos, as condições de entrada serão simplificadas, restringindo-se as estruturas de controle apenas ao ponto de descarga.

Há situações em que as áreas favoráveis podem estar situadas fora do vale do curso local, havendo a necessidade de obras de derivação para desvio das águas para o local de armazenamento. Poderá haver ou não a necessidade de escavações adicionais para a obtenção do volume necessário de armazenamento.

Para o estudo das possibilidades em questão é imprescindível um conhecimento detalhado dos sistemas de drenagem locais existentes em termos de suas características hidráulicas, hidrológicas e principais limitações.

Outros fatores relevantes poderão eventualmente ser considerados, pelo menos ainda no âmbito de uma análise preliminar, dependendo das circunstâncias.

Como exemplo hipotético pode-se citar uma área baixa situada a montante de uma rodovia que passa sobre um bueiro, que mediante a inclusão de um dispositivo de restrição de capacidade em sua entrada, pode atuar como obra de controle e permitir que a citada área atue como reservatório de detenção.

6. ESTABELECIMENTO DA DESCARGA DE PROJETO

Na determinação da cheia mais severa que deve ser considerada para projeto, é perfeitamente justo ter como meta que os graus de proteção das diferentes partes da comunidade sejam aproximadamente similares.

Neste sentido, é oportuno lembrar que, num projeto de canalização, o grau de proteção para a comunidade local pode não ser equitativo em todas as suas partes, podendo ocorrer situações com a existência de tributários do trecho de canalização em questão que apresentem problemas localizados de inundação.

Em tais circunstâncias, é necessário que em tais tributários sejam também efetuadas obras de mitigação de inundações que, dependendo das condições locais, poderá ser uma obra de D/R.

Convém frisar que as obras de D/R, dependendo da forma como sejam projetadas, podem, em determinadas circunstâncias, não só revelarem-se inócuas, como também, agravar o problema das inundações em termos de frequência de ocorrência.

A literatura mais recente disponível sobre o assunto aborda a questão enfatizando os aspectos fundamentais a serem considerados, e propõe que os eventos mais severos a serem considerados para projeto, tenham probabilidade de ocorrência não superior a 1%, ou seja, período de retorno de 100 anos.

Ao selecionar-se o evento mais severo a ser considerado no projeto de uma obra de D/R, é muito importante analisar também o efeito que essa obra exercerá sobre as cheias de pequena magnitude.

As consequências indesejáveis da adoção do critério de projeto da probabilidade simples, ou seja, período de retorno específico para obras de D/R, são mostradas na Figura 6.1.

Com este critério, visando evitar um incremento nas vazões de pico de cheias resultantes da urbanização (caso 2 na Figura 6.1), uma obra de D/R pode ser projetada de tal modo que, as vazões de pico para um período de retorno específico, após o processo de desenvolvimento, não sejam superiores à condição atual (caso 1).

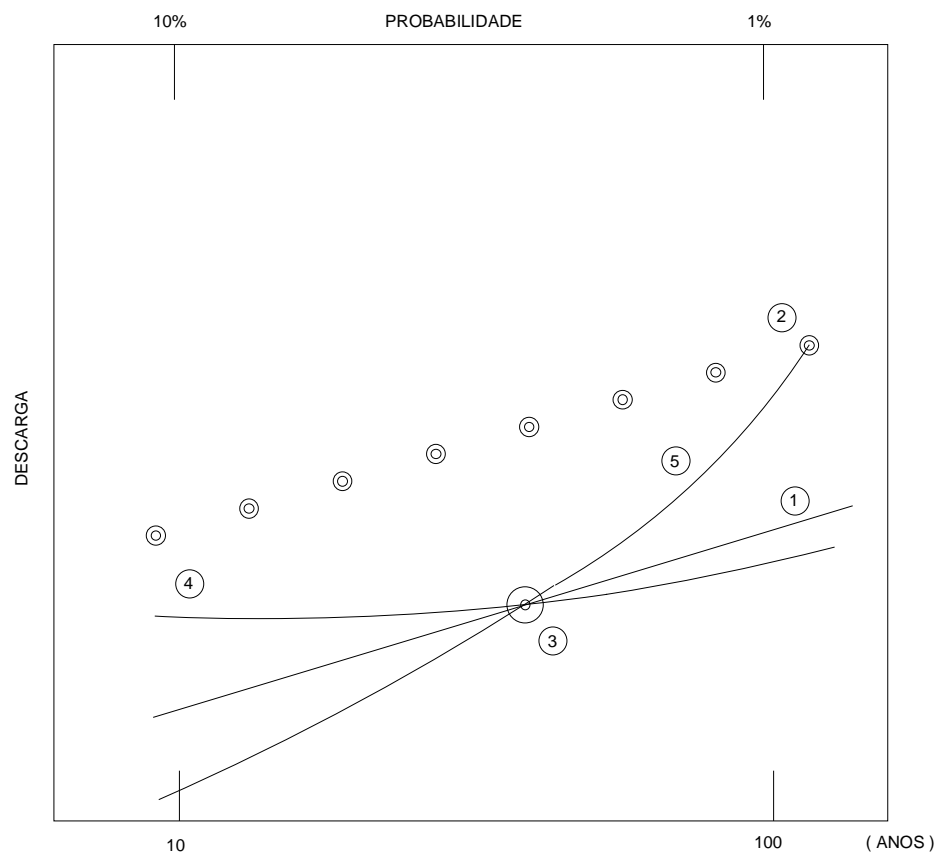
Entretanto, para outros períodos de retorno que não o específico de projeto, os picos de cheias após o desenvolvimento (casos 4 e 5) poderão ser tanto maiores como menores que os correspondentes à condição atual (caso 1).

Se as vazões de pico irão aumentar ou diminuir para outros períodos de retorno que não o adotado para o projeto, depende exclusivamente das características dos dispositivos de controle das vazões efluentes utilizados para obter o "não incremento" desejado.

Normalmente, o desempenho dos dispositivos de controle das vazões efluentes não é verificado para outras condições hidrológicas que não aquela adotada como a de projeto.

Uma obra de vulto é projetada, construída e operada para controlar um evento raro, correspondente a uma condição hidrológica tipicamente severa. Qualquer efeito de controle que venha a ser exercido sobre outros eventos que não o de projeto, usualmente ocorre por mero acaso e não como resultado de uma intenção de projeto. É necessário reverter esta situação verificando e adequando o funcionamento da obra para eventos mais frequentes.

É possível, entretanto, considerar um critério de projeto diferente em sua essência, eventualmente com algum custo adicional na construção e operação, que possibilite controlar uma ampla gama de eventos de cheias. A diferença fundamental em termos de critério de projeto é a probabilidade contínua, conforme mostrado na Figura 6.1. A idéia consiste em impor que, para todos os eventos de cheias, incluindo-se os mais severos, os picos a jusante do local cogitado para uma obra de D/R não superem para a condição de desenvolvimento futuro os picos que ocorreriam nas condições atuais, sem a obra de D/R.



- ① USO ATUAL DO SOLO
- ② USO FUTURO DO SOLO SEM (D/R)
- ③ CRITÉRIO DE PROBABILIDADE SIMPLES
- ④ POSSÍVEL USO FUTURO DO SOLO SEM (D/R)
- ⑤ POSSÍVEL USO FUTURO DO SOLO

Figura 6.1 - Critério de probabilidade simples para obras de retenção / retenção e seus possíveis efeitos.

As descargas máximas liberáveis para jusante por uma obra de D/R serão estabelecidas como consequência da seleção ou especificação da condição (descarga x probabilidade).

Se, por exemplo, for adotado o critério de probabilidade simples, a máxima descarga liberável será aquela correspondente à máxima para a condição atual de uso do solo para a probabilidade especificada, que se refere ao "único ponto" indicado na Figura 6.1.

Se, por outro lado, for adotado o critério de probabilidade contínua, haverá uma série de descargas máximas liberáveis cada uma correspondente a um período de retorno. Essas descargas correspondem ao caso 3 mostrado na Figura 6.1, ou seja, a relação descarga-probabilidade é coincidente com a relação referente ao caso 1.

Independentemente das descargas máximas liberáveis para jusante que possam resultar de quaisquer dos critérios de projeto indicados, a descarga ou descargas máximas liberáveis

podem também ser avaliadas no contexto da capacidade de veiculação a jusante, seja em leitos naturais, canais ou mesmo galerias.

Em geral, a condição mais restritiva pode ser considerada como adequada para a determinação da máxima descarga possível de liberação.

Em determinadas circunstâncias, independentemente da maneira que seja determinada a máxima descarga liberável para jusante de uma obra de D/R, esta pode ser muito menor do que a descarga correspondente ao período de retorno de 100 anos para a condição de não existência de qualquer obra de controle no mesmo local.

Em tais condições, para simplificação de análise, pode-se admitir efluência para jusante igual a zero. Esse tipo de procedimento em geral não é aconselhável, uma vez que a descarga muito pequena para jusante pode ser consequência de um tempo muito longo de decaimento do volume da obra de D/R. Isto representará um valor apreciável, o qual, caso tenha sido analisado incorretamente, poderá resultar em significativo superdimensionamento da obra, no caso de esquema em linha.

Os dispositivos de descarga de um D/R podem ser os mais diversos possíveis desde orifícios, vertedores, comportas, bombas, etc. cabendo o projetista decidir pelo sistema a ser adotado. O TR adotado deverá ser igual ou superior ao TR adotado na bacia correspondente do empreendimento constante no PDDU.

7. CONFIGURAÇÃO PRELIMINAR DA HIDROLOGIA DE PROJETO

O objetivo desta etapa é efetuar uma estimativa preliminar do volume de armazenamento necessário num local potencial para uma obra de D/R e verificar se o volume disponível é suficiente ou pode ser obtido mediante intervenção local. Esta etapa é ainda preliminar, e, portanto não requer análises hidrológicas ou hidráulicas de grande profundidade que envolvam gastos de tempo, devendo apenas propiciar elementos com suficiente nível de detalhe para escolha das melhores possibilidades.

Na Figura 7.1, é mostrada a concepção hidrológica de maneira esquemática para a solução em linha e lateral para as obras de D/R.

As variáveis mostradas na referida ilustração são as seguintes:

- ✓ d_r = duração da chuva de projeto;
- ✓ t_c = tempo de concentração da bacia;
- ✓ Q_{af} = hidrograma afluente a uma obra D/R em linha ou lateral;
- ✓ Q_{ef} = hidrograma efluente de uma obra D/R em linha.

A idéia é primeiramente converter o volume de chuva de projeto em volume de escoamento superficial. Então, o volume de armazenamento necessário é calculado pela diferença entre o volume de escoamento superficial e o volume descarregado para jusante, no caso de esquema em linha, ou o volume desviado, no caso de esquema lateral.

As hipóteses simplificadoras envolvem admitir que a base do hidrograma afluente seja igual à soma de d_r e t_c , que o hidrograma efluente no caso de esquema em linha tenha forma triangular, e que no caso de esquema lateral a descarga derivada seja constante.

Como exemplo de aplicação de projeto preliminar, considere-se a situação para uma obra de D/R lateral conforme esquematizado na Figura 7.2.

Considere-se que para o local do exemplo possam ser estabelecidas as seguintes chuvas de projeto para as durações indicadas e período de retorno de 100 anos:

- 1) $T_r = 100$ anos 3 horas = 110,5mm;
- 2) $T_r = 100$ anos 6 horas = 123,5mm;
- 3) $T_r = 100$ anos 12 horas = 135,7mm;
- 4) $T_r = 100$ anos 24 horas = 147,8mm.

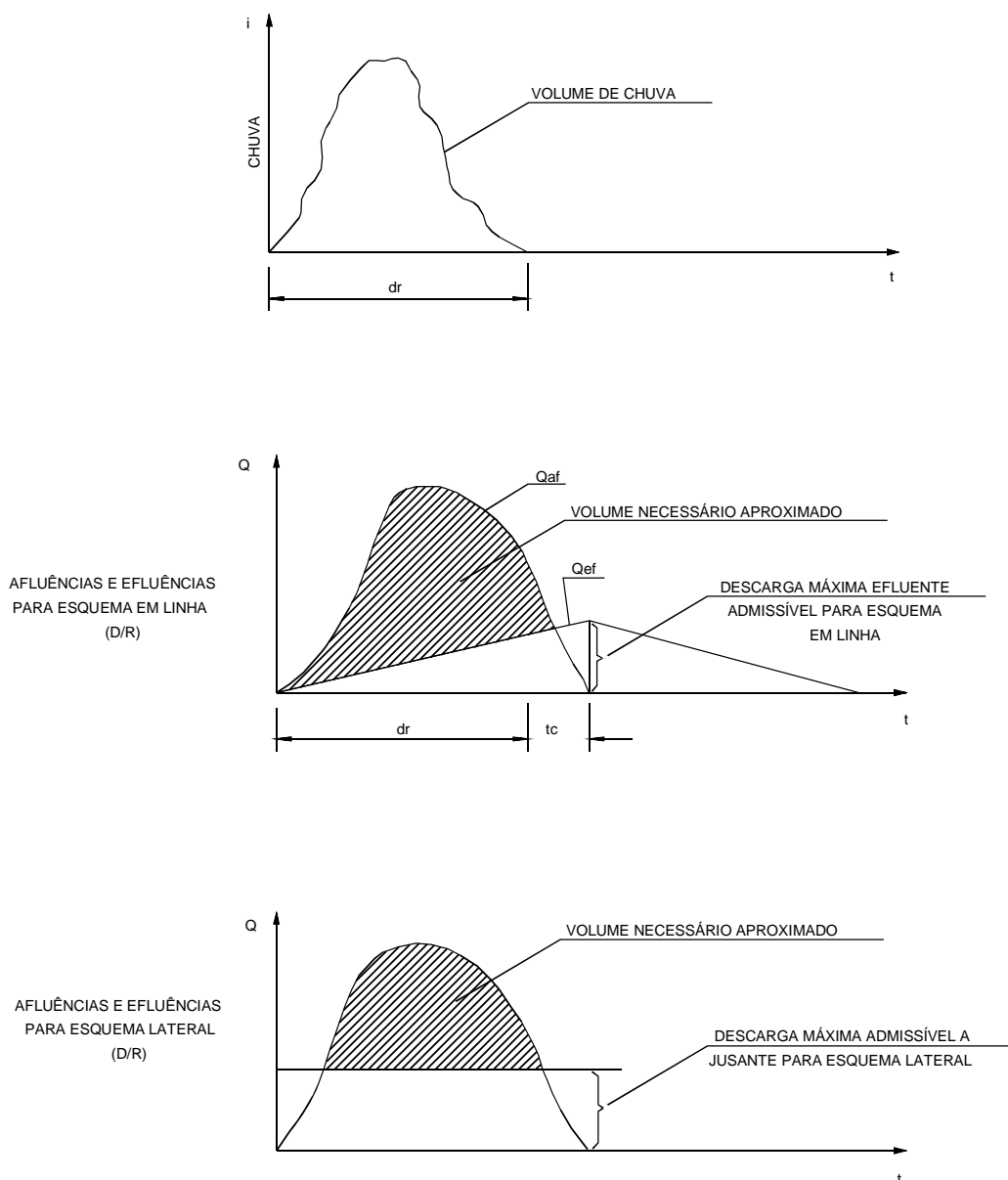


Figura 7.1 - Modelos hidrológicos de afluições e efluências para obras de retenção / retenção.

A condição descarga-probabilidade aplicável à presente situação é a de controlar todos os eventos de cheia com probabilidade de ocorrência até 1%, ou seja, 100 anos de período de retorno, sem que a capacidade da galeria a jusante seja ultrapassada.

Exemplo de determinação de volumes de reservação.

O cálculo dos volumes de armazenamento necessários relativos a cada um dos eventos acima indicados pode ser efetuado da seguinte maneira:

Para a chuva de 100 anos, $d_r = 3h$, $P = 110,5mm$:

- 1) escoamento superficial (D) para CN=86:

$$D = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \text{ sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$D = ((P-5080)/(CN+50,8))/((P+2030)/(CN-203,0))$$

$$D = 72,8 \text{ mm}$$

- 2) volume de escoamento superficial (V_D):

$$V_D = D \cdot AD$$

$$V_D = 0,0728 \cdot 1,813 \cdot 10^6 = 132.000 \text{ m}^3$$

- 3) volume liberado para jusante (V_j)

$$V_j = Q_j \cdot (d_r + t_c)$$

$$V_j = 1,7 \cdot (3+1) \cdot 3600 = 24.480 \text{ m}^3$$

- 4) volume necessário de armazenamento (V_a)

$$V_a = V_D - V_j$$

$$V_a = 132000 - 24480 = 107.520 \text{ m}^3$$

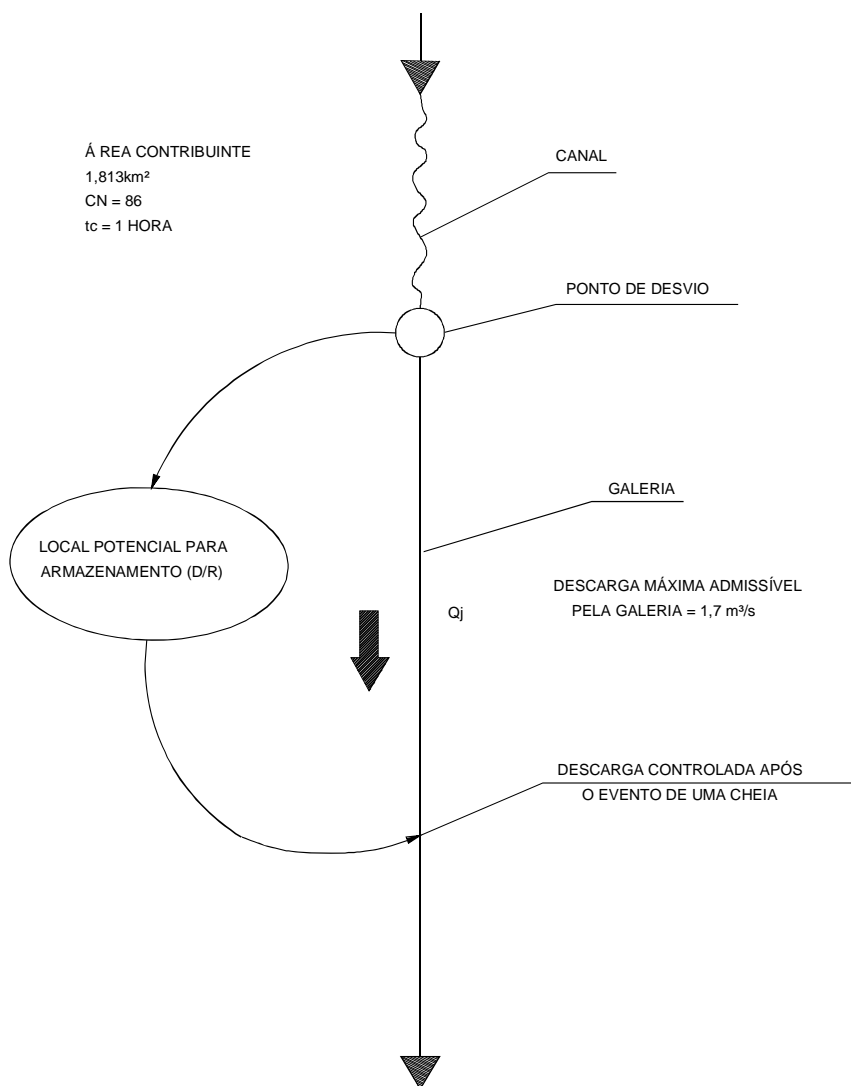


Figura 7.2 - Exemplo de esquema de obra de retenção / retenção lateral.

Procedendo da mesma forma para os demais períodos de retorno resultam os seguintes valores:

QUADRO 7.1 - RESULTADOS DOS CÁLCULOS DOS VOLUMES DE ARMAZENAMENTO

DURAÇÃO (HORAS)	P (mm)	D (mm)	VD (m³)	Vj (m³)	Va (m³)
3	110,5	72,8	132.000	24.480	107.520
6	123,5	84,8	153.740	42.840	110.900
12	135,7	96,2	174.410	79.560	94.850
24	147,8	107,6	195.080	153.000	42.080

Verifica-se que o volume necessário varia na faixa de 42.000 m³ a 110.000 m³, e que estes não crescem necessariamente para durações maiores, sendo que a duração crítica no presente caso é inferior a 24h.

O procedimento acima, apesar de permitir uma avaliação razoavelmente segura para o volume necessário de armazenamento na obra de D/R, não dispensa uma análise hidrológico-hidráulica posterior mais detalhada.

8. DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS

Os dispositivos hidráulicos de uma D/R podem ser dos mais variados possíveis podendo ser desde simples estruturas de concreto até mesmo complexas estruturas hidromecânicas.

Neste capítulo será apresentado apenas o dimensionamento referente a orifícios e vertedores, por terem sido amplamente estudados no PDDU por restrições da PMJ. Estruturas diferenciadas o projetista deverá apresentar o memorial de cálculo em anexo ao projeto, com justificativa de sua utilização para aprovação do órgão competente.

8.1 ORIFÍCIOS

Define-se como orifício uma abertura de perímetro fechado, de forma geométrica definida (circular, retangular, etc.) realizado no fundo ou na lateral de um reservatório.

Os orifícios podem ser classificados como orifícios de parede delgada e parede espessa, essa condição é representada pelas fórmulas abaixo

$$\begin{array}{ll} e < 0,5d & \text{Parede fina} \\ 0,5d < e < 1,5d & \text{Parede Espessa} \end{array}$$

Onde:

e = espessura da parede

d = diâmetro do orifício

A vazão de um orifício é calculada pela formulação abaixo, sendo a variável C_d o coeficiente de orifício longo ou curto o coeficiente a ser utilizado.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (9.1)$$

Onde

$$C_d = C_c \cdot C_v \quad (9.2)$$

Q = Vazão, m³/s;

A = Área do orifício, m²;

g = força da gravidade, m/s²;

H = Carga hidráulica, m;

C_d = Coeficiente de descarga;

C_c = Coeficiente de contração;

C_v = Coeficiente de velocidade

O projetista deverá localizar em manuais de hidráulica o coeficiente de descarga que mais se aproxime com seu ao orifício projetado.

8.2 VERTEDORES

Vertedor é uma estrutura utilizada para controlar vazões em escoamento por um canal, reservatório, lago, etc. Vertedor tem como principal objetivo em reservatórios, funcionar como um dispositivo de segurança para que não haja o transbordamento e com isso não prejudique a integridade do maciço e dos dispositivos associados.

Os vertedores podem ser classificados de diversas maneiras:

- ✓ Quanto à forma geométrica da abertura:
 - ✧ Retangular;
 - ✧ Triangular;
 - ✧ Trapezoidal;
 - ✧ Dentre outros
- ✓ Quanto à altura relativa da soleira:
 - ✧ Descarga livre se $P > P'$ (são os mais usados);
 - ✧ Descarga submersa $P < P'$, isto é, se o nível d'água de saída for superior ao nível da soleira.
- ✓ Quanto à natureza da parede:
 - ✧ Parede delgada ($e < 2/3 h$);
 - ✧ Parede espessa ($e > 2/3 h$).
- ✓ Quanto a largura relativa da soleira:
 - ✧ Sem contrações laterais – $L = b$;
 - ✧ Com contrações laterais – $L < b$.
- ✓ Quanto à natureza da lâmina:
 - ✧ Lâmina livre – região abaixo da lâmina for suficientemente arejada;
 - ✧ Lâmina deprimida – se a pressão abaixo da lâmina for inferior a pressão atmosférica;

- ✧ Lâmina aderente – quando não bolsa de ar abaixo da lâmina e esta cola na face de jusante.
- ✓ Quanto à inclinação com a vertical:
 - ✧ Vertical;
 - ✧ Inclinado.
- ✓ Quanto à geometria da crista:
 - ✧ Retilínea;
 - ✧ Circular;
 - ✧ Labirinto.

O cálculo de vazão de um vertedor pode ser obtido a partir da equação abaixo:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Q = vazão, m³/s;

L = largura da crista ou soleira, m;

h = altura da lâmina d'água sobre a soleira, m;

C_d = coeficiente de descarga.

O projetista deverá verificar em bibliografia adequada, a formulação existente que mais se aproxime ao coeficiente de descarga do vertedor projetado.

9. ABORDAGENS DAS CONDICIONANTES LATERAIS E VERTICAIS

Nesta etapa deverão ser identificadas, com todo cuidado, as principais condicionantes laterais e verticais existentes na área prevista para a obra de D/R, e procurar as formas de efetuar uma compatibilidade adequada com o arranjo das obras e projetos. Em outras palavras, o propósito desta etapa é o de como dispor o volume necessário no local em consideração, de modo a atender a todas as necessidades.

As condicionantes laterais compreendem, nas utilidades públicas, as construções e outras instalações antigas, sejam elas existentes ou previstas. As instalações para fins recreativos podem constituir condicionantes planimétricas, uma vez que definem áreas mínimas e dimensões da obra de D/R, sendo que essas áreas devem ser muito próximas da horizontal.

Em certas situações, o interesse pelo aproveitamento de uma área para fins de D/R pode ser estimulado se for associado ao uso para fins recreativos, assim como de espaços abertos para fins de lazer. Esse tipo de interesse pode existir em áreas não ocupadas e que possam futuramente ser utilizadas para fins residenciais ou instalação de escolas.

Constituem condicionantes verticais, existentes ou planejadas, grades de áreas antigas cujo sistema de microdrenagem e/ou macrodrenagem dependa do nível d'água máximo no local da obra de D/R cogitada. O nível do lençol freático local também é uma importante condicionante vertical.

A solução preferível para a obra a projetar, sob o ponto de vista de condicionantes verticais, é aquela que permite analisar todas as necessidades sem que seja preciso recorrer a bombeamento, tanto das aflúncias como das efluências.

10. FINALIZAÇÃO DO PROJETO

O propósito desta etapa é determinar a relação volume da obra de D/R em função da descarga liberada para jusante, que deve satisfazer a condição descarga-probabilidade de projeto, assim como, os elementos geométricos característicos da obra de D/R e respectivo projeto hidráulico final dos dispositivos de descarga.

Na descrição da presente etapa, admite-se que a condição descarga-probabilidade de projeto corresponda ao caso de probabilidade contínua. No caso de adição do evento extremo superior (p.e. $T_r = 100$ anos), como condição de projeto descarga-probabilidade, os procedimentos aqui descritos de forma genérica poderão ser simplificados, tendo em vista apenas o que seja efetivamente necessário.

Inicialmente, deverão ser gerados hidrogramas de cheias para diferentes períodos de retorno, como por exemplo, 2, 5, 10, 50 e 100 anos, para uma dada duração estabelecida, em função das condições de concentração da bacia de drenagem. Esses hidrogramas poderão ser gerados utilizando diferentes métodos, como por exemplo o Método Racional Modificado e o método do “Soil Conservation Service”. Para cada período de retorno, devem-se identificar as correspondentes descargas máximas permissíveis liberáveis para jusante, conforme mostrado na Figura 10.1.

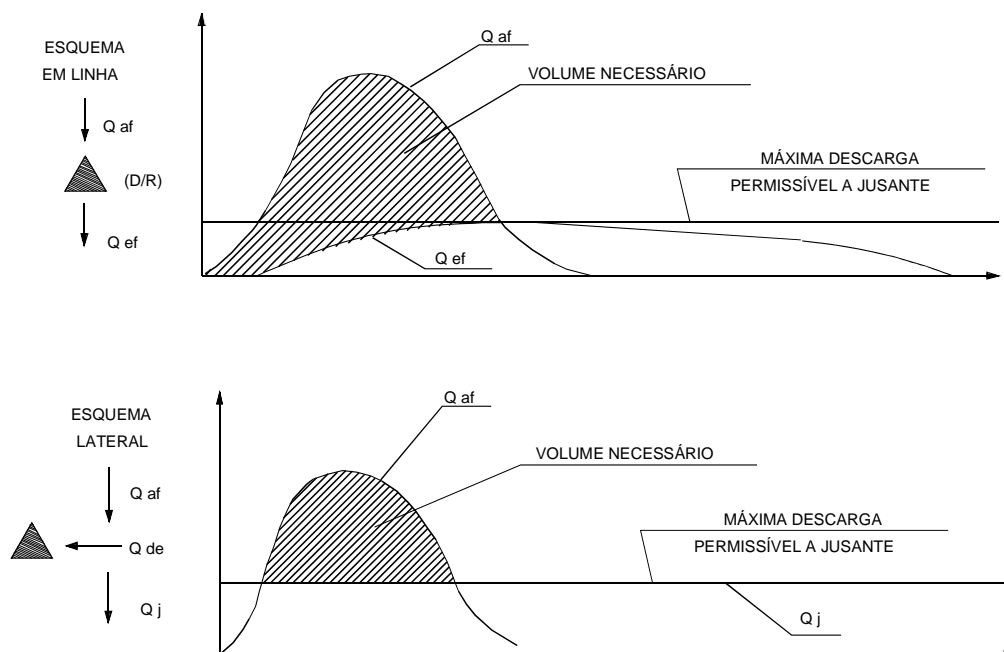


Figura 10.1 - Hidrogramas afluentes e efluentes de esquemas em linha e lateral, para obras de retenção / retenção.

Deve-se efetuar o encaminhamento dos hidrogramas de cheias estabelecidos através das obras de D/R de forma a atender os requisitos de descarga máxima para jusante para o tipo de esquema em consideração. Para cada cálculo de encaminhamento efetuado resultará um volume de armazenamento necessário. A Figura 10.2 ilustra de forma esquematizada o procedimento para obtenção dos pares de valores: descarga máxima para jusante e correspondente volume de armazenamento necessário.

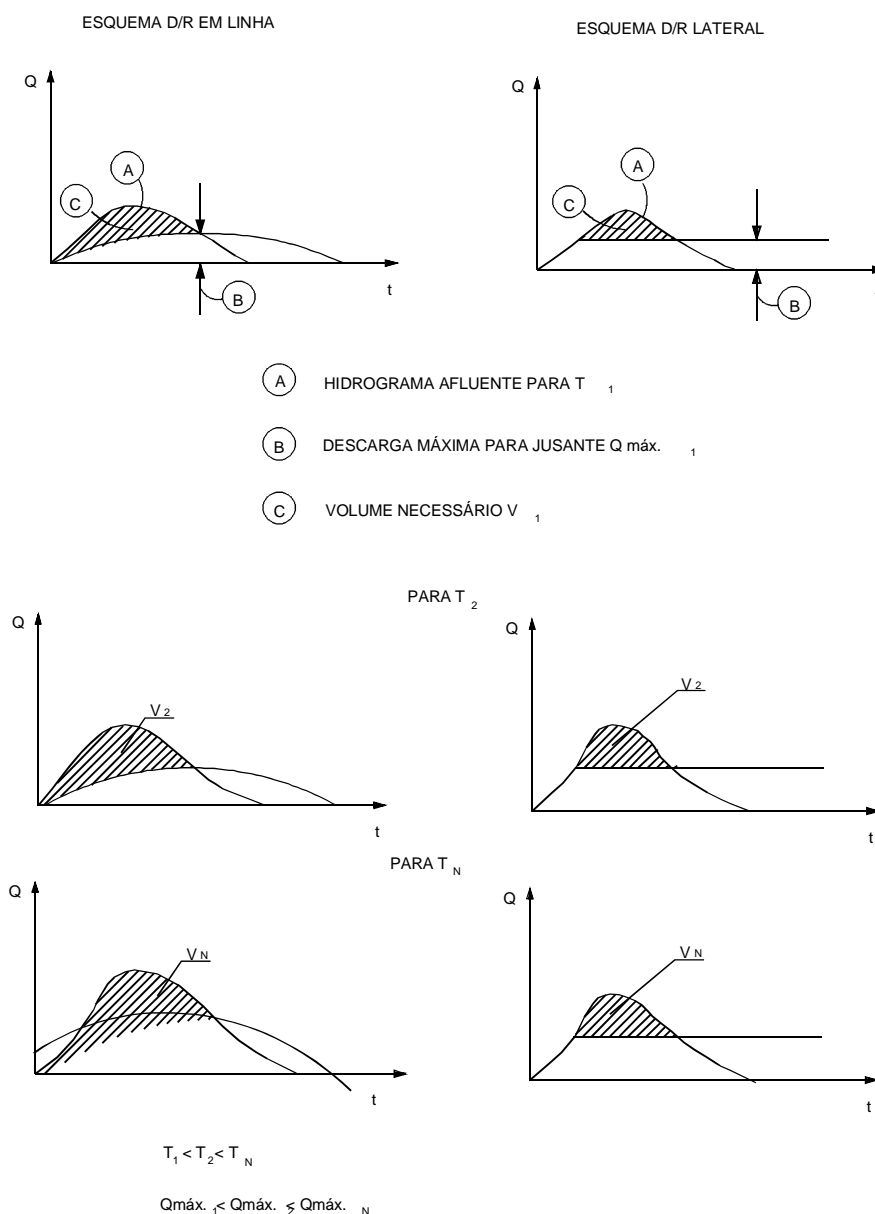


Figura 10.2 - Procedimento para obtenção dos volumes de armazenamento em função das descargas máximas para jusante.

Utilizando os pares de pontos, descargas máximas para jusante e correspondentes volumes de armazenamento necessários, deve-se construir as curvas apresentadas esquematicamente na Figura 10.3 (a e b). Essas curvas consubstanciam graficamente os resultados dos hidrogramas gerados e respectivos encaminhamentos pelas obras de D/R, nas quais são plotados os pares de pontos armazenamento-descarga máxima para cada período de retomo considerado.

A Figura 10.3 (a) é de caráter genérico, mostrando os resultados dos procedimentos indicados em termos conceituais. A Figura 10.3 (b), por outro lado, é mais específica e mostra a relação armazenamento-descarga para duas situações diferentes de liberação de descargas para jusante.

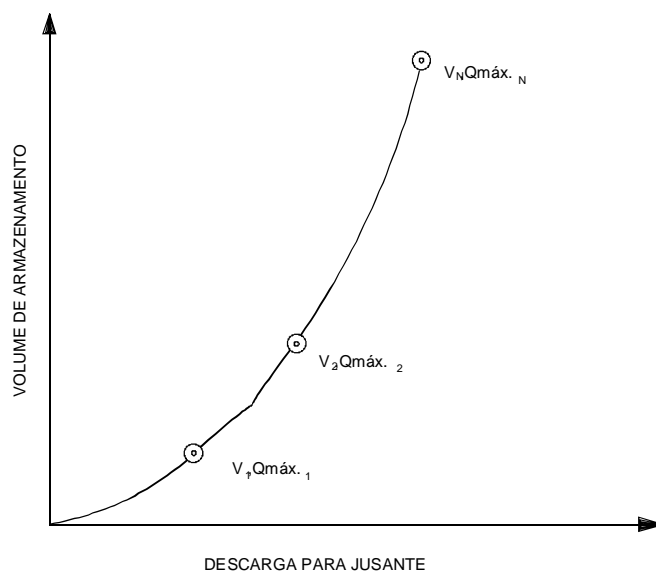
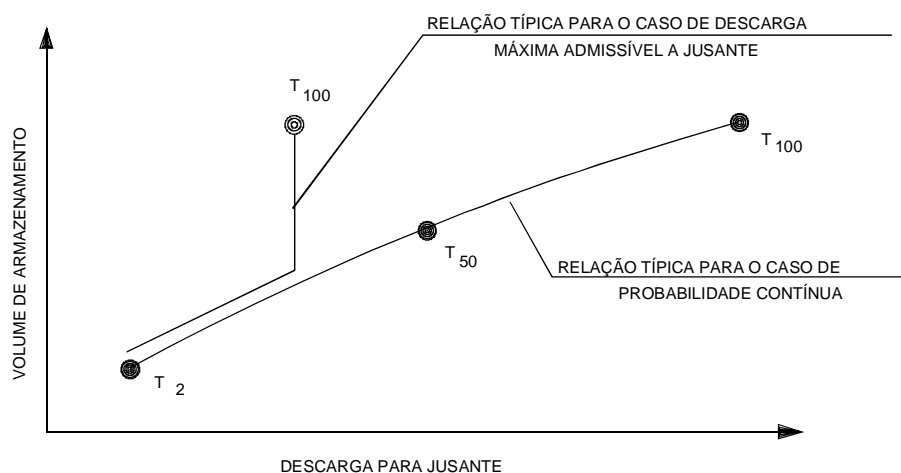


Figura 10.3 - Relação descarga x armazenamento de obras d/r.



Duas situações podem ocorrer no que concerne à configuração geométrica da obra de D/R. A primeira refere-se ao caso em que essa configuração é predeterminada e corresponde ao caso em que o volume de armazenamento é obtido pelo barramento de um fundo de vale natural. A segunda corresponde ao caso em que o volume de armazenamento é obtido por meio de escavação para a formação de um reservatório artificial.

No primeiro caso, a relação volume de armazenamento em função de descarga liberável para jusante é obtida exclusivamente por meio do adequado dimensionamento de dispositivo de controle para jusante. No segundo caso, a referida relação é obtida pelo dimensionamento integrado do volume de armazenamento e do dispositivo de controle de descarga para jusante.

11. OBRAS MÚLTIPLAS DE D/R

A implantação indiscriminada das obras de D/R numa dada bacia, ou seja, visando apenas a solução de problemas localizados, pode levar a efeitos adversos e deve ser sempre evitada. É

importante destacar duas situações que podem ocorrer em decorrência da presença de obras de D/R numa bacia que são: o surgimento de um falso senso de segurança em determinadas áreas e o efeito de sincronismo de picos de cheias de sub-bacias resultando, em certos pontos, descargas maiores que antes da implantação das obras.

Embora obras de D/R individuais numa dada bacia permitam resolver problemas localizados de inundação (i.e. imediatamente a jusante das mesmas), podem interagir com a bacia como um todo, de forma a agravar problemas de inundação em outros locais da bacia a jusante.

A Figura 11.1 ilustra esquematicamente como uma nova obra de D/R pode provocar um problema de sincronismo adverso numa bacia. Conforme se observa na Figura 11.1, a construção de uma obra de D/R num tributário de um dado curso d'água pode ter um efeito favorável de atenuação de inundações no próprio tributário, enquanto que, no curso principal, poderá ter um efeito desfavorável ou mesmo agravar problemas existentes de inundação.

Mein (1980) propõe que nos estudos de D/R seja estabelecido, como objetivo principal de projeto, manter descargas máximas permissíveis em determinados pontos de controle, e recomenda a utilização de chuvas com durações diferentes. Em suas investigações, conclui que uma obra de D/R é mais eficiente do que duas obras em série, e que duas são mais eficientes do que três em série e assim por diante.

Um sistema de obras de D/R, no qual o critério de dimensionamento corresponda à probabilidade simples e não garanta um efeito significativo de redução de picos de cheias, tanto para eventos de grandes como de pequenas magnitudes, constitui um dos aspectos do “falso senso de segurança”.

Isto significa que um sistema com uma ou mais obras de (D/R) numa bacia pode controlar apenas uma pequena parte da gama de possibilidades de cheias que podem ocorrer permanecendo determinadas áreas da bacia sujeitas a inundações, para condições hidrológicas diferentes daquelas consideradas no projeto.

Mein (1980) indica que, embora um conjunto de obras de D/R em série ou paralelo possa não incrementar significativamente os picos de cheias ao longo de uma bacia, podem produzir um efeito interativo de modo a não proporcionarem nenhuma redução dos mesmos, o que constitui um outro aspecto de “falso senso de segurança”. Em outras palavras, num sistema de obras de D/R pode ocorrer um tipo de efeito interativo inesperado, de modo que umas anulem os benefícios de outras, causando problemas em áreas a jusante.

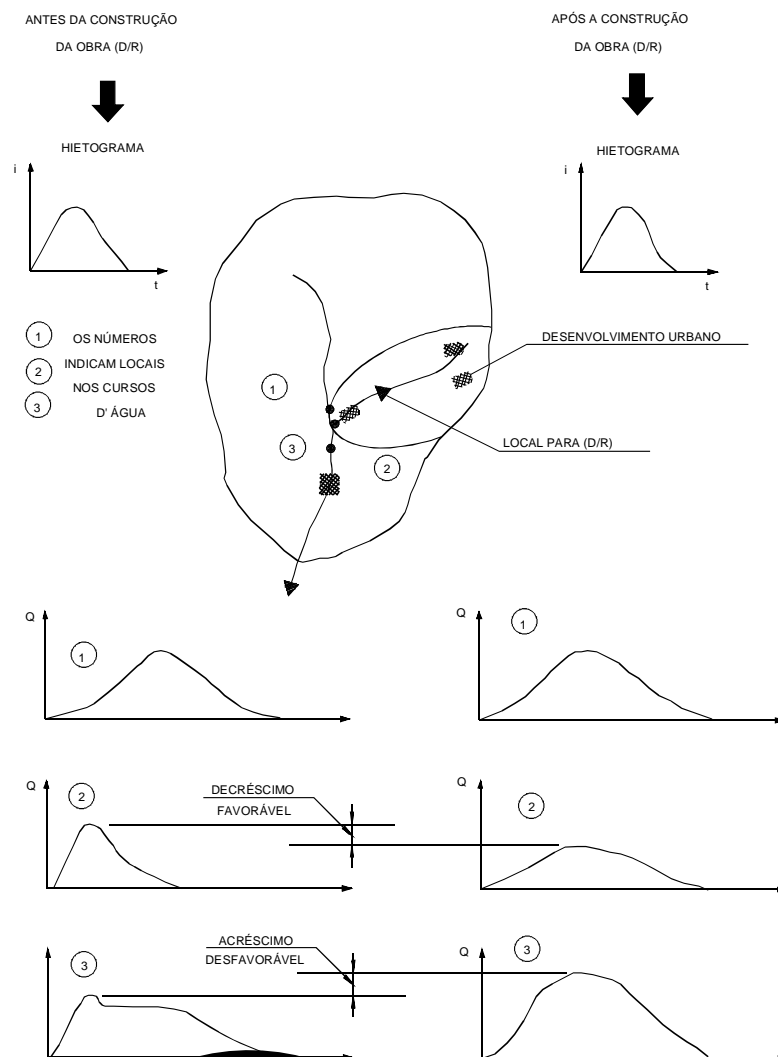


Figura 11.1 - Interação adversa de hidrogramas de cheias como consequência de uma obra de retenção/ retenção.

Conforme foi visto, a implantação de um sistema de obras de D/R numa bacia é bastante complexa. É recomendável, para evitar efeitos indesejáveis, efetuar um estudo amplo considerando todas as obras existentes e planejadas, analisando o comportamento das mesmas de forma global.

12. ASPECTOS NEGATIVOS E USOS INADEQUADOS DE OBRAS DE D/R

As obras de (D/R) constituem uma das possíveis medidas de natureza estrutural e não estrutural, tendo em vista, o gerenciamento das águas urbanas em termos de quantidade e de qualidade. Não constituem uma panacéia universal, e seu uso deve ser efetuado com as devidas cautelas.

Debo e Ruby (1982) efetuaram uma abordagem dos aspectos negativos das obras de (D/R) com base em cerca de 10 anos de experiência na área metropolitana de Atlanta. Os problemas citados incluem:

- a) Manutenção inadequada ou não continuada, particularmente quando as obras não são de responsabilidade do proprietário próximo. Possível solução: atribuir a responsabilidade pela operação à municipalidade, com exceção dos casos em que os setores industrial e comercial locais possam assumir tal encargo;
- b) Dificuldade de acesso para manutenção;
- c) Taludes muito inclinados, criando dificuldades para implantação e manutenção de vegetação;
- d) Dispositivo de controle de vazão de dimensões muito reduzidas que acarretam problemas de obstrução, resultando em dificuldades de operação e água estagnada após a ocorrência de chuvas;
- e) Problemas de controle de mato e ervas daninhas, particularmente em obras com armazenamento permanente, ou como consequência de falta de manutenção;
- f) Proliferação de mosquitos, ratos e outros vetores de doenças;
- g) Problemas de segurança, particularmente de crianças, devido às profundidades muito grandes e velocidades excessivas;
- h) Inexistência de controle de cheias a jusante ou o agravamento dos problemas de inundação, como consequência de efeitos interativos inesperados de duas ou mais obras de D/R na bacia;
- i) Problema de erosão imediatamente a jusante dos dispositivos de descarga;
- j) Surgimento ou agravamento de problemas de erosão no canal a jusante, como possível consequência de um tempo mais prolongado de permanência de vazões no mesmo;
- k) Reduzido ou nenhum efeito sobre as cheias em outros locais que não aquele em que se situa a obra de D/R.

13. RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se que para a determinação de volumes de reservação ou detenção, bem como a vazão de descarga do D/R seja utilizado *softwares* de simulação como por exemplo o HEC-HMS disponibilizado gratuitamente pela US Army Corps of Engineers, e pelo *software* CABIC fornecido pelo FCTH (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica) da USP (Universidade de São Paulo).

Através da modelagem hidrológica da bacia diminui-se a chance de erros na propagação dos hidrogramas de saída dos reservatórios evitando assim a sobreposição de hidrogramas e criando assim uma elevação da vazão inesperada.

O projetista deve verificar a legislação vigente que regulamente e determine a vazão de restrição para a implantação do empreendimento. O relatório R4 – Medidas de Controle Não Estrutural apresenta princípios para a implantação de reservatórios de retenção em pequenos lotes conforme descrito no relatório.

Para grandes lotes o projetista deve executar um estudo apropriado para a bacia levando em consideração as características hidrológicas e hidráulicas da bacia.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-04 - PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-04

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-04 - Precipitação de Projeto

ÍNDICE

	PÁG.
1. PRECIPITAÇÃO.....	2
1.1 FREQUÊNCIA DE CHUVA MÁXIMAS	2
1.2 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO DE PROJETO	4
1.3 DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DA CHUVA DE PROJETO	4
1.4 PERÍODO DE RETORNO DA PRECIPITAÇÃO DE PROJETO	6

1. PRECIPITAÇÃO

1.1 FREQUÊNCIA DE CHUVA MÁXIMAS

O posto pluviométrico básico a ser utilizado nos projetos de drenagem no cidade de Joinville é o Posto da Estação Ferroviária de Joinville – RVPSC (2648014).

A pesquisa realizada no âmbito do PDDU da bacia do rio Cachoeira mostrou que PFAFSTETTER (1957) apresentou equação IDF para a estação pluviográfica de São Francisco do Sul, município vizinho de Joinville e também situado na baixada litorânea, do outro lado da baía de Babitonga.

A equação IDF proposta por PFAFSTETTER (1957) para São Francisco do Sul permitiu determinar a distribuição precipitações máximas para diversas durações e períodos de retorno.

Desta forma foram determinados os coeficientes de desagregação correspondendo à relação entre as precipitações máximas de uma duração qualquer com a precipitação máxima de 1 dia ou 12 horas.

Os coeficientes de desagregação obtidos foram aplicados às chuvas máximas de 1 dia ou 12 horas permitindo obter as precipitações máximas associadas a diversas durações e períodos de retorno.

O Quadro 1.1 consubstancia os totais máximos de precipitação resultantes para durações variando de 5 minutos a 48 horas e períodos de retorno de 2 a 1.000 anos.

QUADRO 1.1

POSTO PLUVIOMÉTRICO JOINVILLE – RVPSC (2648014) TOTAIS PRECIPITADOS MÁXIMOS PARA DIVERSAS DURAÇÕES E PERÍODOS DE RETORNO

Período de Retorno (anos)	Precipitação em função da Duração e do Período de Retorno (mm)											
	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	3 h	4 h	8 h	12 h	14 h	24 h	48 h
2	7,8	17,1	24,7	35,2	45,2	51,3	55,8	67,1	74,0	76,8	87,2	103,7
5	9,8	22,5	33,1	49,8	64,6	72,5	80,4	96,8	106,7	110,6	125,1	148,2
10	10,8	25,7	38,1	59,2	77,2	86,9	96,7	116,5	128,4	132,9	150,0	177,2
15	11,4	27,3	40,9	64,3	84,2	95,0	105,8	127,6	140,6	145,5	163,9	193,3
20	11,8	28,5	42,8	67,8	89,1	100,7	112,2	135,4	149,1	154,3	173,6	204,5
25	12,1	29,3	44,2	70,5	92,9	105,0	117,1	141,4	155,7	161,1	181,1	213,1
50	13,0	31,9	48,6	78,7	104,3	118,3	132,3	159,9	176,0	182,0	204,0	239,4
100	13,8	34,3	52,8	86,5	115,5	131,4	147,3	178,4	196,2	202,7	226,6	265,1
200	14,6	36,5	57,0	94,1	126,6	144,4	162,3	196,8	216,2	223,2	248,9	290,4
500	15,7	39,4	62,3	103,8	140,9	161,4	182,0	221,0	242,7	250,3	278,1	323,3
1.000	16,4	41,4	66,2	110,9	151,6	174,2	196,9	239,4	262,7	270,8	299,9	347,8

1.2 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

O fator de redução de área, que permite avaliar a chuva média na bacia em relação à chuva no posto, foi obtido da publicação do Flood Studies Report¹. O Quadro 1.2 apresenta os fatores de correção.

Para valores de duração e áreas intermediários aos apresentados no Quadro 1.2 deve-se usar interpolação linear.

QUADRO 1.2
COEFICIENTE DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL

Duração (min)	Área (km²)									
	1	5	10	30	100	300	1000	3000	10000	30000
5	0,90	0,82	0,76	0,65	0,51	0,38	-	-	-	-
10	0,93	0,87	0,83	0,73	0,59	0,47	0,32	-	-	-
15	0,94	0,89	0,85	0,77	0,64	0,53	0,39	0,29	-	-
30	0,95	0,91	0,89	0,82	0,72	0,62	0,51	0,41	0,31	-
60	0,96	0,93	0,91	0,86	0,79	0,71	0,62	0,53	0,44	0,35
120	0,97	0,95	0,93	0,9	0,84	0,79	0,73	0,65	0,55	0,47
180	0,97	0,96	0,94	0,91	0,87	0,83	0,78	0,71	0,62	0,54
360	0,98	0,97	0,96	0,83	0,9	0,87	0,83	0,79	0,73	0,67
1440	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,8
2880	-	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,91	0,88	0,86	0,82

1.3 DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DA CHUVA DE PROJETO

Outro aspecto fundamental na definição dos hidrogramas de projeto é a distribuição temporal das chuvas, ou seja, o hietograma das chuvas de projeto. Uma vez que Joinville não apresenta pluviógrafos com dados disponíveis e longas séries de observações para caracterizar a distribuição temporal das chuvas foram consideradas as distribuições temporais sugeridas por Huff².

Seguindo-se as recomendações usuais de projeto, utilizou-se a distribuição temporal do primeiro quartil, com probabilidade de ocorrência de 50 %. A Figura 1.1 e o Quadro 1.3 apresentam esta distribuição temporal, com o tempo em percentual da duração total e a precipitação em percentual do total precipitado.

¹ National Environmental Research Council, 1975. U.K. Institute of Hydrology Flood Studies Report, Volume II, Wallingford, U.K.

² Huff, F. A. "Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms", Water Resources Research, 1977

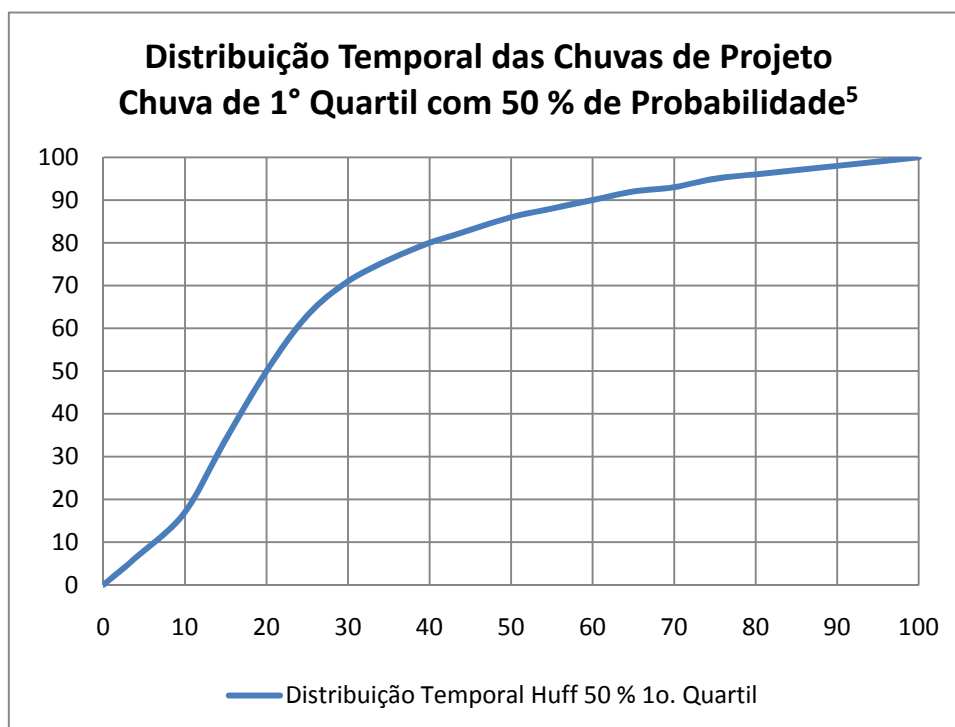


Figura 1.1 – Distribuição Temporal das Chuvas de Projeto.

QUADRO 1.3 - DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DAS CHUVAS DE PROJETO

<i>Distribuição Temporal Huff 50 % 1º Quartil</i>	
<i>Tempo</i>	<i>Precipitação Acumulada</i>
(%)	(%)
0	0
5	8
10	17
15	34
20	50
25	63
30	71
35	76
40	80
45	83
50	86
55	88
60	90
65	92
70	93
75	95
80	96
85	97
90	98
95	99
100	100

1.4 PERÍODO DE RETORNO DA PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

De modo a uniformizar os critérios de escolha do Período de Retorno (T_r) nos projetos de drenagem (específicos ou não), é estabelecidos os valores de $T_r = 10$ anos para projetos de microdrenagem.

As obras de macrodrenagem devem ser dimensionadas para o período de retorno estabelecido para cada sub-bacia no PDDU.

Para projetos de drenagem em outras bacias do município de Joinville e períodos de retorno diversos dos acima indicados, deverá ser feita uma justificativa adequada.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-05 - ESCOAMENTO SUPERFICIAL

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-05

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-05 - Escoamento Superficial

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	2
2. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (C).....	2
3. PARÂMETRO CN (MÉTODO DO SCS)	4
3.1 CLASSIFICAÇÃO HIDROLÓGICA DOS SOLOS.....	4
4. ÁREAS IMPERMEÁVEIS E ÁREAS PERMEÁVEIS.....	7
5. DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS FISIOGRAFICOS.....	8

1. OBJETIVO

O objetivo do presente texto é o de apresentar diretrizes destinadas à avaliação do escoamento superficial resultante das chuvas de projeto em áreas situadas no município de Joinville nas quais devam ser projetadas obras de drenagem.

Inicialmente são apresentadas as indicações necessárias para avaliação do Coeficiente de Escoamento Superficial (Coeficiente de Runoff - C) para a utilização do Método Racional para o estudo de bacias com áreas de drenagem inferiores a 2km.²

Em seguida são apresentadas indicações para a utilização do Método do Soil Conservation Service para o estudo de bacias com áreas de drenagem superiores a 2 km², que envolve basicamente a determinação do parâmetro CN (Curve Number), representativo das condições de infiltração e retenção nas bacias.

Para a utilização de um dos métodos de cálculo são apresentadas na sequência as informações necessárias quanto a caracterização fisiográfica da bacia e parâmetros de referência nos cálculos.

Na elaboração dos projetos de drenagem no município de Joinville, além das recomendações constantes desta ID deverão ser observadas as demais considerações, recomendações constantes do Manual de Drenagem.

2. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (C)

O Método Racional é amplamente utilizado para a determinação da vazão máxima de projeto para bacias de pequeno porte (< 2 km²).

O coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores, dentre os quais, o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva e outros de menor importância. A adoção, portanto, de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com os seguintes cuidados:

- ✓ O valor de C deve ser determinado para as condições futuras de urbanização da bacia;
- ✓ Se a ocupação da bacia for muito heterogênea, deve-se estimar o valor de C pelo método da média ponderada, conforme exemplo nesta ID;
- ✓ O efeito da intensidade da chuva sobre C deve ser levado em conta por meio de correção feita em função do período de retorno, como se explica a seguir.

Usualmente, o coeficiente de escoamento superficial é determinado em função da ocupação do solo, conforme se apresenta no Quadro 2.1. Este Quadro fornece os valores de C para períodos de retorno da ordem de 5 a 10 anos.

Para períodos de retorno maiores, recomenda-se corrigir o valor de C , o que pode ser feito através da expressão:

$$CT = 0,80 \cdot T^{0,1} \cdot C_{10} \quad (2.1)$$

onde:

CT = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno T , em anos;

T = período de retorno do projeto, em anos;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno de 10 anos.

Quando a bacia apresenta ocupação muito heterogênea, é recomendável calcular um valor médio de C pela média ponderada dos diversos valores de C para cada ocupação específica:

$$C = \frac{1}{A} \cdot \sum C_i \cdot A_i \quad (2.2)$$

onde:

C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem da bacia;

C_i = coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação “i”;

A_i = área da bacia correspondente à ocupação “i”.

QUADRO 2.1 - VALORES DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Zonas	C
Edificação muito densa: • partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 – 0,95
Edificação não muito densa: • partes adjacentes ao centro, de menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 – 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: • partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,50 – 0,60
Edificações com muitas superfícies livres: • partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 – 0,50
Subúrbios com alguma edificação: • partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
Matas, parques e campos de esporte: • partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 – 0,20

Fonte: Paulo Sampaio Wilken, 1978

3. PARÂMETRO CN (MÉTODO DO SCS)

3.1 CLASSIFICAÇÃO HIDROLÓGICA DOS SOLOS

Durante as tormentas, a infiltração representa o fenômeno físico principal quanto à retenção do volume precipitado no processo de formação do escoamento superficial.

A capacidade de retenção dos solos nas áreas permeáveis das bacias hidrográficas poderá ser avaliada utilizando a metodologia sugerida pelo Soil Conservation Service (1975). Essa metodologia se resume em avaliar o número da curva – CN (Curve Number) a partir do uso e da ocupação do solo da bacia, da cobertura vegetal e do tipo de solo.

Para o estudo do PDDU optou-se por avaliar os tipos de solo existentes nas várias sub-bacias do rio Cachoeira, definindo o valor de CN do solo de cada sub-bacia. O valor adotado é obtido a partir da média ponderada dos valores de CN para os solos da sub-bacia (porção permeável).

A condição de uso do solo, que em áreas urbanas resulta na presença de áreas impermeáveis na bacia, pode ser considerada através da percentagem de área impermeável em cada sub-bacia.

Este modo de introdução dos dados possibilita explicitar a variação esperada de ocupação (percentagem de área impermeável) em cada sub-bacia. O cálculo do CN da sub-bacia é obtido pela média ponderada do CN da área permeável (solo) e do CN da área impermeável (considerado igual a 98), utilizando a respectiva área como fator de ponderação.

Utilizando o mapa pedológico do município foi desenvolvida uma análise do solo da bacia do rio Cachoeira. Esta análise indicou que, com base no critério do SCS (1975), a bacia do rio Cachoeira tem uma forte predominância de solos mais impermeáveis. Essa característica dos solos gera escoamento acima da média, e com capacidade de infiltração abaixo da média dos tipos C (73%) e D (3%), e algumas áreas (24 %) com solos mais permeáveis que podem ser classificados como tipo B.

O desenho 951-PMJ-PDC-A1-P025 – Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira – Pedologia (vide Anexo I) apresenta a distribuição de solos na bacia do rio Cachoeira e a classificação hidrológica de cada unidade, resultado da análise efetuada. E recomendada a utilização desta classificação para projetos de drenagem em Joinville, combinada com a avaliação de áreas impermeáveis na bacia.

É interessante perceber que os solos tipo B, mais permeáveis, estão localizados nas porções altas das sub-bacias, predominando o solo C nas porções média e baixa.

A classificação hidrológica dos solos propostas pelo Método do SCS apresenta os valores de CN para cada tipo de solo e ocupação na condição de umidade II conforme apresentado no Quadro 3.1.

QUADRO 3.1 - NÚMERO DE CURVA CONFORME O SOLO E A OCUPAÇÃO

Tipo e Uso do Solo / Tratamento / Condições Hidrológicas		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho Médio do Lote	% Impermeável				
Até 500m ²	65	77	85	90	92
1000m ²	38	61	75	83	87
1500m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos, pavimentos, telhados		98	98	98	98
Ruas e Estradas					
	Pavimentadas, com guias e drenagem	98	98	98	98
	Com cascalho	76	85	89	91
	De terra	72	82	87	89
Áreas Comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos Industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
	Boas condições, cobertura de grama >75%	39	61	74	80
	Condições médias, cobertura de grama >50%	49	69	79	84
Pasto					
Condições	Ruins	68	79	86	89
	Médias	49	69	79	84
	Boas	39	61	74	80
Curva de Nível					
Condições	Ruins	47	67	81	88
	Médias	25	59	75	83
	Boas	6	35	70	79
Campos					
Condições	Boas	30	58	71	78
Florestas					
Condições	Ruins	45	66	77	83
	Boas	36	60	73	79
	Médias	25	55	70	77

Fonte: Drenagem Urbana (TUCCI ET AL.,1995, p118)

No PDDU foi utilizado o Tipo e Uso de Solo do SCS destacado no Quadro 3.1 sendo o cálculo realizado apenas para a parcela permeável, utilizando a composição de Número de Curva proposta pelo método do SCS conforme Quadro 3.2 e formulação apresentada a seguir.

QUADRO 3.2 - NÚMERO DE CURVA ADOTADO NO PDDU

Tipo e Uso do Solo / Tratamento / Condições Hidrológicas	Grupo Hidrológico			
	A	B	C	D
Espaços abertos parques, jardins, boas condições com cobertura de grama > 75%	39	61	74	80
Áreas Impermeáveis	98	98	98	98

Com isso o cálculo do CN da bacia deve ser feito através da média ponderada entre os tipos de solo, conforme equação abaixo:

$$CN_{permeável} = \frac{CN_A \times A_A + CN_B \times A_B + CN_C \times A_C + CN_D \times A_D}{A_{Total}}$$

Onde:

$CN_{A,B,C,D}$ = Número de Curva característico do tipo de solo;

$A_{A,B,C,D}$ = Área corresponde ao tipo de solo;

A_{Total} = Área total da bacia.

Para a determinação do CN da bacia deverá ser calculado o CN resultante entre as áreas permeáveis e impermeáveis segundo formulação proposta:

$$CN_{BACIA} = CN_{permeável} + \left(\frac{P_{imp}}{100} \right) \times (98 - CN_{permeável})$$

Onde:

P_{imp} = Percentual de área impermeável na bacia;

$CN_{BACIA,permeável}$ = Número de Curva obtido pela metodologia do SCS.

Outro aspecto que deve ser considerado na avaliação do Número da Curva (CN) é a condição de umidade antecedente do solo. Recomenda-se a utilização da condição II – situação média na época das chuvas.

O método do SCS distingue 3 condições de umidade antecedente do solo.

Condição I - solos secos - as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassaram 15 mm.

Condição II - situação média na época de cheias - as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40 mm.

Condição III - solo úmido (próximo da saturação) - as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

O Quadro 3.3 permite converter o valor de CN para condição I ou III, dependendo da situação que se deseja representar.

A Condição II é utilizada normalmente para a determinação do hidrograma do ESD para projeto de obras correntes em drenagem urbana.

**QUADRO 3.3 - CONVERSÃO DAS CURVAS PARA AS DIFERENTES
CONDIÇÕES DE UMIDADE DO SOLO**

Condições de umidade		
<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50

Roteiro de cálculo

- ✓ Escolha das condições de saturação do solo;
- ✓ Determinação do grupo hidrológico do solo;
- ✓ Determinação do CN para a condição II por meio do Quadro 3.2
- ✓ Transformação do CN para a condição desejada pelo Quadro 3.3, se for o caso;
- ✓ Determinação do escoamento superficial.

Efeitos da urbanização

- ✓ Para projetos de drenagem deveria ser considerada a condição futura de ocupação da bacia de drenagem (Horizonte de Projeto).

4. ÁREAS IMPERMEÁVEIS E ÁREAS PERMEÁVEIS

No âmbito do Projeto Viva a Cidade, no qual está inserido o PDDU de Joinville, foi elaborado o Mapa de Fragilidade Ambiental – Mapa do Solo, envolvendo o estudo de caracterização do uso do solo, incluindo o mapeamento das áreas de solo expostas e das áreas impermeáveis (pavimentos, construções, etc.).

No referido mapeamento, o uso do solo na área urbana de Joinville foi classificado em:

Áreas Permeáveis	✓ Solo Exposto
	✓ Vegetação Densa
	✓ Gramínea
Áreas Impermeáveis	✓ Áreas Urbanizadas

A PMJ dispõe do mapeamento efetuado para a bacia do rio Cachoeira para utilização nos estudos do PDDU, assim como o desenho 951-PMJ-PDC-A1-P026, apresentado em anexo, com o levantamento de área permeável e impermeável da bacia do rio Cachoeira. Para as demais bacias o projetista deverá realizar o levantamento das áreas impermeáveis e permeáveis in loco.

Para a determinação da parcela de área impermeável e permeável utiliza-se a relação apresentada a seguir:

$$\text{Parcela Impermeável} = \frac{A_{imp}}{AD}$$

$$\text{Parcela Permeável} = \frac{A_{perm}}{AD}$$

Onde: A_{imp} , A_{perm} , AD - Áreas impermeáveis, permeáveis e Área de drenagem - km²

As informações podem ser apresentadas em parcela de área impermeável ou em percentual de área impermeável

Cabe o projetista verificar a legislação vigente para limites de áreas impermeáveis no empreendimento.

Exemplo de obtenção de áreas permeáveis e impermeáveis, é apresentado no relatório 951-PMJ-PDC-P104 – Formulação de Cenários, Diagnóstico e Prognóstico - Volume 2 – Metodologia, Estudos Básicos e Concepção dos Cenários, disponível na PMJ.

5. DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS FISIAGRÁFICOS

Para a aquisição dos parâmetros fisiográficos da bacia recomenda-se utilização de bases cartográficas existentes no município de Joinville. A seguir são apresentadas as principais fontes para a obtenção de tal informação.

- ✓ Imagem Orbital SRTM (Shuttle Radar Topography Mission), 2010 – 1:250.000 sirgas 2000– NASA (National Aeronautics and Space Administration);
- ✓ Cartas topográficas: Joinville (SG-22-Z-B-II-3), Garuva (SC-22-Z-B-II-1), São Miguel (SG-22-Z-B-I-2) e Jaraguá do Sul (SG-22-Z-B-I-4), 1978-1981– 1:50.000 SAD 69 – IBGE;
- ✓ Imagem Orbital Land Sat, 2010 – 1:50.000 SAD 96 – Ibama;
- ✓ Imagem Orbital CBERS (HRC) , 2010 – 1:10.000 sirgas – INPE;
- ✓ Levantamento topográfico (Zona Rural de Joinville), 2007 - 1:5.000 - Sirgas 2000 – Prefeitura Municipal de Joinville/Aeroimagem;
- ✓ Aerofoto (Zona Rural de Joinville) 2007 - 1:5.000 - Sirgas 2000 – Prefeitura Municipal de Joinville/Aeroimagem;

- ✓ Levantamento topográfico (Zona Urbana de Joinville), 2007 - 1:1.000 Sirgas 2000 – Prefeitura Municipal de Joinville/Aeroimagem;
- ✓ Aerofoto (Zona Urbana de Joinville,) 2007 - 1:1.000 - Sirgas 2000 – Prefeitura Municipal de Joinville/Aeroimagem;
- ✓ Levantamento topográfico de campo em escala adequada;
- ✓ Imagens orbitais de sensores Ikonos, Quick Bird ou Spot, sendo obtidas através de empresas especializadas.

Através da utilização de uma base topográfica adequada para a área de projeto é possível determinar com uma precisão adequada as principais características necessárias para a caracterização fisiográfica da bacia como:

- ✓ Área de drenagem;
- ✓ Determinação do talvegue principal;
- ✓ Determinação de afluentes ao talvegue principal;
- ✓ Cota de montante;
- ✓ Cota de jusante.

6. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Tempo de concentração é definido como tempo em que toda a bacia de drenagem contribui para um único ponto chamado exutório. Em resumo é o maior tempo que uma gota de chuva leva para chegar do local mais desfavorável da bacia até o exutório da mesma.

Existem diversas variáveis que interferem na determinação do tempo de concentração entre eles destacam-se os principais:

- ✓ Comprimento do talvegue;
- ✓ Declividade média do seu curso;
- ✓ Área da Bacia;
- ✓ Percentual de Área Impermeável.

Para a determinação do tempo de concentração o projetista deverá verificar a aplicabilidade e a adequação dos resultados obtidos pelas fórmulas, podendo sugerir outra desde que apresentada sua justificativa.

O projetista encontrará na ID específico da metodologia que irá adotar, as especificações necessárias para adequação da metodologia ao seu projeto, bem como os parâmetros necessários que deverão ser obtidos para seu cálculo.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-06 - MÉTODO RACIONAL

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-06

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-06 - Método Racional

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	2
2. MÉTODO RACIONAL	2
2.1 PREMISSAS BÁSICAS	3
2.2 LIMITAÇÕES.....	3
3. DADOS E INFORMAÇÕES PARA APLICAÇÃO.....	4
4. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	4
5. INTENSIDADE	6
6. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO (COEFICIENTE DE “RUNOFF”)	6

1. OBJETIVO

As diretrizes aqui indicadas têm por objetivo a apresentação do método racional para a determinação da vazão de projeto, bem como suas premissas e condições de aplicação nos projetos de drenagem no município de Joinville.

Na elaboração dos projetos de macrodrenagem no município de Joinville, além das recomendações constantes desta ID deverão ser observadas as demais considerações recomendações constantes do Manual de Drenagem.

Deve-se verificar a legislação vigente para a determinação e adoção dos critérios que são apresentados nesta ID.

2. MÉTODO RACIONAL

Para bacias que não apresentam complexidade e que tenham até 2 km² de área de drenagem, é usual que a vazão de projeto seja determinada pelo Método Racional.

Esse método foi introduzido em 1889 e é largamente utilizado nos Estados Unidos e em outros países. Embora tenha sido frequentemente sujeito a críticas acadêmicas por sua simplicidade, nenhum outro método foi desenvolvido dentro de um nível de aceitação geral quando aplicado dentro de seus limites de validade.

O Método Racional, adequadamente aplicado, pode conduzir a resultados satisfatórios em projetos de drenagem urbana e rural que tenham estruturas hidráulicas como galerias, bueiros, etc.

O Método pode ser colocado sob a seguinte fórmula:

$$Q = K \times C \times i \times A \quad (2.1)$$

Q = vazão de projeto;

K = fator de conversão;

C = coeficiente de escoamento superficial, função das características da bacia em estudo;

i = intensidade da chuva de projeto;

A = área da bacia de contribuição;

No Quadro 2.1 são apresentadas as unidades de referência da equação do método racional.

QUADRO 2.1 - EQUAÇÃO DO MÉTODO RACIONAL

<i>Fator de Conversão</i>	<i>Vazão</i>	<i>Intensidade</i>	<i>Coefficiente</i>	<i>Área</i>
166,67	l/s	mm/min	Adimensional	ha
0,278	m³/s	mm/h	Adimensional	km²

Apresentam-se no Quadro 2.2 alguns valores típicos de projeto dos coeficientes de escoamento superficial.

QUADRO 2.2 - COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (“RUNOFF”)

<i>USO DO SOLO OU GRAU DE URBANIZAÇÃO</i>	<i>VALORES MÍNIMOS</i>	<i>VALORES MÁXIMOS</i>
Área totalmente urbanizada Urbanização futura	0,50	0,70
Área parcialmente urbanizada Urbanização moderada	0,35	0,50
Área predominantemente de plantações, pastos, etc. Urbanização atual	0,20	0,35

2.1 **PREMISSAS BÁSICAS**

As seguintes premissas básicas são adotadas, quando se aplica o Método Racional:

- ✓ O pico do ESD (Escoamento Superficial Direto), relativo a um dado local de estudo, é função do respectivo tempo de concentração, assim como da intensidade da chuva, cuja duração é suposta como sendo igual ao referido tempo de concentração;
- ✓ As condições de permeabilidade da superfície da bacia permanecem constantes durante a ocorrência da chuva;
- ✓ O pico do ESD ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do local em estudo, passa a contribuir no escoamento.
- ✓ O período de retorno das vazões é, por hipótese, considerado igual ao período de retorno da chuva de projeto.

2.2 **LIMITAÇÕES**

O Método Racional fornece somente um ponto do hidrograma do ESD que corresponde ao pico. Sua aplicação em bacias complexas, com várias sub-bacias, tende a superestimar as vazões, resultando em obras de drenagem superdimensionadas.

3. DADOS E INFORMAÇÕES PARA APLICAÇÃO

A aplicação do método depende dos seguintes dados e informações:

- ✓ Planimetria da bacia para determinação de sua área. É importante notar que, em áreas urbanas, nem sempre a área da bacia é determinada pelo seu divisor de águas, sendo de ocorrência relativamente comum a transposição de águas pluviais de bacias vizinhas através de tubos e galerias;
- ✓ Existência de uma relação intensidade-duração-frequência representativa do regime de chuvas intensas na área em estudo;
- ✓ Determinação de um coeficiente de escoamento superficial representativo das condições futuras da bacia;
- ✓ Determinação do tempo de concentração, ou seja, o tempo de percurso da água desde o ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de interesse. Após o tempo de concentração, toda a área da bacia estará contribuindo para o escoamento, desde que a duração da chuva excedente seja no mínimo igual ao tempo de concentração.

4. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Diversas fórmulas têm sido propostas para determinar este parâmetro em função de características físicas da bacia, da sua ocupação e, eventualmente, da intensidade da chuva.

É importante lembrar que a maioria destas expressões são empíricas e, portanto, só valem para condições semelhantes às de sua determinação. A adoção de qualquer destas fórmulas deve ser precedida de análise cuidadosa para evitar, por exemplo, o equívoco de utilizar, em áreas urbanas, fórmulas originalmente desenvolvidas para áreas rurais.

A forma mais precisa de determinar o tempo de concentração é pelo método cinemático, ou seja, dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração, em minutos, será dado por:

$$t_c = \frac{1}{60} \times \sum \left(\frac{L_i}{V_i} \right) \quad (4.1)$$

onde:

t_c = tempo de concentração em minutos;

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo em metros;

V_i = velocidade do escoamento no trecho “i”, em m/s.

Em áreas urbanas, o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas: um tempo inicial t_i , tempo para a chuva atingir a primeira boca-de-lobo ou sarjeta, e um tempo t_t de translação na rede de drenagem (sarjetas, bueiros, galerias, canais, etc.).

$$t_c = t_i + t_t \quad (4.2)$$

O tempo t_i usualmente corresponde a um escoamento sobre superfícies e pode ser estimado pela fórmula:

$$t_i = \frac{0,65 \times (1,1 - C) \times L^{0,5}}{S^{0,33}} \quad (4.3)$$

onde:

t_i = tempo inicial ou tempo de escoamento em superfície ("overland flow"), em minutos;

C = coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos;

L = comprimento de escoamento em metros (no máximo 150 m);

S = declividade média da bacia, em porcentagem.

Caso não seja possível o cálculo do tempo inicial, recomenda-se a utilização de um tempo igual a 5 minutos.

O tempo t_t deve ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, pela fórmula de Manning, por exemplo, o que requer o pré-dimensionamento da mesma ou cálculo conjunto das variáveis hidrológicas e hidráulicas.

Quando não se dispõe dos parâmetros hidráulicos das redes de drenagem recomenda-se a aplicação, para bacias urbanas, das equações de Schaake e Desbordes.

A equação de Schaake é indicada para bacias urbanas, com áreas de drenagem abaixo de 0,7 km², com declividades inferiores a 7% e comprimentos menores que 1,8 km. Já a equação de Desbordes é indicada para bacias urbanas, com áreas de drenagem abaixo de 51 km², com declividades inferiores a 7% e comprimentos menores que 18 km. As equações são apresentadas a seguir:

Equação de Schaake

$$t_c = 0,0828 \times L^{0,24} \times S^{-0,16} \times A_{imp}^{-0,26} \quad (4.4)$$

Equação de Desbordes

$$t_c = 0,0869 \times A^{0,3039} \times S^{-0,3832} \quad (4.5)$$

Onde:

t_c = tempo de concentração em (h);

L = comprimento do talvegue principal (km);

S = Declividade do talvegue principal (m/m);

A = Área de drenagem da bacia (Km^2);

A_{imp} = Fração da área Impermeável (0 a 1).

As equações de tempo de concentração apresentadas devem ser utilizadas dentro de seus limites de validade, cabe ao projetista fazer as verificações cabíveis aos resultados apresentados, verificando as velocidades resultantes aos tempos de concentração utilizados. Pode o projetista sugerir a utilização de outras formulações de determinação de tempo de concentração, uma vez justificada sua utilização.

5. INTENSIDADE

Intensidade é a quantidade de chuva que ocorre na unidade de tempo adotada, para uma dada frequência e com uma duração igual ao tempo de concentração.

Para os projetos de Obras de Drenagem desenvolvidos para a cidade de Joinville, a intensidade de precipitação deve ser calculada utilizando as informações apresentadas no fascículo ID-04-PRECIPITAÇÕES DE PROJETO.

6. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO (COEFICIENTE DE “RUNOFF”)

O coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores, dentre os quais, o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva e outros de menor importância. A adoção, portanto, de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com os seguintes cuidados:

- ✓ O valor de C deve ser determinado para as condições futuras de urbanização da bacia;
- ✓ Se a ocupação da bacia for muito heterogênea, deve-se estimar o valor de C pelo método da média ponderada, conforme exemplo neste capítulo;
- ✓ O efeito da intensidade da chuva sobre C deve ser levado em conta por meio de correção feita em função do período de retorno, como se explica a seguir.

Quando a bacia apresenta ocupação muito heterogênea, é recomendável calcular um valor médio de C pela média ponderada dos diversos valores de C para cada ocupação específica, conforme apresentado a seguir:

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i \times A_i \quad (6.1)$$

onde:

C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem da bacia;

C_i = coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação “i”;

A_i = área da bacia correspondente à ocupação “i”.

Usualmente, o coeficiente de escoamento superficial é determinado em função da ocupação do solo, conforme se apresenta no Quadro 6.1. Este Quadro fornece os valores de C para períodos de retorno da ordem de 5 a 10 anos.

Para períodos de retorno maiores, recomenda-se corrigir o valor de C, o que pode ser feito através da expressão:

$$C_T = 0,8 \times T^{0,1} \times C_{10} \quad (6.2)$$

onde:

C_T = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno T, em anos;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos.

QUADRO 6.1 - VALORES DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO

Zonas	C
Edificação muito densa: • partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 – 0,95
Edificação não muito densa: • partes adjacentes ao centro, de menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 – 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: • partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 – 0,60
Edificações com muitas superfícies livres: • partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 – 0,50
Subúrbios com alguma edificação: • partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
Matas, parques e campos de esporte: • partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 – 0,20

Fonte: Paulo Sampaio Wilken, 1978

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-07 - MÉTODO DO SCS

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-07

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-07 - Método do SCS

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO	2
2. ASPECTOS GERAIS	2
3. MÉTODO DO SCS PARA DETERMINAÇÃO DAS ABSTRAÇÕES	2
4. PREMISSAS PARA DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO EM BACIAS DE PORTE MÉDIO	3
5. HIDROGRAMA UNITÁRIO	5
6. HIDROGRAMAS SINTÉTICOS	7
7. HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO DO SCS	9

1. OBJETIVO

A presente diretriz tem por objetivo a apresentação do método do “Soil Conservation Service” (SCS) para a determinação das chuvas efetivas e do hidrograma unitário sintético (SCS) para a determinação dos hidrogramas de cheias a serem utilizados nos projetos de drenagem desenvolvidos no Município de Joinville.

Na elaboração dos projetos de drenagem no município de Joinville, além das recomendações constantes desta ID deverão ser observadas as demais considerações, recomendações constantes do Manual de Drenagem.

Deve-se verificar a legislação vigente que rege sobre o assunto que determina parâmetros e coeficientes adotados na caracterização da bacia que influência na determinação da vazão de projeto.

2. ASPECTOS GERAIS

O Método do “Soil Conservation Service”, que tem por objetivo a determinação das abstrações no processo de precipitação, foi apresentado em 1972 pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos. Este método procura representar as perdas na precipitação por infiltração.

O hidrograma unitário sintético do SCS proposto no National Engineering Handbook (1985) é um hidrograma adimensional resultante da análise de um grande número de bacias nos Estados Unidos, a sua utilização torna-se particularmente importante quando há necessidade de conhecer o volume da cheia de projeto para o dimensionamento de reservatórios de retenção/retenção e para o dimensionamento de estruturas hidráulicas.

3. MÉTODO DO SCS PARA DETERMINAÇÃO DAS ABSTRAÇÕES

Os escoamentos são definidos em geral em superficial, subsuperficial e subterrâneo. O escoamento superficial representa o fluxo sobre o solo e pelos seus canais, o escoamento subsuperficial representa o fluxo junto às raízes de cobertura vegetal e o escoamento subterrâneo é representado pela recarga do aquífero. A precipitação efetiva é a parcela do total precipitado que gera o escoamento superficial. Para obter a precipitação efetiva é necessário retirar os volumes evaporados, retidos nas depressões e infiltrados (Tucci).

O método apresentado pelo SCS para determinação da precipitação efetiva utiliza a seguinte equação:

$$P_e = \frac{(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (3.1)$$

Através de estudos empíricos em bacias experimentais foi desenvolvida a seguinte equação que relaciona a abstração inicial com a retenção potencial do solo:

$$I_a = 0,2 \times S \quad (3.2)$$

Onde a equação 3.1 torna-se:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad (3.3)$$

Em que:

Pe=precipitação efetiva

P = precipitação

Ia = abstração Inicial

S = retenção potencial solo

A variável “S”, retenção potencial do solo, pode ser relacionada com o “CN”, “Curve Number”, que varia de acordo com o tipo de solo, ocupação, umidade excedente e está apresentado no fascículo ID-05 ESCOAMENTO SUPERFICIAL. A relação entre “S” e “CN” é descrita a seguir:

$$S = \frac{(25400)}{CN} - 254 \quad (3.4)$$

4. PREMISSAS PARA DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO EM BACIAS DE PORTE MÉDIO

Quando há necessidade de determinar cheias de projeto em bacias de tamanho médio, não é razoável supor como válidas as hipóteses do método racional, ou seja:

- 1) Não é possível admitir a hipótese de intensidade constante da chuva, ao longo de sua duração, pois à medida que a duração da precipitação de projeto aumenta, esta hipótese se torna menos realista. Como as vazões de projeto dependem da distribuição temporal da precipitação, há necessidade de aplicar um método que considere esta variabilidade.
- 2) A hipótese de inexistência de armazenamento na bacia, admitida pelo método racional, passa a ser pouco realista. A admissão desta hipótese leva a valores muito conservadores da vazão de pico.
- 3) Um hidrograma é caracterizado pelo seu volume “Vesd” e pela sua forma que, em conjunto, determinam o valor da vazão de pico “Qp”. O hidrograma é, em última análise, um

determinado hietograma de chuva efetiva, modificado pelas características de escoamento da bacia.

A forma do hidrograma é usualmente determinada em função de alguns parâmetros de tempo, como se indica na Figura 4.1. Esta Figura apresenta um hidrograma causado por um bloco único de chuva efetiva “ P_e ” com duração “ D ” e intensidade constante durante esta duração. O tempo decorrido desde o início da chuva excedente até o pico do hidrograma “ Q_p ” é chamado tempo de ascensão “ t_a ”, enquanto a duração total do escoamento superficial direto é chamada de tempo base “ t_b ”.

O “Lag Time” t_p ou simplesmente retardamento é o tempo que vai do centro de massa do hietograma de chuva excedente até o pico do hidrograma. Portanto:

$$t_a = t_p + \frac{D}{2} \quad (4.1)$$

O tempo de concentração, t_c , já definido, é indicado na Figura 4.1 como o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão situado no trecho descendente do hidrograma. Esta inflexão representa o instante em que a contribuição do ponto mais distante da bacia passa pela seção de controle. A partir deste ponto passará por esta secção somente a água que estava temporariamente armazenada nas superfícies e canais da bacia.

O Soil Conservation Service propõe a seguinte relação entre estes parâmetros:

$$t_p = 0,6 \times t_c \quad (4.2)$$

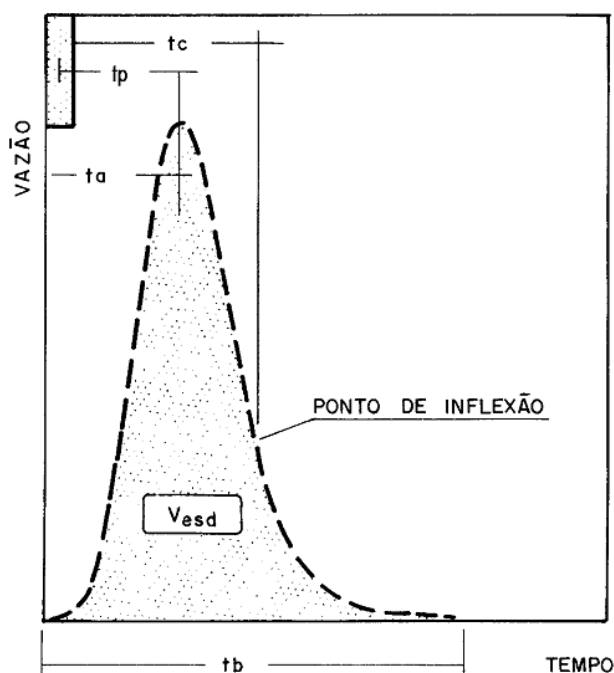


Figura 4.1 - Características do hidrograma.

5. **HIDROGRAMA UNITÁRIO**

A grande maioria dos métodos hidrológicos para determinação de hidrogramas de cheia obedece aos princípios da teoria do hidrograma unitário, inclusive o método racional, que é um caso particular da mesma. A hipótese central desta teoria afirma que a relação entre a chuva excedente e as vazões do hidrograma de cheias é linear e pode-se afirmar que todo método baseado na linearidade desta relação recai na teoria do hidrograma unitário. Pela importância da teoria, é útil rever seus princípios.

Hidrograma unitário é o hidrograma produzido por uma chuva unitária excedente e distribuída uniformemente sobre a bacia com uma duração específica. A chuva unitária excedente é escolhida por conveniência a $PUNIT = 10 \text{ mm}$ e a duração desta chuva poderá ser qualquer, desde que permita o traçado dos trechos de ascensão e decaimento do hidrograma, com precisão razoável. É usual chamar esta duração de unitária, (DUNIT) e geralmente escolhe-se seu valor na faixa de $1/4$ a $1/6$ do “Lag Time” da bacia “ t_p ”.

É possível concluir, portanto, que cada bacia não é caracterizada por um único hidrograma unitário, mas terá tantos hidrogramas unitários quantas forem as durações consideradas. Se para fins de ilustração admitir-se que uma chuva excedente de 10 mm , com duração de 2 horas, distribuída uniformemente sobre uma bacia de 100 km^2 tenha produzido o hidrograma da Figura 5.1, este será o hidrograma unitário de duas horas de duração.

Desde que se disponha de um hidrograma unitário de uma determinada duração, é sempre possível obter hidrogramas unitários para quaisquer outras durações, seja por meio de superposição de hidrogramas de menor duração, seja pela solução de um sistema de equações lineares ou pelo chamado método da curva S. Inúmeros textos de hidrologia descrevem em detalhe estes métodos tais como Tucci (1993), Chow (1988), Ponce (1989) entre outros.

Duas hipóteses são necessárias para generalizar a aplicação do método do hidrograma unitário a qualquer duração e distribuição temporal da chuva efetiva. Estas hipóteses constituem os princípios da proporcionalidade e da superposição.

O princípio da proporcionalidade é ilustrado por meio da Figura 5.1. Uma vez conhecido o hidrograma unitário correspondente a uma chuva unitária (áreas hachuradas na Figura 5.1), é possível obter o hidrograma correspondente a qualquer outra chuva, de mesma duração que a unitária, multiplicando-se as ordenadas do hidrograma unitário pela relação entre as chuvas. Na Figura adotou-se, por questão de simplicidade, uma forma triangular para representar o hidrograma. Evidentemente esta hipótese só é válida se a duração do escoamento superficial direto “ t_b ” permanecer constante, qualquer que seja a intensidade da chuva. Por esta razão este princípio é chamado de princípio da constância do tempo base.

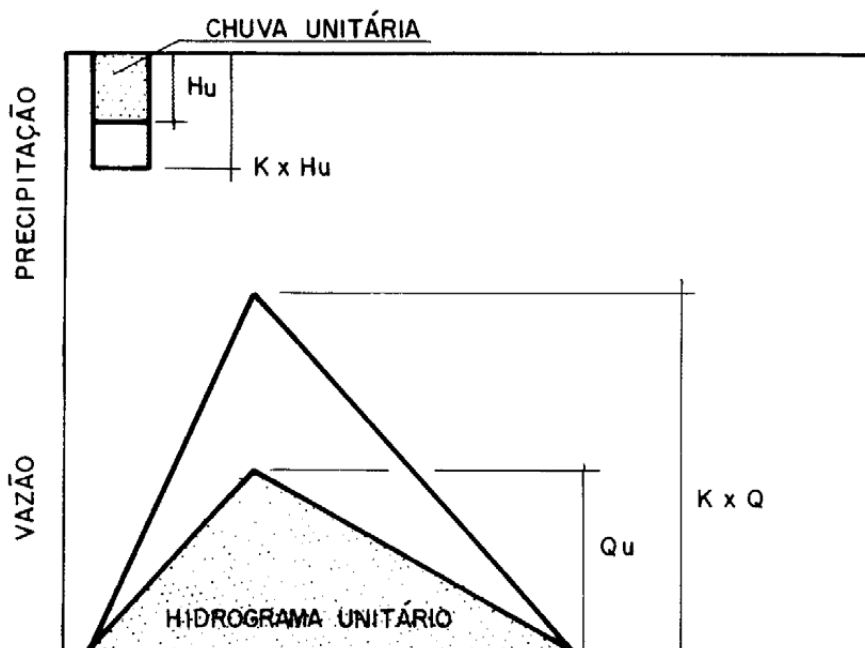


Figura 5.1 - Princípio da proporcionalidade.

Se o tempo base de todos os hidrogramas obtidos desta forma permanecer constante, então esta propriedade pode ser utilizada para obter o hidrograma de um hietograma qualquer, desde que o mesmo seja dividido em blocos de chuva com duração igual à duração do hidrograma unitário. É o chamado princípio da superposição. O procedimento está ilustrado na Figura 5.2 em que cada bloco de chuva " h_i " produz um hidrograma " Q_i " defasado de uma unidade de tempo. O hidrograma total, " Q ", é obtido pela soma dos diversos hidrogramas " Q_i ".

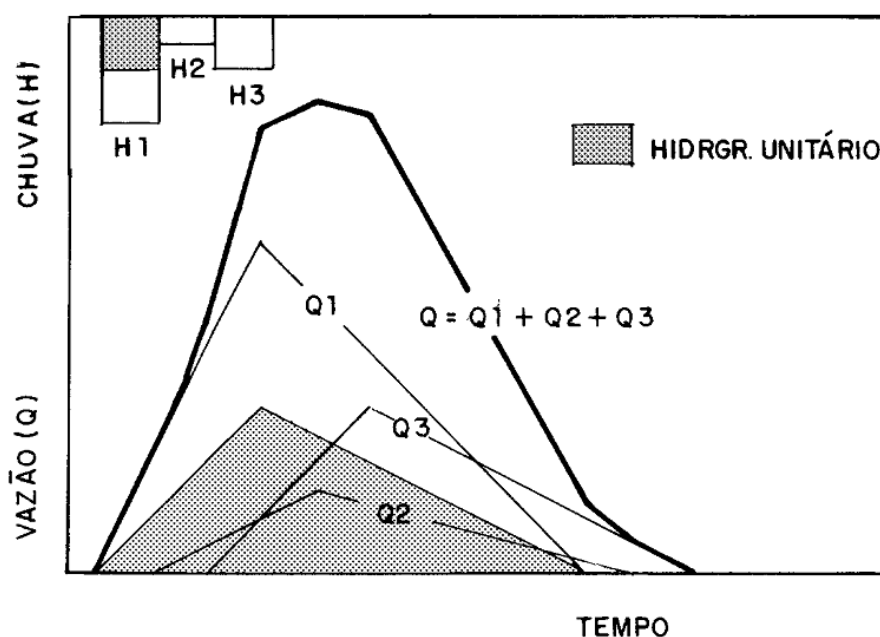


Figura 5.2 - Princípio da superposição.

O hidrograma unitário de uma bacia pode ser determinado pela análise de dados de precipitação e vazão ou por meio de fórmulas empíricas, quando são chamados de hidrogramas sintéticos. Em hidrologia urbana prevalece a segunda abordagem, não só porque os dados em áreas urbanas são escassos, mas também porque, em geral, deseja-se determinar o hidrograma para condições futuras de ocupação da bacia.

O processo de obter o hidrograma final pela composição linear dos diversos hidrogramas defasados, como ilustrado na Figura 5.2, é chamado de convolução. O tempo base de um hidrograma composto é igual ao tempo de base do hidrograma unitário mais a duração da tormenta menos a duração da chuva unitária. No exemplo da Figura 5.2 o tempo base do hidrograma unitário é de 9 unidades e a duração da tormenta é de três unidades, o que provoca um hidrograma composto com tempo base de 11 unidades ($9 + 3 - 1$).

6. **HIDROGRAMAS SINTÉTICOS**

Hidrogramas sintéticos são aqueles que determinam a forma do hidrograma e, portanto, a vazão de pico, a partir de parâmetros relacionados com as características físicas da bacia e geralmente representam o hidrograma em forma de um triângulo. O parâmetro mais importante neste caso é o “Lag Time” “ t_p ” (ou o seu assemelhado, o tempo de ascensão “ t_a ”, que sintetiza os efeitos das características físicas da bacia sobre o hidrograma da chuva efetiva. Os efeitos de armazenamento afetam a duração do escoamento superficial direto (tempo de base, “ t_b ”). O valor de “ t_b ” é geralmente expresso em função de “ t_a ”

A representação do hidrograma por meio de um triângulo, conforme a Figura 6.1, permite a obtenção de uma série de relações que constituem a base da maioria dos métodos de hidrogramas sintéticos. Nesta figura, a área do triângulo é o volume de escoamento superficial, “ V_{esd} ”, a base é a duração deste escoamento “ t_b ” e a altura representa a vazão de pico “ Q_p ”. Portanto:

$$V_{esd} = \frac{Q_p \times t_b}{2} \quad (6.1)$$

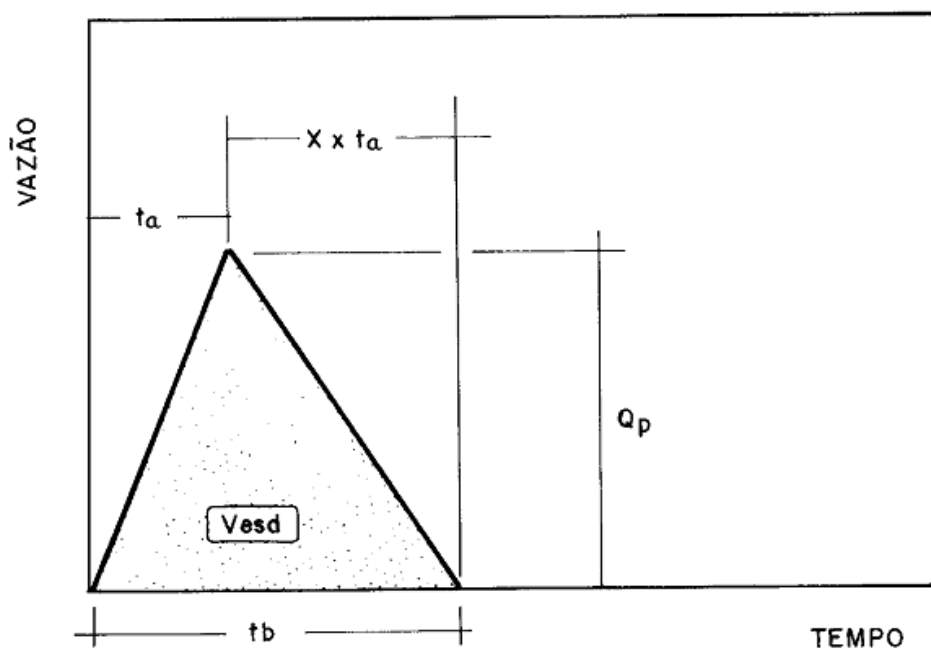


Figura 6.1 - Hidrograma triangular.

É usual exprimir o valor de “ t_b ” em função do tempo de ascensão “ t_a ” da seguinte forma:

$$t_b = t_a + X \times t_a = (1 + X) \times t_a \quad (6.2)$$

O volume de escoamento superficial “ V_{esd} ” é o produto da área da bacia “ A ” pela chuva efetiva “ Pe ”, para uma unidade de chuva efetiva tem-se

$$Q_p = \frac{2 \times A}{(1 + X)} \times t_a \quad (6.3)$$

ou fazendo:

$$C_p = \frac{2}{1 + X} \quad (6.4)$$

resulta:

$$Q_p = C_p \frac{A}{t_a} \quad (6.5)$$

para a chuva unitária de 1cm, área da bacia em km^2 e “ t_a ” em horas, a expressão de “ Q_p ” em m^3/s fica:

$$Q_p = 2,78 C_p \frac{A}{t_a} \quad (6.6)$$

O valor de C_p está relacionado com o valor de “X” portanto com a relação entre “ t_b ” e “ t_a ” pois:

$$\frac{t_b}{t_a} = 1 + X \quad (6.7)$$

Quanto maior o valor de “X”, maior será a duração do escoamento superficial “ t_b ” e mais abatido será o pico, ou seja, maior o armazenamento da bacia.

7. HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO DO SCS

A Figura 7.1 e o Quadro 7.1 mostram o hidrograma sintético do SCS onde se verifica que o eixo dos tempos é expresso em frações de “ t_a ” (Tempo de Pico) e o eixo das vazões em frações da vazão máxima “ Q_p ” (Vazão de Pico).

QUADRO 7.1 - HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DO SCS

T(h)	Q(m³/s)	t(h)	Q(m³/s)	t(h)	Q(m³/s)	t(h)	Q(m³/s)	t(h)	Q(m³/s)
0,00	0,00	1,00	1,00	2,00	0,28	3,00	0,06	4,00	0,01
0,20	0,10	1,20	0,93	2,20	0,21	3,20	0,04	4,20	0,01
0,40	0,31	1,40	0,78	2,40	0,15	3,40	0,03	4,40	0,01
0,60	0,66	1,60	0,56	2,60	0,11	3,60	0,02	4,60	0,00
0,80	0,93	1,80	0,39	2,80	0,08	3,80	0,02	4,80	0,00

Os principais parâmetros deste hidrograma são obtidos de um hidrograma triangular em que o parâmetro “X” é fixado em 5/3, resultando, portanto no valor de “ C_p ” = 0,75.

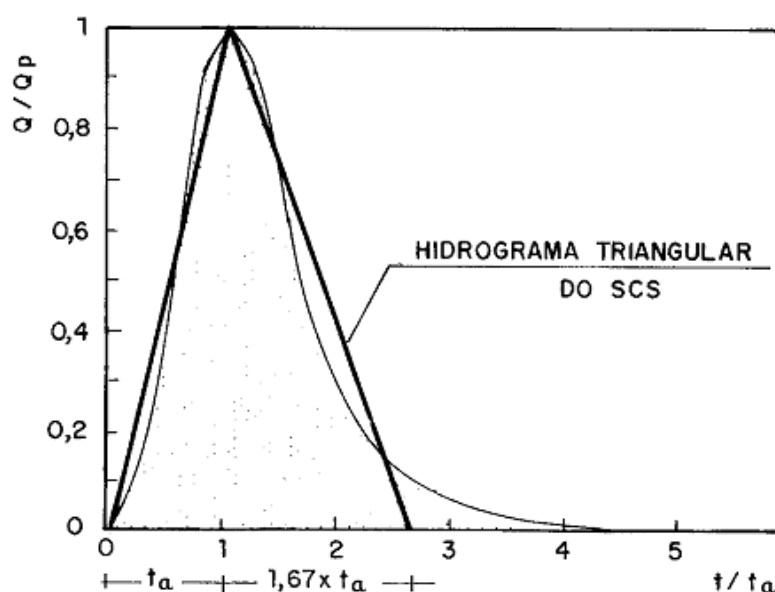


Figura 7.1 - Hidrograma do SCS.

As expressões que definem a forma do triângulo são as seguintes:

$$t_b = 2,67 \cdot t_a \text{ ou seja } X = 1,67 \quad (7.1)$$

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{A}{t_a} \quad (7.2)$$

O hidrograma em questão corresponde a uma duração de chuva unitária cuja duração é dada por:

$$D = \frac{t_a}{5} \quad (7.3)$$

ou seja:

$$D = 0,133 \text{ tc.} \quad (7.4)$$

Em outras palavras o hidrograma triangular do SCS é um hidrograma unitário de duração $D = 0,133 \text{ tc.}$

Para calcular o “Lag Time” “ t_p ” em horas, o SCS sugere a seguinte expressão para bacias até 8 km^2 :

$$t_p = \frac{L^{0,8} \times (2540 - 22,86 \times CN)^{0,7}}{14104 \times CN^{0,7} \times S^{0,5}} \quad (7.5)$$

Onde:

L = comprimento do talvegue em km;

S = declividade média em m/m;

CN = “Curver Number” da bacia.

O SCS propõe que sejam feitos ajustes no valor acima para levar em conta os efeitos da urbanização. Para tanto, recomenda que o valor de “ t_p ” seja multiplicado por um fator de ajuste, FA , dado pela expressão:

$$FA = 1 - PRCT \times (-6789 + 335 \times CN - 0,4298 \times CN^2 - 0,02185 \times CN^3) \times 10^{-6} \quad (7.6)$$

Onde:

$PRCT$ - Porcentagem do comprimento do talvegue modificado ou, então, a porcentagem da bacia tornada impermeável.

Caso ocorram ambas as modificações, o fator é calculado duas vezes, uma vez para $PRCT = PLM$ (onde PLM é a porcentagem do comprimento modificado) e outra para $PRCT = PI$ (em que PI é a porcentagem impermeabilizada da bacia).

O fator de ajuste final, FA , é obtido pela multiplicação dos dois valores anteriormente calculados.

Segundo o método do SCS, na fórmula acima deve constar o valor de CN futuro.

A fórmula do SCS fornece valores muito grandes de " t_p ", o que resulta em vazões máximas muito pequenas para áreas urbanas, mesmo quando corrigidas para introduzir efeitos da urbanização. Para estas áreas recomenda-se o uso do método cinemático, caso não seja possível recomenda-se as equações apresentadas no Quadro 7.2 dentro de suas validades:

QUADRO 7.2 - EQUAÇÕES PARA O CALCULO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Nome	Equação	Área da Bacia (Km²)	Declividade (%)	Bacia
Schaake	$T_c = 0,0828 \times L^{0,24} \times S^{-0,16} A_{imp}^{-0,26}$	<0,7	<7	Urbana
Desbordes	$T_c = 0,0869 \times A^{0,3039} \times S^{-0,3832} A_{imp}^{-0,4523}$	<51	<7	Urbana
Kirpich	$T_c = 0,0633 \times L^{0,77} \times S^{-0,385}$	<120 Rural <27 Urbana	Entre 3 e 10	Rural Urbana

Em que:

T_c = tempo de concentração em horas;

L = comprimento do talvegue principal em (km)

A = área de drenagem da bacia (km²)

A_{imp} = fração da área impermeável (0 a 1)

S = declividade do talvegue principal (m/m)

O projetista poderá apresentar outra equação para determinação do tempo de concentração desde que apresentada a justificativa de sua utilização.

Para bacias superiores a 8 km² o SCS sugere que se calcule o tempo de concentração " t_c " pelo método cinemático e os valores de " t_p " e " t_a " pelas equações 7.7 e 7.8:

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad (7.7)$$

$$t_a = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad (7.8)$$

Devem ser adotadas durações para as chuvas de projeto levemente superiores aos tempos de concentração de cada bacia ou sub-bacia.

O hidrograma do SCS envolve somente um parâmetro, uma vez que o valor de $X = 1,67$ é fixo o que torna constante o fator de atenuação de pico $C_p = 0,75$. Este fato torna o método pouco flexível e restringe sua aplicação a bacias com áreas na faixa de 3 a 250 km², uma vez que

bacias maiores tendem a apresentar maior atenuação dos picos, e, portanto, valores de C_p menores do que 0,75.

Exemplo: Calcular o hidrograma unitário sintético de uma bacia com área de drenagem $A = 4 \text{ km}^2$, comprimento do talvegue = 3 km, declividade média $S = 0,03 \text{ m/m}$ e $CN = 85$. A área impermeabilizada representa 40% da bacia e 30% do comprimento total do curso d'água acha-se canalizado.

Utilizando a fórmula de t_p do SCS, tem-se:

$$t_p = \frac{3000^{0,8} \times (2540 - 22,86.85)^{0,7}}{14104 \times 85^{0,7} \times 0,03^{0,5}} = 0,97 \text{ horas}$$

Corrigindo para $PLM = 30\%$ e $PI = 30\%$, obtêm-se dois fatores de correção que devem ser multiplicados para obter o fator de ajuste $FA = 0,67$, ou seja:

$$t_{pc} = FA \times t_p = 0,67 \times 0,97 = 0,65 \text{ horas}$$

$$t_a = \frac{10}{9} \times t_p = 0,72 \text{ horas e } D = 0,144 \text{ horas}$$

Sendo $t_p = 0,6$. t_c resulta $t_c = 1,08$ horas ou seja, a velocidade média de translação ao longo do talvegue de 3000 m é de 0,77 m/s que é muito baixa para uma bacia com estas características, confirmando a observação de que a fórmula do SCS fornece valores elevados de t_p .

$$Q_p = 2,08 \times \frac{4}{0,72} = 11,6 \text{ m}^3 / \text{s}$$

ou seja, a vazão máxima específica é $q_p = 2,9 \text{ l/s.km}^2$ para uma chuva unitária de 10 mm com 0,144 horas de duração.

Para obter o hidrograma resultante de uma tormenta de projeto de intensidade variável deve-se proceder da seguinte forma:

- ✓ Discretizar o hietograma em intervalos de tempo iguais à duração unitária;
- ✓ Obter o hidrograma de cada bloco de chuva de duração unitária;

Somar os hidrogramas obtidos no passo anterior com defasagens iguais à duração da chuva unitária.

Recomenda-se para a solução do método do SCS a utilização de *softwares* de modelagem hidrológica como HEC-HMS (USACE) ou CABO (FCTH) ou a utilização de planilhas eletrônicas, para minimizar a probabilidade de erros nas iterações matemáticas que ocorrem no processo de cálculo.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-08 - ESCOAMENTO EM RUAS

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-08

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-08 - Escoamento em Ruas

ÍNDICE

	<i>PÁG.</i>
1. OBJETIVO.....	2
2. A FUNÇÃO DA RUA	2
3. CLASSIFICAÇÃO DAS VIAS PÚBLICAS	3
4. INTERFERÊNCIA ENTRE A DRENAGEM DAS RUAS E O TRÁFEGO	3
4.1 INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL SOBRE O PAVIMENTO	3
4.2 INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ESCOAMENTO NA SARJETA	4
4.3 INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ACÚMULO DE ÁGUA.....	6
4.4 INTERFERÊNCIA DEVIDA À ÁGUA QUE ESCOA SOBRE A FAIXA DE TRÂNSITO.....	6
4.5 EFEITO SOBRE PEDESTRES.....	7
5. SUGESTÕES PARA PROJETO DE VIAS.....	7
5.1 DECLIVIDADE DA SARJETA	7
5.2 SEÇÃO TRANSVERSAL DA RUA.....	8
5.3 DECLIVIDADE TRANSVERSAL	8
5.4 CRUZAMENTOS.....	10
5.5 CAPTAÇÕES.....	11
5.6 CONTINUIDADE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	12
5.7 CLASSIFICAÇÃO DAS VIAS PARA PROJETO DA DRENAGEM	12
6. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE RUAS URBANAS.....	13
6.1 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO.....	13
6.2 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA MÁXIMA DE PROJETO (VERIFICAÇÃO)	19
6.3 ACÚMULO DE ÁGUA.....	19
6.4 ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA.....	20
6.5 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS RELATIVAS A PEDESTRES.....	21
6.6 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS COMERCIAIS.....	21
6.7 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS INDUSTRIAIS.....	21
7. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE CRUZAMENTOS EM RUAS URBANAS	21
7.1 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DAS SARJETAS PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO.....	21
7.1.1 Inundação do Pavimento	21
7.1.2 Capacidade Teórica	22
7.1.3 Capacidade Admissível de Escoamento.....	22
7.1.4 Considerações sobre o Projeto de Drenagem nos Cruzamentos	23
7.2 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA SARJETA PARA AS CONDIÇÕES DE CHUVA MÁXIMA DE PROJETO	24
7.3 ACÚMULO DE ÁGUA.....	25
7.4 ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA.....	26
7.5 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS COMERCIAIS.....	26

1. OBJETIVO

Esta diretriz tem por objetivo apresentar os critérios de projeto para o cálculo de escoamento em ruas e sarjetas para projetos da Prefeitura do Município de Joinville, mencionando a classificação das vias públicas e as interferências entre a drenagem e o tráfego de veículos.

2. A FUNÇÃO DA RUA

As ruas servem a um importante e necessário fim de drenagem, embora sua função primordial seja a de permitir o tráfego de veículos e de pedestres. Tais finalidades são compatíveis entre si, até certo ponto, além do qual as condições de drenagem devem ser fixadas pelas conveniências desse tráfego.

O escoamento das águas pluviais ao longo das sarjetas é necessário para conduzi-las até as bocas-de-lobo, que por sua vez, as captam para as galerias. Um bom planejamento do sistema viário pode reduzir substancialmente o custo do sistema de drenagem, e até dispensar, ou pelo menos reduzir, a necessidade de galerias de águas pluviais.

Os critérios de projeto para a coleta e condução das águas pluviais em vias públicas, são baseados em condições predeterminadas de interferência com o tráfego. Isto significa que dependendo da classe da via, certa faixa de tráfego pode ser inundada uma vez durante um intervalo de tempo correspondente ao período de retorno da chuva inicial de projeto. No entanto, poderão ocorrer chuvas menos intensas provocando vazões que inundarão a mesma faixa de tráfego em menor extensão.

Um bom projeto de drenagem proporciona benefícios diretos ao tráfego e menores custos de manutenção das ruas e deve ter, como um dos objetivos primordiais, a proteção contra a deterioração do pavimento e sua base.

O dimensionamento do sistema de drenagem urbana deve ser feito tanto para a chuva inicial de projeto como para a chuva máxima de projeto.

Entende-se como chuva inicial de projeto a precipitação com período de retorno entre 2 e 10 anos, conforme a importância da via, utilizada no dimensionamento do escoamento superficial nas sarjetas e vias públicas (Sistema de Drenagem Inicial).

A chuva máxima de projeto, com período de retorno definido conforme apresentado na Instrução de Drenagem ID-04 – Precipitações de Projeto, é aquela utilizada no dimensionamento de galerias e canais de águas pluviais.

O sistema de drenagem inicial é necessário para criar condições razoáveis de tráfego de veículos e pedestres numa dada área urbana, por ocasião da ocorrência de chuvas frequentes. Entretanto, é conveniente verificar o comportamento do sistema para chuvas mais intensas, tendo em vista os possíveis danos às propriedades e os riscos de perdas de vidas humanas.

3. CLASSIFICAÇÃO DAS VIAS PÚBLICAS

Na presente diretriz o termo Via Pública ou simplesmente Rua, refere-se a uma passagem de pedestres ou de circulação viária compreendendo desde uma viela até via expressa, abrangendo também as ruas, alamedas, avenidas, passagens de pedestres ou calçadas, que façam parte da malha viária objeto de estudo de drenagem.

O sistema de drenagem, a ser projetado para as vias, depende de sua classe de uso e do seu tipo de construção. A classificação das vias é baseada no volume de tráfego, no seu uso, nas características de projeto e construção, e nas relações com suas transversais.

Para a metodologia de cálculo de capacidade de escoamento das ruas que é apresentada a seguir recomenda-se adotar a classificação conforme acima apresentado.

A essa classificação acrescenta-se o seguinte conceito de viela sanitária:

- ✓ **Viela sanitária:** são interligações entre duas ruas destinadas à passagem de serviços públicos, em especial, drenagem de águas pluviais e esgotamento sanitário. Nas vielas sanitárias é vedado o acesso de veículos, podendo entretanto, ser permitida a passagem de pedestres.

4. INTERFERÊNCIA ENTRE A DRENAGEM DAS RUAS E O TRÁFEGO

Essas interferências podem ocorrer quando existe água nas ruas, resultante dos seguintes fatos:

- ✓ Escoamento superficial transversal ao pavimento e em direção às sarjetas, decorrente da chuva que incide diretamente sobre o pavimento;
- ✓ Escoamento adjacente à guia pelas sarjetas, podendo invadir uma parte da pista;
- ✓ Poças de água em depressões;
- ✓ Escoamento transversal à pista proveniente de fontes externas (distintas da água da chuva caindo diretamente sobre o pavimento);
- ✓ Espirro de água sobre os pedestres.

Cada um desses tipos de ocorrência deve ser controlado dentro de limites aceitáveis, de forma que a função principal das ruas como meio de escoamento do tráfego, não seja restringida ou prejudicada.

4.1 INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL SOBRE O PAVIMENTO

A chuva que cai diretamente sobre o pavimento dá origem ao escoamento superficial que se inicia transversalmente à pista até atingir as sarjetas. As sarjetas funcionam como canais e precisam ser dimensionadas como tais. A profundidade do escoamento superficial deverá ser

zero no eixo da pista, e aumentando à medida que se aproxima da guia. As interferências no tráfego, devidas ao escoamento superficial, são essencialmente de dois tipos: deslizamento e espirro de água.

✓ **Deslizamento (“acqua-planning”)**

Deslizamento é o fenômeno que ocorre quando, entre os pneus de um veículo e o pavimento, é formada uma película de água que age como um lubrificante. Geralmente ocorre a velocidades elevadas, normalmente admissíveis em vias expressas e avenidas; pode ser evitado pela execução de um pavimento superficialmente rugoso.

✓ **Espirro d'água**

O espirro d'água resulta de uma profundidade excessiva do escoamento superficial, causada pelo fato da água percorrer uma longa distância, ou escoar a uma velocidade muito baixa antes de alcançar a sarjeta. Aumentando a declividade transversal do pavimento diminuirão, tanto o percurso da água, como o tempo necessário para que a mesma alcance a sarjeta. Essa declividade, no entanto, deve ser mantida dentro de limites aceitáveis, para permitir a abertura das portas dos veículos quando estacionados junto às guias. Uma faixa de pista excessivamente larga, drenando para uma sarjeta, aumentará a profundidade do escoamento superficial. Isto pode ocorrer devido à superelevação em curvas, deslocamento da crista do pavimento em decorrência de cruzamentos, ou simplesmente em razão de pistas muito largas. Todas essas possibilidades devem ser levadas em consideração para manter a profundidade do escoamento superficial dentro de limites aceitáveis.

4.2 INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ESCOAMENTO NA SARJETA

A água que aflui a uma via, devido à chuva que cai no pavimento e nos terrenos adjacentes, escoará pelas sarjetas até alcançar um ponto de captação, normalmente uma boca-de-lobo. A Figura 4.1 mostra a configuração de um escoamento em sarjetas. À medida que a água escoar e áreas adicionais contribuirão para o aumento da descarga, a largura do escoamento aumentará e atingirá, progressivamente, as faixas de trânsito. Se os veículos estiverem estacionados adjacentes à guia, a largura do espalhamento de água terá pouca influência na capacidade de trânsito pela via, até que ela exceda a largura do veículo em algumas dezenas de centímetros. No entanto, em vias onde o estacionamento não é permitido, sempre que a largura do escoamento exceder algumas dezenas de centímetros afetará significativamente o trânsito. Observações mostram que os veículos congestionarão as faixas adjacentes, para evitar as enxurradas, criando riscos de pequenos acidentes.

À medida que a largura do escoamento aumenta, torna-se impossível para os veículos transitarem sem invadir a faixa inundada. Então, a velocidade do tráfego será reduzida cada vez mais, à medida que os veículos começam a atravessar lâminas d'água mais profundas, e os espirros de água provocados pelos veículos que percorrem as faixas inundadas prejudicarão a visão dos motoristas que trafegam com velocidades maiores nas faixas centrais.

Finalmente, se a largura e a profundidade das enxurradas atingirem grandes proporções, a via se tornará ineficiente como escoadora de tráfego. Durante esses períodos, é imperativo que veículos de socorro de emergência, tais como carros de bombeiros, ambulâncias e carros policiais, possam percorrer, sem dificuldade excessiva, as faixas centrais.

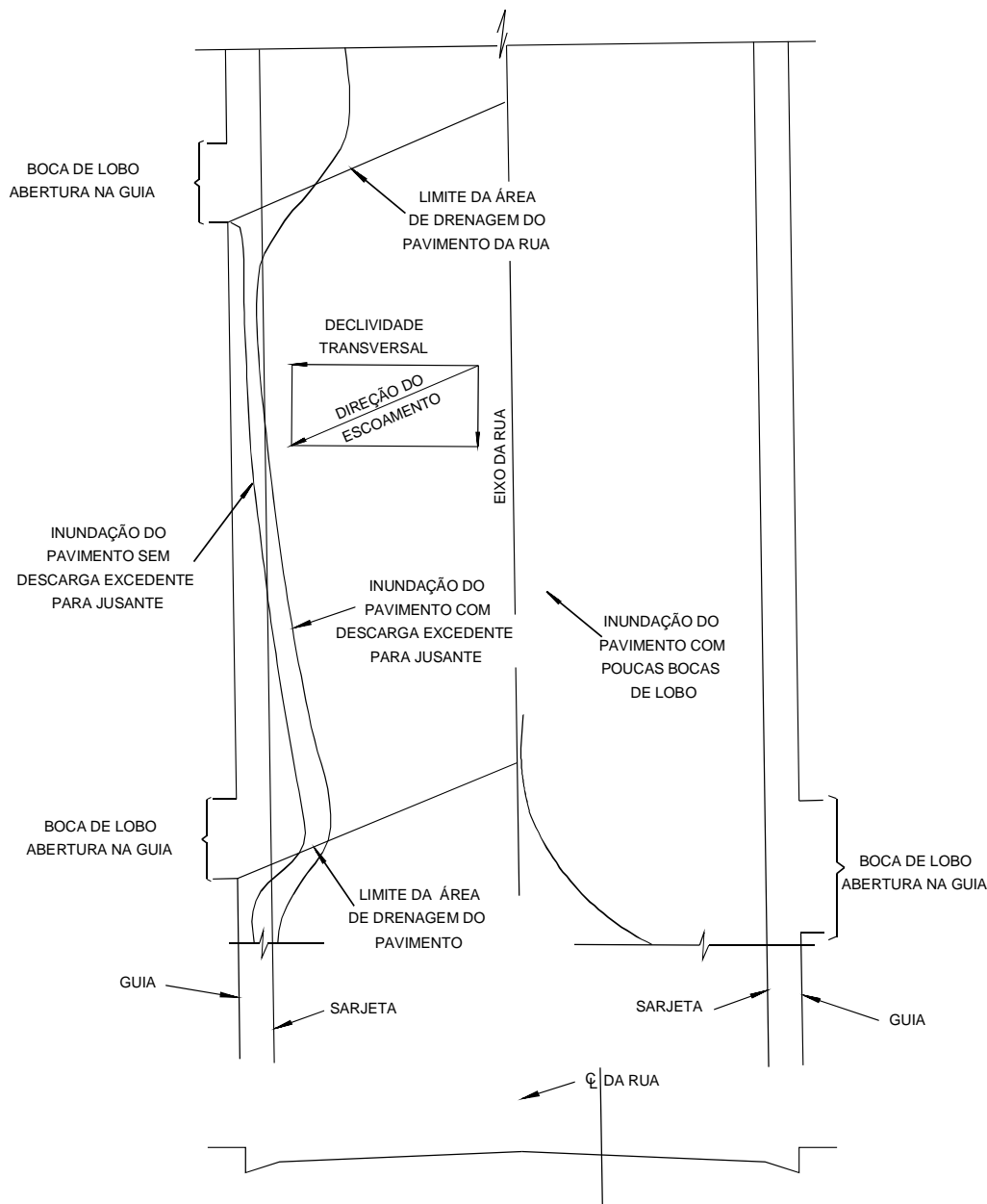


Figura 4.1 - Diagrama de configurações de escoamento no pavimento e na sarjeta.

Interferências significativas com o tráfego, de um modo geral, não excedem de 15 a 30 minutos em cada chuva. Além disso, para que ocorra interferência maior, é necessário que a chuva ocorra concomitantemente com a hora de pico do tráfego.

A classe da via é importante quando se considera o grau de interferência com o tráfego. Uma rua secundária, e em menor escala, uma rua principal, pode ser inundada com pouco efeito sobre o movimento de veículos. O pequeno número de carros envolvidos pode mover-se com baixa velocidade através da água, ainda que a profundidade seja de 10 a 15 cm. É importante, porém, lembrar que a redução da velocidade do tráfego, em vias de maior importância, pode resultar em prejuízos maiores.

4.3 INTERFERÊNCIA DEVIDA AO ACÚMULO DE ÁGUA

A água acumulada na superfície da rua, em consequência de mudanças de greide, ou de inclinação da crista em ruas que se cruzam, pode reduzir substancialmente a capacidade de tráfego da rua. Um problema de importância, que decorre do acúmulo de água, é que esta pode alcançar profundidades maiores do que a da guia e permanecer por longos períodos de tempo. Outro problema resultante do acúmulo de água é que, dependendo de sua localização, os veículos em alta velocidade ao transporem estes acúmulos correm sérios riscos de acidente.

A maneira pela qual a água acumulada afeta o tráfego é essencialmente a mesma que para o escoamento na sarjeta. A água acumulada frequentemente provoca a interrupção do tráfego em uma rua. Neste caso, o projeto incorreto de apenas um componente do sistema de drenagem torna praticamente inútil o sistema de drenagem, pelo menos para aquelas áreas mais diretamente afetadas.

4.4 INTERFERÊNCIA DEVIDA À ÁGUA QUE ESCOA SOBRE A FAIXA DE TRÂNSITO

Sempre que existe uma concentração do escoamento superficial, no sentido transversal à faixa de trânsito, ocorre uma séria restrição ao fluxo de veículos. Este escoamento transversal pode ser causado pela superelevação em uma curva, cruzamento inadequado com sarjetão, ou simplesmente por um projeto de rua inadequado. Os problemas decorrentes são análogos aos devidos ao acúmulo de água. Os veículos podem estar trafegando à alta velocidade quando atingem o local, havendo riscos de acidentes. Se a velocidade dos veículos for baixa e o tráfego leve, tal como em ruas secundárias, o escoamento transversal não causa interferência significativa.

A profundidade e a velocidade do escoamento transversal à rua deverão sempre ser mantidos dentro de limites tais que não afetem demasiadamente o tráfego. Se um veículo que está trafegando entra em uma área de escoamento transversal, pode sofrer um deslizamento que tende a movê-lo lateralmente em direção à sarjeta.

Em cruzamentos, as águas podem ser captadas por bocas-de-lobo ou conduzidas por sarjetões, atravessando portanto uma das pistas. Se ao transporem o cruzamento os veículos têm que parar ou reduzir a velocidade, devido a dispositivos de controle de tráfego, então não haverá

maiores inconvenientes. Esta condição é fundamental para que se aceite a implantação de sarjetões nos cruzamentos de ruas locais, ou de ruas secundárias e principais. Um ponto a favor do uso de sarjetões é a manutenção do greide da rua principal, sem depressões nos cruzamentos.

4.5 EFEITO SOBRE PEDESTRES

Em áreas onde há trânsito intenso de pedestres nas calçadas, o espirro de água dos veículos que se movem através da área adjacente à guia é um sério problema com repercussões adversas. Deve-se ter em mente que, sob certas circunstâncias, os pedestres terão que atravessar enxurradas e poças d'água.

Como o tráfego de pedestres é reduzido durante as chuvas intensas, o problema não será tão sério durante o período de duração da chuva. A água acumulada, no entanto, permanecendo após a cessação da chuva, poderá redundar em sérios incômodos para os transeuntes, pedestres em pontos de ônibus, etc.

As ruas devem ser classificadas com respeito ao trânsito de pedestres, do mesmo modo que quanto ao trânsito de veículos. Por exemplo, ruas que são classificadas como secundárias para veículos e estão situadas nas adjacências de uma escola são principais para pedestres. A largura admissível para escoamento nas sarjetas deve ter em conta este fato.

5. SUGESTÕES PARA PROJETO DE VIAS

A eficiência de uma via, tanto considerando sua finalidade principal de tráfego de veículos, como sua finalidade secundária de escoar as águas pluviais, depende essencialmente de um projeto bem elaborado, que leve em consideração ambas as funções. Os procedimentos recomendados a seguir, por serem orientados para a drenagem, não devem interferir com a função principal da via.

5.1 DECLIVIDADE DA SARJETA

A declividade da sarjeta é aquela paralela à direção do escoamento.

✓ Declividade máxima

A declividade máxima permissível para uma sarjeta não é determinada pela drenagem. No entanto, a capacidade admissível das sarjetas com declividades acentuadas é limitada.

✓ Declividade mínima

A declividade mínima admissível da sarjeta, para propiciar uma drenagem adequada, é de 0,5%. A inspeção de vias já concluídas revela que práticas construtivas inadequadas no que se refere ao estaqueamento de campo, assentamento de guias ou à combinação destes frequentemente resultam em greide final fora de alinhamento no plano vertical. Isto resulta em

uma largura de enxurrada consideravelmente maior que o valor teórico, em determinados pontos.

5.2 SEÇÃO TRANSVERSAL DA RUA

A seção transversal é a ortogonal ao eixo da rua, sendo padronizada conforme o tipo de tráfego e classificação estabelecida pela PMJ. A largura da sarjeta a utilizar em cada caso, deve ser definida em cada caso, podendo ser de 30, 45 ou 60 cm de largura.

5.3 DECLIVIDADE TRANSVERSAL

O termo declividade transversal refere-se à diferença entre os níveis, das linhas de fundo das sarjetas opostas de uma rua. Na maioria dos casos, onde a topografia do terreno é relativamente plana, as ruas podem ser facilmente projetadas com declividade transversal nula. No entanto, em áreas de declividade acentuada, particularmente em cruzamentos, pode ser necessário implantar guias com elevações diferentes nos dois lados da rua, resultando uma declividade transversal não nula.

✓ Capacidade da sarjeta

A Figura 5.1 ilustra como numa rua, com inclinação transversal, a capacidade da sarjeta de maior elevação diminui. Quando se calcula a descarga admissível nessa sarjeta, deve-se utilizar a configuração geométrica real do escoamento, tanto na seção transversal como das declividades resultantes nos trechos de sarjeta junto aos cruzamentos.

A capacidade da sarjeta mais baixa pode diminuir ou não, dependendo do projeto da rua. Quando se calculam os volumes de escoamento em cada sarjeta, deve-se ter em conta que a sarjeta mais elevada pode encher rapidamente em consequência da sua localização no lado da rua que estará recebendo a contribuição das áreas adjacentes.

Esse fato, juntamente com a redução da capacidade da sarjeta, fará com que sua capacidade admissível seja rapidamente excedida. Nessas condições, o escoamento ultrapassará a crista da rua e juntar-se-á ao da sarjeta oposta. Em ruas secundárias isto é aceitável. No entanto, em ruas de maior importância, a interferência com o tráfego devido ao escoamento da água sobre as faixas de rolamento é inaceitável.

Em ruas secundárias, onde esta interferência no tráfego é aceitável, a capacidade da sarjeta pode ser tal que o escoamento excedente da sarjeta de maior elevação extravase para a sarjeta mais baixa. Desse modo, ambas as sarjetas podem ser utilizadas em sua plena capacidade. Um projeto cuidadoso, considerando estes pontos, pode resultar em um custo sensivelmente reduzido do sistema de drenagem inicial.

Para evitar que pequenas descargas, tais como as de rega de jardins ou de lavagem de pisos externos de residências, atravessem as faixas de tráfego, é necessário prever uma capacidade adequada para a sarjeta de maior elevação. Em geral, é suficiente que a crista seja mantida dentro dos limites de um quarto da largura da rua, como mostrado na seção B-B da Figura 5.1.

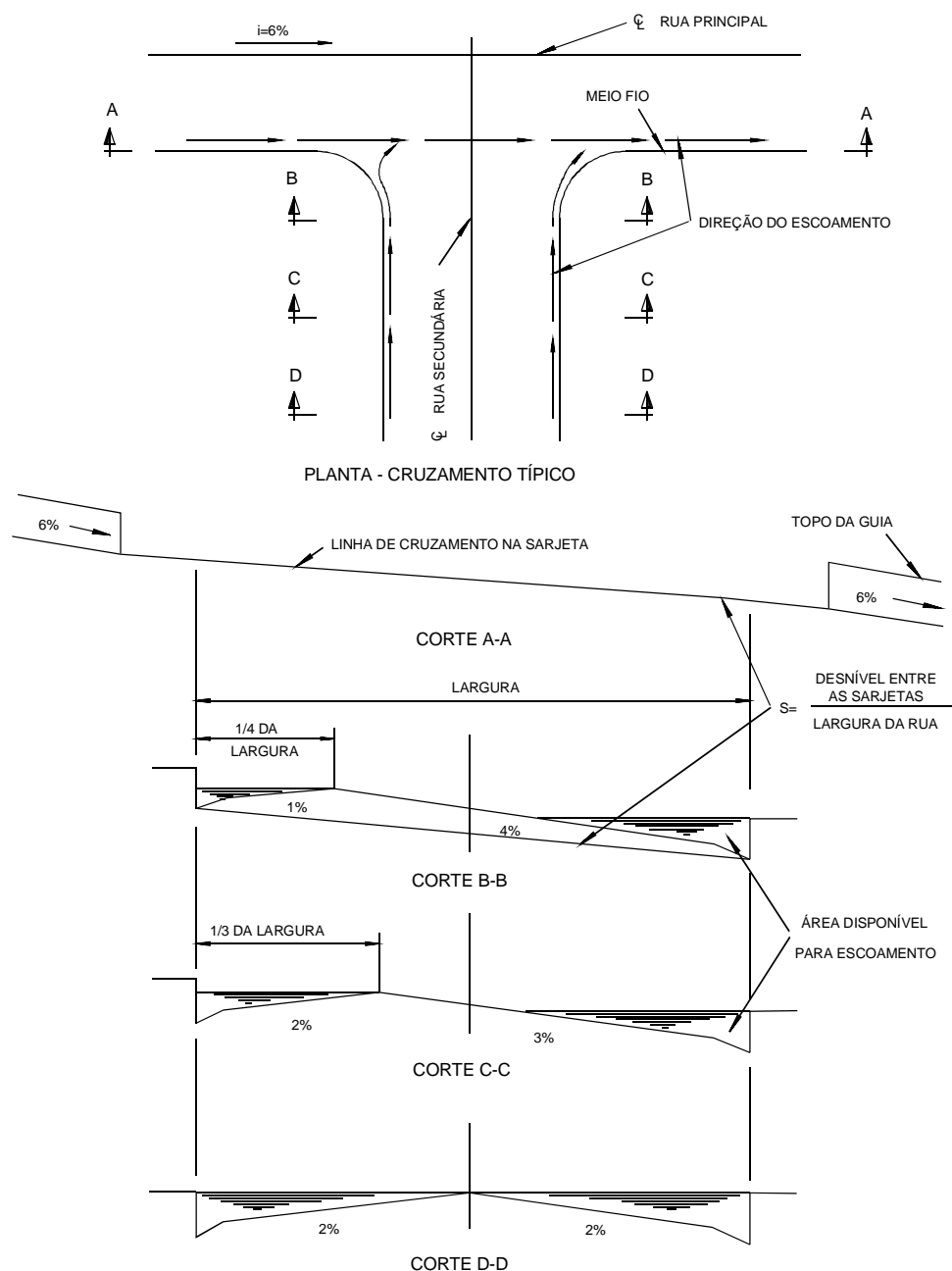


Figura 5.1 - Características típicas de cruzamento de uma rua secundária com uma rua principal.

✓ Inclinação transversal para bocas-de-lobo

Em ruas secundárias, onde é necessária a inclinação transversal em decorrência da topografia existente, podem ser colocadas bocas-de-lobo na guia mais baixa e dispensado o abaulamento da rua, para permitir que, o escoamento da sarjeta de cima alcance a mais baixa em locais específicos.

5.4 CRUZAMENTOS

Nos projetos de pavimentação e drenagem para a PMJ, é obrigatório o detalhamento do projeto de drenagem em todos os cruzamentos.

Nos cruzamentos de ruas secundárias, o projetista poderá introduzir variações dos perfis longitudinais quando necessário.

Nos casos de cruzamentos de ruas secundárias com ruas principais, os perfis destas últimas devem, se possível, ser mantidos uniformes. Se for necessária uma mudança num perfil muito inclinado de rua principal num cruzamento, esta deve ser tão pequena quanto possível.

A Figura 5.1 ilustra as seções transversais típicas necessárias para caracterizar um cruzamento. Na figura admite-se que a declividade longitudinal da rua principal seja de 6%, sendo as declividades transversais máximas e mínimas permitidas para o pavimento de 4% e 1% respectivamente, e a crista seja mantida dentro dos limites de 1/4 da largura da rua.

Quando duas ruas principais se cruzam, o perfil da rua mais importante deve ser mantido uniforme, tanto quanto for possível.

✓ **Estruturas hidráulicas nos cruzamentos:**

Sistemas de drenagem inicial

Quando existem galerias no cruzamento, as bocas-de-lobo devem ser colocadas e dimensionadas, de tal forma que as descargas excedentes sejam compatíveis com as condições admissíveis de escoamento superficial no cruzamento e a jusante. A Figura 5.2 ilustra as localizações típicas de bocas-de-lobo, para algumas configurações de cruzamentos.

Sarjetões

Os sarjetões convencionais são utilizados para cruzar, superficialmente, descargas por ruas secundárias e eventualmente em ruas principais. As dimensões e inclinação do sarjetão devem ser suficientes para conduzir as descargas em condições equivalentes às admissíveis para a rua.

Sarjetões chanfrados

O sarjetão chanfrado possui um chanfro na sua linha de fundo, para conduzir baixas descargas quando estas forem muito frequentes. O objetivo do chanfro é minimizar o contato entre os pneus dos veículos e as águas de descargas mínimas. Desde que o chanfro seja suficientemente pequeno para não afetar o tráfego, pode transportar apenas uma parcela limitada do escoamento, sem transbordar. O acúmulo de sedimentos frequentemente torna o chanfro inútil. É preferível, sempre que possível, eliminar o escoamento superficial devido àquelas descargas reduzidas, encaminhando-as sempre que possível, para uma boca-de-lobo próxima.

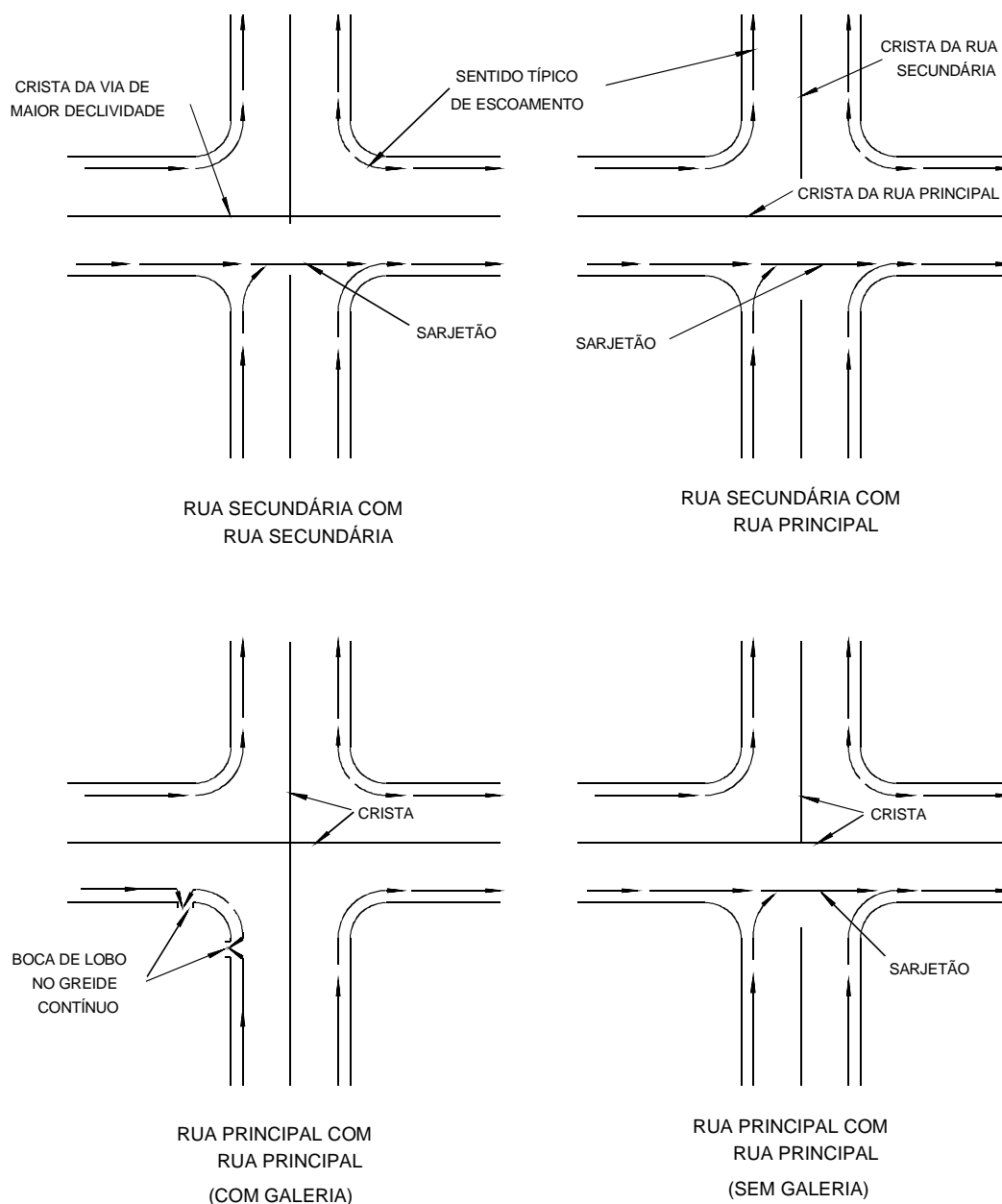


Figura 5.2 - Configurações típicas de cruzamentos em sistema de drenagem.

5.5 CAPTAÇÕES

✓ Colocação das captações

As bocas-de-lobo, ou outras estruturas para remoção de escoamento superficial da rua, devem ser instaladas em locais de acordo com os seguintes critérios:

Perfil contínuo

Quando a quantidade de água no pavimento excede àquela admissível, de acordo com as indicações do item 6.

Pontos baixos

Toda vez que houver acúmulo de água em pontos baixos.

Cruzamentos

Quando necessário em cruzamentos, como descrito no item 6.

✓ ***Depressões para bocas-de-lobo***

A largura e profundidade das depressões nas ruas onde o estacionamento é permitido têm pouco efeito no tráfego. No entanto, depressões com profundidades superiores a 5 cm, ou com inclinações acentuadas em relação à sarjeta, podem prejudicar o estacionamento de veículos.

Em ruas onde o tráfego pode atingir as sarjetas, as profundidades e larguras das depressões devem ser compatíveis com a velocidade dos veículos. Onde a velocidade exceder a 60 km/h, as depressões não devem estar próximas das faixas de trânsito. Observações de campo indicam que os veículos raramente se movimentam a menos de 30 cm da guia, de forma que sarjetas dotadas de depressões com essa largura podem ser usadas em quaisquer ruas.

5.6 CONTINUIDADE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

A existência de pontos baixos na rede viária resulta na acumulação de água nas ocasiões em que é excedida a capacidade real das galerias de drenagem. Conforme a configuração do ponto baixo, este fenômeno pode acarretar além das perturbações ao tráfego, danos aos imóveis próximos, seja por inundação, seja por extravasamento em pontos não preparados para o escoamento pluvial.

Para prevenir estas ocorrências é necessário que os projetos de pavimentação e drenagem garantam a continuidade do escoamento superficial de drenagem. Nos pontos em que isto não for possível, devido a outras restrições de projeto, deve ser prevista a inclusão de viela sanitária com a função de esgotamento das águas pluviais e prevenção de inundações significativas.

5.7 CLASSIFICAÇÃO DAS VIAS PARA PROJETO DA DRENAGEM

Para a elaboração do projeto de drenagem das vias deverão ser consultados o IPPUJ e a SEINFRA para definição da classificação das vias quanto ao projeto de drenagem superficial. Na ausência de outros critérios mais específicos deverão ser utilizados os critérios apresentados no Quadro 5.1.

QUADRO 5.1 – CLASSIFICAÇÃO DAS VIAS PARA PROJETO DA DRENAGEM SUPERFICIAL

<i>Via</i>	<i>Pista de Rolamento</i>	<i>Passeio (2x)</i>	<i>Canteiro central</i>	<i>Classificação</i>
< 8 metros	-	-	-	Via Sanitária
8 metros*	5/6 metros	1,5/1,00m	-	Tráfego Muito Leve
12 metros	8 metros	2 metros	-	Tráfego Muito Leve
16 metros	10 metros	3 metros	-	Tráfego Leve
18 metros	12 metros	3 metros	-	Tráfego Pesado
26 metros	(2x) 11 metros	2 metros	-	Tráfego Muito Pesado
30 metros	(2x) 11 metros	3 metros	(1x) 2 metros	Tráfego Muito Pesado

*A via de 8 metros está fora de padrão do IPPUJ, mas é adotada pela PMJ

6. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE RUAS URBANAS

São apresentados, neste item, os requisitos específicos para a drenagem de água de chuva em ruas urbanas. Os métodos empregados para satisfazer esses requisitos são opções para o projetista, uma vez que estejam de acordo com critérios apresentados em outras diretrizes.

6.1 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO

A determinação da capacidade de escoamento da rua, para a chuva inicial de projeto, deve ser baseada em duas considerações:

- ✓ Verificação da capacidade teórica de escoamento, baseada na inundação máxima do pavimento;
- ✓ Ajuste às condições reais, baseado na aplicação de um fator de redução na capacidade de escoamento por obtenção de descarga aduzível.

Inundação do pavimento

A inundação do pavimento, para a chuva inicial, deverá ser limitada de acordo com as indicações do Quadro 6.1.

O sistema de galerias deverá iniciar-se no ponto onde é atingida a capacidade admissível de escoamento na rua, e deverá ser projetado com base na chuva inicial de projeto.

Cálculo da capacidade teórica

A capacidade teórica de descarga das sarjetas pode ser computada, usando-se a fórmula de Manning modificada por IZZARD, ou seja:

$$Q = 0,375 \left(\frac{Z}{n} \right) \cdot i^{1/2} \cdot y^{8/3} \quad (6.1)$$

onde:

- Q = é a descarga em m^3/s ;
 z = é o inverso da declividade transversal;
 i = é a declividade longitudinal;
 y = é a profundidade junto à linha de fundo em m;
 n = é o coeficiente de rugosidade.

QUADRO 6.1 - USO PERMITIDO DE RUAS PARA ESCOAMENTO DE DESCARGAS DA CHUVA INICIAL DE PROJETO, EM TERMOS DE INUNDAÇÃO DO PAVIMENTO

CLASSIFICAÇÃO DAS RUAS	INUNDAÇÃO MÁXIMA
TRÁFEGO MUITO LEVE	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento pode atingir até a crista da rua
TRÁFEGO LEVE	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento deve preservar, pelo menos, uma faixa de trânsito livre
TRÁFEGO PESADO	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento deve conservar, pelo menos, uma faixa de trânsito livre em cada direção
TRÁFEGO MUITO PESADO	Nenhuma inundação é permitida em qualquer faixa de trânsito
VIELA SANITÁRIA	O escoamento pode ocupar toda a extensão da viela. A profundidade e a velocidade de escoamento não devem ocasionar risco de vida aos pedestres

O nomograma da Figura 6.1, para escoamento em sarjetas triangulares, pode ser utilizado para possíveis configurações de sarjeta e inclusive de sarjetões.

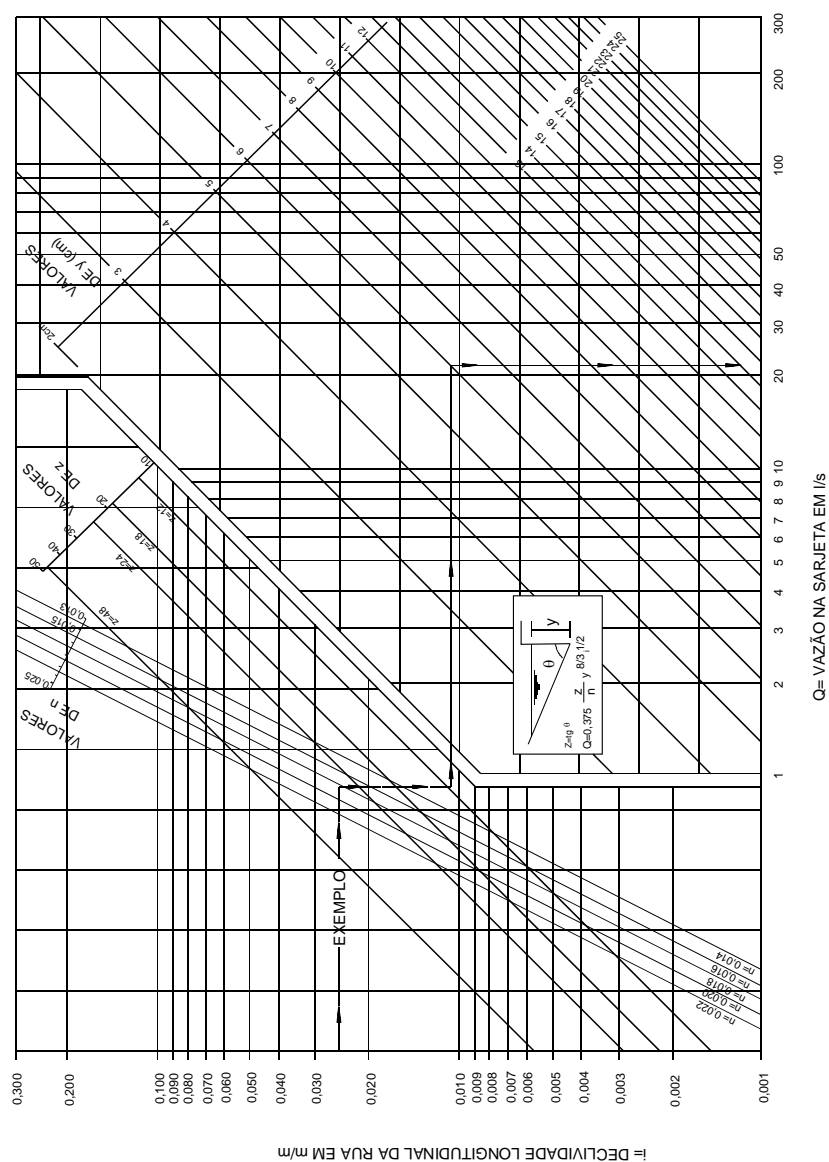


Figura 6.1 - Escoamento em regime uniforme nas sarjetas triangulares.

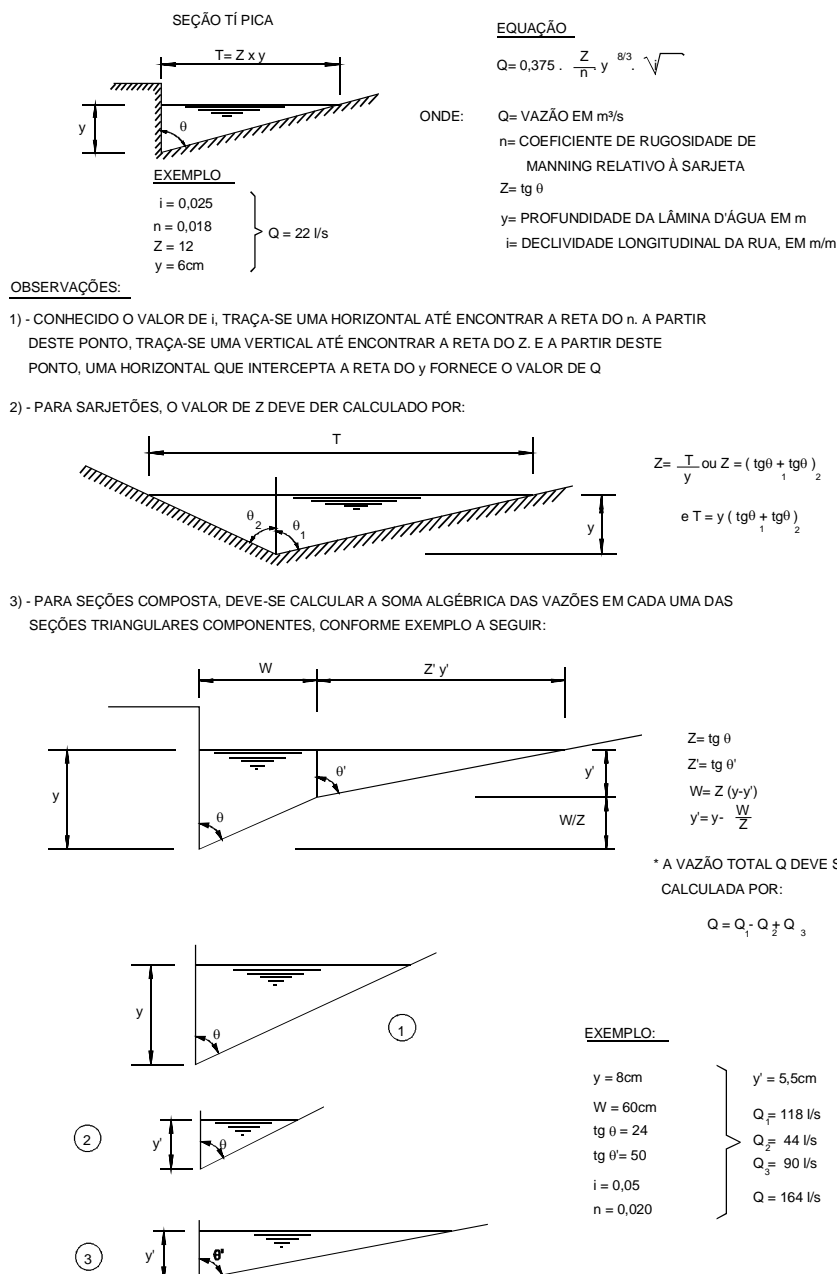


Figura 6.2 - Instruções para a utilização da Figura 6.1.

Para simplificar os cálculos, podem ser elaborados gráficos para condições específicas de ruas. O coeficiente de rugosidade deve ser definido considerando o material a ser empregado na confecção da sarjeta e do pavimento.

Descarga admissível na sarjeta

A descarga admissível, na sarjeta, deve ser calculada multiplicando-se a capacidade teórica pelo fator de redução correspondente, obtido da Figura 6.3. Esse fator de redução tem por objetivo levar em conta a menor capacidade efetiva de descarga das sarjetas de pequena declividade, devido às maiores possibilidades de sua obstrução por material sedimentável, como também ter em conta os riscos para os pedestres, no caso de sarjetas com grande inclinação, em virtude das velocidades de escoamento elevadas.

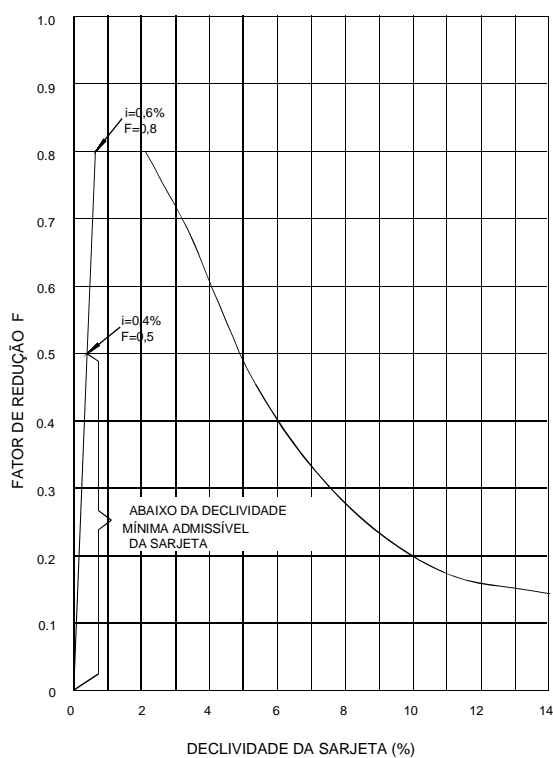
Exemplo: capacidade de escoamento da sarjeta

Dados:

- ✓ Guia vertical de 15 cm;
- ✓ Sarjeta de 60 cm de largura por 5 cm de profundidade;
- ✓ Declividade transversal do pavimento de 2%;
- ✓ Largura da rua de 11 m, de guia a guia;
- ✓ Distância da guia mais alta à crista: 1/4 da largura da rua, e desnível transversal de 11,0 cm;
- ✓ Rua principal;
- ✓ Greide da rua = 3,5%.

Determinar a capacidade admissível para cada sarjeta:

- ✓ Determinar a inundação admissível do pavimento.



APLICAR O FATOR DE REDUÇÃO DA CAPACIDADE TEÓRICA DE ACORDO COM
A DECLIVIDADE, PARA OBTER A CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA SARJETA

Figura 6.3 - Fator de redução da capacidade de escoamento da sarjeta.

Do Quadro 6.1, verifica-se que uma faixa deve permanecer livre.

- ✓ Calcular a capacidade teórica para cada sarjeta.

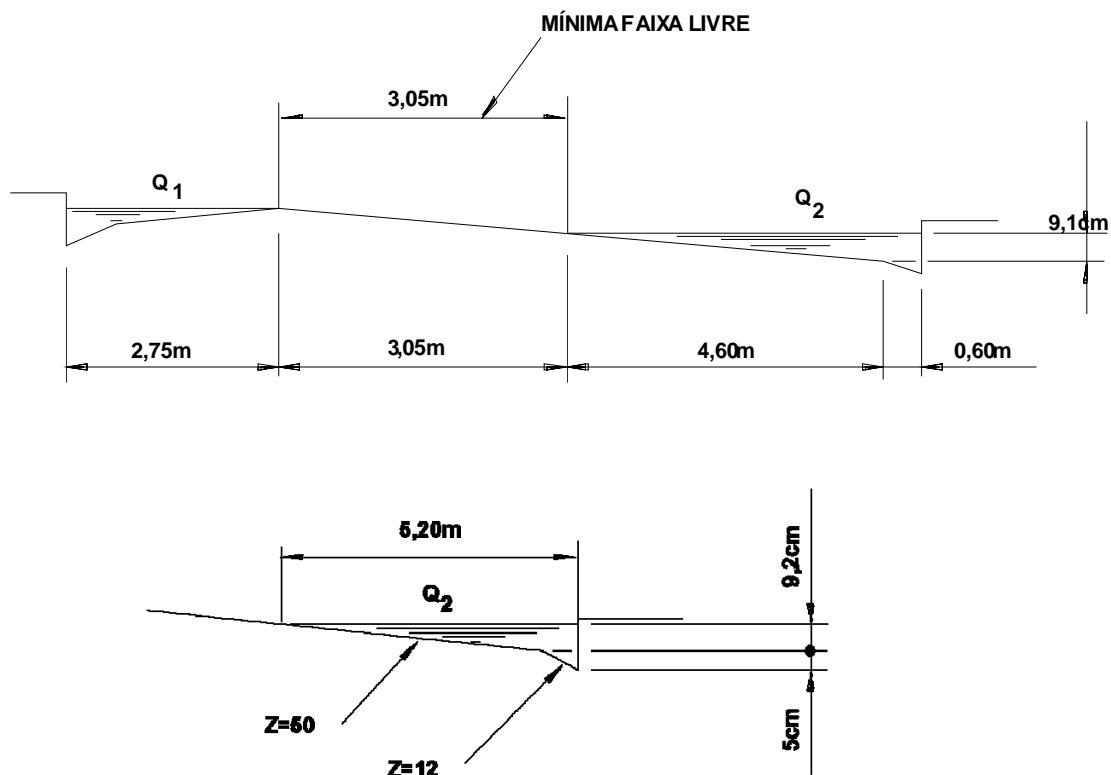
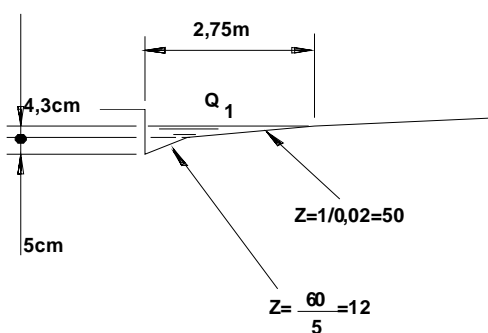


Figura 6.4 - Utilizando o nomograma, Figura 6.1.

$$Q_2 = 265 - 88 + 370 = 547 \text{ l/s}$$



$$Q_1 = 90 - 11 + 48 = 127 \text{ l/s}$$

- c) Calcular as capacidades admissíveis das sarjetas.

Da Figura 6.3, para 3,5% de declividade, o fator de redução é 0,65.

$$Q_1 = (127 \text{ l/s}) \times 0,65 = 83 \text{ l/s.}$$

$$Q_2 = (547 \text{ l/s}) \times 0,65 = 356 \text{ l/s.}$$

6.2 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA RUA PARA A CHUVA MÁXIMA DE PROJETO (VERIFICAÇÃO)

A determinação da vazão admissível, para a chuva máxima de projeto, deve ser baseada em duas considerações:

- ✓ Capacidade teórica baseada na profundidade admissível e área inundada;
- ✓ Descarga admissível reduzida devido às considerações de velocidade.

Profundidade admissível e área inundada

A profundidade admissível e a área inundada, para a chuva máxima de projeto, devem ser limitadas às condições do Quadro 6.2.

- ✓ Cálculo da capacidade teórica

Com base na profundidade admissível e área inundada, conforme indicações do Quadro 6.2, será calculada a capacidade de escoamento teórica da rua. A fórmula de Manning deve ser utilizada com o valor de n correspondente às condições de rugosidade existentes.

- ✓ Descarga admissível para a chuva máxima de projeto

A descarga admissível na rua deverá ser calculada, multiplicando-se a capacidade teórica pelo fator de redução correspondente, obtido da Figura 6.3.

QUADRO 6.2 - INUNDAÇÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL PARA AS CONDIÇÕES DE CHUVA MÁXIMA DE PROJETO (VERIFICAÇÃO)

CLASSIFICAÇÃO DA RUA	PROFUNDIDADE ADMISSÍVEL E ÁREAS INUNDÁVEIS
Via sanitária, vias secundária e principal	Construções residenciais, edifícios públicos, comerciais e industriais não devem ser atingidos, a menos que sejam à prova de inundação. A profundidade de água na sarjeta não deve exceder 45 cm.
Avenida e via expressa	Construções residenciais, edifícios públicos, comerciais e industriais não devem ser atingidos, a menos que sejam à prova de inundação. A profundidade de água na crista da rua não deve exceder 15 cm, para permitir a operação de veículos de socorro de emergência. A profundidade da água na sarjeta não deve exceder 45 cm.

6.3 ACÚMULO DE ÁGUA

O termo acúmulo de água refere-se a áreas onde as águas são retidas temporariamente, em pontos de cruzamento de ruas, pontos baixos, interseções com canais de drenagem, etc.

- ✓ Chuva inicial

As limitações de inundação do pavimento por acúmulo de água, para a chuva inicial, devem ser as apresentadas no Quadro 6.1. Essas limitações devem determinar a profundidade admissível em bocas-de-lobo, em convergência de sarjetas, em entrada de bueiros, etc.

✓ Chuva máxima de projeto

As limitações de profundidade e área inundada, para a chuva máxima de projeto, são as mesmas apresentadas no Quadro 6.2. Essas limitações permitem determinar a profundidade admissível em bocas-de-lobo, em convergência de sarjetas, em entrada de bueiros, etc.

6.4 ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA

Podem ocorrer duas condições de escoamento transversal à rua. A primeira corresponde à descarga de uma sarjeta, que ultrapassa a rua para atingir a sarjeta oposta ou uma boca-de-lobo. A segunda corresponde ao caso de um bueiro sob a rua, cuja capacidade é excedida em virtude de uma contribuição não prevista.

✓ Profundidade

A profundidade de escoamento transversal à rua deve ser limitada de acordo com as indicações do Quadro 6.3.

✓ Capacidade teórica

A capacidade teórica de escoamento transversal à rua deve ser calculada com base nas limitações do Quadro 6.3, e em outras limitações aplicáveis, tal como a profundidade em pontos de acúmulo de água. Nenhuma regra de cálculo pode ser estabelecida, porque a natureza do escoamento é muito variável de um caso para outro.

QUADRO 6.3 - ESCOAMENTO TRANSVERSAL ADMISSÍVEL NAS RUAS

CLASSIFICAÇÃO DA RUA	DESCARGA INICIAL DE PROJETO	DESCARGA MÁXIMA DE PROJETO
VIELA SANITÁRIA	15 CM DE PROFUNDIDADE	45 CM DE PROFUNDIDADE
SECUNDÁRIA	15 CM DE PROFUNDIDADE NA CRISTA OU NA SARJETA	45 CM DE PROFUNDIDADE NA SARJETA
PRINCIPAL	ONDE FOREM ADMISSÍVEIS SARJETÕES, A PROFUNDIDADE DO ESCOAMENTO NÃO DEVERÁ EXCEDER 15 CM	45 CM DE PROFUNDIDADE NA SARJETA
AVENIDA	NENHUM	15 CM OU MENOS, ACIMA DA CRISTA
VIA EXPRESSA	NENHUM	15 CM OU MENOS, ACIMA DA CRISTA

✓ Quantidade admissível

Uma vez calculada a capacidade teórica de escoamento transversal à rua, a quantidade admissível deve ser obtida, multiplicando-se a capacidade teórica pelo fator de redução correspondente, fornecido na Figura 6.2. Deverá ser utilizada nos cálculos a inclinação da linha de água, ao invés da inclinação do fundo do sarjetão.

6.5 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS RELATIVAS A PEDESTRES

Onde ocorre a concentração de pedestres, as limitações de profundidade e áreas de inundação podem exigir algumas modificações. Por exemplo, ruas adjacentes a escolas, embora possam ser secundárias, do ponto de vista de tráfego de veículos, sob o ponto de vista de conforto e segurança de pedestres devem ser projetadas de acordo com os requisitos para avenidas. O projeto de ruas considerando pedestres é tão ou mais importante quanto o projeto que supõe o tráfego de veículos.

6.6 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS COMERCIAIS

Em ruas onde existem edificações comerciais concentradas junto ao alinhamento das construções, o reduzido espaço livre entre os edifícios e a corrente de tráfego deverão ser considerados no projeto. As águas espirradas pelos veículos que atingem as enxurradas poderão danificar a frente das lojas e tornar impossível o movimento de pedestres nas calçadas. Poças de água e enxurradas que excedam a 60 cm de largura deverão ser evitadas, pois são difíceis de serem atravessadas pelos pedestres.

Em áreas comerciais de grande movimento, é muitas vezes conveniente dispor de sistema de galerias de águas pluviais, muito embora os critérios usuais de projeto possam não indicar a sua necessidade. Bocas-de-lobo adicionais poderão ser colocadas em posições adequadas, de modo que o escoamento superficial não atinja os cruzamentos principais.

6.7 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS INDUSTRIAIS

Em virtude da necessidade de grandes áreas de terras planas e baratas, as indústrias estão frequentemente localizadas em áreas sujeitas à inundação. Por outro lado, de acordo com o Quadro 6.2, áreas industriais, desprotegidas contra inundações, não deveriam ser atingidas, nem para as condições de chuva máxima prevista em projeto, merecendo, portanto considerações especiais no projeto, seja por alteamento do terreno, seja por ampliação da capacidade de drenagem.

7. CRITÉRIOS DE DRENAGEM PARA PROJETO DE CRUZAMENTOS EM RUAS URBANAS

Os critérios de projeto seguintes são aplicáveis estritamente aos cruzamentos de ruas urbanas.

7.1 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DAS SARJETAS PARA A CHUVA INICIAL DE PROJETO

7.1.1 Inundação do Pavimento

As limitações quanto à inundação do pavimento nos cruzamentos são as mesmas indicadas no Quadro 6.1.

7.1.2 Capacidade Teórica

A capacidade teórica de escoamento de cada sarjeta que se aproxima de um cruzamento deve ser calculada com base na seção transversal mais crítica, como descrito no item 6.

- ✓ Perfil contínuo através do cruzamento

Quando a declividade da sarjeta for mantida no cruzamento, a declividade a ser usada para calcular a capacidade do sarjetão deve ser aquela correspondente à linha d'água no mesmo (ver Figura 7.1.).

- ✓ Mudança de direção do escoamento no cruzamento

Quando é necessário efetuar mudança de direção do escoamento com ângulo superior a 45° num cruzamento, a declividade a ser usada para calcular a capacidade de escoamento deve ser a declividade efetiva da sarjeta, conforme definido na Figura 7.1.

- ✓ Intercepção do escoamento por boca-de-lobo

Quando o escoamento da sarjeta for interceptado por uma boca-de-lobo em greide contínuo no cruzamento, deverá ser utilizada nos cálculos a declividade efetiva da sarjeta, conforme definido na Figura 7.1.

7.1.3 Capacidade Admissível de Escoamento

A capacidade admissível de escoamento, para as sarjetas que se aproximam de um cruzamento, deve ser calculada aplicando-se um fator de redução à capacidade teórica, tendo em conta as seguintes restrições:

- ✓ Escoamento aproximando-se de uma avenida

Nos trechos em que o escoamento se aproxima de uma avenida, a capacidade de escoamento admissível deve ser calculada aplicando-se o fator de redução da Figura 7.2. O perfil a ser considerado para a obtenção do fator de redução deve ser o mesmo que o adotado para o cálculo da capacidade teórica.

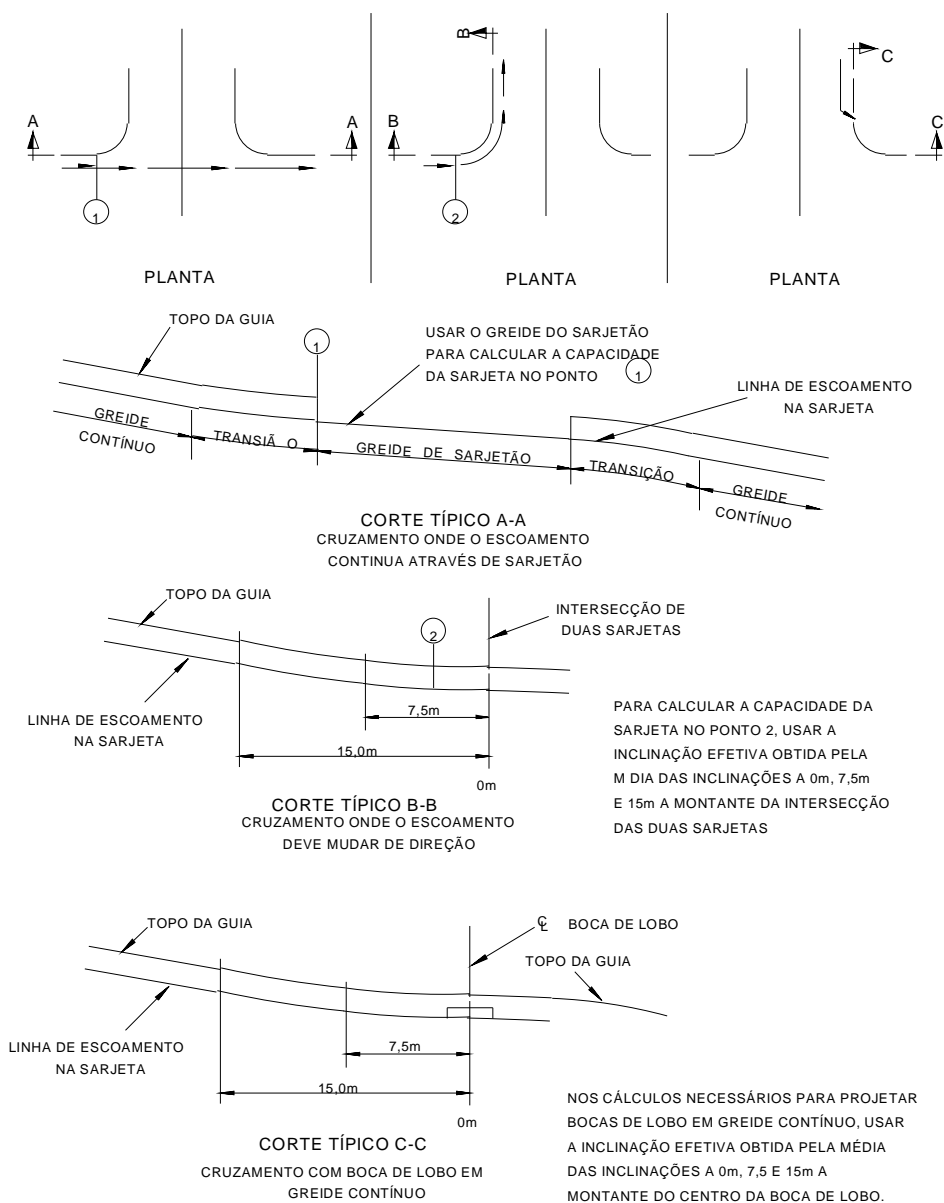


Figura 7.1

7.1.4 Considerações sobre o Projeto de Drenagem nos Cruzamentos

- ✓ Escoamento aproximando de ruas secundárias ou principais

Quando o escoamento se dirige para um cruzamento com rua, seja ela secundária ou principal, a capacidade de escoamento deve ser calculada aplicando-se o fator de redução da Figura 6.2. A declividade a ser considerada para se determinar o fator de redução deve ser a mesma adotada para o cálculo da capacidade teórica.

7.2 CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA SARJETA PARA AS CONDIÇÕES DE CHUVA MÁXIMA DE PROJETO

- ✓ Profundidade admissível e área inundável

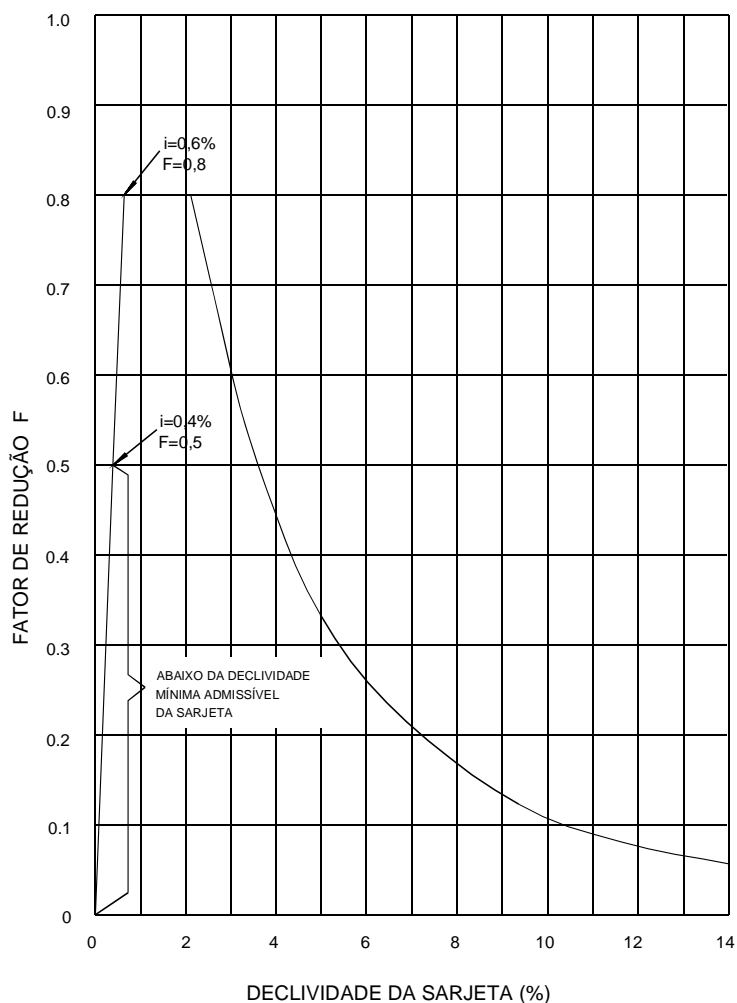
A profundidade admissível e a área inundável, para as condições de chuva máxima de projeto, devem ser limitadas de acordo com as indicações do Quadro 6.2.

- ✓ Capacidade teórica de escoamento

A capacidade teórica de escoamento de cada sarjeta que se aproxima de um cruzamento deve ser calculada com base na seção transversal mais crítica, como descrito no item 7.1. O perfil a ser utilizado para cálculo deverá atender às condições descritas na Figura 7.1.

- ✓ Capacidade admissível

As capacidades admissíveis de escoamento das sarjetas devem ser calculadas aplicando-se o fator de redução da Figura 6.2. A declividade a ser utilizada, para determinar o fator de redução, deve ser a mesma que a adotada para o cálculo da capacidade teórica.



APLICAR O FATOR DE REDUÇÃO DA CAPACIDADE TEÓRICA DE ACORDO COM A DECLIVIDADE, PARA OBTEN A CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA SARJETA NA APROXIMAÇÃO DE UMA AVENIDA

Figura 7.2 - Fator de redução da capacidade de escoamento da sarjeta, quando esta se aproxima de uma avenida.

7.3 ACÚMULO DE ÁGUA

✓ Chuva inicial de projeto

A inundação admissível do pavimento, para a chuva inicial de projeto, deverá atender às condições apresentadas no Quadro 6.1.

✓ Chuva máxima de projeto

A profundidade admissível e a área inundável, para as condições de chuva máxima de projeto, deverão obedecer aos critérios apresentados no Quadro 6.2.

7.4 ESCOAMENTO TRANSVERSAL À RUA

✓ Profundidade

A profundidade do escoamento transversal à rua nos cruzamentos deve ser limitada segundo as indicações do Quadro 6.3.

✓ Capacidade teórica

A capacidade teórica deve ser calculada no ponto crítico do escoamento transversal à rua.

✓ Sarjetões

Onde o escoamento transversal se verifica em uma rua secundária ou principal, através de um sarjetão, a área da seção utilizada para cálculos será aquela correspondente à linha central da rua, e a declividade deverá corresponder à do sarjetão naquele ponto.

7.5 CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS PARA ÁREAS COMERCIAIS

Em áreas comerciais muito desenvolvidas onde é provável grande movimento de pedestres, devem ser utilizadas sarjetas que possam ser ultrapassadas com um passo da ordem de 60 cm nos cruzamentos. Nenhum escoamento deverá circundar as esquinas, sendo, portanto, necessárias bocas-de-lobo na maioria dos casos.

Do ponto de vista de tráfego de veículos, os cruzamentos devem satisfazer as mesmas exigências que as ruas principais ou mesmo avenidas, de modo a ser prevista, para as condições de chuva inicial de projeto, uma faixa para os veículos e sarjetas ultrapassáveis pelos pedestres.

7.6 DIMENSIONAMENTO DE BOCAS DE LOBO

Diversas publicações apresentam o dimensionamento de bocas de lobo dentre as quais recomenda-se o Manual de Drenagem de Rodovias – DNITT 2006 e Eficiência Hidráulica de Bocas de Lobo – Podalyro Amaral de Souza.

O dimensionamento para boca de lobo pode ser interpretado com o um vertedor ou como um orifício quando se apresenta afogado.

Para a determinação do capacidade de engolimento da boca de lobo para a condição $y/h < 1$ utiliza-se a equação abaixo:

$$Q = 1,703 \cdot y^{3/2} \cdot L$$

Onde:

Q = Vazão máxima esgotada pela boca de lobo (m^3/s);

y = Altura da lâmina d'água (m);

L = Abertura da boca de lobo (m).

No manual de drenagem rodoviária do DNITT é apresentado um nomograma que também pode ser utilizado para a determinação de capacidade de engolimento de bocas de lobo.

Para a determinação da capacidade de engolimento da boca de leão (boca de lobo com grelha) pode-se utilizar as equações abaixo.

Para $y < 0,12\text{m}$

$$\frac{Q}{P} = 1,655 \cdot y^{1,5}$$

Para $y > 0,42\text{m}$

$$\frac{Q}{A} = 2,91 \cdot y^{0,5}$$

Onde

$\frac{Q}{P}$ = relação entre vazão e perímetro molhado do orifício;

$\frac{Q}{A}$ = relação entre vazão e área molhada do orifício;

y = altura da lâmina d'água sobre a grelha.

Os desenhos 951-PMJ-PDC-A1-P1183 e 951-PMJ-PDC-A1-P1186 apresentam as bocas de lobo e de leão, recomendadas para a drenagem de Joinville.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

***ID-09 - REDE DE GALERIAS CIRCULARES –
DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO***

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-09

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-09 - Rede de Galerias Circulares – Dimensionamento Hidráulico

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	2
2. TUBOS USUALMENTE UTILIZADOS	2
3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	2
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	4

1. OBJETIVO

O objetivo das presentes indicações é apresentar os procedimentos básicos para o dimensionamento hidráulico das redes de galerias de águas pluviais com tubos de seção circular.

2. TUBOS USUALMENTE UTILIZADOS

Os diâmetros de tubos de concreto comerciais normalmente disponíveis no mercado para a implantação de galerias de águas pluviais são: 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50m.

3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Os coeficientes apresentados neste documento são recomendações para uso geral. Caso o projetista venha a adotar valores diferentes daqueles aqui recomendados, uma justificativa deverá acompanhar os novos valores adotados. O dimensionamento de uma rede de galerias de águas pluviais pressupõe um estudo prévio do escoamento nas ruas a fim de fixar o ponto de locação primeira boca de lobo a partir do qual deverá ter início a rede. Essa recomendação vale tanto para a galeria principal como para os ramais que por ventura venham a fazer parte da rede.

Dentre os procedimentos e critérios básicos de projeto de uma rede de galerias de águas pluviais, alguns podem ser resumidamente citados abaixo:

- ✓ Para o projeto de uma rede de galerias de águas pluviais é necessário dispor do arranjo geral da rede em planta, conforme indicações apresentadas no capítulo ID-01.
- ✓ O ponto inicial de uma rede de galerias de águas pluviais deve corresponder ao ponto onde a vazão escoada pela rua ou avenida supera a capacidade admissível para a mesma.
- ✓ Em Joinville devem ser previstas galerias desde os pontos altos do arruamento, possibilitando a implantação das ligações pluviais de todos os lotes.
- ✓ Em seguida é necessário estabelecer um perfil preliminar da mesma e respectivos ramais, adotando, de início, diâmetros arbitrários para os diversos trechos, com a finalidade de uma avaliação preliminar das velocidades de escoamento para a determinação dos respectivos tempos de concentração.
- ✓ O dimensionamento é efetuado utilizando a fórmula de Manning que retrata as condições de operação do conduto em regime permanente uniforme e que é dada pela expressão:

$$Q = \frac{\sqrt{i} \times A \times \sqrt{R^2}}{n} \quad (3.1)$$

Onde : Q=Vazão (m³/s)

i=Declividade (m/m)

n = Coeficiente de Rugosidade

A = Área (m^2)

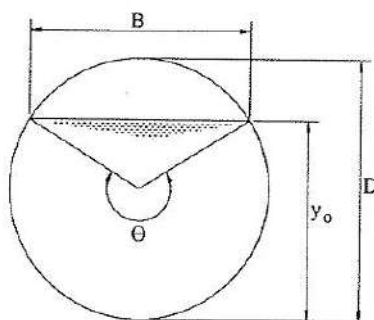
P = Perímetro Molhado (m)

R = Raio Hidráulico = A/P (m)

Os elementos geométricos característicos da seção circular necessários aos cálculos a serem efetuados estão indicados no Quadro 3.1.

QUADRO 3.1 - ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA SEÇÃO CIRCULAR

ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA SEÇÃO CIRCULAR				
ÁREA A	PERÍMETRO MOLHADO - P	RAIO HIDRÁULICO - R	LARGURA SUPERFICIAL - B	PROFUNDIDADE CRÍTICA - Y_c
$D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8}$	$\left(\frac{\theta}{2} \times D\right)$	$\frac{D \times \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)}{4}$	$D \times \frac{\text{sen}\theta}{2}$	$\left(\frac{1,01}{D^{0,26}}\right) \times \left(\sqrt[4]{\frac{Q^2}{g}}\right)$



Geralmente, o coeficiente de rugosidade adotado para tubos de concreto é de $n=0,013$, entretanto, para fins de projeto, recomenda-se adotar o valor mínimo de $n=0,016$ a fim de compensar as perdas nas juntas e irregularidades de alinhamento por ocasião da colocação dos tubos, e outros fatores causadores de perdas, inclusive o próprio envelhecimento dos mesmos. A relação entre a profundidade Y e o diâmetro D pode variar dependendo da condição que se deseja averiguar. Para critério de projeto, deve ser observado o limite da relação $\frac{Y}{D} = 0,75$. A vazão máxima para tubos circulares ocorrer para $\frac{Y}{D} = 0,94$ e a máxima velocidade ocorre para $\frac{Y}{D} = 0,81$.

- ✓ Com os elementos acima indicados são calculadas as velocidades de escoamento nos diversos trechos da rede de galerias. Em seguida são calculados os tempos de escoamento nos mesmos trechos, que por sua vez, permitem uma primeira avaliação dos tempos de concentração. As galerias pluviais são normalmente projetadas para funcionamento em regime livre e a seção plena para a vazão de projeto. Considerando a curva de vazão para escoamento livre em condutos circulares, ao se calcular a rede para funcionamento a seção plena, o escoamento se dará aproximadamente com $\frac{Y}{D} = 0,75$. A velocidade máxima admissível é determinada em função do tipo de material a ser empregado na rede. Para

tubos de concreto, a velocidade máxima permissível é de 4,0m/s, e a mínima é de 0,80 m/s, considerando Manning de 0,013.

- ✓ Normalmente as declividades a serem adotadas correspondem às próprias declividades das ruas, entretanto, quando as velocidades superarem os limites permissíveis é necessário inserir poços de queda a fim de reduzir as declividades de determinados trechos visando não ultrapassar os referidos limites.
- ✓ Uma vez conhecidos os tempos de concentração são calculadas as vazões ao longo de toda a rede utilizando o método racional (ID-06).
- ✓ Conhecidas as vazões de dimensionamento da rede deve ser efetuada uma reavaliação dos diâmetros anteriormente adotados agora dimensionados para as novas vazões, acima estabelecidas.
- ✓ Uma vez definidos os diâmetros dos tubos ao longo dos diversos trechos da galeria é conveniente efetuar uma atualização das velocidades de escoamento e seus respectivos tempos de concentração, bem como as vazões finais de projeto.
- ✓ O recobrimento mínimo da rede deve ser de 0,80m quando forem empregadas tubulações sem estrutura especial. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, deverá ser projetado reforço da tubulação para suportar os esforços envolvidos.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A apresentação dos resultados dos cálculos efetuados deve ser efetuada mediante um Quadro na qual constem pelo menos os seguintes elementos:

- ✓ Numeração dos poços de visita –PV, preferencialmente de jusante para montante
- ✓ Cotas dos pontos de cruzamentos das ruas e nos tampões dos poços de visita
- ✓ Comprimentos dos trechos
- ✓ Cotas das geratrizes inferiores das tubulações a montante e a jusante de cada trecho
- ✓ Denominação das bacias contribuintes
- ✓ Áreas parciais das bacias
- ✓ Áreas acumuladas
- ✓ Tempos de entrada
- ✓ Tempos de escoamento pela galeria e sarjeta
- ✓ Tempo de concentração
- ✓ Coeficientes de escoamento superficial parcial C
- ✓ Coeficientes de escoamento superficiais ponderados C

- ✓ Intensidade de precipitação
- ✓ Vazões parciais
- ✓ Vazões totais
- ✓ Declividades das ruas e das tubulações
- ✓ Capacidade admissível de escoamento pelas ruas
- ✓ Vazões efetivas pelas sarjetas
- ✓ Velocidades nas sarjetas
- ✓ Declividades das galerias
- ✓ Diâmetros das galerias
- ✓ Capacidade das galerias
- ✓ Vazões efetivas pelas galerias
- ✓ Altura de escoamento nas galerias
- ✓ Velocidades nas galerias
- ✓ Observações relevantes

O projeto das galerias deverá ser apresentado em planta e perfil, conforme indicado na ID-01. É também necessária a apresentação de perfis longitudinais da galeria principal, assim como, dos ramais que façam parte da rede, indicando o greide das ruas e perfis do topo e fundo da tubulação.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

***ID-10 - REDE DE GALERIAS CELULARES –
DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO***

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-10

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-10 - Rede de Galerias Celulares – Dimensionamento Hidráulico

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	2
2. GALERIAS CELULARES USUALMENTE UTILIZADAS.....	2
3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	2
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	5

1. OBJETIVO

O objetivo das presentes indicações é apresentar os procedimentos básicos para o dimensionamento hidráulico das redes de galerias de águas pluviais composta por galerias celulares.

2. GALERIAS CELULARES USUALMENTE UTILIZADAS

As dimensões comerciais das células de concreto utilizadas variam tanto em largura como em altura, esta última limitada pelo terreno. A largura das células pode variar de 10 em 10 cm entre 2,00 e 8,00m. Já a altura das células varia de acordo com o terreno entre 1,50 e 3,50 m. Para os projetos de obras estruturais do PDDU de Joinville a menor galeria celular foi de dimensões 2,00 x 1,50m e a maior apresenta 8,00 x 3,50m. Obras que apresentem largura acima de 8,00 m são consideradas como pontes. Para projetos de redes a serem implantadas pela PMJ, deverá ser consultada a SEINFRA sobre as dimensões padronizadas de galeras pré-moldadas fabricadas a época do projeto, devendo ser dada preferência a utilização destas dimensões no projeto.

Deverão ser previstos acessos para visita e inspeção das galerias em distâncias máximas de 50 m. Deverão também serem previstos acessos em todas as inflexões, horizontais ou verticais, e em todas as confluências com galerias circulares ou celulares. Os acessos poderão ser construídos através do prolongamento das paredes laterais formando um poço com a largura da galeria celular, tamponado com peças de concreto instaladas ao nível do pavimento como utilizando pescoço circular e tampa de ferro fundido ao nível do pavimento, sendo o primeiro caso apresentado no desenho 951-PMJ-PDC-A3-P1191 e o segundo caso nos desenhos 951-PMJ-PDC-A1-P1184 e 951-PMJ-PDC-A1-P1187. Os acessos deverão ser verificados quanto a esforços, armadura, etc.

3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento de uma rede de galerias de águas pluviais pressupõe um estudo prévio para avaliação de sua localização. As galerias celulares são normalmente utilizadas nas obras de macrodrenagem, servindo como coletoras das redes de microdrenagem.

Os coeficientes apresentados neste documento são recomendações para uso geral. Caso o projetista venha a adotar valores diferentes daqueles aqui recomendados, uma justificativa deverá acompanhar os novos valores adotados.

Dentre os procedimentos e critérios básicos de projeto de uma rede de galerias de águas pluviais, alguns podem ser resumidamente citados abaixo:

- ✓ Para o projeto de uma rede de galerias de águas pluviais é necessário dispor do arranjo geral da rede em planta, conforme indicações apresentadas nas ID-01 e ID-02.

- ✓ O ponto inicial de uma rede de galerias celulares de águas pluviais deve corresponder ao ponto onde resulte mais econômica a utilização deste tipo de seção em comparação com a utilização de galerias circulares simples ou múltiplas.
- ✓ Em seguida é necessário estabelecer um perfil preliminar do terreno e da galeria, adotando, de início, dimensões arbitrárias para os diversos trechos, com a finalidade de uma avaliação preliminar das velocidades de escoamento para a determinação dos respectivos tempos de concentração.
- ✓ O dimensionamento é efetuado utilizando a formula de Manning que retrata as condições de operação do conduto em regime permanente uniforme e que é dada pela expressão:

$$Q = \frac{\sqrt{i} \times A \times \sqrt[3]{R^2}}{n} \quad (3.1)$$

Onde :

Q=Vazão (m³/s)

i=Declividade (m/m)

n=Coeficiente de Rugosidade

A=Área (m²)

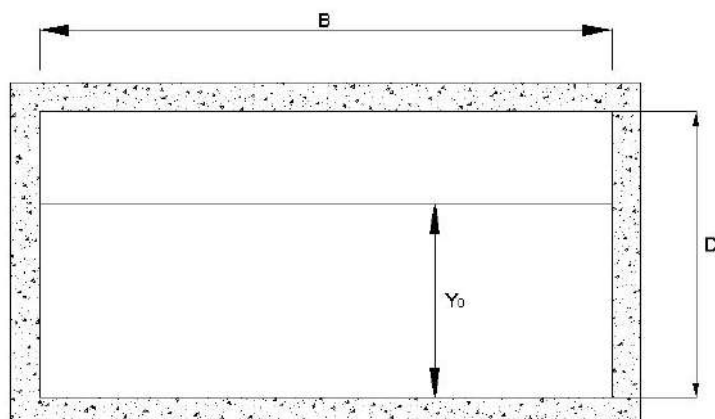
P=Perímetro Molhado (m)

R=Raio Hidráulico=A/P (m)

Os elementos geométricos característicos da galeria celular, necessários aos cálculos a serem efetuados, estão indicados no Quadro 3.1.

QUADRO 3.1 - ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA GALERIA CELULAR

ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA GALERIA CELULAR				
ÁREA	PERÍMETRO MOLHADO - P	RAIO HIDRÁULICO - R	LARGURA SUPERFICIAL - B	PROFUNDIDADE CRÍTICA - Y _c
$Y_0 \times B$	$B + 2 \times Y_0$	$\frac{Y_0 \times B}{(B + 2 \times Y_0)}$	B	$\frac{\left(\frac{Q_c}{A}\right)^2}{g}$



Geralmente, o coeficiente de rugosidade adotado para galerias de concreto é de $n=0,013$, entretanto, para fins de projeto, recomenda-se adotar o valor mínimo de $n=0,015$ afim de compensar as perdas nas juntas e irregularidades de alinhamento por ocasião da instalação das células, e outros fatores causadores de perdas, inclusive o próprio envelhecimento dos mesmos e assoreamento das galerias.

- ✓ Com os elementos acima indicados são calculadas as velocidades de escoamento nos diversos trechos da rede de galerias. As galerias pluviais são normalmente projetadas para funcionamento em regime livre e a seção plena para a vazão de projeto. A velocidade máxima admissível é determinada em função do tipo de material a ser empregado na rede. Para galerias celulares de concreto, a velocidade máxima permissível é de 4,0m/s, e a mínima é de 0,80 m/s, lâmina deverá respeitar a borda livre de 20 centímetros ($h=20\text{cm}$).
- ✓ A critério do projetista o tempo de concentração para determinação das vazões que percorrem cada trecho poderá ser obtido a partir de métodos cinemáticos, que determinam o tempo de concentração considerando o tempo de escoamento ao longo da rede de drenagem, desde o ponto mais distante ou de formas empíricas, conforme apresentado na ID-05.
- ✓ Normalmente as declividades a serem adotadas correspondem às próprias declividades das ruas, entretanto, quando as velocidades superarem os limites permissíveis é necessário inserir poços de queda a fim de reduzir as declividades de determinados trechos visando não ultrapassar os referidos limites.
- ✓ Uma vez conhecidos os tempos de concentração são calculadas as vazões ao longo de toda a rede utilizando o método racional (ID-06) ou, preferencialmente, o método do SCS (ID-07), mais adequado ao dimensionamento das redes de macrodrenagem.
- ✓ Conhecidas as vazões de dimensionamento da rede deve ser efetuada uma reavaliação das dimensões anteriormente adotados agora dimensionados para as novas vazões, acima estabelecidas.
- ✓ Uma vez definidas as dimensões das galerias ao longo dos diversos trechos é conveniente efetuar uma atualização das velocidades de escoamento e seus respectivos tempos de concentração, bem como as vazões finais de projeto.
- ✓ O recobrimento mínimo da rede deve ser de 0,80m. Quando for necessária a utilização de recobrimentos menores, deverá ser feita a análise do comportamento das redes de drenagem afluentes a galeria em projeto e justificada a utilização desta solução.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A apresentação dos resultados dos cálculos efetuados deve ser efetuada mediante um Quadro na qual constem pelo menos os seguintes elementos:

- ✓ Dimensionamento Hidrológico da galeria
- ✓ Numeração dos poços de visita – PV
- ✓ Cotas dos pontos no pavimento nos cruzamentos das ruas e nos poços de visita
- ✓ Comprimentos dos trechos
- ✓ Cota de fundo das galerias nos poços de visita
- ✓ Declividades das galerias
- ✓ Dimensões das galerias
- ✓ Capacidade das galerias
- ✓ Vazões efetivas pelas galerias
- ✓ Velocidades nas galerias
- ✓ Observações relevantes
- ✓ O projeto das galerias deverá ser apresentado em planta e perfil, conforme indicado nas ID-01 e ID-02. É também necessária a apresentação de perfis longitudinais da galeria, indicando o greide das ruas, perfis do topo e fundo da galeria e linhas d'água de projeto.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

***ID-11 – BUEIROS CIRCULARES E CELULARES –
DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO***

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-11

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-11 – Bueiros Circulares e Celulares – Dimensionamento Hidráulico

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	3
2. DEFINIÇÕES.....	3
3. BUEIROS EM ÁREAS URBANAS.....	4
4. METODOLOGIA.....	4
5. IMPORTÂNCIA DA ENTRADA.....	4
5.1 ENTRADAS DE BUEIROS	4
5.2 ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS.....	4
6. CONCEITOS HIDRÁULICOS BÁSICOS	5
6.1 PERDAS DE ENERGIA	5
6.1.1 Perdas de Energia por Atrito	5
6.1.2 Perdas na Entrada	6
6.1.3 Perdas na Saída.....	6
6.2 LINHA DE ENERGIA E LINHA PIEZOMÉTRICA	6
6.3 HIDRÁULICA DOS BUEIROS	6
6.3.1 Controle na Entrada	8
6.3.2 Controle na Saída	8
7. ESTRUTURAS DE ENTRADA DE SISTEMAS DE DRENAGEM.....	10
7.1 ENTRADAS PROJETANTES	10
7.1.1 Tubo de Concreto.....	11
7.1.2 Tubo de Metal Corrugado	11
7.1.3 Comentários sobre as Entradas Projetantes	12
7.2 ENTRADAS COM MUROS DE TESTA.....	12
7.2.1 Tubo de Metal Corrugado	13
7.2.2 Tubo de Concreto.....	13
7.2.3 Muros de Ala	13
7.2.4 Revestimento	14
8. PROJETO DE BUEIROS.....	14
8.1 INFORMAÇÕES NECESSÁRIAS DE PROJETO	14
8.2 PROCEDIMENTO GERAL PARA O PROJETO DE BUEIROS	15
8.2.1 Cotas do Fundo do Bueiro.....	15
8.2.2 Dimensões do Bueiro.....	15
8.2.3 Limitação da Carga Hidráulica a Montante.....	15
8.2.4 Saída do Bueiro	16
8.2.5 Declividade Mínima	16

9.	CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS SOBRE BUEIROS.....	16
9.1	EROSÃO E SEDIMENTAÇÃO.....	16
9.1.1	Canais Artificiais.....	16
9.1.2	Canais Naturais.....	16
9.2	CANAIS OBLÍQUOS AOS BUEIROS	17
10.	ENTRADAS DE BUEIROS CELULARES DE CONCRETO	17
10.1	ENTRADAS COMUNS DE BUEIROS CELULARES	17
10.2	ENTRADAS ESPECIAIS PARA BUEIROS CELULARES	18
11.	ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS.....	18
11.1	ENTRADAS ESPECIAIS.....	18
12.	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	18
12.1	ENTRADAS DE CANAIS ABERTOS.....	18
12.2	TRANSIÇÕES	19

1. OBJETIVO

Esta diretriz tem por objetivo estabelecer métodos e parâmetros de cálculo para o dimensionamento de bueiros a serem utilizados nos projetos de drenagem no município de Joinville. Para o dimensionamento de bueiros deverão ser considerados os aspectos pertinentes das demais ID's do Manual de Drenagem.

2. DEFINIÇÕES

Nos projetos de drenagem são considerados bueiros as galerias de águas pluviais de curta extensão, geralmente utilizadas na transposição de via sobre um curso d'água. A posição mais favorável para o bueiro é quando cruza perpendicularmente a via, mas em muitos casos o cruzamento é oblíquo.

Na presente diretriz de projeto são utilizados os seguintes símbolos:

- Q = Descarga total a ser transportada pelo bueiro ou canal (m^3/s).
- n = Coeficiente de rugosidade de Manning.
- A = Área da seção transversal do canal ou bueiro (m^2).
- R_H = Raio hidráulico (m).
- i = Declividade do bueiro ou canal (m/m).
- V = Velocidade média do escoamento (m/s).
- g = Aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$).
- Z = Elevação do fundo de um canal ou bueiro acima de um plano arbitrário (m).
- H_e = Perda de carga na entrada (m).
- K_e = Coeficiente de perda de carga na entrada.
- H_{ex} = perda de carga na saída (m);
- k_{ex} = coeficiente de perda na saída;
- V_{ex} = velocidade média do escoamento na saída do dispositivo (m/s);
- a_{ex} = coeficiente de energia cinética na saída do dispositivo;
- L = Comprimento do bueiro (m).
- D = Diâmetro do bueiro (cm ou m).
- H_w = Altura d'água acima do fundo na entrada do bueiro (m).
- h_o, H_s, T_w = Altura d'água, acima do fundo, na saída do bueiro (m).
- H = Perda total de energia através do bueiro, da entrada até a saída (m).
- h_c = Altura crítica (m).
- a = coeficiente de energia cinética.
- h_e = perda de carga entre as duas seções de cálculo (m).

K_i = debitância do canal i .

S_f = Declividade da Linha de Energia.

3. BUEIROS EM ÁREAS URBANAS

As metodologias para dimensionamento dos bueiros são desenvolvidas geralmente para projeto de estradas, e sua aplicação em drenagem urbana exige um cuidado adicional quanto à carga hidráulica admissível a montante. O levantamento topográfico deve necessariamente conter as soleiras dos imóveis situados junto ao curso d'água em estudo e ainda, a cota de fundo e diâmetro das galerias que deságuam nesse mesmo córrego. Com esses dados, pode ser estabelecido o nível máximo d'água a montante, que deve estar 1,0 m abaixo da soleira mais baixa, e abaixo da geratriz superior das galerias que deságuam no córrego. Caso a área esteja ainda em urbanização, o mesmo critério deve ser adotado com relação à cota de lotes particulares. Em geral, essas condicionantes levam a se considerar o nível d'água a montante igual à cota da geratriz superior na entrada do bueiro.

4. METODOLOGIA

Para o dimensionamento dos bueiros, recomenda-se utilizar a metodologia apresentada em “Drenagem Urbana – Manual de Projeto, CETESB, 1986”. Essa metodologia deve ser aplicada nos projetos de bueiros, no dimensionamento das embocaduras de galerias pluviais e na verificação de projetos quando se planeja a sua implantação em etapas.

5. IMPORTÂNCIA DA ENTRADA

Um bueiro tem sua capacidade limitada pela descarga admitida em sua entrada. Frequentemente, bueiros e canais abertos são cuidadosamente projetados com grande atenção quanto à declividade, seção transversal e rugosidade, mas sem o devido cuidado quanto às limitações de entrada. Bueiros projetados com o auxílio das equações do regime uniforme raramente têm condições de transportar a descarga de projeto devido às limitações impostas pelas entradas.

5.1 ENTRADAS DE BUEIROS

Entradas de bueiros com vários formatos e diferentes características podem ser projetadas para objetivos específicos. As vantagens e desvantagens dos vários tipos de entrada devem ser pesadas, cuidadosamente, antes da seleção de um determinado tipo em particular, devendo-se incluir considerações de ordem hidráulica, topográfica, bem como as que levem em conta o custo total da instalação.

5.2 ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS

As entradas são importantes no projeto de bueiros para a travessia de estradas, entretanto, elas têm igualmente grande importância no projeto econômico de bueiros longos e outros

condutos. Um bueiro longo que não tenha sua capacidade de transporte plenamente utilizada resulta em investimento parcialmente perdido.

6. CONCEITOS HIDRÁULICOS BÁSICOS

Um bueiro é definido como um conduto utilizado para dar passagem livre às águas provenientes de drenagem superficial, sob uma rodovia, ferrovia, canal ou qualquer tipo de aterro.

As equações utilizadas nos projetos de bueiros são as seguintes:

$$\text{Manning} \quad Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \dots\dots\dots (6.1)$$

$$\text{Continuidade} \quad Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \dots\dots\dots (6.2)$$

$$\text{Energia} \quad Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2 \cdot g} + h_e \dots\dots\dots (6.3)$$

6.1 PERDAS DE ENERGIA

Em condutos curtos, como bueiros, as perdas de energia devidas à forma da entrada podem ser tão importantes quanto as perdas por atrito ao longo do conduto. Para a determinação da capacidade do bueiro, devem ser avaliadas as perdas de carga na entrada e na saída, bem como aquelas resultantes do atrito ao longo do conduto.

6.1.1 Perdas de Energia por Atrito

As perdas de energia decorrentes do atrito do escoamento podem ser calculadas utilizando a equação de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \dots\dots\dots (6.4)$$

Para obter a capacidade total de escoamento do canal seção composta é utilizada a metodologia de soma das debitâncias dos canais parciais, dada pelas equações:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \dots\dots\dots (6.5)$$

$$Q = \sum K_i \cdot S_f^{1/2} \dots\dots\dots (6.6)$$

6.1.2 Perdas na Entrada

As equações que regem o fenômeno são:

$$H_e = k_e \frac{V_{en}^2}{2g} \dots\dots\dots (6.7)$$

6.1.3 Perdas na Saída

As equações que permitem o cálculo da perda de carga na saída do bueiro são expressas em função da diferença entre as cargas cinéticas no conduto e no canal de jusante.

As equações que regem o fenômeno são:

$$h_{ex} = k_{ex} \left(\frac{a_{ex} V_{ex}^2}{2g} - \frac{a_2 V_2^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (6.8)$$

6.2 LINHA DE ENERGIA E LINHA PIEZOMÉTRICA

As Figuras 6.1 e 6.2 ilustram as linhas de energia e piezométrica, bem como os termos a elas relacionados.

A linha de energia (L.E.), também conhecida como linha de carga total, é a soma da carga cinética $V^2/2g$, da profundidade do escoamento ou carga de pressão P/W e da cota, medida em relação a um plano arbitrário de referência, representada pela distância Z . A linha de energia inclina-se na direção do escoamento de uma razão igual ao gradiente de energia H_L/L , onde H_L é a perda total de energia ao longo do percurso L . A linha piezométrica (L.P.), é a soma da elevação Z e da profundidade do escoamento ou carga de pressão P/W .

Para escoamento em canal aberto, o termo P/W é equivalente à profundidade do escoamento, e a linha piezométrica coincide com a superfície do nível d'água. Para escoamento sob pressão, em condutos fechados, P/W é a carga de pressão, e a linha piezométrica decresce acima do topo do conduto, enquanto a pressão se mantiver acima da pressão atmosférica.

6.3 HIDRÁULICA DOS BUEIROS

A aproximação da entrada de um bueiro (ponto 1 da Figura 6.1) ocorre em regime uniforme e as linhas piezométrica e de energia são praticamente coincidentes. Ao atingir o bueiro, o escoamento sofre inicialmente uma contração e, em seguida, uma expansão provocada pelas características geométricas da entrada, causando uma perda de energia no ponto 2.

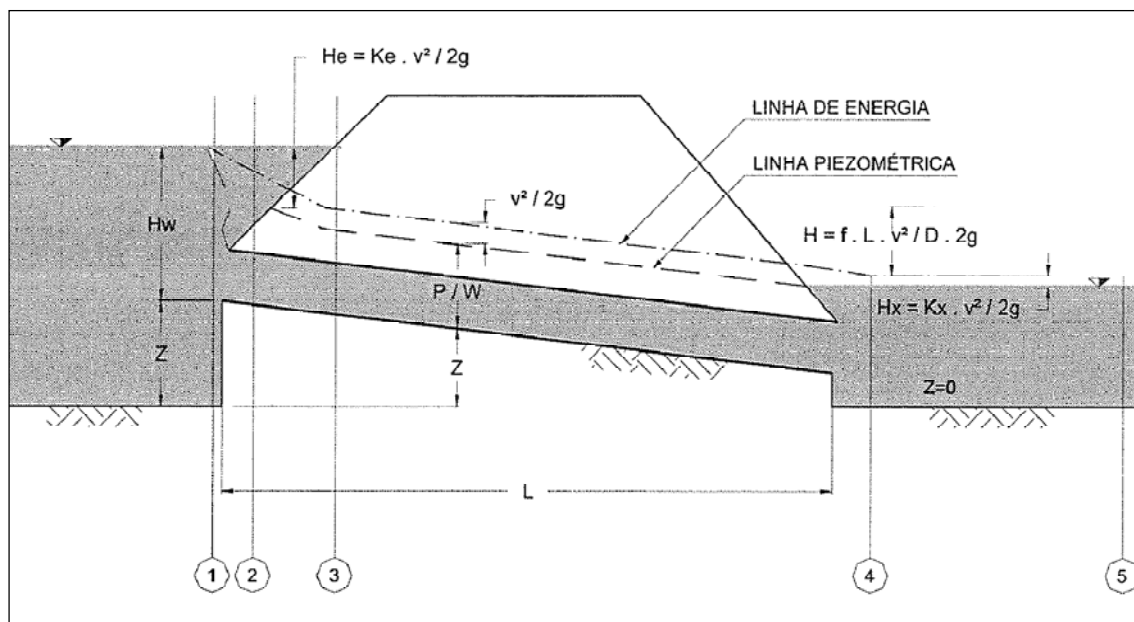


Figura 6.1 - Definição de termos para escoamento em condutos fechados.

Em bueiros curtos, as perdas de carga devidas à entrada podem ser tão altas quanto as perdas por atrito. Na saída, ponto 4, uma perda adicional ocorre provocada pela turbulência, pois o escoamento se expande no canal a jusante. No ponto 5 da Figura 6.1, o escoamento em canal aberto é restabelecido e a linha piezométrica coincide com a linha d'água.

A capacidade de descarga de um bueiro é determinada pela localização de sua seção de controle. A influência de uma seção de controle pode ser ilustrada através do exemplo de uma válvula, cujo ajuste controla a vazão em um conduto. Desta forma, a capacidade de descarga do conduto é superior à permitida pela válvula. De modo análogo, a seção de controle de um bueiro é aquela que opera com máxima capacidade. Somente em sistemas hidráulicos muito simples, todos os seus componentes operam com mesma capacidade de descarga. Assim sendo, o escoamento em um bueiro é controlado pela capacidade hidráulica de uma determinada seção, que pode estar localizada na entrada ou na saída do bueiro.

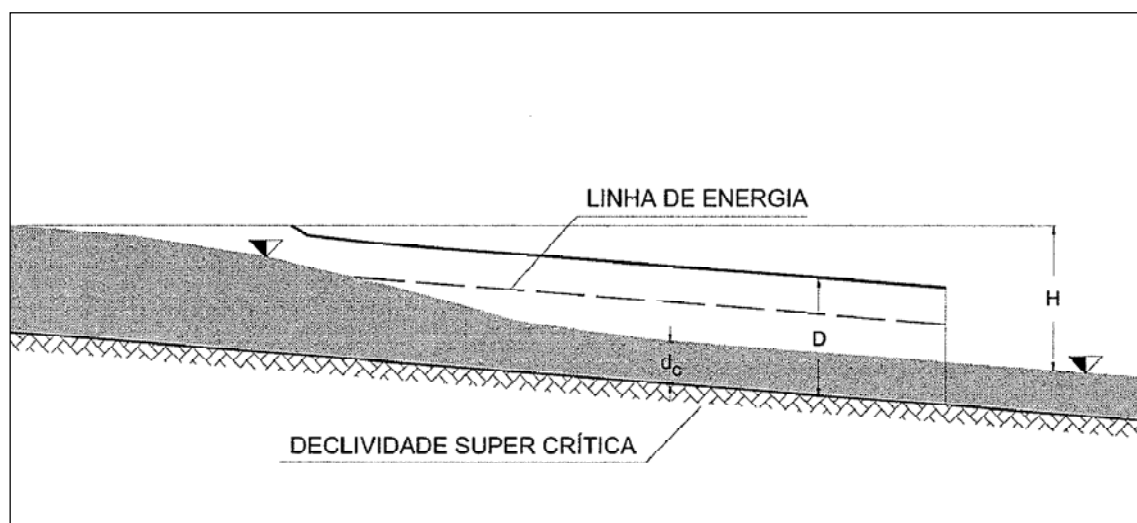


Figura 6.2 - Definição de termos para escoamento em canal aberto.

Em geral, o controle na entrada ocorre quando a capacidade de escoamento do bueiro, para uma certa vazão, é superior à capacidade de admissão de água pela entrada. Neste caso, a descarga torna-se independente do comprimento, declividade e rugosidade do conduto. Quando a capacidade hidráulica do conduto for inferior à capacidade de admissão de água pela entrada, configura-se o controle na saída. Neste caso, a descarga será afetada por todos os fatores hidráulicos existentes a montante da saída, ou seja: carga hidráulica, geometria da entrada, diâmetro do conduto, rugosidade das paredes, comprimento e declividade do bueiro. A localização da seção de controle pode ser alterada, à medida que as capacidades hidráulicas da entrada e do conduto mudem com o aumento ou diminuição da descarga.

6.3.1 Controle na Entrada

O controle na entrada de bueiros pode ocorrer sob duas condições. A menos frequente ocorre quando o nível d'água a montante não é suficiente para afogar o topo do bueiro e a declividade de fundo do bueiro é supercrítica, como mostrado na Figura 6.3. O controle na entrada mais comum ocorre quando o nível d'água a montante afoga o topo do bueiro, Figura 6.4, e o conduto não trabalha à seção plena. Um bueiro trabalhando sob controle na entrada é definido como conduto hidraulicamente curto.

6.3.2 Controle na Saída

Se o nível d'água a montante é suficientemente elevado, a declividade do bueiro é bastante suave e o conduto suficientemente longo, o controle será transferido para a saída. Nestas condições, a descarga é uma função das perdas de carga na entrada, da profundidade do nível d'água a montante, da rugosidade, comprimento e diâmetro do bueiro, além da declividade e, em alguns casos, do nível d'água a jusante.

O controle na saída poderá existir sob duas condições. A primeira, menos comum, ocorre quando o nível d'água a montante é insuficiente para afogar o topo do bueiro e a declividade de fundo é subcrítica (Figura 6.5). A situação mais comum ocorre quando o bueiro trabalha à seção plena (Figura 6.6). Um bueiro trabalhando sob controle na saída é definido como um conduto hidraulicamente longo.

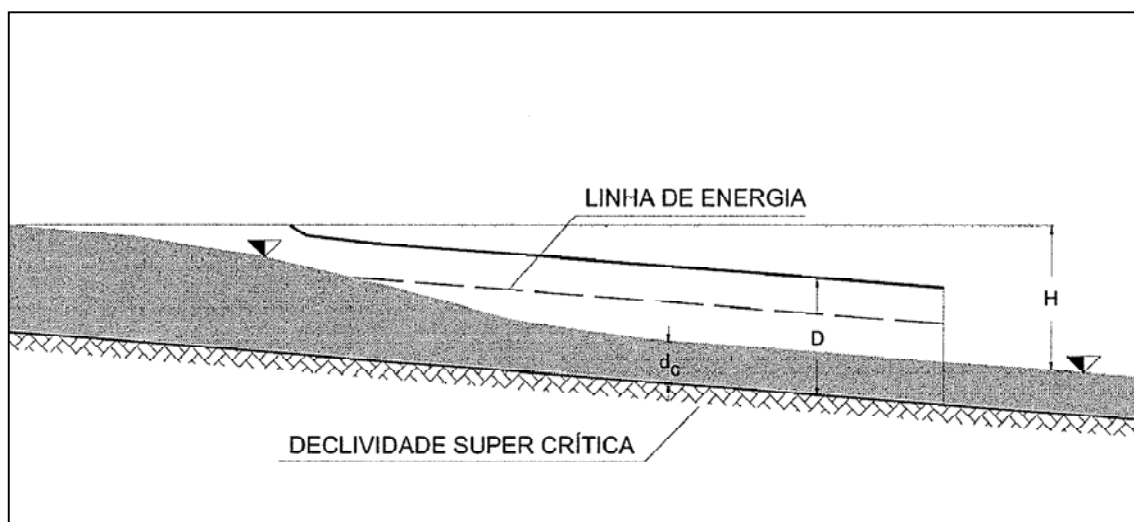


Figura 6.3 - Controle na entrada – entrada não afogada.

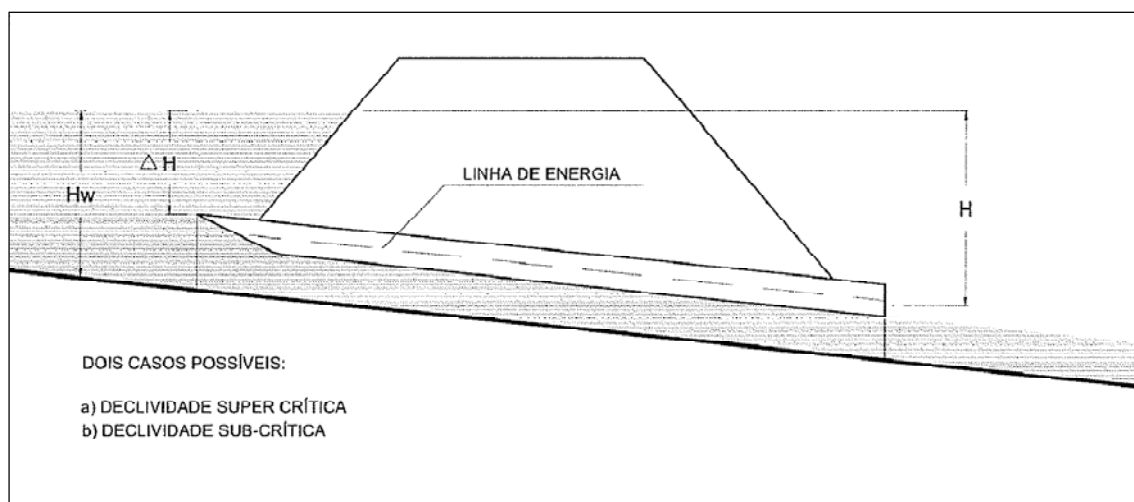


Figura 6.4 - Controle na entrada – entrada afogada.

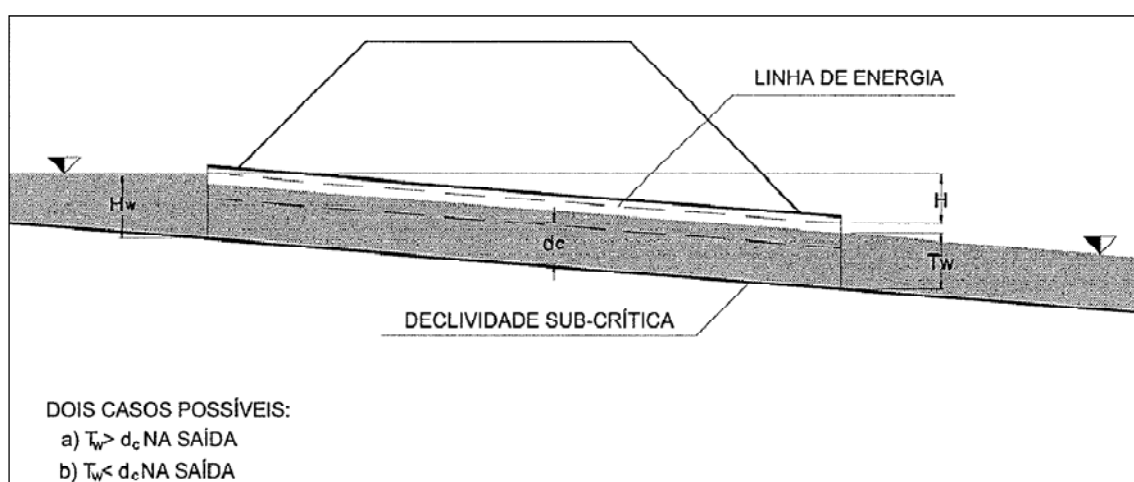


Figura 6.5 - Controle na saída – conduto parcialmente cheio.

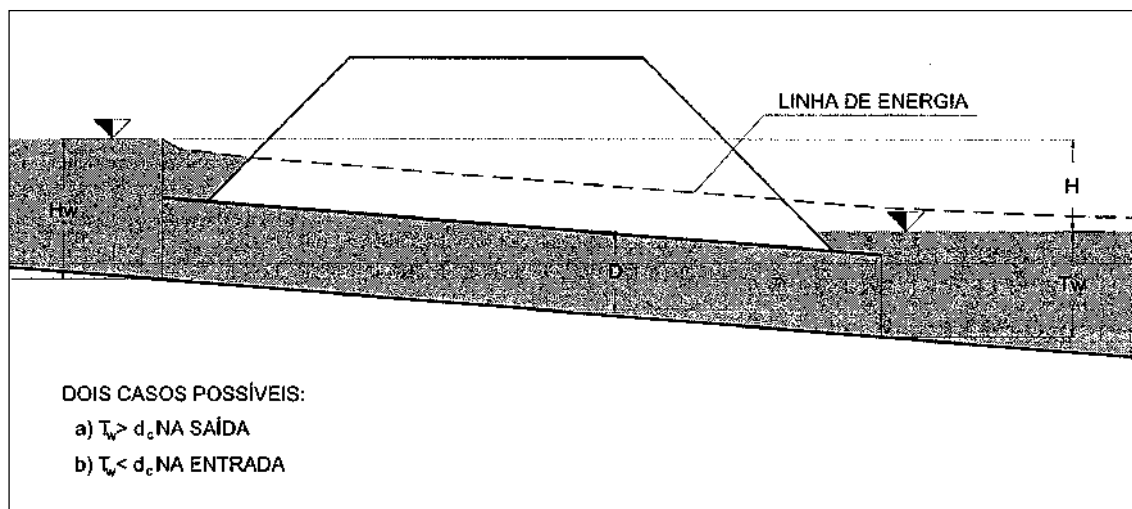


Figura 6.6 - Controle na saída – conduto cheio.

7. ESTRUTURAS DE ENTRADA DE SISTEMAS DE DRENAGEM

O projeto de um bueiro, incluindo as estruturas de entrada e saída, requer uma análise dos custos, eficiência hidráulica, objetivos e condições topográficas do local de implantação. Quando as condições permitirem um nível elevado d'água a montante, a escolha de um determinado tipo de entrada poderá não ser o ponto crítico, mas se o nível for limitado e/ou os processos de sedimentação e erosão forem apreciáveis, a escolha de uma entrada mais eficiente deve ser providenciada para se obter a necessária capacidade de descarga pelo bueiro.

O objetivo principal de um bueiro é conduzir uma determinada vazão. Um bueiro pode também ser utilizado para limitar uma vazão, isto é, para descarregar um volume controlado de água, enquanto a bacia a montante do mesmo é utilizada como reservatório de detenção, a fim de reduzir a vazão de pico de enchente. Neste caso, é desejável a escolha de uma entrada que apresente baixa eficiência hidráulica.

Os tipos de entrada, a seguir descritos, podem ser relacionados para satisfazer qualquer uma das exigências mencionadas, dependendo da topografia ou das condições impostas pelo projetista. O coeficiente de entrada, K_e , que foi definido pela equação 6.5 é uma medida da eficiência hidráulica do tipo de entrada escolhido, sendo os valores mais baixos indicadores de maior eficiência.

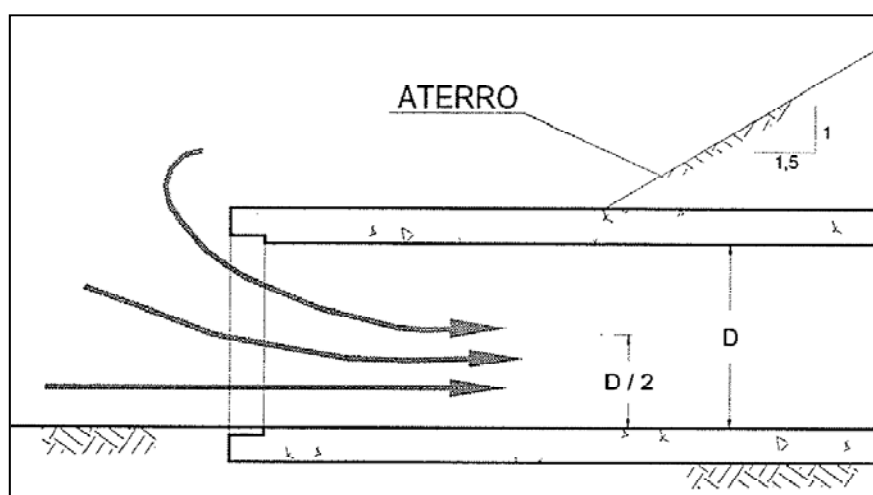
Os coeficientes de entrada recomendados são apresentados no Quadro 7.1.

7.1 ENTRADAS PROJETANTES

Este tipo de entrada apresenta grande variação quanto à eficiência hidráulica, bem como quanto à sua adaptabilidade em relação ao tipo de material utilizado na confecção do tubo. O Quadro 7.1 ilustra este tipo de entrada.

QUADRO 7.1 - COEFICIENTES DE ENTRADA (K_e) PARA CONTROLE NA SAÍDA

TIPO DE ENTRADA	COEFICIENTE DE ENTRADA (K_e)
Entrada do tubo com muro de testa	
• Borda ranhurada	0,20
• Borda arredondada (raio = 0,15D)	0,15
• Borda arredondada (raio = 0,25D)	0,10
• Borda em ângulo reto (concreto e TMC)	0,40
Entrada do tubo com muro de testa e muro de ala a 45°	
• Borda ranhurada	0,20
• Borda em ângulo reto	0,35
Muro de testa com muros de ala paralelos, espaçados de 1,25D.	
• Borda ranhurada	0,30
• Borda em ângulo reto	0,40
Entrada projetante	
• Borda ranhurada	0,25
• Borda em ângulo reto	0,50
• Borda delgada, parede fina	0,90

**Figura 7.1 - Definição de termos para escoamento em condutos fechados.**

7.1.1 Tubo de Concreto

Tubo de concreto do tipo ponta e bolsa, ou do tipo macho e fêmea com extremidade em bolsa ou com extremidade ranhurada, utilizado como entrada, apresenta alta eficiência hidráulica, com um coeficiente de entrada em torno de 0,25. Quando o tubo for seccionado, apresentando a entrada com aresta em canto vivo, o coeficiente de entrada passa a ser de 0,50.

7.1.2 Tubo de Metal Corrugado

Uma entrada projetante constituída por tubo de metal corrugado (TMC) comporta-se de modo semelhante a uma entrada de borda delgada com parede fina e apresenta um coeficiente de entrada em torno de 0,9.

7.1.3 Comentários sobre as Entradas Projetantes

A principal vantagem na utilização de entradas projetantes está no seu baixo custo. Considerando-se que este tipo de entrada fica sujeita a danos provocados por ocasião da manutenção do aterro, bem como da via, além de acidentes que aí possam ocorrer, a utilização da mesma deve levar em conta o tipo de material utilizado na sua construção.

As entradas projetantes, constituídas por tubos de metal corrugado, apresentam limitações que incluem baixa eficiência, danos que podem ser provocados pela manutenção do canal e dificuldades encontradas pelo pessoal de manutenção para operar nas proximidades. A eficiência hidráulica dos tubos de concreto com a bolsa como entrada é boa e, por esta razão, a única restrição quanto a este tipo de entrada diz respeito à necessidade de manutenção do canal e do aterro nas vizinhanças da entrada. Quando for necessária a manutenção do aterro, não é recomendável o uso de qualquer tipo de entrada projetante.

7.2 ENTRADAS COM MUROS DE TESTA

Os muros de testa, conforme visualizado na Figura 7.2, podem ser usados por várias razões, como aumento da eficiência da entrada e da estabilidade do aterro, além de proteger o mesmo contra a erosão. A eficiência da entrada varia em função do tipo de material utilizado na execução do conduto. A Figura 7.2. ilustra um tipo de muro de testa, provido de muros de ala.

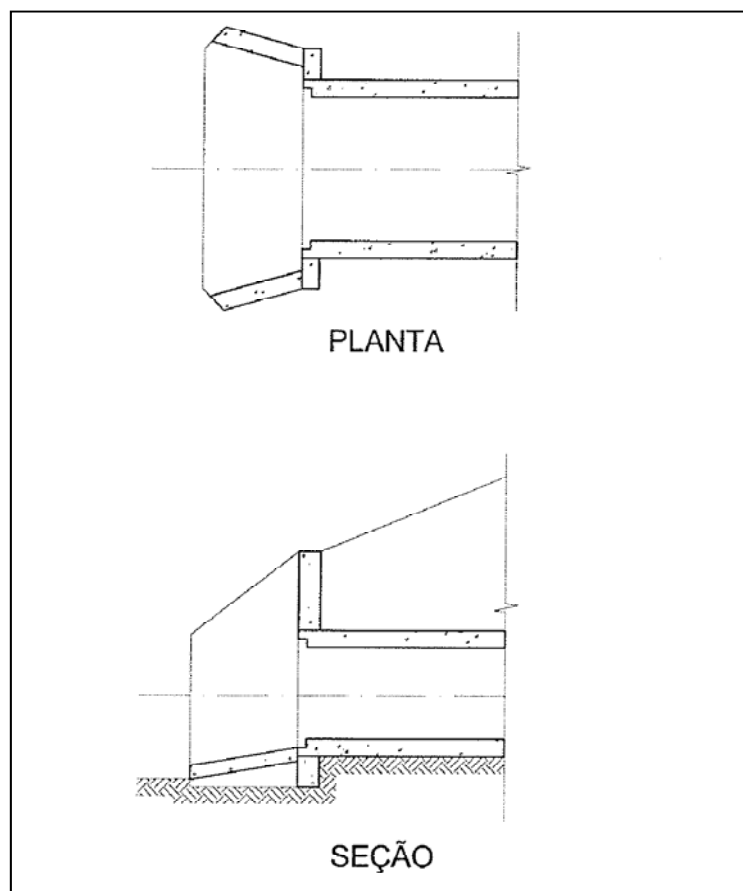


Figura 7.2 - Entrada com muro de testa e muros de ala.

7.2.1 Tubo de Metal Corrugado

Este tipo de tubo, provido de muro de testa, constitui essencialmente uma entrada com aresta em canto vivo, com coeficiente de entrada em torno de 0,40. As perdas na entrada podem ser reduzidas pelo arredondamento dos bordos da entrada. O coeficiente de entrada pode ser reduzido para 0,15, caso o raio do arredondamento seja de 0,15 vez o diâmetro do bueiro, e para 0,10 para o raio igual 0,25 vez o diâmetro do bueiro.

7.2.2 Tubo de Concreto

Para tubo de concreto do tipo macho e fêmea ou com extremidade em bolsa, a utilização de muro de testa permite um pequeno aumento na eficiência hidráulica. A principal razão para o uso do muro de testa está na proteção do aterro e na facilidade de manutenção. O coeficiente de entrada é da ordem de 0,20 para tubos terminando em bolsa ou ranhurados, e de 0,40 para tubos seccionados (borda em ângulo reto).

7.2.3 Muros de Ala

São utilizados quando os taludes laterais do canal adjacente à entrada são instáveis e quando o bueiro é oblíquo ao escoamento normal no canal. O uso de muros de ala produz um pequeno aumento na eficiência hidráulica, independentemente do tipo de material usado na confecção do bueiro. Portanto, o uso de muros de ala é justificável, por outras razões que não o aumento da eficiência hidráulica, como por exemplo a proteção do aterro contra erosões. A Figura 7.3 ilustra vários casos, onde estes elementos são utilizados. Para muros de ala paralelos, a distância mínima entre eles deve ser de 1,25 vez o diâmetro/largura do bueiro.

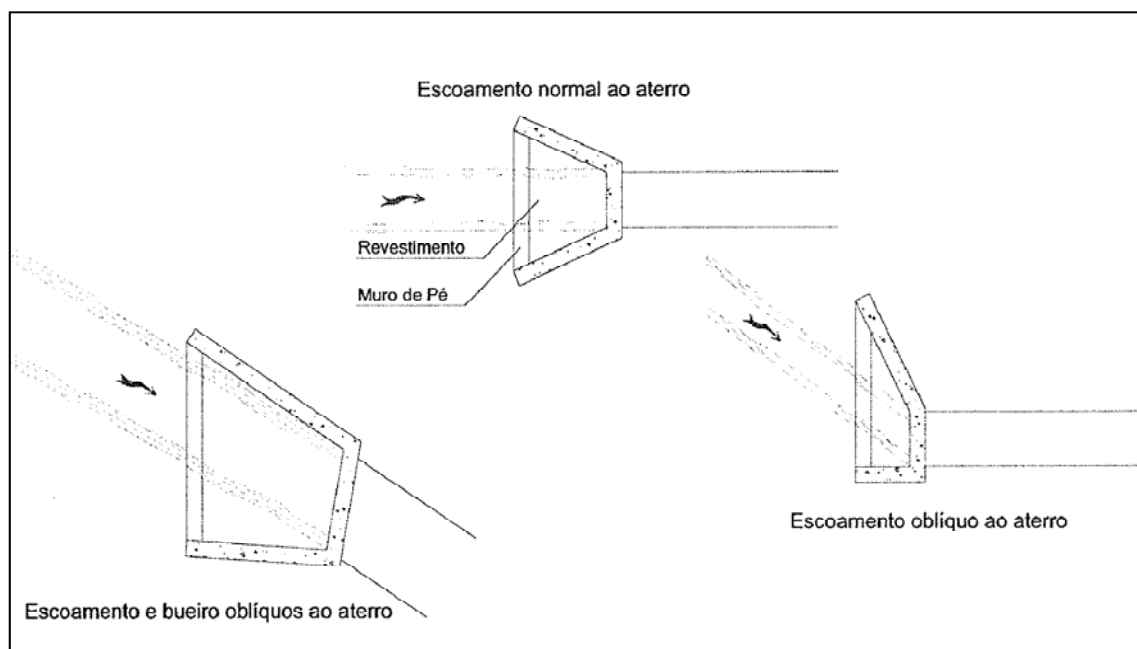


Figura 7.3 - Configurações típicas de muro de testa e de muro de ala.

7.2.4 Revestimento

Se houver a possibilidade de ocorrência de níveis d'água elevados a montante da entrada, ou se a velocidade de aproximação no canal puder provocar erosão, deve ser providenciado o revestimento do canal junto ao pé do muro de testa. Este revestimento deve ter uma extensão mínima correspondente a um diâmetro do conduto, a montante da entrada, e seu topo não deve estar saliente em relação ao fundo do canal.

Bueiros providos de muros de ala devem ser projetados com revestimento de concreto entre os referidos muros. Este revestimento deve ser reforçado, a fim de se evitar rupturas. Como está ilustrado na Figura 7.3, a configuração dos muros de ala varia em função da direção do escoamento e pode também variar de acordo com as condições topográficas do local.

Quando as altas velocidades de aproximação aliadas a condições especiais de solos, como no caso de solos aluvionares, provocarem erosões intensas, é frequentemente desejável um muro posicionado na base do talude, além da construção do revestimento.

8. PROJETO DE BUEIROS

As informações e publicações necessárias para o projeto de bueiros, de acordo com a metodologia apresentada nesta diretriz, podem ser encontradas nos trabalhos "Hydraulic Charts for Selection of Highway Culverts", Hydraulic Engineering Circular nº 5, December 5, 1965 e "Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts", Hydraulic Engineering Circular nº 10, march, 1965. Estes dois trabalhos são publicações do "U.S. Bureau of Public Roads (B.P.R.)".

O dimensionamento dos bueiros pode ser realizado através de planilhas ou softwares de cálculos. Como recomendação sugere-se os seguintes softwares de cálculo HEC - RAS – Hydrologic Engineering Center - River Analysis System, HidroWin – UFMG e HY – 8 – Culvert Hydraulics Analysis Program.

8.1 INFORMAÇÕES NECESSÁRIAS DE PROJETO

Várias informações necessárias para projeto de bueiros são obtidas em outras diretrizes, oportunamente indicadas. Os elementos seguintes devem ser determinados, antes que o bueiro possa ser projetado:

- ✓ Cota do nível d'água a montante
- ✓ Cota do nível d'água a jusante
- ✓ Vazão de projeto
- ✓ Cotas do fundo do bueiro

8.2 PROCEDIMENTO GERAL PARA O PROJETO DE BUEIROS

Considerando-se os problemas resultantes da topografia e outros que deverão ser levados em consideração, o projeto completo de um bueiro oferece maiores dificuldades que o simples processo para seu dimensionamento. As informações que serão fornecidas servirão apenas como orientação para o projeto, uma vez que os problemas encontrados são muito variados e numerosos para serem generalizados. Entretanto, o procedimento apresentado deverá ser seguido para que nenhum problema especial seja relegado. Diversas combinações de tipos de entrada, cotas de fundo e seções transversais deverão ser pesquisados, até que seja obtido o projeto mais econômico, tendo em vista as condições impostas pela topografia e pela solução técnica adotada.

8.2.1 Cotas do Fundo do Bueiro

Após a determinação da carga hidráulica admissível a montante, da altura d'água a jusante e do comprimento aproximado, as cotas do bueiro deverão ser fixadas. Havendo ou não afogamento da entrada do bueiro, não é desejável a erosão das paredes do canal quer para a condição de escoamento da vazão de projeto, quer para vazões menores. Para reduzir as possibilidades de erosão no canal a montante, deve-se, numa primeira tentativa, fixar a declividade do bueiro como sendo idêntica à do canal. Para canais naturais, as condições de escoamento a montante do bueiro devem ser investigadas, para que seja verificada a ocorrência de erosão. Os bueiros devem ser implantados, considerando-se o critério apresentado no item 9.1 (canais naturais).

8.2.2 Dimensões do Bueiro

Após a determinação da declividade do bueiro e usando-se as planilhas/software de cálculo, gráficos de capacidade ou nomogramas, deve-se determinar as dimensões do bueiro que satisfaça a imposição de carga admissível a montante. Nas obras de drenagem no Município de Joinville o diâmetro mínimo a ser utilizado em bueiros é de 0,60 m. Tendo em vista que a rugosidade das paredes influi nas dimensões do bueiro, devem ser considerados no projeto os coeficientes de rugosidade (Manning) de 0,016.

8.2.3 Limitação da Carga Hidráulica a Montante

Se a carga hidráulica for insuficiente para proporcionar a descarga exigida, será necessário considerar uma das seguintes soluções: aumentar as dimensões do bueiro, rebaixar o fundo da entrada, adotar uma seção transversal irregular, utilizar tubos múltiplos ou bueiros celulares, ou ainda, qualquer combinação das soluções apresentadas. Se o fundo da entrada for rebaixado, deve-se considerar um possível solapamento, e verificar a necessidade de adotar medidas contra essa erosão, tais como enrocamentos, estruturas verticais de concreto, gabiões, muros de testa com soleiras e muretas de pé.

8.2.4 Saída do Bueiro

Deverá ser verificada a possibilidade de erosão provocada por velocidades elevadas na saída do bueiro. Se esta possibilidade for verificada, será necessário incluir no custo do bueiro a construção de uma seção terminal alargada, de uma estrutura de dissipação de energia, ou então, de proteção do canal com enrocamento.

8.2.5 Declividade Mínima

Para evitar uma possível sedimentação que iria provocar entupimento do bueiro, sua declividade deverá ser suficiente para que seja mantida uma velocidade que proporcione sua autolimpeza, a velocidade mínima de dimensionamento é de 0,8 m/s. A declividade deverá ser verificada para cada projeto, e caso a velocidade mínima não seja atingida, poderá ser adotada uma das seguintes soluções: aumento da declividade do tubo, aumento do diâmetro do tubo, utilização de tubo com menor rugosidade, ou então, uma combinação dessas soluções.

9. CONSIDERAÇÕES ESPECIAIS SOBRE BUEIROS

9.1 EROSÃO E SEDIMENTAÇÃO

Os fenômenos de erosão e sedimentação são de difícil análise, não sendo suscetíveis de sistematização através de tabelas ou fórmulas. Nos casos em que houver dúvida quanto à possibilidade de ocorrência de erosão ou sedimentação, deve ser proporcionada suficiente proteção compatível com a importância da estrutura e das propriedades vizinhas.

9.1.1 Canais artificiais

A declividade e a geometria de um canal artificial devem ser fixadas de maneira que os processos de erosão ou sedimentação que eventualmente ocorram sejam significativamente inferiores aos que seriam observados, admitindo-se a situação de canal natural. Para impedir erosão e deposição, as cotas do fundo do bueiro devem ser fixadas após uma análise detalhada da linha de energia.

9.1.2 Canais Naturais

Os canais naturais representam um sério desafio para o bom desempenho de um bueiro. Quando a declividade do canal a montante se reduz, existe grande possibilidade de ocorrer sedimentação. No caso de ocorrer suficiente cobertura do aterro, o bueiro pode ser elevado de cerca da metade do seu diâmetro sobre o greide do canal, desde que o consequente aumento do nível d'água a montante seja aceitável. Não sendo possível esta elevação, deve-se selecionar um bueiro de maior diâmetro. Por outro lado, quando houver um aumento da declividade nas proximidades do bueiro, deve ser providenciada proteção contra a erosão que aí possa ocorrer.

A implantação de um bueiro em um canal natural deve ser precedida de uma inspeção local, para que fique estabelecido se as condições naturais do canal são de deposição, erosão ou de estabilidade.

9.2 CANAIS OBLÍQUOS AOS BUEIROS

Um bueiro, sempre que possível, deve ter o mesmo alinhamento do canal. Frequentemente, essa situação não ocorre, sendo necessário o uso de muros de ala e de testa, além de revestimento de fundo com configurações semelhantes às da Figura 7.3. Estes dispositivos têm o objetivo de proteger o canal contra a erosão, além de tornar a entrada mais eficiente.

10. ENTRADAS DE BUEIROS CELULARES DE CONCRETO

Os projetos de entradas de galerias de concreto devem, quanto aos aspectos hidráulicos, dispensar tantos cuidados quantos para o caso de bueiros circulares. Quanto mais elevado for o aterro e mais longo o conduto, tanto mais importante deve ser o projeto da entrada, tendo em vista reduzir os custos de implantação. Nos casos de aterros elevados, sob o ponto de vista estrutural, um bueiro de seção transversal reduzida representa sensível economia de investimento. Para condutos longos, a importância do custo do metro linear se torna ainda mais significativa.

O projetista, ao analisar as possibilidades de redução das dimensões do conduto, deve ter em conta os seguintes aspectos:

- ✓ Custo de entradas especiais;
- ✓ Pressões internas admissíveis no conduto;
- ✓ Sedimentação a montante;
- ✓ Velocidade na saída e erosão a jusante;
- ✓ Deposição de detritos na entrada;
- ✓ Carga hidráulica admissível a montante.

10.1 ENTRADAS COMUNS DE BUEIROS CELULARES

Em geral, os bueiros são relativamente curtos, e o custo relativo de uma entrada é alto se comparado com o mesmo custo para o caso de um bueiro longo. Assim sendo, a entrada de um bueiro deve ser dimensionada de forma a oferecer proteção suficiente, a um custo relativamente baixo. Esta solução pode ser obtida através de muros de ala similares aos apresentados no item 7.

Tendo-se em vista suas dimensões, as entradas de bueiros devem ser projetadas como muros de arrimo, e caso seja necessário, o uso de lajes de fundo a montante para impedir erosão do canal, estas devem resistir à subpressão.

10.2 ENTRADAS ESPECIAIS PARA BUEIROS CELULARES

Entradas para bueiros não podem ser caracterizadas de forma geral, sendo impossível apresentar coeficientes, curvas ou tabelas para o projeto das mesmas. Uma entrada especial, frequentemente é escolhida, tendo em vista, uma função específica, como a redução das perdas de carga na entrada a valores bem abaixo dos obtidos com entradas comuns, ou proporcionar a conversão de energia potencial (nível d'água elevado, a montante) em energia cinética (velocidade). Entradas especiais são também utilizadas para limitar a descarga no conduto, provocando armazenamento a montante e reduzindo a descarga de pico.

11. ENTRADAS DE CONDUTOS LONGOS

Os condutos longos apresentam custos elevados e exigem um trabalho detalhado de engenharia, planejamento e projeto. Nestes casos, as entradas são extremamente importantes para o perfeito funcionamento do conduto e devem receber especial atenção no seu projeto.

11.1 ENTRADAS ESPECIAIS

A maior parte dos condutos longos requer considerações especiais quanto à estrutura de entrada, para satisfazer as características hidráulicas particulares do conduto. Geralmente, testes em modelos hidráulicos resultarão na construção de uma entrada mais eficiente e menos dispendiosa.

12. CONSIDERAÇÕES GERAIS

12.1 ENTRADAS DE CANAIS ABERTOS

As entradas de canais abertos frequentemente exigem planejamento e projeto tão cuidadosos quanto o dispensado aos bueiros e condutos longos, para que seja alcançado o necessário desempenho hidráulico.

O projetista deve analisar as características do gradiente de energia para que sejam asseguradas condições para uma equilibrada distribuição de energia, além de um controle de velocidade e perda de energia que, juntamente com outros fatores, controlam as características do escoamento a jusante. As confluências de canais, em particular, devem ter cuidadoso projeto hidráulico para eliminar problemas de erosão, reduzir a ocorrência de ondas e minimizar os efeitos de remanso.

12.2 TRANSIÇÕES

As transições de condutos fechados para canais abertos, ou de regimes subcríticos para supercríticos, devem ser projetadas com base nos conceitos de conservação de energia e de hidráulica de canais abertos. Normalmente, o projetista deverá ter como objetivo evitar excessiva perda de energia, ondas transversais e turbulência. São necessários, também, cuidados especiais com vista a evitar erosão e extravasamento do canal.

As transições em regime supercrítico devem receber maior atenção que a dedicada normalmente às transições em regime subcrítico. Em geral, se o escoamento for tranquilo, pode-se utilizar uma transição ao longo da qual os eixos dos condutos se mantenham alinhados, com suas paredes formando um ângulo de cerca de $12,5^\circ$. Devem ser tomados cuidados contra a formação de ressalto hidráulico e de velocidades que possam proporcionar o surgimento de altura crítica. Escoamentos com números de Froude entre 0,9 e 1,1 devem ser evitados.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

***ID-12 - CANAIS DE MACRODRENAGEM –
DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO***

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi
951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-12
Rev. 1
Janeiro / 2011

ID-12 - Canais de Macrodrenagem – Dimensionamento Hidráulico

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO.....	2
2. INTRODUÇÃO	2
3. ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS.....	2
3.1 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS.....	3
4. EQUAÇÃO DA ENERGIA.....	4
5. EQUAÇÕES DO REGIME UNIFORME.....	6
6. CÁLCULO DE LINHA D'ÁGUA EM REGIME PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO.....	7
6.1 MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A PROFUNDIDADE ("DIRECT STEP METHOD").....	8
6.2 MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A POSIÇÃO DA SEÇÃO ("STANDARD STEP METHOD").....	9
6.3 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES	9
7. PERDA DE ENERGIA	9
7.1 PERDAS DE ENERGIA POR ATRITO	9
7.2 PERDA DE ENERGIA POR VARIAÇÃO DA SEÇÃO NO CANAL.....	10
7.3 PERDA DE ENERGIA EM DISPOSITIVOS DE DRENAGEM	11
8. MODELOS.....	12

1. OBJETIVO

Esta diretriz tem por objetivo apresentar as equações ou métodos de cálculo que podem ser utilizados, considerando-se estes como critérios mínimos de dimensionamento hidráulico, para canais, galerias e pontes.

2. INTRODUÇÃO

Inicialmente, são feitas algumas considerações sobre princípios básicos da hidráulica de canais e das equações do escoamento em regime uniforme. Este nível de equacionamento serve como um critério de pré-dimensionamento na fase de estudo de concepção geral de projeto, análises econômicas e outras definições gerais, que não implicam ainda num maior nível de qualidade de informações.

Para um maior detalhamento de projeto, é necessário considerar a variação da linha d'água ao longo do canal, principalmente quando se quer fazer uma avaliação mais realista das perdas de carga em singularidades ou eventuais limitações externas, como passagens sob pontes, entre outras. São apresentados dois métodos de cálculo, de uso consagrado, para a determinação do escoamento em regime gradualmente variável no espaço. No primeiro, a variável independente é a profundidade de escoamento e, no segundo, a variável é o espaçamento entre seções de cálculo.

O dimensionamento hidráulico feito pelo pico de vazão de uma onda de enchente, considerando-se o evento como sendo permanente, resulta um critério conservativo. Há situações de maior complexidade que exigem um estudo mais realista e, portanto, a simulação do regime não permanente.

3. ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS

O escoamento em canal é, por definição, aquele que se dá à superfície livre, ou seja, com uma fronteira exposta à atmosfera. Tradicionalmente, classificam-se os escoamentos em canais como permanentes (nos quais as variações no tempo das variáveis de escoamento são desprezíveis), e não permanentes. Dependendo da relação entre magnitude das forças de inércia e gravitacionais, os escoamentos são também divididos em subcríticos, críticos e supercríticos. O parâmetro utilizado para isto é o número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \dots\dots\dots (3.1)$$

onde:

V = velocidade característica do escoamento;

y = profundidade hidráulica, definida como sendo a área da seção de escoamento dividida pela largura superficial;

Se $F = 1$ atinge o estado crítico; as forças de inércia e gravitacionais estão em equilíbrio.

Se $F < 1$ o escoamento é subcrítico, predominando as forças gravitacionais (escoamento fluvial).

Se $F > 1$ o escoamento está em estado supercrítico, e as forças de inércia são predominantes (escoamento torrencial).

O denominador da Equação 3.1 é a velocidade de propagação das ondas superficiais em águas rasas, e daí conclui-se que:

- a) Quando o escoamento é subcrítico, a velocidade " V " é menor que a velocidade de propagação das ondas superficiais. Logo, perturbações se propagam tanto para montante como para jusante, e diz-se que fenômenos a jusante podem afetar o escoamento a montante no canal;
- b) Quando o escoamento é supercrítico, a velocidade " V " é maior que a velocidade de propagação das ondas superficiais. Logo, as perturbações que ocorrem a jusante não podem afetar o escoamento a montante nos canais.

3.1 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

Em função da seção transversal de escoamento, os canais são denominados artificiais ou regulares, quando a forma geométrica da seção obedece a uma lei conhecida, e naturais quando a forma geométrica desenvolveu-se através de processos naturais. As propriedades do escoamento nos canais relacionadas com a seção transversal são denominadas parâmetros hidrogeométricos:

- a) Profundidade y

Distância vertical entre o fundo da seção e o nível d'água. Também é usual a referência à profundidade " d " na seção, que é a medida entre o fundo da seção e o nível d'água perpendicular ao fundo da seção. A relação entre d e y é dada por $y = d/\cos\theta$, onde θ é o ângulo entre o fundo e a horizontal.

- b) Cota do nível d'água h

Elevação do nível d'água em relação a uma referência. Em geral, $h = (y + z)$, onde z é a elevação do fundo da seção.

- c) Largura superficial B

Largura da seção medida na superfície livre.

- d) Área molhada A

Área da seção transversal do escoamento.

e) Perímetro molhado P

Comprimento linear da interface fluído-contorno.

f) Raio hidráulico R_h

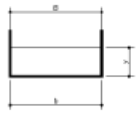
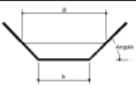
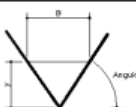
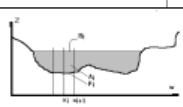
Relação entre área e perímetro molhados.

O Quadro 3.1 indica as principais expressões para a determinação destes parâmetros em seções típicas de canais de drenagem. A distribuição de velocidade na seção transversal de um canal depende, entre outros fatores, da forma da seção, rugosidade das paredes e presença de bermas. Como resultado destas distribuições, a energia cinética do escoamento $V^2 / 2g$ e sua quantidade de movimento QV / g , sendo g a aceleração da gravidade, são na realidade maiores do que aquelas determinadas considerando-se apenas a velocidade média V .

Para avaliação correta da energia cinética e quantidade de movimento, são introduzidos os coeficientes de Coriolis α e β , de ajuste da média.

Usualmente, no dimensionamento de canais e galerias de águas pluviais não é necessário considerar os coeficientes α e β . No entanto, cabe ao projetista avaliar quando utilizar estes coeficientes.

QUADRO 3.1 – ELEMENTOS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

Seção Tipo	Área A	Perímetro P	Raio Hidráulico R_h	Largura Superficial B	Profundida de Crítica y_c	Coeficiente de Coriolis α	Coeficiente de Boussines β
	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	$\left(\frac{\psi}{b^2}\right)^{\frac{1}{3}}$		
	$b + my$	$b + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{b + my}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2my$	$0.81\left(\frac{\psi}{m^2 b^2}\right)^{\frac{1}{3}} - \frac{0.5}{30m}$		
	my^2	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2my$	$\left(\frac{\psi}{m^2}\right)^{0.20}$		
	$\sum_1^{n-1} A_i$	$\sum_1^{n-1} p_i$	$\left(\frac{A_i R_h^{2/3}}{A}\right)^{3/2}$	$\sum_1^{n-1} B_i$	$\frac{\sum_1^{n-1} A(C\sqrt{R_h S_f})^3}{A(C\sqrt{R_h S_f})^3}$	$\frac{\sum_1^{n-1} A(C\sqrt{R_h S_f})^3}{A(C\sqrt{R_h S_f})^3}$	$\frac{\sum_1^{n-1} A(C\sqrt{R_h S_f})^3}{A(C\sqrt{R_h S_f})^3}$

$$m = [\tan(\text{ângulo})]^{-1}$$

$$\theta = \text{ângulo em radianos}$$

$$\psi = Q^2 / g$$

4. EQUAÇÃO DA ENERGIA

O princípio básico que rege o escoamento em canais é o da conservação da energia total, expresso pela Lei de Bernoulli.

Originada da análise do movimento da partícula elementar e integrada ao longo da seção, onde a distribuição de pressões é admitida hidrostática e a velocidade em termos médios, pode ser expressa da seguinte forma:

$$H = \frac{V^2}{2.g} + \frac{d}{\cos \theta} + z \dots\dots\dots (4.1)$$

onde:

H = energia total por unidade de peso do fluido, admitindo como sendo unitário o coeficiente de Coriolis.

Sendo θ suficientemente pequeno, o termo $d / \cos(\theta)$ é substituído por y , ou seja, a própria profundidade na seção. Nas aplicações práticas, onde a seção e a descarga são definidas, a Equação 4.1 pode ser reduzida para representar apenas a energia específica:

$$E = \frac{V^2}{2.g} + y \dots\dots\dots (4.2)$$

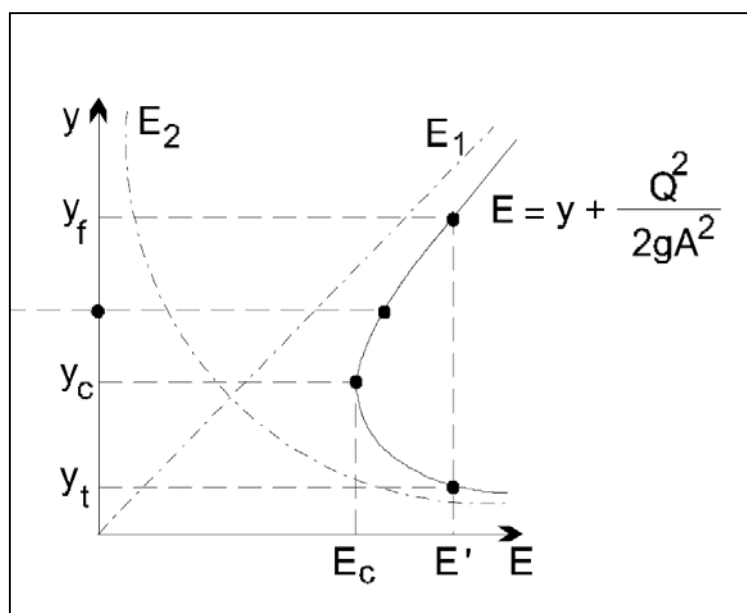


Figura 4.1 - Curva de energia específica.

A representação gráfica da equação anterior, vista na Figura 4.1, mostra a existência de uma energia específica mínima no escoamento, relacionada a uma profundidade limite denominada crítica.

$$\frac{dH}{dy} = \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2.g} \right) + 1 = 1 - \frac{Q^2}{2.g.A^3} \cdot \frac{dA}{dy} = 0 \dots\dots\dots (4.3)$$

A raiz dessa expressão (Equação 4.3) representa esta profundidade crítica, podendo ser obtida em função da geometria da seção transversal através da Equação (4.4).

$$\frac{Q^2 \cdot B}{2 \cdot g \cdot A^3} = 1 \dots\dots\dots (4.4)$$

No Quadro 3.1, são apresentadas algumas expressões práticas para determinação da profundidade crítica em canais regulares.

5. EQUAÇÕES DO REGIME UNIFORME

Embora as condições de escoamento em regime uniforme somente ocorram em situações especiais, é possível fazer uso desta condição para um pré-dimensionamento tanto de canalizações como de galerias.

O regime uniforme ocorre quando, num canal prismático de declividade e rugosidade constantes em sua extensão, a força gravitacional que gera o movimento se iguala às forças de resistência. Como consequência, todas as características hidráulicas, tais como o raio hidráulico e a velocidade média, entre outras, permanecem inalteradas ao longo do canal.

Das inúmeras equações disponíveis para descrever o escoamento em regime uniforme, citam-se as mais conhecidas em nosso meio que são a de Manning, de Chézy, de Darcy-Weissbach e a desenvolvida a partir da distribuição logarítmica de velocidade. Todas estas equações são válidas para o caso de escoamentos em regime turbulento rugoso, situação característica dos projetos de drenagem pluvial, podendo ser expressas de maneira unificada segundo a seguinte equação:

$$\frac{V}{V_*} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \cdot \log \left(11 \cdot \frac{R_h}{K_s} \right) \dots\dots\dots (5.1)$$

Onde:

- n = coeficiente de Manning;
- C = coeficiente de Chézy;
- f = fator de atrito de Darcy-Weissbach;
- K_s = rugosidade absoluta da parede;
- V_* = velocidade de atrito $[V_* = (g R_h j)^{0,5}]$;
- R_h = raio hidráulico;
- j = declividade da linha de energia (no caso igual ao leito);

g = aceleração da gravidade;

V = velocidade média na seção.

Qualquer membro desta equação representa um fator de resistência ao escoamento na forma adimensional.

6. CÁLCULO DE LINHA D'ÁGUA EM REGIME PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO

Nos escoamentos em canais, é comum que as profundidades não estejam numa situação de equilíbrio de forças (regime uniforme) e sim condicionadas a níveis impostos por estruturas hidráulicas ou qualquer tipo de singularidade. As possíveis curvas de remanso que podem ocorrer são, portanto, transições entre estes níveis e a situação de equilíbrio em regime uniforme. Este último poderá vir a ocorrer ou não, dependendo da extensão do canal e da diferença da profundidade vigente em relação à normal (em regime uniforme).

O princípio que permite a determinação da linha d'água é o da conservação da energia, podendo variar, de um método de cálculo para outro, apenas a forma da resolução numérica. Aqui, apresentam-se duas variantes de um método numérico consagrado que permite calcular passo a passo ou a distância em que ocorrerá um determinado nível, ou o nível da superfície livre para uma dada seção. Estas formas de cálculo são conhecidas como sendo respectivamente o “Direct Step Method” e o “Standard Step Method”.

A equação que descreve a conservação da energia entre duas seções (ver Figura 6.1) é a seguinte:

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2.g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2.g} + h_f \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

onde:

z = cota do leito na seção de cálculo;

V = velocidade média na seção de cálculo;

y = profundidade na seção de cálculo;

g = aceleração da gravidade;

h_f = perda de carga entre duas seções de cálculo consecutivas.

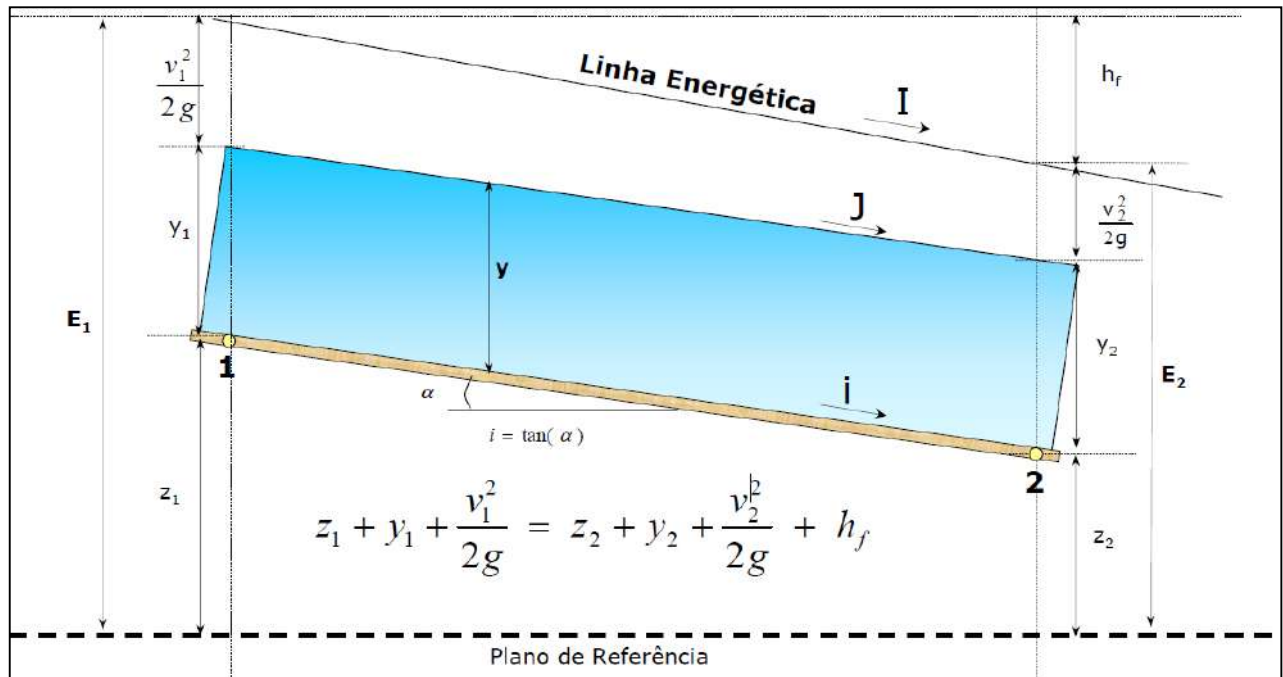


Figura 6.1 - Esquema da variação da linha de energia para escoamentos com superfície livre.

6.1 MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A PROFUNDIDADE (“DIRECT STEP METHOD”)

Quando se adota como variável a profundidade de escoamento, o posicionamento correspondente à seção que apresente uma dada profundidade é determinado diretamente a partir da equação da conservação de energia, reescrita na seguinte forma:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i - j} \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

onde:

$$E_i = y_i + \frac{V_i^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

$$i = \frac{z_2 - z_1}{\Delta x} \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

$$j = \frac{j_2 + j_1}{2} \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

$$j_i = \left(\frac{V.n}{R_h^{2/3}} \right)_i \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

6.2 MÉTODO EM QUE A VARIÁVEL É A POSIÇÃO DA SEÇÃO (“STANDARD STEP METHOD”)

Este método utiliza as mesmas equações anteriores, somente que, como a incógnita agora é o nível da linha d'água na seção de cálculo, e este valor está implícito nos valores da energia específica e da declividade da linha de energia, o processo de cálculo passa a ser iterativo.

6.3 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES

Para efetuar os cálculos de linha d'água por qualquer um dos métodos expostos, não é uma condição necessária, mas é muito conveniente, fazer uma análise do tipo de curva de remanso que se deve esperar e poder verificar se o andamento dos cálculos vai na direção esperada. Também nesta análise pode-se ter certeza se o ponto de partida de cálculo está correto.

No caso do escoamento ser fluvial, os níveis são determinados por uma condição de jusante, e no caso do escoamento torrencial, são determinados por uma condição de montante. Por esta razão, estas metodologias apresentam um certo grau de dificuldade no cálculo de linha d'água em canalizações de drenagem urbana, uma vez que são comuns mudanças de regime locais. A ocorrência destas mudanças de regime e as suas resoluções devem ser analisadas e resolvidas com base na experiência do projetista.

Outro fator, a ser considerado, é o das perdas de carga por singularidades existentes no canal, as quais deverão ser calculadas e computadas conforme indicado no item 7 e adicionadas ao processo de cálculo de remanso, com ambos os processos descritos.

7. PERDA DE ENERGIA

7.1 PERDAS DE ENERGIA POR ATRITO

As perdas de energia decorrentes do atrito do escoamento podem ser calculadas utilizando a equação de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

- R_h - raio hidráulico (m);
 n - coeficiente de rugosidade de Manning;
 V - velocidade média (m/s);
 i - declividade do trecho (m/m);

No Quadro 7.1 estão apresentados os valores recomendados por PORTO (2003) para vários tipos de superfície e os valores adotados pelo Consórcio para a simulação hidráulica na elaboração do PDDU.

Nos trechos em canal aberto, com presença de várzea ou leito maior junto às margens o escoamento pode ser subdividido em porções para os quais devem ser definidos os respectivos

coeficientes de rugosidade, como por exemplo, canal principal, margem direita e margem esquerda.

Para obter a capacidade total de escoamento do canal é utilizada a metodologia de soma das debitâncias dos canais parciais, dada pelas equações:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3}$$

$$Q = \sum K_i \cdot S_f^{1/2}$$

K_i - debitância do canal i

QUADRO 7.1 - COEFICIENTES DE MANNING

<i>Material / Revestimento</i>	<i>Coefficiente de Manning</i>		
	<i>Menor</i>	<i>Maior</i>	<i>Adotado</i>
Galerias Pré-moldada	0,012	0,018	0,016
Tubos de Concreto	0,012	0,016	0,016
Canais em Pedra sem Revestimento	0,017	0,030	0,020
Canais em Terra	0,017	0,030	0,030
Canais com Vegetação nos Taludes	0,030	0,040	0,035
Canais em Gabião-Manta*	0,022*	0,027*	0,026*

Fonte: (PORTO, 2003).

* Fonte: (Canholi, 2005).

7.2 PERDA DE ENERGIA POR VARIAÇÃO DA SEÇÃO NO CANAL

Para calcular a perda de energia em canais abertos, decorrentes da variação da velocidade de escoamento entre duas seções, recomenda-se a adoção da formulação apresentada pelo USACE no Reference Manual do HEC-RAS (2008) que considera esta perda proporcional à variação da energia cinética entre as duas seções:

$$h = C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

h - perda de carga localizada (m);

C - Coeficiente de perda por contração ou expansão;

V - velocidade média na seção de cálculo (m/s);

a - coeficiente de energia cinética;

g - aceleração da gravidade (m²/s);

Recomenda-se a utilização dos coeficientes apresentados na mesma publicação:

- ✓ coeficiente de perdas por contração do escoamento 0,10
- ✓ coeficiente de perdas por expansão do escoamento 0,30

7.3 PERDA DE ENERGIA EM DISPOSITIVOS DE DRENAGEM

Para o cálculo do escoamento em dispositivos de drenagem recomenda-se considerar as condições de escoamento em cada situação. Foi adotada a formulação e coeficientes recomendada pelo USACE no Reference Manual do HEC-RAS (2008).

Para o cálculo foram adotadas as seguintes metodologias:

- ✓ Escoamento em canais

Nos casos de pontes e galerias, em que a seção no dispositivo de drenagem apresenta pequena variação com relação à seção dos canais afluente e defluente e o escoamento não sofre interferência do teto do dispositivo, o cálculo deve ser realizado como canal, obtendo as perdas por atrito pela equação de Manning e as perdas localizadas conforme indicado anteriormente.

Os pilares das pontes devem ser considerados nos estudos, pois representam obstruções ao escoamento.

- ✓ Escoamento em Bueiros e Galerias

Nos casos de bueiros e galerias inseridos em um canal de drenagem, deve ser consultadas, além da bibliografia específica as ID-10 e ID-11 deste manual.

- ✧ perda de carga na entrada (m);
- ✧ velocidade média do escoamento na entrada do dispositivo (m/s);
- ✧ coeficiente de energia cinética na saída do dispositivo;
- ✧ coeficiente de energia cinética na seção a jusante do dispositivo;
- ✧ Escoamento em Orifícios

Nos casos em que o dispositivo de drenagem tem seção transversal com dimensões da mesma ordem de grandeza ou inferiores à sua extensão (por exemplo nas pontes), para o escoamento em pressão deve ser considerado o equacionamento de escoamento em orifício como:

$$Q = C_o A \sqrt{2gH}$$

Q – vazão (m³/s);

C_o – coeficiente de descarga do orifício;

- A – área do orifício (m^2);
- H – carga hidráulica (m);
- g – aceleração da gravidade (m/s^2);

Para o coeficiente de descarga do orifício deve ser adotado o valor de 0,80.

8. MODELOS

Para o estudo do escoamento permanente e não permanente, recomenda-se recorrer à modelagem matemática (modelo hidrodinâmico), cujos cálculos podem ser realizados de maneira analítica ou processados com os recursos de informática disponíveis.

Como recomendação para a simulação de modelos hidrodinâmicos pode-se citar o software HEC -RAS – Hydrologic Engineering Center - River Analysis System.

A modelagem física por modelos reduzidos deve ser adotada para os casos mais complexos, a critério da Projetista e/ou da Fiscalização da PMJ.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-13 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi
951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-13
Rev. 1
Janeiro / 2011

ID-13 - Referências Bibliográficas

- ABRH. “Drenagem Urbana”, Vol. 5, Coleção ABRH, São Paulo, 1995 – autorização de reprodução desta fonte bibliográfica apostada em ofício da Secretaria de Vias Públicas nº. 0029/98/PROJ. de 23/09/98.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Coletânea de normas técnicas.
- BACK, A. J. (2002). *Chuvas intensas e chuvas de projeto de drenagem superficial no estado de Santa Catarina; Epagri*, 65p. . Florianópolis.
- CAMPANA, N., & TUCCI, C. (1994). *Estimativa de áreas impermeáveis de macrobacias urbanas brasileiras. RBE Revista Brasileira de Recursos Hídricos V3 N1*.
- CETESB. “Drenagem Urbana: Manual de Projeto”, 3ª ed., São Paulo, 1986 – autorização 0909/98/P de 26/11/98 da CETESB, encaminhado à SVP/PMSP.
- CETESB/DAEE. “Manual de drenagem Urbana”, 2ª ed., São Paulo, 1980.
- CHOW, V.T. “Hydrologic design of culverts”. American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulics Division, New York 88, March 1962.
- CHOW, V.T.. “Open Channel Hydraulics”, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, New York, 1959.
- CHOW. (1964). *Applied Hydrology*, McGraw-Hill. EUA.
- CUNNANE, C. (1978). *Unbiased plotting positions – a review. Journal of Hydrology* 37.
- DAEE-SP. “Manual de Cálculo das Vazões Máximas, Médias e Mínimas nas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo”, DAEE, São Paulo, 1994 – autorização de reprodução desta fonte bibliográfica conforme ofício nº. 571/98 de 29/10/98 do DAEE-SP, encaminhado à SVP/PMSP.
- DAEE-SP. “Manual de Cálculo das Vazões Máximas, Médias e Mínimas nas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo”, DAEE, São Paulo, 1994 – autorização de reprodução desta fonte bibliográfica conforme ofício nº. 571/98 de 29/10/98 do DAEE-SP, encaminhado à SVP/PMSP.
- DER-SP, (2001), *Manual de Drenagem Rodoviária*
- DNITT, (2006), *Manual de Drenagem Rodoviária*
- FCTH. “Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo”
- FCTH. (1999). *Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo*. Edição: eletrônica.

- FCTH. *“Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo”*, São Paulo, 1995.
- FRANCO, A. (1988). *Tides - fundamentals, analysis and prediction - 2nd. Ed*, FCTH. S. Paulo, 249p. .
- GRUBBS, F. a. (1972). *Extension of sample size and percentage points for significance tests of outlying observations*. *Technometrics*, 14(4).
- HEC-RAS. (September 2008). *Flood Hydrograph Package, Hydrologic Engineering Center River Analysis System*. US Army Corps of Engineers.
- HIROSHI, 2003. *Hidrologia e Drenagem*. Universidade Estadual de Campinas (CESET)
- HUFF, F. (1977). *Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms; Water Resources Research*.
- KITE, G. W. *Frequency and risk analyses in hydrology*. Colorado: Water Resources, 1977. 244p.
- MAGNI, N., G. & MERO, F.. *“Precipitações intensas no Estado de São Paulo: apresentação prática das relações precipitação x duração x tempo de retorno obtidas para 11 cidades”*. São Paulo, DAEE, 188 p. , 1982.
- Manual, H.-R. H. (March 2008). – *Version 4.0, Flood Hydrograph Package, Hydrologic Engineering Center River Analysis System, US Army Corps of Engineers*.
- MERO, Félix; SALEMI FILHO, Alfredo; MAGNI, Nelson Luiz Goi /e/ PAGNOCCHESCHI , Bruno. *Análise das precipitações intensas na cidade de São Paulo*. COMUNICAÇÃO TÉCNICA. CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA, São Paulo, n.7, 98p. , 1979.
- National Environmental Research, C. (1975). *U.K. Institute of Hydrology Flood Studies Report, Volume II*. Wallingford, U.K.
- NETO, A.C, *Sistema Urbanos de Drenagem*
- NORMANN, J.M. ET AL. (2001), *Hydraulic Design of Highway Culverts*, Second Edition
- OCCHIPINTI, A. e. (1966). *Relação entre as Precipitações Máximas de 1 dia e de 24 horas na cidade de São Paulo*.
- OCHIPINTTI, A. G. & SANTOS, P. M. dos. *“Análise das máximas intensidades de chuva na cidade de São Paulo”*. São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo, 41 p., 1965.
- OCHIPINTTI, A. G. & SANTOS, P. M. dos. *“Relações entre precipitações máximas “de 1 dia” e de “24 horas”na cidade de São Paulo”*. São Paulo, In: Simpósio de Redes Hidrológicas, 1º, Belo Horizonte, 1966.

- PFAFSTETTER, O. (1957). *Chuvas intensas no Brasil*. DNOS.
- PINTO, Nelson Luiz de Souza; HOLTZ, Antonio Carlos Tatit; MARTINS, José Augusto et al. *Hidrologia básica*. 3ª ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1986. 278 p.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *“Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics”*, Chicago, Illinois, 1964.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *“Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics”*, Chicago, Illinois, 1964.
- PORTO, R. (2003). *Hidráulica básica*. 2. ed. EESC-USP. São Carlos.
- PORTO, R.M. (2003). *Hidráulica Básica*. 3ª. Edição. EESC-USP. São Carlos: s.n.
- SEPLAN. (2009). *SEPLAN – Secretaria de Planejamento – PMJ, 2009. Trabalho Técnico de Mapeamento das Áreas Permeáveis na Bacia do Rio Cachoeira, Joinville, SC. Documento interno não publicado*. Joinville, SC.
- Service, S. C. (1975). *National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, Supplement ‘A’ – Hydrology Guide for use in watershed planning*. Washington, D.C.
- SHERMAN, C. (1939). *Actual duration of one-day and two-days rain storms*. *Civil Engineering*, 9:3.
- SILVEIRA, A. L. (2005). *Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Cuencas Urbanas e Rurais*, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 10, Número 1, ISSN 1414-381X.
- SOUZA, P.A., *Eficiência Hidráulica de Bocas de Lobo*
- THOMPSON, P.L e KILGORE, R.T., (2006), *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels / Hydraulic Engineering Curcular Number 14, Third Edition*
- TUCCI, C. (2004). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. 3ª. Edição. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH.
- TUCCI, C. E. M. (2004). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. 3ª Edição. s.l.:Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH.
- U.S. BUREAU OF PUBLIC ROADS CAPACITY CHARTS, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *“Culvert Design Aids: An Application”*. Chicago, Illinois, 1962.
- U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE, BUREAU OF PUBLIC ROADS. *“Hydraulic Charts for Selection of Highway Culverts”*, December 1965.
- U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE. BUREAU OF PUBLIC ROADS. *“Capacity Charts for the Design of Culverts”*, March 1965.

- UBERTI. (2009). *UBERTI, Antonio A. A., 2009. Mapa de Fragilidade Ambiental do Município de Joinville. SEPLAN – PMJ, Boletim Técnico: Mapa pedológico da Bacia do Rio Cachoeira, Joinville, SC. Joinville, SC.*
- UNITED STATES SOIL CONSERVATION SERVICE. “*National Engineering Handbook*”, 1985.
- URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT. “*Urban Storm Drainage Criteria Manual*”. Vol.3 – Best Management Practices. Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Colorado, 1992.
- WILKEN, P. S.. “*Determinação de equação de chuvas para a cidade de São Paulo*”, baseada em 25 anos de observação calculada com dados fornecidos pelo Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo, EPUSP, 97 p., 1971.
- WILKEN, P. S.. “*Engenharia de drenagem superficial*”, CETESB, São Paulo, 447 p., 1978.
- WRIGHT & MACLAUGHLIN, “*Manual de Drenagem Urbana de Denver*”, Denver, 1969.
- WU, I-PAI. “*Design hydrographs for small watersheds in Indiana*” Proc A.S.C.E. J. Hyd. Div. Vol. 89, n°. NY6, pt 1 pp 35-66, November, 1963.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-14 – OBRAS TÍPICAS - DESENHOS

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-14

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-14 – Obras Típicas – Desenhos

ÍNDICE DE DESENHOS

- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1182 – Boca de Lobo Pequena
- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1183 - Boca de Leão
- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1184 - Poço de Visita – Saída Ø0,60 a 1,00m
- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1185 - Poço de Visita – Saída Ø0,60 a 1,00m – Formas e Armações
- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1186 - Boca de Lobo Grande
- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1187 - Poço de Visita – Saída Ø1,00 a 1,50m
- ✓ 951-PMJ-PDC-A1-P1188 - Poço de Visita – Saída Ø1,00 a 1,50m – Armação
- ✓ 951-PMJ-PDC-A3-P1189 – Sarjetas / Sarjetões
- ✓ 951-PMJ-PDC-A3-P1190 – Alinhamento dos Tubos de Drenagem na Via e Ligações Domiciliares
- ✓ 951-PMJ-PDC-A3-P1191 – Caixa de Inspeção

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
 DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

BOCA DE LOBO PEQUENA

ENGECORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APROVADO Alberto Lang Filho Coordenador Técnico CREA 06003735/0	APROVADO Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU CREA 0600183622
PROJETO L.D.L.F. / F.G.		
Nº PMJ 951-PMJ-PDC-A1-P1182	DATA: JAN/2011	ESCALA: INDICADA
		FOLHA: 01/01

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

BOCA DE LEÃO

ENGECORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APPROVADO Alberto Lang Filho Coordenador Técnico CREA 06003735/0	APPROVADO Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU CREA 06001836/22
PROJETO L.D.L.F. / F.G.		
Nº PMJ 951-PMJ-PDC-A1-P1183	DATA: JAN/2011	ESCALA: INDICADA
		FOLHA: 01/01

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
 DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

POÇO DE VISITA - SAÍDA Ø0,60 A 1,00m

ENGECORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APROVADO Alberto Lang Filho Coordenador Técnico CREA 05003735/0	APROVADO Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU CREA 05004836/22
PROJETO L.D.L.F. / F.G.		
Nº PMJ 951-PMJ-PDC-A1-P1184	DATA: JAN/2011	ESCALA: 1:20
		FOLHA: 01/02

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
 DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

POÇO DE VISITA - SAÍDA Ø0,60 A 1,00m - FORMAS E ARMAÇÕES

ENGEACORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APROVADO	Alberto Lang Filho Coordenador Técnico  CREA 05003735/0	APROVADO	Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU  CREA 05004836/22
PROJETO L.D.L.F. / F.G.				
Nº PMJ	DATA:	ESCALA:	FOLHA:	
Nº EXECUTORA 951-PMJ-PDC-A1-P1185	JAN/2011	1:20	02/02	

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

BOCA DE LOBO GRANDE

ENGECORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APROVADO Alberto Lang Filho Coordenador Técnico CREA 06003735/0	APROVADO Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU CREA 06001836/22
PROJETO L.D.L.F. / F.G.		
Nº PMJ 951-PMJ-PDC-A1-P1186	DATA: JAN/2011	ESCALA: INDICADA
		FOLHA: 01/01

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
 DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

POÇO DE VISITA - SAÍDA Ø1,00 A 1,50m

ENGECORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APROVADO Alberto Lang Filho Coordenador Técnico CREA 05003735/0	APROVADO Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU CREA 05004836/22
PROJETO L.D.L.F. / F.G.		
Nº PMJ 951-PMJ-PDC-A1-P1187	DATA: JAN/2011	ESCALA: 1:20
		FOLHA: 01/02

1	JAN/2011	J.S.O.J.	EMIÇÃO FINAL	A.S.M.	A.L.F.
REV.	DATA	DESENHO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	APROVAÇÃO



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PROJETO:

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - PDDU -
DA BACIA DO RIO CACHOEIRA NO MUNICÍPIO DE JOINVILLE-SC.

TÍTULO:

POÇO DE VISITA - SAÍDA Ø1,00 A 1,50m - ARMAÇÃO

ENGECORPS - HIDROSTUDIO - BRLi

DESENHISTA J.S.O.J.	APPROVADO Alberto Lang Filho Coordenador Técnico CREA 05003735/0	APPROVADO Danny Dalberson de Oliveira Coordenador Geral PDDU CREA 0500485622
PROJETO L.D.L.F. / F.G.		
Nº PMJ 951-PMJ-PDC-A1-P1188	DATA: JAN/2011	ESCALA: 1:20
		FOLHA: 02/02

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

R9 – MANUAL DE DRENAGEM

ID-15 – ESPECIFICAÇÕES DE DESENHO

CONSÓRCIO ENGECORPS♦HIDROSTUDIO♦BRLi

951-PMJ-PDC-RT-P1091 - ID-15

Rev. 1

Janeiro / 2011

ID-15 – Especificações de Desenho

ÍNDICE

1.	OBJETIVO.....	2
2.	DEFINIÇÃO GERAL.....	2

1. OBJETIVO

Esta diretriz tem por objetivo apresentar os padrões de desenhos que o projetista deverá apresentar à PMJ.

Os desenhos da rede de drenagem deverão ser entregues seguindo a proposição deste manual de drenagem para fim de aprovação no órgão competente.

2. DEFINIÇÃO GERAL

Os desenhos deverão ser elaborados seguindo uma das metodologias propostas abaixo:

- ✓ Distinção de elementos por layer com nomenclatura própria;
- ✓ Distinção dos elementos por cores diferentes.

A Figura 2.1 apresenta o modelo de selo recomendado para aprovação dos projetos junto a PMJ com a indicação de informações necessárias.

Todos os elementos similares deverão estar concatenados e identificados por trechos, para posterior alimentação no Banco de Dados da PMJ.

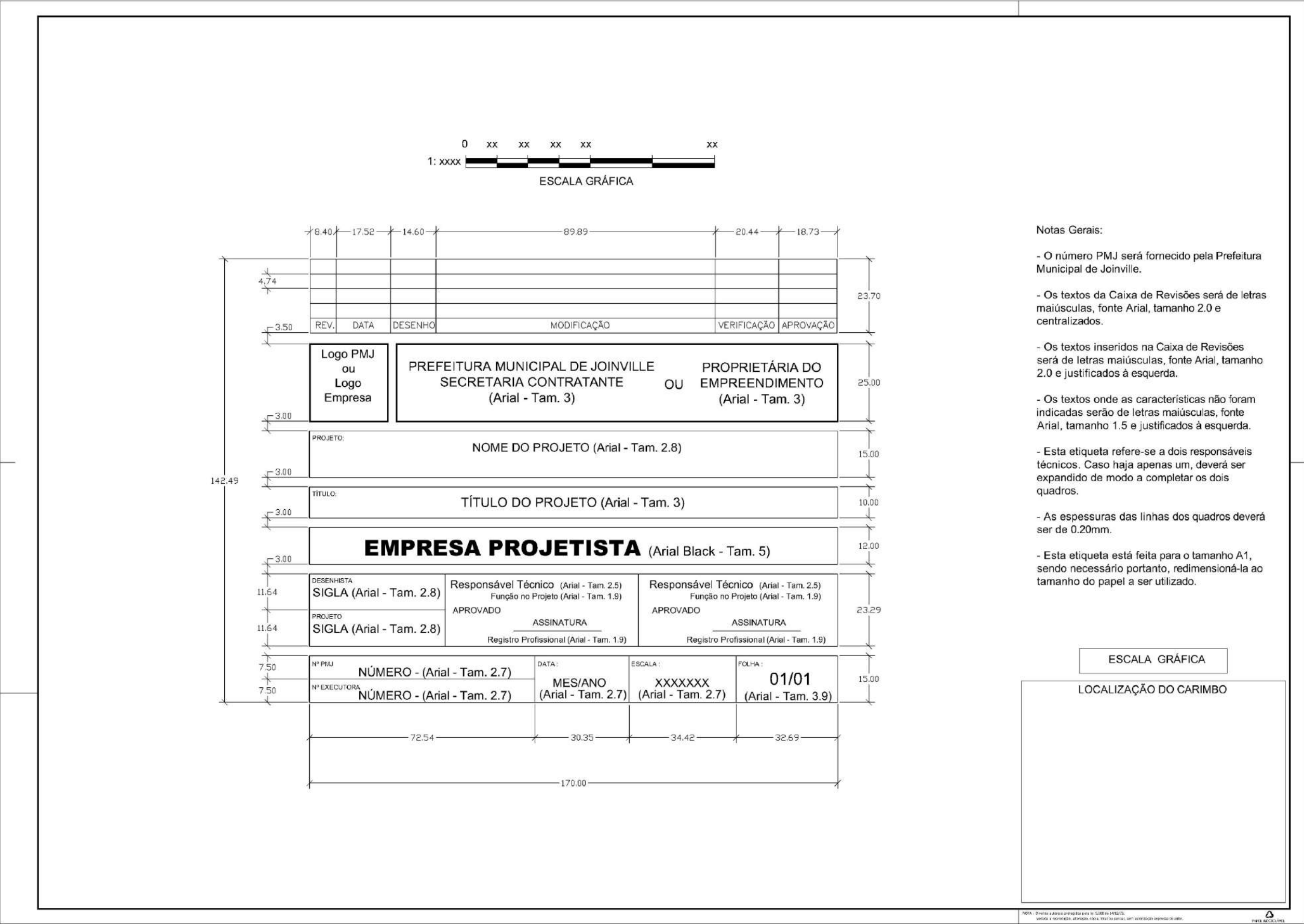


Figura 2.1 – Selo Recomendado

A seguir é apresentada a lista de configuração do layers utilizados para a preparação dos desenhos.

		plot values (color & weight)	plot sample (symbolic)
1	→	black 0.05 mm	
2	→	black 0.10 mm	
3	→	black 0.20 mm	
4	→	black 0.30 mm	
5	→	black 0.40 mm	
6	→	black 0.80 mm	
7	→	black 0.10 mm	
8	→	by object 0.10 mm	
9	→	by object 0.10 mm	
10	→	by object 0.00 mm	
11	→	by object 0.00 mm	
12	→	by object 0.00 mm	
13	→	by object 0.00 mm	
14	→	by object 0.00 mm	
15	→	by object 0.00 mm	
16	→	by object 0.00 mm	
17	→	by object 0.00 mm	
18	→	by object 0.00 mm	
19	→	by object 0.00 mm	
20	→	by object 0.00 mm	
21	→	by object 0.00 mm	
22	→	by object 0.00 mm	
23	→	by object 0.00 mm	
24	→	by object 0.00 mm	
25	→	by object 0.00 mm	
26	→	by object 0.00 mm	
27	→	by object 0.00 mm	
28	→	by object 0.00 mm	
29	→	by object 0.00 mm	
30	→	by object 0.00 mm	
31	→	by object 0.00 mm	
32	→	by object 0.00 mm	
33	→	by object 0.00 mm	
34	→	by object 0.00 mm	
35	→	by object 0.00 mm	
36	→	by object 0.00 mm	
37	→	by object 0.00 mm	
38	→	by object 0.00 mm	
39	→	by object 0.00 mm	
40	→	by object 0.00 mm	
41	→	by object 0.00 mm	
42	→	by object 0.00 mm	
43	→	by object 0.00 mm	
44	→	by object 0.00 mm	
45	→	by object 0.00 mm	
46	→	by object 0.00 mm	
47	→	by object 0.00 mm	

48	➔	by object	0.00 mm	
49	➔	by object	0.00 mm	
50	➔	by object	0.00 mm	
51	➔	by object	0.00 mm	
52	➔	by object	0.00 mm	
53	➔	by object	0.00 mm	
54	➔	by object	0.00 mm	
55	➔	by object	0.00 mm	
56	➔	by object	0.00 mm	
57	➔	by object	0.00 mm	
58	➔	by object	0.00 mm	
59	➔	by object	0.00 mm	
60	➔	by object	0.00 mm	
61	➔	by object	0.00 mm	
62	➔	by object	0.00 mm	
63	➔	by object	0.00 mm	
64	➔	by object	0.00 mm	
65	➔	by object	0.00 mm	
66	➔	by object	0.00 mm	
67	➔	by object	0.00 mm	
68	➔	by object	0.00 mm	
69	➔	by object	0.00 mm	
70	➔	by object	0.00 mm	
71	➔	by object	0.00 mm	
72	➔	by object	0.00 mm	
73	➔	by object	0.00 mm	
74	➔	by object	0.00 mm	
75	➔	by object	0.00 mm	
76	➔	by object	0.00 mm	
77	➔	by object	0.00 mm	
78	➔	by object	0.00 mm	
79	➔	by object	0.00 mm	
80	➔	by object	0.00 mm	
81	➔	by object	0.00 mm	
82	➔	by object	0.00 mm	
83	➔	by object	0.00 mm	
84	➔	by object	0.00 mm	
85	➔	by object	0.00 mm	
86	➔	by object	0.00 mm	
87	➔	by object	0.00 mm	
88	➔	by object	0.00 mm	
89	➔	by object	0.00 mm	
90	➔	by object	0.00 mm	
91	➔	by object	0.00 mm	
92	➔	by object	0.00 mm	
93	➔	by object	0.00 mm	
94	➔	by object	0.00 mm	
95	➔	by object	0.00 mm	
96	➔	by object	0.00 mm	
97	➔	by object	0.00 mm	
98	➔	by object	0.00 mm	

99	→	by object	0.00 mm	
100	→	by object	0.00 mm	
101	→	by object	0.00 mm	
102	→	by object	0.00 mm	
103	→	by object	0.00 mm	
104	→	by object	0.00 mm	
105	→	by object	0.00 mm	
106	→	by object	0.00 mm	
107	→	by object	0.00 mm	
108	→	by object	0.00 mm	
109	→	by object	0.00 mm	
110	→	black	0.00 mm	
111	→	by object	0.00 mm	
112	→	by object	0.00 mm	
113	→	by object	0.00 mm	
114	→	by object	0.00 mm	
115	→	by object	0.00 mm	
116	→	by object	0.00 mm	
117	→	by object	0.00 mm	
118	→	by object	0.00 mm	
119	→	by object	0.00 mm	
120	→	by object	0.00 mm	
121	→	by object	0.00 mm	
122	→	by object	0.00 mm	
123	→	by object	0.00 mm	
124	→	by object	0.00 mm	
125	→	by object	0.00 mm	
126	→	by object	0.00 mm	
127	→	by object	0.00 mm	
128	→	by object	0.00 mm	
129	→	by object	0.00 mm	
130	→	by object	0.00 mm	
131	→	by object	0.00 mm	
132	→	by object	0.00 mm	
133	→	by object	0.00 mm	
134	→	by object	0.00 mm	
135	→	by object	0.00 mm	
136	→	by object	0.00 mm	
137	→	by object	0.00 mm	
138	→	by object	0.00 mm	
139	→	by object	0.00 mm	
140	→	by object	0.00 mm	
141	→	by object	0.00 mm	
142	→	by object	0.00 mm	
143	→	by object	0.00 mm	
144	→	by object	0.00 mm	
145	→	by object	0.00 mm	
146	→	by object	0.00 mm	
147	→	by object	0.00 mm	
148	→	by object	0.00 mm	
149	→	by object	0.00 mm	

150	➔	by object	0.00 mm	
151	➔	by object	0.00 mm	
152	➔	by object	0.00 mm	
153	➔	by object	0.00 mm	
154	➔	by object	0.00 mm	
155	➔	by object	0.00 mm	
156	➔	by object	0.00 mm	
157	➔	by object	0.00 mm	
158	➔	by object	0.00 mm	
159	➔	by object	0.00 mm	
160	➔	by object	0.00 mm	
161	➔	by object	0.00 mm	
162	➔	by object	0.00 mm	
163	➔	by object	0.00 mm	
164	➔	by object	0.00 mm	
165	➔	by object	0.00 mm	
166	➔	by object	0.00 mm	
167	➔	by object	0.00 mm	
168	➔	by object	0.00 mm	
169	➔	by object	0.00 mm	
170	➔	by object	0.00 mm	
171	➔	by object	0.00 mm	
172	➔	by object	0.00 mm	
173	➔	by object	0.00 mm	
174	➔	by object	0.00 mm	
175	➔	by object	0.00 mm	
176	➔	by object	0.00 mm	
177	➔	by object	0.00 mm	
178	➔	by object	0.00 mm	
179	➔	by object	0.00 mm	
180	➔	by object	0.00 mm	
181	➔	by object	0.00 mm	
182	➔	by object	0.00 mm	
183	➔	by object	0.00 mm	
184	➔	by object	0.00 mm	
185	➔	by object	0.00 mm	
186	➔	by object	0.00 mm	
187	➔	by object	0.00 mm	
188	➔	by object	0.00 mm	
189	➔	by object	0.00 mm	
190	➔	by object	0.00 mm	
191	➔	by object	0.00 mm	
192	➔	by object	0.00 mm	
193	➔	by object	0.00 mm	
194	➔	by object	0.00 mm	
195	➔	by object	0.00 mm	
196	➔	by object	0.00 mm	
197	➔	by object	0.00 mm	
198	➔	by object	0.00 mm	
199	➔	by object	0.00 mm	
200	➔	by object	0.00 mm	

201	➔	by object	0.00 mm	
202	➔	by object	0.00 mm	
203	➔	by object	0.00 mm	
204	➔	by object	0.00 mm	
205	➔	by object	0.00 mm	
206	➔	by object	0.00 mm	
207	➔	by object	0.00 mm	
208	➔	by object	0.00 mm	
209	➔	by object	0.00 mm	
210	➔	by object	0.00 mm	
211	➔	by object	0.00 mm	
212	➔	by object	0.00 mm	
213	➔	by object	0.00 mm	
214	➔	by object	0.00 mm	
215	➔	by object	0.00 mm	
216	➔	by object	0.00 mm	
217	➔	by object	0.00 mm	
218	➔	by object	0.00 mm	
219	➔	by object	0.00 mm	
220	➔	by object	0.00 mm	
221	➔	by object	0.00 mm	
222	➔	by object	0.00 mm	
223	➔	by object	0.00 mm	
224	➔	by object	0.00 mm	
225	➔	by object	0.00 mm	
226	➔	by object	0.00 mm	
227	➔	by object	0.00 mm	
228	➔	by object	0.00 mm	
229	➔	by object	0.00 mm	
230	➔	by object	0.00 mm	
231	➔	by object	0.00 mm	
232	➔	by object	0.00 mm	
233	➔	by object	0.00 mm	
234	➔	by object	0.00 mm	
235	➔	by object	0.00 mm	
236	➔	by object	0.00 mm	
237	➔	by object	0.00 mm	
238	➔	by object	0.00 mm	
239	➔	by object	0.00 mm	
240	➔	by object	0.00 mm	
241	➔	by object	0.00 mm	
242	➔	by object	0.00 mm	
243	➔	by object	0.00 mm	
244	➔	by object	0.00 mm	
245	➔	by object	0.00 mm	
246	➔	by object	0.00 mm	
247	➔	by object	0.00 mm	
248	➔	by object	0.00 mm	
249	➔	by object	0.00 mm	
250	➔	by object	0.00 mm	
251	➔	by object	0.00 mm	

252	➡	by object	0.00 mm	
253	➡	by object	0.00 mm	
254	➡	by object	0.00 mm	
255	➡	by object	0.00 mm	